

UNIVERSIDAD NACIONAL JORGE BASADRE GROHMANN

Facultad de Ingeniería Civil, Arquitectura y Geotecnia

Escuela Profesional de Ingeniería Civil

**COMPORTAMIENTO SÍSMICO DE UNA EDIFICACIÓN DE CONCRETO
ARMADO MEDIANTE ANÁLISIS ESTÁTICO NO LINEAL PUSHOVER
APLICANDO ESPECTROS DE PELIGRO UNIFORME**

TESIS

Presentada por:

Bach. Guillermo Huarahuara Tesillo

Para optar el Título Profesional de:

INGENIERO CIVIL

TACNA – PERÚ

2026

UNIVERSIDAD NACIONAL JORGE BASADRE GROHMANN

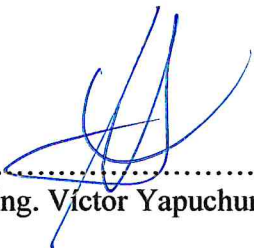
Facultad de Ingeniería Civil, Arquitectura y Geotecnia

Escuela Profesional de Ingeniería Civil

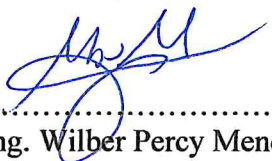
**“COMPORTAMIENTO SÍSMICO DE UNA EDIFICACIÓN DE
CONCRETO ARMADO MEDIANTE ANÁLISIS ESTÁTICO
NO LINEAL PUSHOVER APLICANDO ESPECTROS
DE PELIGRO UNIFORME”**

Tesis sustentada y aprobada el día 02 de marzo del 2026 estando integrado
el Jurado Calificador por:

PRESIDENTE


:
Dr. Ing. Víctor Yapuchura Platero

SECRETARIO


:
Mtro. Ing. Wilber Percy Mendoza Ramirez

VOCAL


:
Mtro. Ing. César José Avendaño Jihuallanga

ASESOR DE TESIS


:
Mtro. Ing. César José Avendaño Jihuallanga

CERTIFICADO DE SIMILITUD

Yo, Mtro. Ing. César José Avendaño Jihuallanga, en mi condición de asesor acreditado por la Resolución de Facultad N° 129-2023-FIAG/UNJBG del 30 de enero del 2023, de la Tesis titulada: "COMPORTAMIENTO SÍSMICO DE UNA EDIFICACIÓN DE CONCRETO ARMADO MEDIANTE ANÁLISIS ESTÁTICO NO LINEAL PUSHOVER APLICANDO ESPECTROS DE PELIGRO UNIFORME". Presentado por el Bach. Guillermo Huarahuara Tesillo, para optar el título profesional de Ingeniero Civil.

Habiendo cumplido con lo establecido en el reglamento de originalidad y similitud de trabajos de investigación y producción intelectual de la UNJBG, considerando que según la revisión, evaluación y análisis realizado a través del software de similitud textual TURNITIN, cuenta con el nivel de similitud permitido cuyo porcentaje es 15%. Por lo que **CERTIFICO LA SIMILARIDAD** de la tesis enunciada líneas arriba, la cual está expedita para continuar con los trámites para optar el título profesional de Ingeniero Civil, para su publicación en el Repositorio Institucional.

Se emite el presente certificado con fines de continuar con los trámites respectivos para su obtención de título profesional.

Tacna, 02 de marzo del 2026



FIRMA ASESOR

Nombres y apellidos: Mtro. Ing. César José Avendaño Jihuallanga

DNI: 41607963



FIRMA AUTOR

Nombres y apellidos: Guillermo Huarahuara Tesillo

DNI: 76814807



DEDICATORIA

Dedico esta tesis a quienes, de una u otra forma, fueron parte de mi crecimiento académico y personal (Bis).

AGRADECIMIENTO

Expreso mi agradecimiento a las personas que, con su experiencia, retroalimentación y apoyo académico, hicieron posible el desarrollo de esta tesis. Cada aporte, comentario y observación contribuyó a fortalecer este trabajo y a enriquecer mi formación profesional.

ÍNDICE GENERAL

DEDICATORIA	iv
AGRADECIMIENTO	v
ÍNDICE GENERAL	vi
ÍNDICE DE TABLAS	xi
ÍNDICE DE FIGURAS	xiii
RESUMEN	xv
ABSTRACT.....	xvii
INTRODUCCIÓN	1

CAPÍTULO I

PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA

1.1	Planteamiento del problema.....	3
1.2	Formulación del problema	6
1.2.1	Problema general	6
1.2.2	Problemas específicos.....	7
1.3	Justificación	7
1.4	Alcances y limitaciones	8

1.4.1	Alcances.....	8
1.4.2	Limitaciones.....	9

CAPÍTULO II

OBJETIVOS E HIPÓTESIS

2.1	Objetivos.....	12
2.1.1	Objetivo general.....	12
2.1.2	Objetivos específicos	12
2.2	Hipótesis	13
2.2.1	Hipótesis general.....	13
2.2.2	Hipótesis específicas.....	13
2.3	Variables	13
2.3.1	Identificación de variables	13
2.3.2	Operacionalización de variables	13

CAPÍTULO III

MARCO TEÓRICO

3. 1	Marco referencial	15
3.1.1	Nivel internacional.....	15
3.1.2	Nivel Nacional	18
3.2	Bases teóricas.....	21

3.2.1	Norma Técnica E.030 – Diseño Sismorresistente	21
3.2.2	Los sismos.....	25
3.2.3	Filosofía de diseño estructural según la NTE E.030.....	25
3.2.4	Demanda sísmica	26
3.2.5	Niveles de Amenaza Sísmica.....	27
3.2.6	Peligro sísmico según la NTE E.030 (2018).....	31
3.2.7	Espectro de Demanda Sísmica.....	38
3.2.8	Espectro de peligro uniforme.....	39
3.2.9	Modelos esfuerzo deformación de los materiales	43
3.2.9	Diagrama Momento - Curvatura.....	66
3.2.10	Longitud de Rotula Plástica	80
3.2.11	Modelo de plasticidad.....	81
3.2.12	Diagrama Momento-Rotación	82
3.2.13	Plasticidad distribuida en secciones de fibra	84
3.3	Procedimiento para el análisis estático no lineal pushover.....	85
3.3.1	Marco normativo para la evaluación del desempeño sísmico	88
3.3.2	Niveles de desempeño	89
3.3.3	Objetivos de desempeño	94

CAPÍTULO IV

METODOLOGÍA DE LA INVESTIGACIÓN

4.1	Tipo de investigación.....	99
4.2	Diseño de la investigación	99
4.3	Población y muestra de la investigación.....	99
4.4	Materiales y métodos	100
4.4.1	Materiales y/o instrumentos.....	100
4.4.2	Procedimiento y análisis de datos	100
4.4.3	Técnicas aplicadas en la recolección de la información	100

CAPÍTULO V

ANÁLISIS Y DISCUSIÓN DE RESULTADOS

5.1	Características generales de la zona de estudio	101
5.1.1	De la ubicación de la estructura para obtener el espectro de demanda.....	101
5.1.2	De las características del terreno	102
5.2	De las características de la estructura	102
5.3	Esfuerzo deformación para el acero de refuerzo y concreto no confinado.....	103
5.4	Esfuerzo deformación para el concreto confinado	103
5.5	Plasticidad concentrada para vigas y columnas	104
5.6	Plasticidad distribuida en secciones de fibras para las placas	104

5.7	Espectro de demanda según la E.030 2018.....	105
5.8	Definición de carga lateral.....	105
5.9	Cálculo de la curva de capacidad.....	105
5.10	Determinación del desempeño de la estructura	109
CONCLUSIONES		110
RECOMENDACIONES.....		114
REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS		115
ANEXOS		127

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1. Operacionalización de variables	14
Tabla 2. Clasificación de los sismos	25
Tabla 3. Niveles de amenaza sísmica para diseño y evaluación.....	28
Tabla 4. Factores de zona “Z”	32
Tabla 5. Clasificación de los perfiles de suelo.....	33
Tabla 6. Factor de suelo "S"	34
Tabla 7. Períodos TP y TL	35
Tabla 8. Coeficiente R_0 para sistemas estructurales de Concreto Armado.....	37
Tabla 9. Espectros de peligro uniforme según Ortiz Salas	41
Tabla 10. Espectros de peligro uniforme según Ancco Huanacuni	42
Tabla 11. Sismos de análisis establecidos por el Comité VISION 2000	90
Tabla 12. Niveles de desempeño según SEAOC Vision 2000 Committe, 1995	91
Tabla 13. Objetivos de desempeño sísmico recomendados para edificios	96
Tabla 14. Objetivos de desempeño de seguridad básica para estructuras	97
Tabla 15. Objetivos de desempeño	98
Tabla 16. Sobre resistencia y ductilidad del análisis obtenido en el sentido x-x.....	107
Tabla 17. Sobre resistencia y ductilidad del análisis obtenido en el sentido y-y.....	107
Tabla 18. Distorsión del entrepiso en la dirección x-x (de izquierda a derecha).....	108
Tabla 19. Distorsión del entrepiso en la dirección x-x (de derecha a izquierda).....	108
Tabla 20. Distorsión del entrepiso en la dirección y-y (de izquierda a derecha).....	109

Tabla 21. Distorsión del entrepiso en la dirección y-y (de derecha a izquierda).....	109

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1. Mapa de peligros de Tacna y sus distritos.....	6
Figura 2. Esquema de cálculo de un Pushover plano y el modelo bilineal equivalente .	23
Figura 3. Conversión del Espectro de Respuesta a formato ADRS.....	39
Figura 4 Espectros de aceleración de la ciudad de Tacna.....	40
Figura 5: Modelo Elastoplástico Perfecto propuesto por el Código del ACI.	45
Figura 6. Modelo Trilineal Considerando el endurecimiento por deformación	46
Figura 7: Modelo Elastoplástico considerando el endurecimiento por deformación	48
Figura 8. Modelo Elastoplástico considerando el endurecimiento por deformación	50
Figura 9. Diagrama Esfuerzo-Deformación.....	53
Figura 10. Modelo Esfuerzo-Deformación del concreto no confinado	54
Figura 11. Modelo para concreto no confinado	56
Figura 12. Modelo de concreto confinado	58
Figura 13. Modelo para concreto confinado para secciones rectangulares	64
Figura 14. Aproximación Bilineal	69
Figura 15. Modelo propuesto para el pandeo de una barra de acero de refuerzo	70
Figura 16. Curva de predicción de la deformación correspondiente al pandeo ϵ_p *.....	71
Figura 17. Curvatura de pandeo.....	73
Figura 18. Degradación del cortante con el incremento de la ductilidad por rotación. ..	75
Figura 19. Degradación de la capacidad al corte en vigas de concreto armado.	78
Figura 20. Degradación de la capacidad al corte en columnas.	80
Figura 21. Modelos de plasticidad.....	81

Figura 22. Curvatura y Rotación de un elemento	83
Figura 23. Curva de capacidad idealizada	87
Figura 24. Espectro de capacidad y punto de desempeño de la estructura	88
Figura 25. Construcción del modelo estructural para el análisis no lineal estático	106

RESUMEN

El presente trabajo de investigación tuvo como objetivo analizar el comportamiento sísmico de la estructura del bloque 1 de la Escuela Profesional de Artes de la Universidad Nacional Jorge Basadre Grohmann, considerando que la región de Tacna se encuentra ubicada en una zona altamente sísmica debido a los procesos geodinámicos de subducción entre las placas de Nazca y Sudamericana. Esta interacción tectónica ha generado, a lo largo del tiempo, la liberación de energía acumulada que se manifiesta en forma de movimientos sísmicos, produciendo aceleraciones en el suelo que afectan directamente a las edificaciones, sometiénolas a diversas solicitaciones estructurales.

En ese contexto, la investigación evaluó el desempeño estructural del bloque 1 de la Escuela Profesional de Artes mediante la aplicación de procedimientos de análisis no lineal tipo *pushover*. Para el desarrollo del estudio se consideraron los espectros de peligro uniforme correspondientes al lugar de estudio, así como los espectros de demanda sísmica establecidos en la Norma E.030 – Diseño Sismorresistente 2018. La investigación fue de tipo aplicada, con un diseño no experimental y un nivel descriptivo, orientada a comprender el comportamiento estructural de la edificación frente a diferentes escenarios sísmicos. Los resultados obtenidos indicaron que el desempeño de la estructura, al aplicarse espectros de peligro uniforme, fue favorable, ya que cumplió con los objetivos de desempeño establecidos por el SEAOC Vision 2000 *Committee*, lo que permitió concluir que la edificación presentó un comportamiento estructural aceptable para edificaciones nuevas. No obstante, al emplearse los espectros de demanda sísmica de la

Norma E.030-2018, se obtuvieron resultados menos favorables, ya que la estructura no cumplió los objetivos básicos de desempeño frente a sismos raros y muy raros, resultando en un comportamiento estructural considerado inaceptable.

Finalmente, se determinó que la elección del espectro de demanda adoptado ya sea a partir de un espectro de peligro uniforme o de la Norma E.030-2018, influyó directamente en los resultados del análisis para sismos raros y muy raros. Esta diferencia se explicó debido a que, en periodos cortos, los valores de pseudoaceleraciones propuestos por la Norma E.030-2018 resultaron superiores a los del espectro de peligro uniforme, generando mayores exigencias en la respuesta estructural de la edificación.

Palabras clave: análisis estático no lineal pushover, espectro de demanda, modelos constitutivos de los materiales, valores de plasticidad, desempeño estructural, espectro de peligro uniforme.

ABSTRACT

The research aims to analyze the seismic behavior of the structure of Block 1 of the Professional School of Arts of the Jorge Basadre Grohmann National University, considering that the Tacna region is located in an area affected by geodynamic subduction processes between the Nazca and South American plates. As a result, seismic phenomena associated with the release of accumulated energy occur, producing ground accelerations that affect infrastructure by subjecting it to seismic demands.

The study proposes to evaluate the performance of the structure of Block 1 of the Professional School of Arts of the Jorge Basadre Grohmann National University. Nonlinear pushover analysis procedures were adopted, and uniform hazard spectra for the study area as well as demand spectra from the E.030–2018 seismic design code were considered. This research is applicative, non-experimental, and descriptive in nature. To achieve the research objectives, ETABS software version 21.1.0 was used, along with Excel spreadsheets for the constitutive material models. Concentrated plasticity values (moment–rotation) for beams and columns were obtained from values calculated using moment–curvature diagrams. Distributed plasticity values in shear walls were modeled through fiber assignments, considering stress–strain relationships for reinforcing steel, unconfined concrete, and confined concrete. Real data from the new structure were obtained from the technical construction file corresponding to the construction stage and from the structural design drawings of the project.

The findings obtained at the conclusion of the investigation regarding the structure's performance using uniform hazard spectra were favorable, as they meet the objectives set by the SEAOC Vision 2000 Committee. Therefore, the performance obtained is entirely acceptable for new buildings. On the other hand, applying the seismic demand spectra of the E.030 standard yielded less favorable results, failing to meet the basic performance objectives for rare and very rare earthquakes, resulting in unacceptable performance since it does not meet any basic objective.

The choice of demand spectrum adopted, whether from a uniform hazard spectrum or the E.030-2018 standard, directly influenced the results obtained for rare and very rare earthquakes. This occurs because, in short periods, the pseudo-acceleration values of the E.030 standard are higher than those of the uniform hazard spectrum.

Keywords: Nonlinear pushover analysis, demand spectra, constitutive material models, plasticity values, structural performance, uniform hazard Spectrum.

INTRODUCCIÓN

El crecimiento urbano y el aumento de la infraestructura pública en zonas sísmicamente activas han incrementado la exposición de las edificaciones frente a eventos sísmicos de diversa magnitud. Esta situación resulta particularmente crítica en países ubicados en el Cinturón de Fuego del Pacífico, donde la interacción entre placas tectónicas genera una elevada actividad sísmica que representa una amenaza constante para la seguridad estructural y la continuidad operativa de las edificaciones (Aguilar et al., 2017).

Durante hace varios años se conoce que la región de Tacna está expuesta a sismos que afectan la infraestructura de las edificaciones y viviendas. Estos eventos se producen debido a su proximidad al denominado Cinturón de Fuego del Pacífico, zona en la que la Tierra libera más del 85% de su energía a través de terremotos y erupciones volcánicas. A pesar de ello, muchas edificaciones, incluso algunas de reciente construcción, no han sido evaluadas mediante métodos avanzados que permitan estimar de manera realista su comportamiento ante distintos niveles de demanda sísmica (Gallardo, 2023).

Ante esta problemática, surge la necesidad de aplicar metodologías de análisis no lineal que permitan evaluar el desempeño sísmico de las edificaciones, considerando tanto las características estructurales como las condiciones del sitio. En este contexto, la presente investigación tiene como propósito evaluar el desempeño estructural del bloque 1 de la Escuela Profesional de Artes de la Universidad Nacional Jorge Basadre Grohmann a través del análisis del comportamiento sísmico utilizando el método no lineal *pushover*.

A través de este análisis se determinará si el desempeño esperado de la estructura frente a sismos frecuentes, ocasionales, raros y muy raros resulta aceptable o no aceptable. Ello permitirá generar información relevante para la toma de decisiones orientadas a mejorar la seguridad estructural y garantizar la funcionalidad de la edificación ante eventos sísmicos.

El contenido de la presente investigación se organiza en cinco capítulos. El capítulo I aborda el planteamiento del problema, la formulación del problema, el problema general y la justificación del estudio. El capítulo II presenta los objetivos, las hipótesis y las variables de investigación. El capítulo III desarrolla el marco y las bases teóricas que sustentan el estudio. El capítulo IV describe la metodología de la investigación, incluyendo el tipo, el diseño y la población de estudio. Finalmente, el capítulo V presenta el análisis y la discusión de los resultados obtenidos en relación con los objetivos planteados, así como las conclusiones, las referencias bibliográficas y los anexos correspondientes.

CAPÍTULO I

PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA

1.1 Planteamiento del problema

América del Sur y el Perú forman parte de la región denominada Cinturón de Fuego del Pacífico, donde la Tierra libera más del 85% de su energía a través de terremotos y erupciones volcánicas. El alto índice de sismicidad presente en esta zona es producto de la interacción y colisión entre las placas tectónicas Sudamericana y Nazca (Tavera, 2001).

En el Perú se desarrollan numerosos eventos sísmicos debido a los procesos de convergencia y subducción entre dichas placas tectónicas (Barazangi & Isacks, 1979). Este proceso de subducción ocurre cuando la placa de Nazca se introduce por debajo de la placa Sudamericana, generando acumulación de deformaciones elásticas en la interfaz rocosa, las cuales finalmente se liberan en forma de energía sísmica cuando la roca se fractura (DeMets et al., 1990; Norabuena et al., 1998).

En este contexto, la principal fuente sismogénica del Perú se localiza en el área comprendida entre la línea de costa y la fosa peruano-chilena (Tavera, 2014). En esta zona se registra una mayor frecuencia de sismos, muchos de los cuales han alcanzado magnitudes superiores a 8,0 Mw, produciendo graves daños en las ciudades costeras y elevadas pérdidas humanas (DeMets et al., 2010).

La región de Tacna se encuentra dentro de esta zona de convergencia entre la placa de Nazca y la placa Sudamericana. Estudios recientes han estimado que la velocidad de convergencia entre estas placas en esta región es aproximadamente de 13,6 mm por año, lo que evidencia la continua acumulación de energía tectónica y el potencial de ocurrencia de futuros eventos sísmicos de gran magnitud.

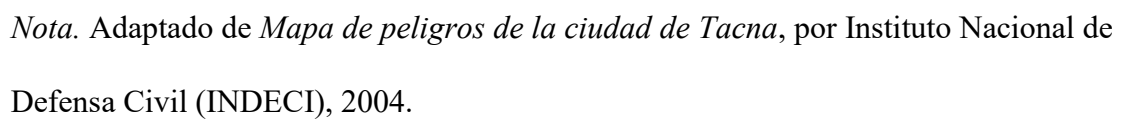
La interacción entre placas tectónicas constituye el principal factor responsable de la ocurrencia de eventos sísmicos, los cuales se originan por la liberación repentina de energía acumulada en largos periodos de deformación y acumulación de esfuerzos en las rocas de la corteza terrestre. Asimismo, los espectros permiten describir la forma en que se generan los movimientos del suelo en registros de tipo tiempo-historia, a partir de parámetros como la amplitud y, en algunos casos, el contenido de frecuencias. Estos parámetros pueden ajustarse de manera que el registro sísmico sea compatible con el espectro de peligro uniforme, permitiendo así representar de forma más realista la demanda sísmica que podría experimentar una estructura (Platt, 1989).

En el análisis del peligro sísmico, el espectro de peligro uniforme representa una herramienta fundamental, ya que describe un espectro que mantiene la misma probabilidad de ser excedido durante un periodo determinado en todo el rango de ordenadas espectrales (Tavera et al., 2014). Este tipo de espectro considera las diferentes combinaciones posibles entre la magnitud del sismo y la distancia al sitio de interés, lo que lo convierte en una herramienta adecuada para su aplicación en análisis espectrales de respuesta estructural.

La zona sur del Perú y el norte de Chile, que comprende a la ciudad de Tacna, ha sido afectada históricamente por sismos de gran magnitud, como los ocurridos en los años 1868 y 1877. Estudios sobre el potencial sísmico de la región estiman que el probable evento sísmico de gran magnitud en el sur del Perú podría ocurrir alrededor del año 2159, considerando un intervalo promedio de recurrencia de aproximadamente 296 años entre sismos de gran magnitud.

Por otro lado, para el norte de Chile, se ha estimado que el probable potencial sísmico de ocurrencia de un evento de gran magnitud podría presentarse alrededor del año 2055, con un intervalo de recurrencia aproximado de 178 años entre sismos de gran magnitud en dicha región (Berrocal et al., 2012).

Mapa de peligros de Tacna y sus distritos



1.2.1 Problema general

6

1.2.2 Problemas específicos

¿Cómo influye la aplicación de los espectros de peligro uniforme en la determinación del nivel de desempeño sísmico comparado con los resultados obtenidos mediante espectro de pseudo aceleraciones de la norma E030 Diseño Sismorresistente?

¿Qué tipo de mecanismos de falla se presentan en la estructura durante el análisis Pushover y qué implicaciones tienen en la clasificación del nivel de daño esperado según la norma ASCE/SEI 41-13?

¿De qué manera contribuye la configuración estructural y las propiedades de los materiales de la edificación de concreto armado en su respuesta sísmica no lineal durante el análisis Pushover?

1.3 Justificación

En la actualidad se han realizado diversas investigaciones relacionadas con las propiedades geológicas y geotécnicas de los suelos de Tacna (INDECI, 2004), así como estudios sobre las propiedades dinámicas en algunos sectores de la ciudad, tales como los distritos de Ciudad Nueva, Alto de la Alianza, Pocollay y Tacna (Alva et al., 2015).

La energía liberada por los sismos se transmite a través del medio físico denominado suelo mediante ondas sísmicas que se propagan hacia las edificaciones, siendo posteriormente disipada por el suelo como por la estructura (Espíndola & Jiménez, 1994). Ante la ocurrencia de un evento sísmico de gran magnitud, los suelos pueden experimentar distintos niveles de intensidad, dependiendo de su constitución física y

geológica, factores que influyen directamente en la amplificación de ondas sísmicas. En consecuencia, la intensidad del movimiento sísmico que experimenta una estructura depende en gran medida de las características dinámicas del suelo de cimentación.(Bernal & Tavera, 2002).

Asimismo, la frecuencia anual de los sismos y la cantidad de energía liberada en cada evento no tienen ninguna relación directa, por lo que pueden desatarse sismos a diferentes magnitudes sin que su ocurrencia pueda predecirse con exactitud.

En este contexto, la capacidad de deformación de una estructura en el rango no lineal constituye un factor determinante para obtener un comportamiento sísmico adecuado. Por ello, resulta fundamental identificar la relación existente entre el tipo de suelo sobre el cual se cimenta una estructura, la demanda sísmica y la configuración estructural de la edificación. Este análisis permite reducir la incertidumbre respecto al vínculo entre el nivel de desempeño estructural y el perfil de suelo en edificaciones típicas (Bozzo & Barbat, 1999).

1.4 Alcances y limitaciones

1.4.1 Alcances

La investigación evalúa el comportamiento sísmico global de una edificación de concreto armado mediante el método de análisis estático no lineal *pushover*, identificando la capacidad de resistencia, la ductilidad y los mecanismos de falla. Para ello se

consideran los espectros de peligro uniforme correspondientes al sitio de estudio, utilizando datos obtenidos de investigaciones locales.

Asimismo, se determina el nivel de desempeño sísmico de la edificación — operacional, ocupación inmediata, seguridad de vida y prevención de colapso— de acuerdo con metodologías reconocidas internacionalmente, como la propuesta en la norma ASCE/SEI 41-13.

Adicionalmente, se comparan los resultados del análisis obtenido mediante espectros de peligro uniforme con los resultados obtenidos a partir de espectros de pseudoaceleraciones establecidos en la Norma Técnica E.030 de diseño sismorresistente, con el propósito de analizar las posibles diferencias en la respuesta estructural.

La presente investigación constituye un aporte para las autoridades de la Universidad Nacional Jorge Basadre Grohmann, al proporcionar información técnica relevante sobre el comportamiento sísmico de la infraestructura utilizada por los estudiantes y la comunidad universitaria.

1.4.2 Limitaciones

El análisis se limita al estudio de una sola edificación de concreto armado considerada como caso de estudio; por lo tanto, los resultados obtenidos no pueden generalizarse a la totalidad de las infraestructuras de la Universidad Nacional Jorge Basadre Grohmann.

El estudio se basa en un modelo estructural computacional, sin la realización de ensayos experimentales ni mediciones directas de la resistencia de los materiales, debido a que la edificación es de reciente construcción y fue inaugurada en el año 2021. En consecuencia, las propiedades de los materiales se consideran de acuerdo con los valores de diseño o con los parámetros establecidos en la normativa vigente, sin realizar verificaciones destructivas ni ensayos de laboratorio.

Asimismo, la investigación se limita al uso del análisis estático no lineal (pushover), sin incluir análisis dinámicos no lineales. Los valores de momento-rotación utilizados para vigas y columnas se determinaron considerando parámetros de sobre resistencia y ductilidad obtenidos a partir de los diagramas momento-curvatura, los cuales no necesariamente coinciden con los valores propuestos en la norma ASCE/SEI 41-13 para la construcción del diagrama momento-rotación.

Adicionalmente, los resultados obtenidos dependen del software empleado y de las hipótesis de modelado adoptadas; por lo tanto, podrían variar si se utilizan diferentes programas de análisis estructural o metodologías de modelamiento.

Respecto a las limitaciones propias del análisis estático no lineal pushover, se consideran los siguientes aspectos:

- Una de las principales limitaciones de este método es que supone que la respuesta dinámica de la estructura está dominada por el primer modo de

vibración, lo cual puede no ser válido en edificaciones de gran altura o en estructuras que presentan irregularidades o asimetrías significativas.

- La validez de este procedimiento, así como de la mayoría de los métodos simplificados utilizados en la evaluación y el diseño sísmico de estructuras basados en sistemas equivalentes de un grado de libertad, puede disminuir a medida que la demanda sísmica genera cambios en la configuración modal de la estructura (Pérez & Milián, 2013).
- El análisis dinámico no lineal es considerado la metodología más completa para el estudio del comportamiento sísmico de las estructuras, ya que permite evaluar la variación temporal de las respuestas estructurales ante registros sísmicos representativos (Mora et al., 2006). Asimismo, este método proporciona una representación más cercana al comportamiento real de las estructuras (Krawinkler & Seneviratna, 1998). No obstante, en el contexto de la ciudad de Tacna, donde la mayoría de las edificaciones no supera los seis niveles, el uso del análisis estático no lineal constituye una aproximación aceptable para la evaluación del desempeño sísmico.

CAPÍTULO II

OBJETIVOS E HIPÓTESIS

2.1 Objetivos

2.1.1 Objetivo general

Analizar el comportamiento sísmico de una edificación de concreto armado mediante análisis estático no lineal Pushover aplicando espectros de peligro uniforme

2.1.2 Objetivos específicos

Determinar la incidencia de los espectros de peligro uniforme para la determinación del nivel de desempeño sísmico comparado con los resultados obtenidos mediante espectro de pseudo aceleraciones de la norma E030 Diseño Sismorresistente.

Evaluar los mecanismos de falla que se presentan en la estructura durante el análisis Pushover y sus implicaciones en la clasificación del nivel de daño esperado según la norma ASCE/SEI 41-13.

Examinar la contribución de la configuración estructural y las propiedades de los materiales de la edificación de concreto armado en su respuesta sísmica no lineal durante el análisis Pushover.

2.2 Hipótesis

2.2.1 Hipótesis general

El análisis estático no lineal Pushover permite evaluar el comportamiento sísmico de una edificación de concreto armado considerando espectros de peligro uniforme

2.2.2 Hipótesis específicas

Existe una influencia en la aplicación de los espectros de peligro uniforme para la determinación del nivel de desempeño sísmico comparado con los resultados obtenidos mediante espectro de pseudo aceleraciones de la norma E030 Diseño Sismorresistente.

Se presentan mecanismos de falla en la estructura durante el análisis Pushover y tiene implicaciones en la clasificación del nivel de daño esperado según la norma ASCE/SEI 41-13.

Existe una contribución de la configuración estructural y las propiedades de los materiales de la edificación de concreto armado en su respuesta sísmica no lineal durante el análisis Pushover.

2.3 Variables

2.3.1 Identificación de variables

a) Variable independiente

Análisis estático no lineal Pushover aplicando espectros de peligro uniforme

b) Variable dependiente

El comportamiento sísmico de una edificación de concreto armado

2.3.2 Operacionalización de variables

Tabla 1*Operacionalización de variables*

OPERACIONALIZACIÓN DE VARIABLES					
COMPORTAMIENTO SÍSMICO DE UNA EDIFICACIÓN DE CONCRETO ARMADO MEDIANTE ANALISIS ESTÁTICO NO LINEAL PUSHOVER APLICANDO ESPECTROS DE PELIGRO UNIFORME					
	VARIABLE	DEFINICIÓN CONCEPTUAL	DEFINICIÓN OPERACIONAL	DIMENSIONES	INDICADORES INSTRUMENTOS
INDEPENDIENTE	X1: ANALISIS ESTÁTICO NO LINEAL PUSHOVER APLICANDO ESPECTROS DE PELIGRO UNIFORME	Método que evalúa la respuesta inelástica de una estructura ante cargas laterales incrementales.	Se aplicará un patrón de carga lateral hasta alcanzar la falla, registrando la relación fuerza–desplazamiento.	Modelación estructural no lineal Aplicación del análisis Pushover Evaluación del desempeño sísmico	Curva de capacidad, punto de desempeño. Software estructural, planos, modelos de materiales y plasticidad
DEPENDIENTE	Y1: EL COMPORTAMIENTO SÍSMICO DE UNA EDIFICACIÓN DE CONCRETO ARMADO	Respuesta estructural de una edificación ante cargas sísmicas.	Se evaluará mediante la curva capacidad–demanda obtenida del análisis Pushover.	Respuesta estructural global Comportamiento en deformaciones	Desplazamientos, sobre resistencia, ductilidad, punto de desempeño. Software ETABS, matriz de objetivos de desempeño.

<i>Nota.</i> Elaboración propia.

CAPÍTULO III

MARCO TEÓRICO

3. 1 Marco referencial

3.1.1 Nivel internacional

Diversos estudios internacionales han abordado el análisis del comportamiento sísmico de edificaciones mediante métodos no lineales y enfoques de evaluación del desempeño estructural.

En Chile, la investigación realizada por Molina (2024) tuvo como objetivo analizar de manera no lineal un edificio existente de hormigón armado después de aplicar un reforzamiento sísmico propuesto según las deficiencias identificadas en su estado original. Para ello, realizó un análisis estático no lineal con el fin de cuantificar el impacto del reforzamiento estructural. Los resultados indicaron que no se logró compatibilizar adecuadamente el comportamiento en ambas direcciones analizadas. En la curva de demanda-capacidad correspondiente a la dirección longitudinal se obtuvo un punto de desempeño para cada nivel de demanda evaluado; sin embargo, en la dirección transversal solo se obtuvo el punto correspondiente al sismo de servicio, presentándose un comportamiento frágil similar al observado en la estructura sin reforzamiento.

En México, Mora et al. (2019) propusieron la aplicación de algoritmos multiobjetivo para el diseño estructural, considerando simultáneamente dos objetivos principales: controlar la distorsión máxima de entrepiso y minimizar el costo total estructural del marco. Mediante este enfoque, las funciones multiobjetivo permitieron seleccionar configuraciones estructurales que favorecían un mayor desarrollo de la capacidad de deformación y resistencia, logrando soluciones estructurales más eficientes desde el punto de vista económico.

Asimismo, en la ciudad de Mexico se evaluó la confiabilidad de ocho edificios de acero, con alturas entre cuatro y diez niveles, localizados en terreno blando (zona IIIb). Los resultados indicaron que los sistemas estructurales con periodos cercanos al periodo dominante del terreno presentaron mayor energía disipada para una ductilidad $Q = 2$ en comparación con una ductilidad $Q = 3$ (Mora et al., 2007).

En Ecuador, Aguiar et al. (2017) determinaron que los factores de sitio utilizados en la normativa son relativamente generales, lo que ha llevado a que muchos proyectistas estructurales utilizan los espectros obtenidos en los estudios de microzonificación sísmica de Quito para la zona de períodos cortos, en lugar de utilizar directamente el espectro establecido en la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC, 2015).

Por otro lado, en México se estimó el peligro sísmico considerando que la evaluación de la respuesta inelástica y el análisis de la confiabilidad deben extenderse para incluir diferentes tipos de sismos y diversas zonas sísmicas, con el fin de mejorar la representatividad de los análisis estructurales (García et al, 2012).

En Europa, Moreno y Bairán (2014), en la ciudad de Barcelona, realizaron un estudio sísmico de edificios agregados de obra de fábrica. Los resultados indicaron que las estructuras con mayor módulo elástico de fluencia (caso fuerte) poseen un índice de daño más elevado. Este comportamiento se explica por su capacidad de disipación de energía a través de la ductilidad; en consecuencia, el amortiguamiento efectivo para reducir el espectro de demanda resulta mayor en las estructuras con configuración fuerte que en aquellas con configuración típica.

En España, Hernández et al. (2019) analizaron el mejoramiento estructural de un mercado mediante la incorporación de nuevos pilares. El incremento de la rigidez estructural permitió disminuir el nivel de daño por solicitaciones sísmicas desde un estado de daño extenso hasta uno leve o moderado, lo que resulta en una mayor capacidad de disipación de energía sísmica a través de la ductilidad de la estructura modificada.

Finalmente, en Chile, Benedetti et al. (2017) investigaron el efecto de la variabilidad de la rigidez del sitio de fundación en el desempeño sísmico de las estructuras. Los resultados mostraron que la rigidez del sitio de fundación es particularmente relevante cuando las estructuras ingresan e incursionan a la zona de transición entre el rango elástico y el inicio de la fluencia en la curva de capacidad. En estas condiciones se encontraron diferencias en el desplazamiento máximo de entrepiso (drift) de hasta un 80%, incursionando el ingreso al comportamiento no lineal con una ductilidad de desplazamiento cercana a 5.

3.1.2 Nivel Nacional

En el ámbito nacional, diversos estudios han evaluado el desempeño sísmico de edificaciones mediante la aplicación de métodos de análisis no lineal.

Gallardo (2023) realizó un estudio orientado a la evaluación del desempeño sísmico de la Institución Educativa Héctor René Lanegra Romero, cuya configuración estructural fue diseñada bajo los parámetros de la Norma Técnica E.030 de diseño sismorresistente. La investigación tuvo como propósito analizar el desempeño estructural de la edificación mediante la aplicación del análisis estático no lineal (pushover). Este método permitió evaluar el desempeño sísmico operacional de la estructura a partir de la obtención de curvas de capacidad, la generación de rótulas plásticas y la determinación del punto de desempeño de la edificación, con el fin de identificar si la estructura era apta frente a una señal sísmica. Los resultados indicaron que, de acuerdo con la norma E.030, la fuerza cortante dinámica generada es mayor que el 80% de la fuerza cortante, por lo que no fue necesario realizar el escalamiento del análisis. Asimismo, la curva de capacidad bajo un patrón de carga lateral incremental mostró que el colapso estructural ocurre cuando la cortante basal alcanza un valor de 75 Tnf, mientras que la fuerza máxima registrada fue de 115 Tnf. Finalmente, el desplazamiento máximo alcanzado fue de 0.201 m, correspondiente al punto final de colapso, con una ductilidad aproximada de 1.84.

Por su parte, Campos y Leandro (2022) evaluaron el desempeño sísmico de un módulo de la Institución Educativa Andrés Avelino Cáceres, ubicada en el distrito de San Juan de Miraflores, provincia y departamento de Lima, mediante el análisis estático no lineal según la metodología ASCE 41-13. El objetivo del estudio fue determinar el nivel de desempeño sísmico de la edificación bajo los criterios establecidos por dicha metodología. La población de estudio estuvo conformada por la institución educativa, mientras que la muestra correspondió a un módulo representativo, seleccionado debido a su similitud estructural con los demás módulos del conjunto educativo. Los resultados indicaron que el nivel de desempeño sísmico obtenido corresponde al estado de seguridad de vida en ambas direcciones analizadas, condición que se considera inaceptable para este tipo de edificación, dado su carácter educativo.

De manera similar, Cahuana y Ccaso (2021) evaluaron el desempeño sísmico del Módulo III de la Comisaría de Ciudad Nueva, ubicada en la ciudad de Tacna, mediante la aplicación del análisis estático no lineal (pushover). En este caso, la población de estudio correspondió a la comisaría de Ciudad Nueva, mientras que la muestra estuvo representada por el Módulo III de dicha edificación. Para el desarrollo del análisis se emplearon diversos programas informáticos, entre ellos CSI ETABS 2019, Microsoft Excel 2019, Microsoft Word 2019 y Autodesk AutoCAD 2019. Los resultados indicaron que la edificación no cumple con el objetivo de desempeño requerido para edificaciones esenciales. Asimismo, se identificó que esta situación se debe principalmente a un inadecuado valor del coeficiente de reducción sísmica utilizado en el diseño original, así

como a la ubicación inadecuada de los muros de albañilería confinada, lo que genera una irregularidad torsional en la dirección Y.

Por otro lado, Condori y Vilca (2022) evaluaron el desempeño estructural de la Institución Educativa N.º 40230 San Antonio del Pedregal, ubicada en Majes, provincia de Caylloma, departamento de Arequipa, mediante la aplicación del análisis estático no lineal (pushover). El objetivo de la investigación fue determinar el desempeño sísmico de la edificación considerando los pabellones de concreto armado y albañilería confinada que conforman la institución. La población de estudio estuvo constituida por todos los pabellones de la institución educativa, mientras que la muestra se centró en aquellos construidos antes del año 1997. Para la evaluación estructural se emplearon métodos de observación científica y ensayos con esclerómetro, con el fin de estimar la resistencia del concreto, analizar su rigidez y dureza, así como verificar la uniformidad del material. Asimismo, se revisaron los planos estructurales para evaluar la disposición del refuerzo de acero. Los resultados obtenidos indicaron que la edificación no cumple con el desempeño sísmico esperado.

Finalmente, Rodríguez y Luna (2023) realizaron un análisis estático no lineal de un módulo escolar con muros de albañilería confinada, considerando la interacción suelo-estructura. El objetivo del estudio fue comparar la respuesta estructural obtenida mediante el método pushover en módulos escolares tipo 780 POST, utilizando modelos tridimensionales con base empotrada y base flexible, así como contrastar estos resultados con el método lineal de Winkler. Los resultados evidenciaron un incremento del periodo

fundamental en todos los modelos con base flexible en comparación con los modelos de base empotrada. Asimismo, se observó que el incremento porcentual del periodo en la dirección con muros de albañilería confinada es mayor que en la dirección de los pórticos de concreto armado cuando se consideran modelos con base flexible. En consecuencia, se concluyó que las estructuras rígidas presentan una mayor amplificación del periodo cuando se incorpora el efecto de interacción suelo-estructura en el análisis.

3.2 Bases teóricas

3.2.1 Norma Técnica E.030 – Diseño Sismorresistente

Un aspecto geotécnico fundamental para la caracterización el suelo consiste en considerar la velocidad promedio de propagación de las ondas de corte (V_s). Asimismo, para suelos granulares se puede emplear el promedio ponderado de N_{60} obtenido mediante el ensayo de penetración estándar (SPT), mientras que para suelos cohesivos se utiliza el promedio ponderado de la resistencia al corte en condición no drenada (S_u). Estas propiedades se determinan generalmente para los 30 m superiores del perfil de suelo, medidos desde el nivel del fondo de cimentación. La clasificación de los tipos de perfil de suelo se encuentra establecida en la Norma Técnica E.030 del Reglamento Nacional de Edificaciones, emitida por el Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento (MVCS, 2018).

Por otro lado, la filosofía de análisis y diseño basada en los principios de diseño por capacidad, introducida inicialmente en Nueva Zelanda por Park y Paulay (1975), se plasma en que la redistribución de la resistencia en los elementos estructurales es más importante que el valor global del cortante basal de diseño. Este enfoque busca que la resistencia a flexión se desarrolle antes que la falla por cortante, principio que se encuentra asociado a la filosofía de diseño basada en el desempeño, la cual permite predecir y controlar el comportamiento estructural en función del nivel potencial de daño (Priestley, 2000).

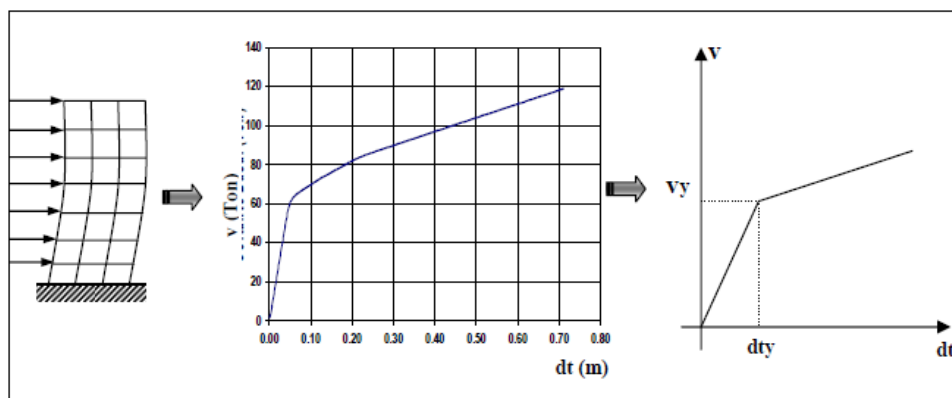
En esta misma línea, Ghobarah (2001) sugiere que los principios del diseño por capacidad constituyen un medio adecuado para el análisis inelástico de las estructuras, ya que permiten definir de manera anticipada los elementos o zonas donde se desarrollarán los mecanismos dúctiles dentro del sistema de resistencia lateral. Asimismo, destaca que el diseño sísmico moderno debe orientarse hacia enfoques de desempeño multiobjetivo asociados a diferentes niveles de peligro sísmico, con el propósito de predecir el comportamiento estructural frente al riesgo sísmico. Bajo este enfoque, el diseño por desempeño considera el sistema estructural de manera integral, incluyendo la interacción entre suelo, cimentación y estructura.

Por otro lado, documentos técnicos como ATC-40 y FEMA-440 describen la propagación de grietas, la formación de rótulas plásticas y el rendimiento de los elementos estructurales cuando se someten a cargas laterales incrementales. En este contexto, la ductilidad se considera uno de los factores más importantes que influyen en el desempeño sísmico de las edificaciones; por ello, el diseño sismorresistente se enfoca por garantizar un comportamiento dúctil del edificio (Alashkeret al., 2015).

Finalmente, el refuerzo de acero en los elementos estructurales contribuye significativamente al control de la rigidez lateral y a la capacidad de disipación de energía de la estructura, lo que permite alcanzar un desempeño estructural adecuado frente a solicitaciones sísmicas (Moravej & Vafaei, 2018).

Figura 2

Esquema de cálculo de un Pushover plano y el modelo bilineal equivalente



Nota. Obtenido de Análisis sísmico por desempeño, por Aguiar, 2003.

Los edificios cortos y rígidos, como aquellos de seis pisos, pueden ser evaluados con precisión mediante el análisis Pushover, ya que este incluye los desplazamientos esperados durante la respuesta estructural (Martino et al., 2000). Asimismo, esta técnica es ampliamente utilizada y popular debido a que proporciona resultados aceptables para la evaluación del desempeño sísmico tanto de estructuras existentes como de nuevas edificaciones (Ismaeil et al., 2015; Chaudhari & Dhoot, 2016).

El análisis de empuje puede identificar elementos débiles al predecir el mecanismo de falla y explicar la redistribución de fuerzas internas, lo cual facilita la toma de decisiones para posibles trabajos de rehabilitación estructural (Hakim et al., 2014; Ismaeil et al., 2015). Además, mediante la comparación de diferentes modelos del comportamiento de las rótulas plásticas durante el análisis de empuje, es posible evaluar niveles de desempeño estructural; en el caso de comportamientos frágiles, estos suelen clasificarse en niveles de mayor severidad (Ahmed, 2013).

Para fines de diseño, la elección del nivel apropiado de amortiguamiento, así como el mecanismo por el cual se modela la amortiguación de la estructura, constituye una decisión crítica para el ingeniero estructural. Dicho parámetro también puede incorporarse en la curva de capacidad cuando el sistema estructural incursiona en el rango no lineal (Kim & Collins, 2002).

3.2.2 Los sismos

Los sismos se pueden clasificar por su profundidad o por su origen:

Tabla 2

Clasificación de los sismos

Clasificación	Tipo	Descripción
Por su profundidad (Foco o Hipocentro H)	Superficiales	$H \leq 30 \text{ km}$
	Intermedios	$70 \text{ km} \leq H \leq 200 \text{ km}$
	Profundos	$H > 200 \text{ km}$
Por su origen	Tectónicos	Representa el 90% de los sismos.
	Volcánicos	Generalmente son de baja magnitud.
	De colapso	Afectan regiones muy pequeñas, debido al hundimiento de cavernas y cavidades subterráneas.

Nota. Tomado de Conceptos básicos de sismología para ingenieros, por Centro Peruano Japonés de Investigaciones Sísmicas y Mitigación de Desastres (CISMID), 1997.

3.2.3 Filosofía de diseño estructural según la NTE E.030

La Norma Técnica E.030 Diseño Sismorresistente establece tres criterios fundamentales dentro de la filosofía del diseño sismorresistente:

- Evitar pérdida de vidas humanas.
- Asegurar la continuidad de los servicios básicos.
- Minimizar los daños a la propiedad.

Para lograr el cumplimiento de esta filosofía de diseño, las estructuras deben considerar diversos aspectos derivados de una adecuada concepción estructural, entre los cuales destacan:

- a) Simetría, tanto en la distribución de masas como de rigideces.
- b) Peso mínimo, especialmente en los pisos altos.
- c) Selección y uso adecuado de los materiales de construcción.
- d) Resistencia adecuada, en ambas direcciones principales, frente a las cargas laterales.
- e) Continuidad estructural, tanto en planta como en elevación.
- f) Ductilidad, entendida como la capacidad de deformación de la estructura más allá del rango elástico.
- g) Deformación lateral limitada.
- h) Inclusión de líneas sucesivas de resistencia (redundancia estructural).
- i) Consideración de las condiciones locales.
- j) Buena práctica constructiva y supervisión estructural rigurosa.

3.2.4 Demanda sísmica

Para los propósitos de la ingeniería, la variación en el tiempo de la aceleración del terreno es la forma más útil de definir el movimiento del terreno durante un sismo (Chopra y Goel, 1999). La aceleración del terreno rige la respuesta de las estructuras a la excitación sísmica.

La demanda sísmica suele expresarse mediante un espectro de respuesta, representado como una función de pseudoaceleraciones en función del período. Dicho espectro describe la respuesta máxima de varios sistemas estructurales de un grado de libertad (1 GDL) sometidos a una aceleración en el suelo variable en el tiempo.

3.2.5 Niveles de Amenaza Sísmica

El peligro sísmico asociado al movimiento del suelo depende de la localización de la estructura, de las condiciones geológicas y geotécnicas del sitio, así como de los riesgos vinculados a la probabilidad de ocurrencia de eventos sísmicos.

El período de retorno se define como el intervalo de tiempo promedio entre sismos que generan efectos de magnitud y severidad similares. Por su parte, la probabilidad de excedencia corresponde a una medida estadística que expresa la posibilidad de que los efectos de un sismo superen un determinado nivel durante un período específico de exposición.

3.2.5.1 Niveles de amenaza sísmica propuesta del Comité Visión 2000

(SEAO, 1995) Propone 4 niveles de amenaza sísmica que le corresponde una probabilidad de excedencia por cada uno.

El período de retorno TR puede relacionarse directamente con una probabilidad de excedencia p_e para un número específico t de años, mediante la siguiente ecuación:

$$TR = \frac{t}{\ln(1 - p_e)}$$

Donde:

TR : Período de Retorno en años

t : Tiempo de exposición en años

p_e : Probabilidad de Excedencia

Tabla 3

Niveles de amenaza sísmica para diseño y evaluación

Evento	Período de retorno	Probabilidad de excedencia
Frecuente	43 años	50% en 30 años
Ocasional	72 años	50% en 30 años
Raro	475 años	10% en 50 años
Muy raro	970 años	10% en 100 años

Nota. Adaptado de Vision 2000: Performance-Based Seismic Engineering of Buildings, por Structural Engineers Association of California (SEAOC), 1995.

3.2.5.2 Niveles de amenaza sísmica propuesta del ATC-40

De acuerdo con el informe ATC-40 Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings del Applied Technology Council (1996), se establecen tres niveles de amenaza sísmica para el diseño y evaluación de estructuras. Las siglas S, D y M hacen referencia a sismo de Servicio, Diseño y Máximo, respectivamente, mientras que la letra E corresponde a la palabra inglesa *Earthquake*.

a) **Sismo Frecuente o de Servicio (SE):** Se define como el sismo que tiene un 50% de probabilidad de ser excedido en 50 años. Este nivel de amenaza sísmica corresponde aproximadamente a 0.5 veces el nivel del sismo de diseño, con un período de retorno aproximado de 75 años. Corresponde al sismo ocasional de la Tabla 3.

Sismo de Diseño (DE): Se define como el sismo que tiene un 10% de probabilidad de ser excedido en 50 años, con un período de retorno de aproximado de 500 años. Este nivel sísmico es el que generalmente establecen los códigos de diseño estructural, incluyendo la norma E.030 para el diseño sismorresistente de estructuras. Corresponde al sismo raro presentado en la Tabla 3.

Sismo Máximo (ME): Se define como el sismo que tiene un 5% de probabilidad de ser excedido en 50 años. Este nivel de amenaza sísmica es típicamente entre 1.25 a 1.5 veces el nivel del sismo de diseño, con un período de retorno aproximado de 1000 años. Es utilizado para el diseño y evaluación de estructuras esenciales. Corresponde al sismo muy raro mostrado en la Tabla 3.

3.2.5.3 Niveles de amenaza sísmica según el ASCE/SEI 41-13

De acuerdo con el estándar ASCE/SEI 41-13 Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings publicado por la American Society of Civil Engineers (2014), se establecen cinco niveles de peligro sísmico utilizados para definir los distintos objetivos de desempeño estructural:

- a) Sismo con una probabilidad de excedencia de 50% en 50 años, con un período de retorno medio de 72 años. Es el equivalente al sismo ocasional indicado en la Tabla 2-7.
- b) BSE-1E: Sismo con una probabilidad de excedencia de 20% en 50 años, con un período de retorno medio de 225 años. No se requiere que sea mayor que el sismo BSE-1N.
- c) BSE-2E: Sismo con una probabilidad de excedencia de 5% en 50 años, con un período de retorno medio de 975 años. No se requiere que sea mayor que el sismo BSE-2N.

BSE-1N: Corresponde a dos tercios del BSE-2N y representa el sismo de diseño definido en el estándar ASCE 7. Este sismo presenta una probabilidad de excedencia de 10% en 50 años, con un período de retorno medio de 475 años. Es equivalente al sismo raro indicado en la Tabla 2-7.

- d) BSE-2N: Corresponde al MCER (*Maximum Considered Earthquake*), el cual equivale aproximadamente a 1.5 veces el sismo de diseño definido en la sección 11.4 del estándar ASCE 7-16. Puede considerarse equivalente a un sismo con una probabilidad de excedencia de 2 % en 50 años, con un período de retorno medio de 2475 años.

3.2.6 Peligro sísmico según la NTE E.030 (2018)

El peligro sísmico se caracteriza por la probabilidad de que, en una región determinada, se produzca un movimiento sísmico con una intensidad igual o superior a un valor previamente establecido. De acuerdo con la Norma Técnica E.030 Diseño Sismorresistente (2018), se definen diversos parámetros empleados para la determinación del espectro de diseño:

a) Zonificación

Se interpreta como la aceleración máxima horizontal en suelo rígido con una probabilidad de excedencia del 10 % en 50 años. El factor Z se expresa como una fracción de la aceleración de la gravedad y corresponde al sismo muy raro indicado en la Tabla 3.

Tabla 4

Factores de zona “Z”

ZONA	Z
4	0.45
3	0.35
2	0.25
1	0.10

Nota. Tomado de Norma Técnica E.030 Diseño Sismorresistente, Ministerio de Vivienda Construcción y Saneamiento del Perú, 2018.

b) Microzonificación sísmica

En el análisis sísmico es importante determinar el perfil del suelo, ya que este permite establecer el factor de amplificación dinámica del suelo (S), parámetro que influye en la definición del espectro de diseño sísmico según la Norma Técnica E.030 Diseño Sismorresistente (Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento, 2018).

Tabla 5*Clasificación de los perfiles de suelo*

Perfil	Descripción	$\bar{V}_s$	$\bar{N}_{60}$	$\bar{S}_u$
S₀	Roca dura	> 1500 m/s	-	-
S₁	Roca o suelos muy rígidos	500 m/s a 1500 m/s	> 50	> 100 kPa
S₂	Suelos intermedios	180 m/s a 500 m/s	15 a 20	50 kPa a 100 kPa
S₃	Suelos blandos	< 180 m/s	< 15	25 kPa a 50 kPa
S₄	Condiciones excepcionales	Clasificación Basada en el E.M.S.		

Nota. Tomado de Norma Técnica E.030 Diseño Sismorresistente, Ministerio de Vivienda Construcción y Saneamiento del Perú, 2018.

c) Parámetros de sitio

Para el análisis sísmico de una estructura, es necesario identificar el perfil de suelo que mejor represente las condiciones geotécnicas del lugar donde se emplazará la edificación. Esta clasificación permite determinar los parámetros de sitio, los cuales influyen directamente en la respuesta sísmica del terreno y en la demanda sísmica de la estructura. En función del tipo de perfil de suelo, se emplean los valores correspondientes del factor de amplificación del suelo (S) y de los períodos característicos del espectro (T_p y T_l), establecidos en las tablas correspondientes de la normativa sismorresistente. Estos parámetros

permiten ajustar el espectro de diseño de acuerdo con las características dinámicas del suelo, garantizando una representación más realista de la acción sísmica sobre la estructura (Norma Técnica E.030 Diseño Sismorresistente; Ministerio de Vivienda Construcción y Saneamiento del Perú, 2018).

Tabla 6

Factor de suelo "S"

ZONA \ SUELO				
	S_0	S_1	S_2	S_3
Z_4	0.80	1.00	1.05	1.10
Z_3	0.80	1.00	1.15	1.20
Z_2	0.80	1.00	1.20	1.40
Z_1	0.80	1.00	1.60	2.00

Nota. Adaptado de Norma Técnica E.030 Diseño Sismorresistente, del Ministerio de Vivienda Construcción y Saneamiento del Perú (2018).

Tabla 7*Períodos T_P y T_L*

	PERFIL DE SUELO			
	S_0	S_1	S_2	S_3
T_P (s)	0.3	0.4	0.6	1.0
T_L (s)	3.0	2.5	2.0	1.6

Nota. Adaptado de Norma Técnica E.030 Diseño Sismorresistente, del Ministerio de Vivienda Construcción y Saneamiento del Perú (2018).

d) Factor de amplificación sísmica

De acuerdo con las características de sitio, se define el factor de amplificación sísmica (C) por las siguientes expresiones.

$$T < T_P \quad C = 2,5$$

$$T_P < T < T_L \quad C = 2,5 \cdot \left(\frac{T_P}{T} \right)$$

$$T > T_L \quad C = 2,5 \cdot \left(\frac{T_P \cdot T_L}{T^2} \right)$$

Donde:

T : Es el período de vibración fundamental de la estructura.

e) Categoría de las edificaciones y factor de uso

Las estructuras se clasifican de acuerdo con las categorías indicadas en la Tabla N°5 de la NTE E.030.

➤ Edificaciones Esenciales	U=1.5
➤ Edificaciones Importantes	U=1.3
➤ Edificaciones Comunes	U=1.0

f) Sistemas estructurales y coeficiente básico de reducción de las fuerzas sísmicas

Los sistemas estructurales se clasifican según los materiales usados y el sistema de estructuración sismorresistente en cada dirección de análisis. Cuando en la dirección de análisis, la edificación presente más de un sistema estructural, se toma el menor coeficiente R_0 que corresponda.

Tabla 8

Coefficiente R_0 para sistemas estructurales de Concreto Armado

SISTEMA ESTRUCTURAL	COEFICIENTE BÁSICO DE REDUCCIÓN R_0
Concreto Armado:	
Pórticos	8
Dual	7
Muros estructurales	6
Muros de ductilidad limitada	4

Nota. Adaptado de Norma Técnica E.030 Diseño Sismorresistente, del Ministerio de Vivienda Construcción y Saneamiento del Perú (2018).

g) Factores de irregularidad

Las estructuras irregulares son aquellas que presentan una o más de las irregularidades tanto en planta (I_p) y/o en altura (I_a). El factor I_a se determina como el menor de los valores de la Tabla N 8 de la norma E.030 correspondiente a las irregularidades estructurales existentes en altura en las dos direcciones de análisis. El factor I_p se determina como el menor de los valores de la Tabla N 9 de la norma E.030 correspondiente a las irregularidades estructurales existentes en planta en las dos direcciones de análisis.

Si al aplicar las Tablas N 8 y 9 de la norma E.030 se obtuvieran valores distintos de los factores I_a o I_p para las dos direcciones de análisis, se toma para cada factor el menor valor entre los obtenidos para las dos direcciones.

h) Coeficiente de reducción de Fuerza Sísmica

El coeficiente de reducción de fuerza sísmica se determina como el producto del coeficiente básico de reducción R_0 y de los factores I_a e I_p obtenidos.

$$R = R_0 \cdot I_a \cdot I_p$$

3.2.7 Espectro de Demanda Sísmica

La NTE E.030 para fines de diseño define un espectro inelástico de pseudo aceleraciones, dado por la siguiente ecuación:

$$S_a = \frac{ZUCS}{R} \cdot g$$

Para fines de evaluación del desempeño sísmico de una estructura se han promovido los espectros de respuesta en formato ADRS (“Acceleration-Displacement Response Spectrum”, S_a vs. S_d) (ATC-40, 1996), la aceleración espectral se ubica en las ordenadas y el desplazamiento espectral en las abscisas, para esto se puede realizar el Método del Espectro de Capacidad.

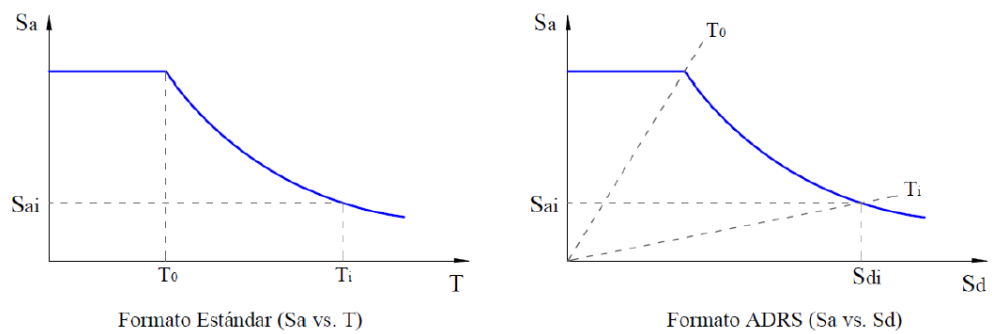
Para obtener el espectro de pseudo aceleraciones a formato ADRS se necesita operar el valor de S_{di} para cada punto de la curva (S_{ai}, T_i) mediante la siguiente ecuación:

$$S_{di} = \frac{T_i^2}{4\pi^2} \cdot S_{ai} \cdot g$$

En la figura se ilustra el espectro de demanda y su transformación en formato ADRS.

Figura 3

Conversión del Espectro de Respuesta a formato ADRS



Nota. Adaptado de ATC-40: Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings, Applied Technology Council (1996).

3.2.8 Espectro de peligro uniforme

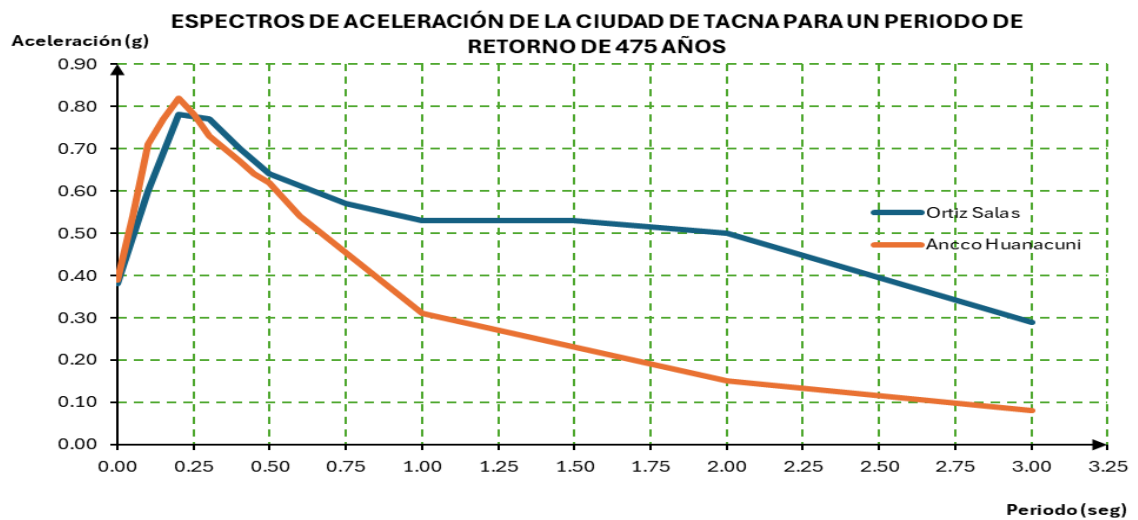
El espectro de peligro uniforme se define como aquel espectro que presenta la misma probabilidad de ser excedido durante un período determinado en todo el rango de ordenadas espectrales. Este espectro considera las posibles combinaciones entre la magnitud del sismo y la distancia desde la fuente sísmica hasta el punto de interés, lo que permite describir de manera eficiente el peligro sísmico de un sitio. En consecuencia, puede emplearse en el análisis espectral de respuesta estructural.

Diversos estudios realizados para la ciudad de Tacna han determinado valores que representan la aceleración sísmica máxima esperada para un sitio específico,

considerando un período estructural determinado, una probabilidad de excedencia definida y un período de retorno de 475 años (Ortiz, 2011; Ancco, 2018).

Figura 4

Espectros de aceleración de la ciudad de Tacna



Nota. Adaptado de Ortiz Salas (2011) y Ancco Huanacuni (2018).

Tabla 9

Espectros de peligro uniforme según Ortiz Salas

VALORES DE ACELERACIONES MÁXIMAS PARA LA DETERMINACIÓN DEL ESPECTRO DE PELIGRO UNIFORME PARA LA CIUDAD DE TACNA	
PERIODO T (SEG.)	ACELERACIÓN MÁXIMA ESPERADA (g) PARA UN PERIODO DE RETORNO DE 475 AÑOS
0	0.38
0.1	0.6
0.2	0.78
0.3	0.77
0.4	0.7
0.5	0.64
0.75	0.57
1	0.53
1.5	0.53
2	0.5
3	0.29

Nota. Adaptado de Ortiz Salas (2011)

Tabla 10*Espectros de peligro uniforme según Ancco Huanacuni*

VALORES DE ACELERACIONES MÁXIMAS PARA LA DETERMINACIÓN DEL ESPECTRO DE PELIGRO UNIFORME PARA LA CIUDAD DE TACNA	
PERIODO T (SEG.)	ACELERACIÓN MÁXIMA ESPERADA (g) PARA UN PERIODO DE RETORNO DE 475 AÑOS
0	0.39
0.05	0.54
0.1	0.71
0.15	0.77
0.2	0.82
0.25	0.78
0.3	0.73
0.35	0.7
0.4	0.67
0.45	0.64
0.5	0.62
0.6	0.54
1	0.31
2	0.15
3	0.08

Nota. Adaptado de Ortiz Salas (2011) y Ancco Huanacuni (2018).

3.2.9 Modelos esfuerzo deformación de los materiales

El concreto armado es un material compuesto fundamentalmente por dos materiales: el concreto y el acero de refuerzo. El concreto se caracteriza por presentar una elevada resistencia a la compresión y una resistencia muy limitada a la tracción, lo que provoca un comportamiento frágil frente a esfuerzos tensionales. La incorporación de una armadura de acero, conocida como “esqueleto”, permite mejorar de manera significativa su respuesta a la tracción, optimizando así el desempeño global del material.

Es ampliamente reconocido que el acero proporciona a los elementos de concreto armado la ductilidad necesaria, permitiéndoles desarrollar mayores deformaciones antes de alcanzar la falla. De este modo, se favorece un comportamiento estructural dúctil en lugar de uno frágil. Para el análisis estructural y la evaluación del desempeño de las estructuras de concreto armado, se emplean modelos que van desde formulaciones simplificadas hasta representaciones más avanzadas de las relaciones constitutivas esfuerzo-deformación del concreto y del acero, las cuales han sido desarrolladas por diversos investigadores a partir de resultados experimentales obtenidos en laboratorio.

3.2.9.1 Modelo Esfuerzo-Deformación para el Acero de Refuerzo

El acero se comporta linealmente hasta su fluencia asociada a una deformación de $\varepsilon_s = 0.0021$ aproximadamente, pero en su rango inelástico es complicado definir una relación esfuerzo-deformación del material, la cual requiere una expresión más elaborada para su representación, se suele usar modelos simplificado.

3.2.9.2 Modelo Elastoplástico Perfecto

La curva esfuerzo-deformación del acero propuesta por el código del American Concrete Institute para representar el comportamiento del material en el rango de pequeñas deformaciones se modela mediante una relación bilineal, la cual constituye un modelo sencillo y comúnmente utilizado. En este enfoque se ignora el incremento de resistencia que ocurre después del límite de fluencia del acero, asociado al fenómeno de endurecimiento por deformación. Sin embargo, este modelo simplificado no resulta adecuado para la evaluación del desempeño sísmico de una estructura, ya que no representa de manera precisa el comportamiento mecánico del acero posterior a su límite elástico (ACI Committee 318, 2014).

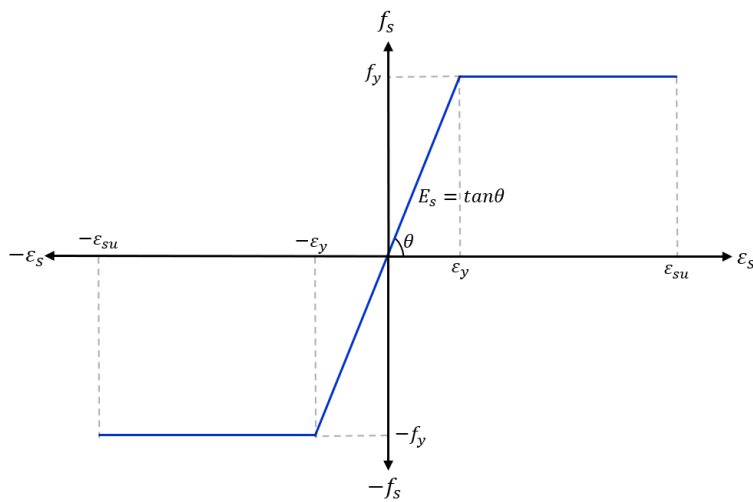
Es común para análisis y diseño de estructuras se utilice esta aproximación de la curva esfuerzo-deformación llamado “modelo elastoplástico perfecto”.

El código del ACI asume, para el diseño en concreto armado, que los aceros poseen un comportamiento elastoplástico para pequeñas deformaciones.

$$\varepsilon_y = \frac{f_y}{E_s}$$
$$f_s = \begin{cases} -f_y & , \quad \varepsilon_s \leq -\varepsilon_y \\ E_s \varepsilon_s & , \quad -\varepsilon_y < \varepsilon_s < \varepsilon_y \\ f_y & , \quad \varepsilon_y < \varepsilon_s \end{cases}$$

Figura 5

Modelo elastoplástico perfecto de la relación esfuerzo–deformación del acero según el ACI.



Nota. Modelo elastoplástico perfecto del acero. Adaptado de *Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318)*, por American Concrete Institute, 2019.

Donde:

f_s : Esfuerzo del acero.

f_y : Esfuerzo de fluencia del acero.

ϵ_y : Deformación unitaria de fluencia del acero.

E_s : Modulo de elasticidad del acero.

ϵ_s : Deformación unitaria del acero.

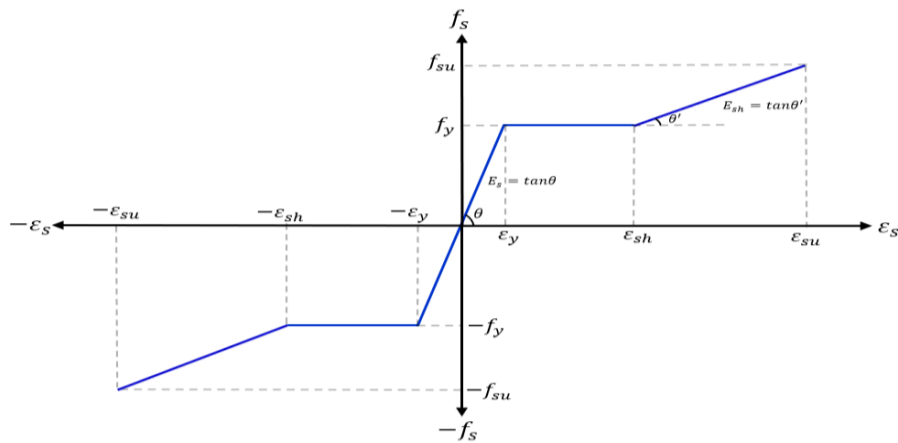
ϵ_{su} : Deformación unitaria máxima del acero.

3.2.9.3 Modelo Trilineal

Este modelo está constituido por 3 regiones: lineal elástica, estado de fluencia y endurecimiento por deformación, cada curva idealizada por rectas.

Figura 6

Modelo Trilineal Considerando el endurecimiento por deformación



Nota. Adaptado de *Reinforced Concrete Structures*, por Park y Paulay(1975).

Donde:

f_s : Esfuerzo del acero.

f_y : Esfuerzo de fluencia del acero.

ε_y : Deformación unitaria de fluencia del acero.

E_s : Modulo de elasticidad del acero.

ε_{sh} : Deformación unitaria asociado al inicio de endurecimiento por deformación.

f_{su} : Esfuerzo último del acero.

ε_{su} : Deformación unitaria máxima del acero.

3.2.9.4 Modelo de Mander, Dodd y Restrepo

El estudio de Rodríguez et al. (1999) define un modelo esfuerzo–deformación basada en las propuestas de Mander (1983) y Dodd y Restrepo (1995). Dicho modelo se representa mediante una función conformada por tres ramas: una rama elástica lineal, una rama o planicie postfluencia y una rama de endurecimiento por deformación. Para la zona de tracción, los esfuerzos del acero en la región de endurecimiento por deformación se modelan utilizando la propuesta de Mander (1984). En cambio, para la zona de compresión se emplean las expresiones desarrolladas por Dodd y Restrepo (1995).

$$p = \ln \left(\frac{f_{su} - f_{s1}}{f_{su} - f_y} \right) / \ln \left(\frac{\varepsilon_{su} - \varepsilon_{s1}}{\varepsilon_{su} - \varepsilon_{sh}} \right)$$

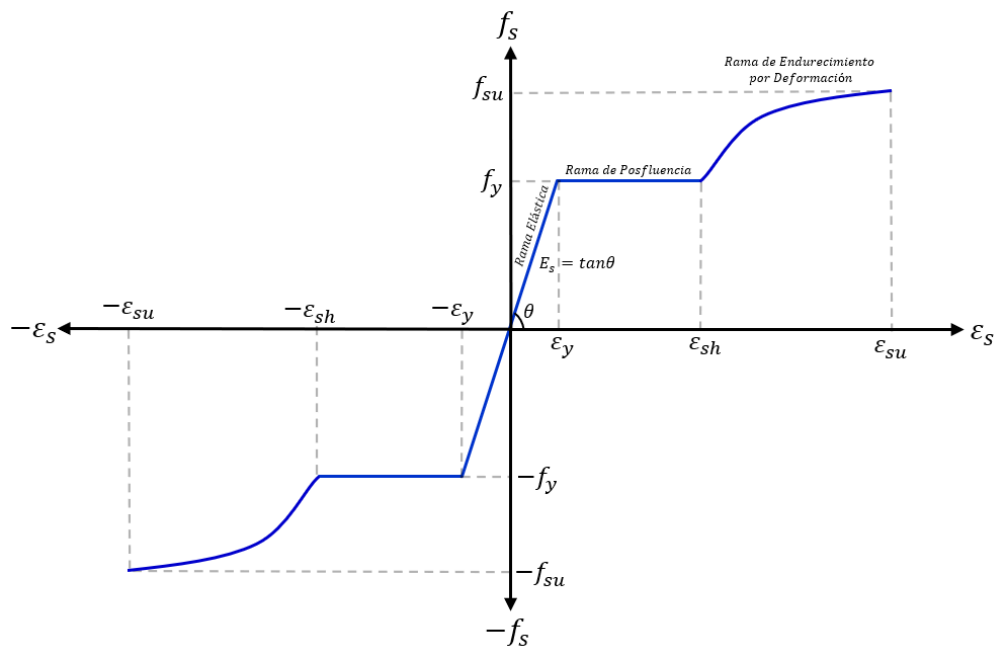
$$f(x) = \begin{cases} E_s \varepsilon_s & , \quad 0 \leq \varepsilon_{st} \leq \varepsilon_y \\ f_y & , \quad \varepsilon_y < \varepsilon_{st} \leq \varepsilon_{sh} \\ f_{su} + (f_y - f_{su}) \left(\frac{\varepsilon_{su} - \varepsilon_s}{\varepsilon_{su} - \varepsilon_{sh}} \right)^p & , \quad \varepsilon_{sh} < \varepsilon_{st} \leq \varepsilon_{su} \end{cases}$$

$$\varepsilon_{sc} = \frac{\varepsilon_{st}}{(1 + \varepsilon_{st})}$$

$$f_{sc} = f_s (1 + \varepsilon_{st})^2$$

Figura 7

Modelo Elastoplástico considerando el endurecimiento por deformación



Nota. Modelo trilineal esfuerzo–deformación del acero. f_s = esfuerzo en el acero; f_y = esfuerzo de fluencia; ϵ_y = deformación de fluencia; ϵ_{sh} = deformación de inicio del endurecimiento. Adaptado de Mander (1983) y Dodd y Restrepo (1995).

Donde:

f_y : Esfuerzo de fluencia del acero.

ε_{sh} : Deformación por endurecimiento del acero.

ε_{s1}, f_{s1} : Deformación y esfuerzo obtenido en un ensayo experimental.

ε_{su}, f_{su} : Deformación y esfuerzo últimos del acero.

ε_{st}, f_{st} : Deformación y esfuerzo a tracción del acero.

ε_{sc}, f_{sc} : Deformación y esfuerzo a compresión del acero.

3.2.9.5 Modelo de Park y Paulay

El modelo de Park y Paulay está descrito por una función constituida por tres ramas: rama elástica lineal, rama o planicie post fluencia y la rama de endurecimiento por deformación; las dos primeras zonas están definidas por rectas y la rama de endurecimiento por deformación que está definida por una parábola de segundo grado.

Este modelo se ajusta de forma más estricta al comportamiento mecánico real del acero, una particularidad de este modelo es la zona de endurecimiento por deformación que está definida en el intervalo $\varepsilon_{sh} \leq \varepsilon_s \leq \varepsilon_{su}$ y por la siguiente función.

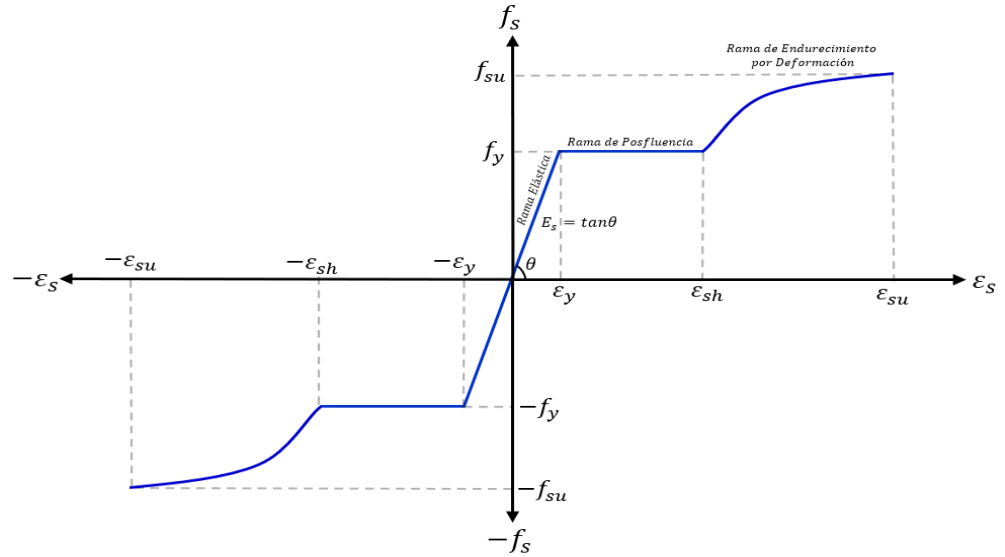
$$r = \varepsilon_{su} - \varepsilon_{sh}$$

$$m = \frac{(f_{su}/f_y)(30r + 1)^2 - 60r - 1}{15r^2}$$

$$f(x) = \begin{cases} -\left[\frac{m(-\varepsilon_s - \varepsilon_{sh}) + 2}{60(-\varepsilon_s - \varepsilon_{sh}) + 2} + \frac{(60 - m)(-\varepsilon_s - \varepsilon_{sh})}{2(30r + 1)^2} \right] f_y & , \quad -\varepsilon_{su} \leq \varepsilon_s \leq -\varepsilon_{sh} \\ -f_y & , \quad -\varepsilon_{sh} < \varepsilon_s < -\varepsilon_y \\ E_s \varepsilon_s & , \quad -\varepsilon_y \leq \varepsilon_s \leq \varepsilon_y \\ f_y & , \quad \varepsilon_y < \varepsilon_s < \varepsilon_{sh} \\ \left[\frac{m(\varepsilon_s - \varepsilon_{sh}) + 2}{60(\varepsilon_s - \varepsilon_{sh}) + 2} + \frac{(60 - m)(\varepsilon_s - \varepsilon_{sh})}{2(30r + 1)^2} \right] f_y & , \quad \varepsilon_{sh} \leq \varepsilon_s \leq \varepsilon_{su} \end{cases}$$

Figura 8

Modelo Elastoplástico considerando el endurecimiento por deformación



Nota. Modelo esfuerzo–deformación del acero considerando el endurecimiento por deformación. Adaptado de *Reinforced Concrete Structures*, por Park y Paulay, 1975.

Donde:

f_y : Esfuerzo de fluencia del acero.

ε_{sh} : Deformación máxima de la rama de posfluencia del acero.

ε_{su}, f_{su} : Deformación y esfuerzo últimos del acero.

ε_s, f_s : Deformación y esfuerzo del acero en la zona de tracción y compresión.

3.2.9.6 Modelo Esfuerzo - Deformación para el Concreto

En la práctica, no resulta adecuado suponer que el concreto trabaja bajo un estado de esfuerzos uniaxial, ya que comúnmente se encuentra sometido a sollicitaciones en múltiples direcciones de forma simultánea. No obstante, con el fin de comprender y analizar su comportamiento estructural, es necesario adoptar modelos representativos. En este sentido, se emplean modelos esfuerzo-deformación del concreto definidos a partir de la validación experimental mediante ensayos realizados en probetas, considerando factores como la velocidad de aplicación de la carga, las propiedades mecánicas de los materiales y el grado de confinamiento.

El concreto confinado presenta un desempeño mecánico superior en comparación con el concreto no confinado, ya que desarrolla mayores niveles de resistencia y una mayor capacidad de deformación antes de alcanzar la pérdida de su capacidad resistente.

A continuación, se presentan los modelos correspondientes al concreto confinado y al concreto no confinado.

3.2.9.6.1 Modelos Esfuerzo - Deformación de Concreto No Confinado

3.2.9.6.1.1 Modelo de Whitney

El modelo de Whitney (1937) conocido como bloque rectangular adoptado por el código ACI 318 y la norma E.060, es muy utilizado en la evaluación y diseño por su sencillez y sumamente conservador. El modelo se expresa mediante una distribución uniforme rectangular de esfuerzos de compresión.

Se define por lo siguiente:

Esfuerzo de concreto de $f''_c = 0.85f'_c$ uniformemente distribuido en una zona de compresión equivalente limitada a una distancia $\alpha = \beta_1 c$, donde c es medido desde la primera fibra en compresión hasta la fibra más alejada en compresión.

Para f'_c entre 175 kg/cm² y 280 kg/cm², el factor β_1 se debe tomar como 0.85, para valores de f'_c mayor o igual a 560 kg/cm², β_1 se debe tomar como 0.65, para f'_c entre 280 kg/cm² y 560 kg/cm² se interpola linealmente entre 0.85 y 0.65.

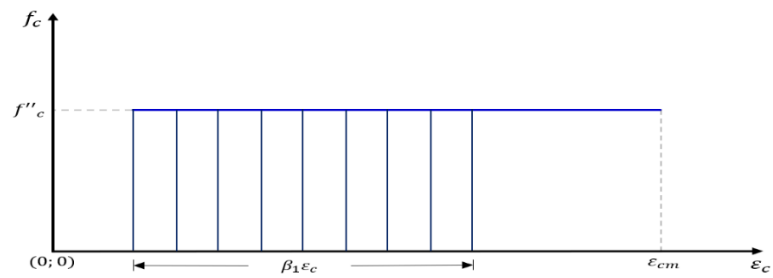
$$\beta_1 = 0.85 - 0.05 \frac{(f'_c - 280 \text{ kg/cm}^2)}{70 \text{ kg/cm}^2}$$

La máxima deformación unitaria aceptada para este modelo esfuerzo-deformación de concreto ϵ_{cm} en la fibra más alejada en compresión se asume $\epsilon_{cm} = 0.003$.

$$f_c = 0.85f'_c$$

Figura 9

Diagrama Esfuerzo-Deformación



Nota. Adaptado de Whitney (1937).

Donde:

f_c : Esfuerzo de compresión del concreto.

ϵ_c : Deformación unitaria del concreto.

f'_c : Resistencia máxima a la compresión del concreto no confinado.

ϵ_{cu} : Deformación unitaria última del concreto no confinado

aproximadamente 0.003.

3.2.9.6.1.2 Modelo de Mander

El modelo propuesto por Mander et al. (1988) descrito por una sola curva que considera el confinamiento incrementando el Esfuerzo y Deformación del concreto

definido por una función, sin embargo, también se puede usar para secciones de concreto no confinado restringiendo los valores superiores de resistencia y deformación.

$$f'_c = \frac{f'_{co} x^r}{r - 1 + x^r}$$

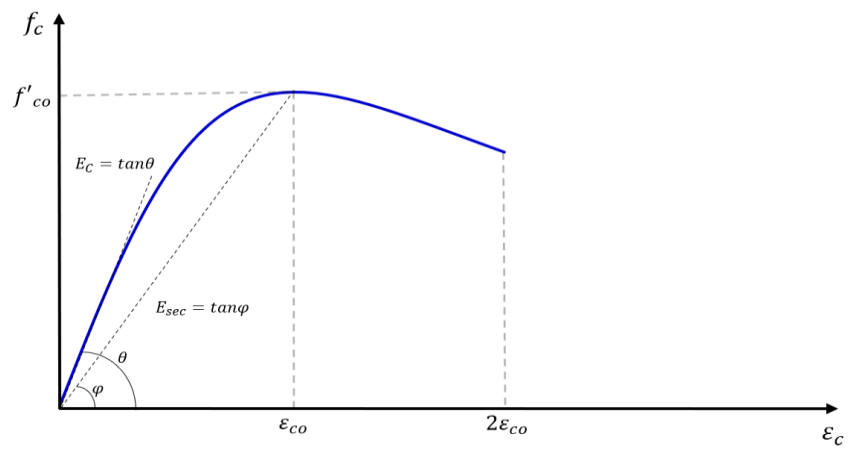
$$x = \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{co}}$$

$$r = \frac{E_c}{E_c - E_{sec}}$$

$$E_{sec} = \frac{f'_{co}}{\varepsilon_{co}}$$

Figura 10

Modelo Esfuerzo-Deformación del concreto no confinado



Nota. Adaptado de Mander et al. (1988).

Donde:

f'_c : Esfuerzo de compresión del concreto.

ε_c : Deformación unitaria del concreto.

f'_{co} : Esfuerzo de resistencia máxima del concreto no confinado.

ε_{co} : Deformación unitaria asociada a la máxima resistencia del concreto no confinado.

E_c : Módulo de elasticidad del concreto no confinado.

E_{sec} : Módulo secante del concreto no confinado al punto de resistencia máxima.

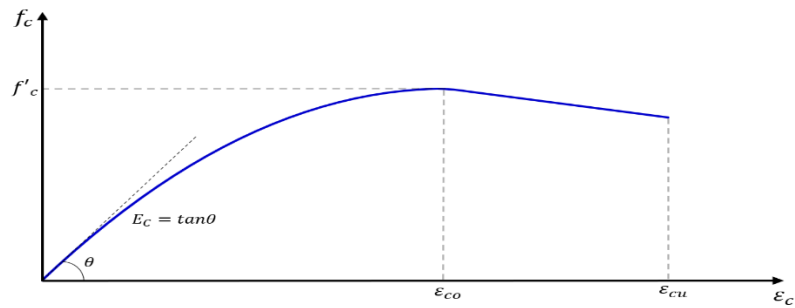
3.2.9.6.1.3 Modelo de Hognestad

El modelo está constituido por dos curvas: la primera es una función parabólica de segundo grado y la segunda es una función lineal. La función parabólica finaliza en f'_c que le corresponde una deformación unitaria ε_o ; la función lineal empieza en el punto máximo de la curva parabólica y termina en una deformación unitaria última de $\varepsilon_{cu} \approx 0.0038$ con un esfuerzo último hasta el $0.85f'_c$ (Hognestad, 1951). La función que define el modelo se expresa de la siguiente manera:

$$f_c = \begin{cases} f'_c \left[\frac{2\varepsilon_c}{\varepsilon_o} - \left(\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_o} \right)^2 \right] & , \quad 0 \leq \varepsilon \leq \varepsilon_{co} \\ f'_c \left[1 - 0.15 \frac{(\varepsilon - \varepsilon_{co})}{(\varepsilon_{cu} - \varepsilon_{co})} \right] & , \quad \varepsilon_{co} < \varepsilon \leq \varepsilon_{cm} \end{cases}$$

Figura 11

Modelo para concreto no confinado



Nota. Adaptado de Hognestad (1951).

Donde:

f_c : Esfuerzo de compresión del concreto.

ε_c : Deformación unitaria del concreto.

f'_c : Esfuerzo de resistencia máxima a la compresión del concreto.

E_c : Módulo de elasticidad del concreto no confinado.

ε_{co} : Deformación unitaria asociada a f'_c que toma el valor de $2f'_c/E_c$

ε_{cu} : Deformación unitaria máxima del concreto no confinado

aproximadamente 0.0038.

3.2.9.6.1.4 Modelos Esfuerzo - Deformación de Concreto Confinado

3.2.9.6.1.4.1 Modelo de Kent y Park

Es muy usado para el concreto confinado con estribos rectangulares sobre todo en vigas, se define por tres curvas. La primera curva es una función parabólica cuyo esfuerzo máximo corresponde a f'_c asociado a una deformación unitaria de $\varepsilon_o \approx 0.002$. La segunda curva se define por una función lineal decreciente hasta el $0.20f'_c$, la pendiente de esta curva está en función de los siguientes parámetros: la resistencia de la probeta de concreto, el volumen de refuerzo transversal con relación al volumen del núcleo confinado de concreto, el espaciamiento entre ejes de los estribos. La tercera curva se define por una constante con un valor de $0.20f'_c$, no se contempla un punto de falla definido (Kent & Park, 1971).

La resistencia a compresión del concreto en vigas se produce indirectamente por la flexión del elemento estructural por lo que se le reduce su resistencia al 85% sin embargo debido al confinamiento es acertado no reducir su resistencia.

$$f_c = f'_c \left[\frac{2\varepsilon_c}{\varepsilon_o} - \left(\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_o} \right)^2 \right]; \quad 0 \leq \varepsilon_c \leq \varepsilon_o$$

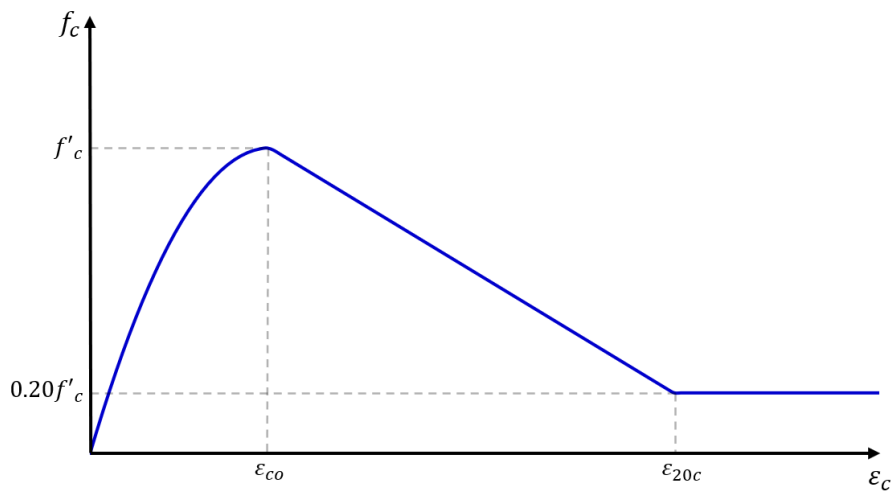
$$f_c = f'_c [1 - Z(\varepsilon_c - \varepsilon_o)]; \quad \varepsilon_o \leq \varepsilon_c \leq \varepsilon_{20c}$$

$$f_c = 0.20f'_c; \quad \varepsilon_{20c} \leq \varepsilon_c$$

$$Z = \frac{0.5}{\frac{3 + \varepsilon_{co}f'_c}{f'_c - 1000} + \frac{3\rho_s}{4} \sqrt{\frac{b''}{s_h}} - \varepsilon_{co}}$$

Figura 12

Modelo de concreto confinado



Nota. Adaptado de Kent y Park (1971).

Donde:

f_c : Esfuerzo de compresión del concreto confinado.

f'_c : Esfuerzo máximo del concreto no confinado en $lb/pulg^2$.

ε : Deformación unitaria del concreto.

ε_{co} : Deformación del concreto asociado a f'_c ; $\varepsilon_{co} = 0.002$

ε_{20c} : Deformación del concreto asociado al $0.20f'_c$; $\varepsilon_{20c} = \varepsilon_{co} + 0.80/Z$

b', h' : Base y Peralte del núcleo confinado medido al eje del estribo.

b'', h'' : Base y Peralte del núcleo confinado medido al exterior del estribo.

s_h : Espaciamiento de los estribos.

A_{sh} : Área del acero del estribo.

ρ_s : Cuantía volumétrica del acero transversal $\rho_s = 2A_{sh}[b' + h']/[b''h''s_h]$

Z : Pendiente de la recta descendente.

3.2.9.6.1.4.2 Modelo de Mander

El modelo se utiliza comúnmente en elementos tipo columna y placa de secciones circulares o rectangulares que tenga su núcleo confinado por estribos cuadrados o espirales, Mander et al., (1988) realizó su propuesta en base a los modelos numéricos desarrollados por Popovics (1973), la relación esfuerzo-deformación considera un incremento de resistencia y ductilidad debido al confinamiento porque el núcleo se somete a un estado de carga triaxial por: la carga axial y los esfuerzos laterales por el confinamiento tanto en X e Y, todas en dirección al núcleo de la sección; La resistencia y deformación última es limitada por la fractura del acero transversal, la resistencia pico a compresión f'_{cc} resulta del tipo de confinamiento, de la cantidad y distribución de refuerzo transversal.

Para el desarrollo de la investigación la estructura no tiene elementos estructurales con secciones circulares, por lo que se detallará el procedimiento del modelo para secciones rectangulares; Debido a que no se cuenta con un punto de falla definido se toma

la propuesta de (Priestley et al., 1996) que brinda una deformación última para concreto confinado razonable en función de la ruptura del acero transversal.

$$A_c = b_c d_c$$

$$\rho_{cc} = \frac{A_{st}}{A_c}$$

$$A_{cc} = A_c(1 - \rho_{cc})$$

$$A_e = (A_c - \sum_{i=1}^n \frac{(w'_i)^2}{6})(1 - \frac{s'}{2b_c})(1 - \frac{s'}{2d_c})$$

$$k_e = \frac{A_e}{A_{cc}}$$

Donde:

b_c : Lado mayor al eje del estribo.

d_c : Lado menor al eje del estribo.

A_c : Área del núcleo de la sección.

A_{st} : Área total de acero longitudinal.

ρ_{cc} : Cuantía del núcleo de la sección.

A_{cc} : Área de concreto confinado.

s' : Espaciamiento libre del estribo.

A_e : Área efectiva del núcleo confinado.

w' : Ancho libre entre barras longitudinales.

n : Número de barras longitudinales.

k_e : Coeficiente efectivo de confinamiento.

Esfuerzo lateral efectivo para secciones rectangulares

$$\rho_x = \frac{A_{sx}}{d_c s}$$

$$\rho_y = \frac{A_{sy}}{b_c s}$$

$$f_{lx} = \rho_x f_y$$

$$f_{ly} = \rho_y f_y$$

$$f'_{lx} = k_e f_{lx}$$

$$f'_{ly} = k_e f_{ly}$$

Donde:

A_{sx} : Área de acero transversal en X

A_{sy} : Área de acero transversal en Y

b_c : Lado mayor al eje del estribo

d_c : Lado menor al eje del estribo

s : Espaciamiento de estribos

ρ_x : Cuantía volumétrica del acero transversal en X

ρ_y : Cuantía volumétrica del acero transversal en Y

f_y : Esfuerzo de fluencia del acero

f_{lx} : Esfuerzo lateral en X

f_{ly} : Esfuerzo lateral en Y

f'_{lx} : Esfuerzo lateral efectivo en X

f'_{ly} : Esfuerzo lateral efectivo en Y

Esfuerzo de compresión del concreto confinado

$$\sigma_1 = -\text{mín}(f'_{lx}, f'_{ly})$$

$$\sigma_2 = -\text{máx}(f'_{lx}, f'_{ly})$$

$$\sigma_3 = -f'_c$$

$$\sigma_{oct} = \frac{\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3}{3}$$

$$\tau_{oct} = \frac{\sqrt{(\sigma_1 - \sigma_2)^2 + (\sigma_2 - \sigma_3)^2 + (\sigma_3 - \sigma_1)^2}}{3}$$

$$\cos\theta = \frac{\sigma_1 - \sigma_{oct}}{\sqrt{2}\tau_{oct}}$$

$$\bar{\sigma}_{oct} = \frac{\sigma_{oct}}{f'_c}$$

$$T = 0.069232 - 0.661091\bar{\sigma}_{oct} - 0.049350\bar{\sigma}_{oct}^2$$

$$C = 0.122965 - 1.150502\bar{\sigma}_{oct} - 0.315545\bar{\sigma}_{oct}^2$$

$$D = 4(C^2 - T^2)\cos^2\theta$$

$$\bar{\tau}_{oct} = C \left[\frac{\frac{0.5D}{\cos\theta} + (2T - C)\sqrt{D + 5T^2 - 4TC}}{D + (2T - C)^2} \right]$$

$$\tau'_{oct} = f'_c \bar{\tau}_{oct}$$

$$\sigma_3 = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} - \sqrt{4.5\tau'_{oct}{}^2 - 0.75(\sigma_1 - \sigma_2)^2}$$

$$f'_{cc} = -\sigma_3$$

Donde:

f'_c : Esfuerzo de compresión del concreto no confinado en Mpa.

f'_{cc} : Esfuerzo de compresión del concreto confinado en Mpa.

Construcción de la curva esfuerzo - deformación del concreto confinado

$$\varepsilon_{co} = \frac{50}{3}f'_c + \frac{5000}{3}$$

$$\varepsilon_{cc} = \varepsilon_{co} \left[1 + 5\left(\frac{f'_{cc}}{f'_c} - 1\right) \right]$$

$$E_c = 4700\sqrt{f'_c}$$

$$E_{sec} = \frac{f'_{cc}}{\epsilon_{cc}}$$

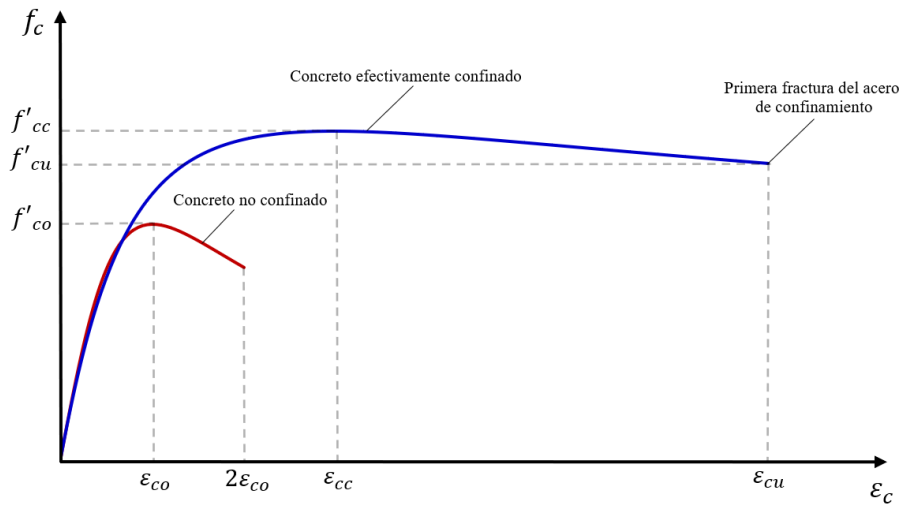
$$r = \frac{E_c}{E_c - E_{sec}}$$

$$x = \frac{\epsilon_c}{\epsilon_{cc}}$$

$$f_c = \frac{f'_{cc}xr}{r - 1 + x^r}$$

Figura 13

Modelo para concreto confinado para secciones rectangulares



Nota. Adaptado de Mander et al. (1988).

Donde:

ε_{co} : Deformación del concreto asociado a f'_c en Mpa.

ε_{cc} : Deformación de concreto asociado a f'_{cc} en Mpa.

E_c : Modulo de elasticidad del concreto.

E_{sec} : Modulo secante del concreto.

r : Relación de módulos.

x : Relación de deformaciones.

ε_c : Deformación unitaria del concreto.

f_c : Esfuerzo de compresión del concreto.

Deformación última del concreto confinado propuesto por (Priestley et al., 1996)

$$\varepsilon_{cu} = 0.004 + \frac{1.4\rho_s f_{yh} \varepsilon_{su}}{f'_{cc}}$$

Donde:

ε_{cu} : Deformación última del concreto confinado.

f'_{cc} : Resistencia del concreto efectivamente confinado en Mpa.

ρ_s : Cuantía volumétrica del acero transversal $\rho_s = \rho_x + \rho_y$

f_{yh} : Esfuerzo de inicio de endurecimiento por deformación del acero.

ε_{su} : Deformación última del acero transversal.

3.2.9 Diagrama Momento - Curvatura

El diagrama momento–curvatura describe el desarrollo de la capacidad a flexión y de la deformación por curvatura (rotación por unidad de longitud) de una sección de concreto armado. Este diagrama (M– θ) se obtiene a partir de los modelos constitutivos esfuerzo–deformación asignados al concreto y al acero (Ottazi, 2011).

El diagrama momento–curvatura de una sección estructural permite estimar su ductilidad de curvatura. Para realizar análisis no lineales, tanto estáticos como dinámicos, es necesario conocer las relaciones momento–curvatura o momento–rotación en secciones sometidas a flexión o flexo compresión. A partir de estos diagramas también es posible determinar la rigidez de la sección. En el análisis no lineal estático (Pushover), resulta fundamental establecer dichas relaciones para las secciones de concreto armado de elementos tipo frame sometidos a flexión y flexo compresión (Aguiar et al., 2015).

El análisis estático no lineal basado en el espectro de capacidad considera una aproximación de los patrones de carga utilizados para representar los efectos sísmicos. Este método emplea fuerzas inerciales laterales similares a las fuerzas sísmicas estáticas equivalentes, adoptando generalmente la forma del primer modo fundamental de vibración u otras distribuciones simplificadas, como las de tipo rectangular, triangular o parabólica (Chopra y Goel, 1999).

Aguiar (2003) señala que el punto con coordenadas (ϕ'_y, M_n) marca el inicio de la rótula plástica. Dichos valores se determinan mediante el criterio de áreas iguales entre el diagrama momento–curvatura original y su representación bilineal. Este punto constituye un parámetro fundamental para la determinación del nivel de desempeño estructural.

Por otro lado, Aguiar (2008) indica que el factor de reducción de resistencia por ductilidad interviene en el cálculo de la reducción de las fuerzas sísmicas, permitiendo pasar del espectro elástico al espectro inelástico, a partir del cual se determina el punto de desempeño.

El diagrama momento–curvatura (M– ϕ), a través de su formulación matemática, permite obtener una estimación precisa de la máxima capacidad de deformación inelástica, la ductilidad del elemento y el momento máximo asociado a la falla estructural (Park & Paulay, 1975). Un mayor grado de ductilidad en una sección de concreto armado incrementa la capacidad de disipación de energía tanto del elemento estructural como de la estructura en su conjunto.

El diagrama momento–curvatura se determina a partir de tres hipótesis fundamentales:

- Los modelos constitutivos (esfuerzo–deformación) del concreto y del acero.
- La compatibilidad de deformaciones.
- El equilibrio de fuerzas.

3.2.9.1 Modelo bilineal del diagrama momento-curvatura

Para el análisis y la evaluación del desempeño estructural de una edificación, es necesario representar el comportamiento de las secciones mediante modelos simplificados. En este contexto, el diagrama momento–curvatura puede idealizarse mediante una representación bilineal definida principalmente por dos puntos característicos.

El primero corresponde al punto de fluencia verdadera, el cual se obtiene a partir de la curvatura asociada a la primera fluencia del acero y al momento correspondiente a una deformación del concreto de $\varepsilon_c = 0.003$. El segundo punto corresponde al estado último, definido por la relación momento–curvatura última de la sección (Park y Paulay, 1975).

Momento de Fluencia verdadera (ACI)

$$M_{ACI} = M_{\varepsilon_c=0.003}$$

$$\phi_y = \frac{M_{ACI}}{M_{y'}} \phi_{y'}$$

Donde:

M_{ACI} : Momento asociado a una deformación del concreto de $\varepsilon_c = 0.003$

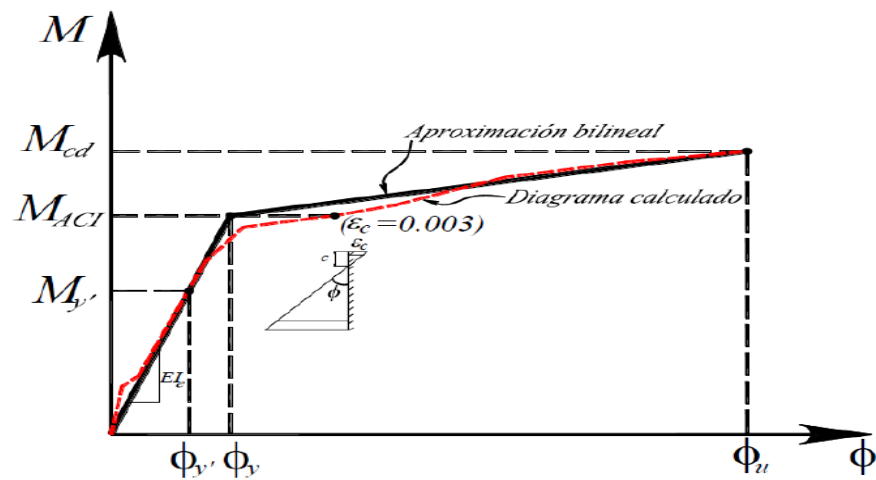
$M_{y'}$: Momento asociado a la primera fluencia del acero a tracción.

$\phi_{y'}$: Curvatura asociada a la primera fluencia $\varepsilon_s = 0.021$

ϕ_y : Curvatura asociada al M_{ACI} denominado “fluencia verdadera”

Figura 14

Aproximación Bilineal



Nota. Aproximación bilineal del diagrama momento–curvatura de una sección de concreto armado. Adaptado de Park y Paulay (1975).

3.2.9.2 Incorporación del pandeo de la barra longitudinal al diagrama momento-curvatura

En sus investigaciones sobre el fenómeno de pandeo de barras de acero, se propuso el parámetro ϵ_p^* con el propósito de incluir el efecto del pandeo del acero longitudinal en la determinación del momento máximo de una sección (Rodríguez et al., 1999).

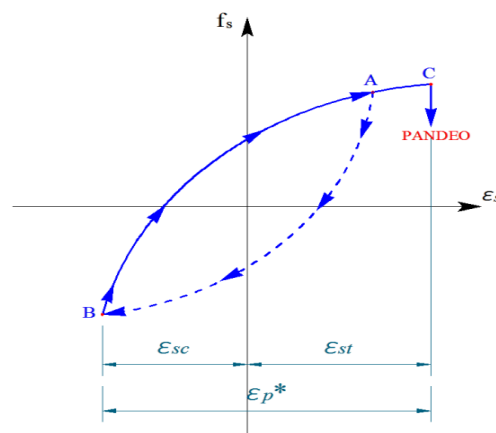
A partir del análisis de las deformaciones del acero a tracción ϵ_{st} y a compresión ϵ_{sc} , cuyos estados son reversibles durante los ciclos de carga, Goodnight et al. (2013) y Goodnight et al. (2015) observaron el inicio de una discontinuidad significativa en los

esfuerzos asociada a las deformaciones cíclicas cuando una barra de acero previamente sometida a tracción pasa a compresión.

El valor del parámetro ε_p^* se expresa mediante la siguiente relación:

Figura 15

Modelo propuesto para el pandeo de una barra de acero de refuerzo



$$\varepsilon_p^* = \varepsilon_{sc} + \varepsilon_{st}$$

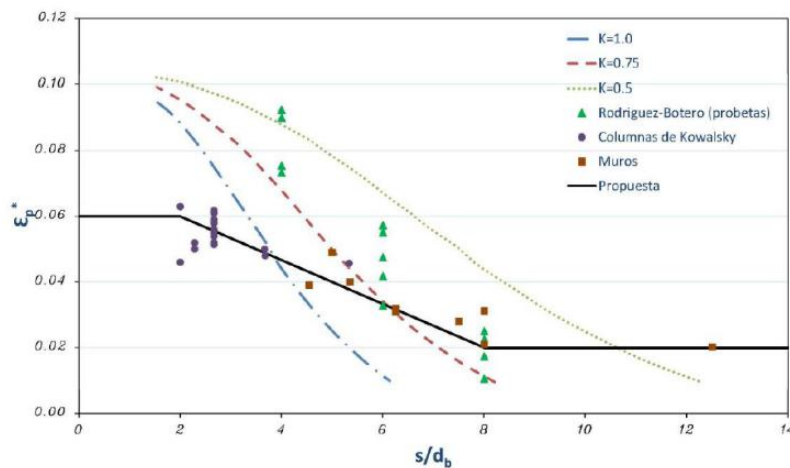
Nota. Modelo conceptual del pandeo de barras de acero de refuerzo bajo deformaciones cíclicas. f_s = esfuerzo en el acero; ε_s = deformación del acero; ε_{sc} = deformación en compresión; ε_{st} = deformación en tracción; ε_p^* = parámetro asociado al pandeo del acero. Adaptado de Rodríguez et al. (1999).

De las investigaciones anteriores y las deformaciones obtenidas de las barras longitudinales en columnas expresadas por ε_p^* dieron paso a una nueva propuesta por (Iñiguez et al., 2015) que responde mejor a los resultados obtenidos mediante la siguiente función lineal.

$$0.02 < \varepsilon_p^* = \frac{11 - s/d_b}{150} < 0.06$$

Figura 16

*Curva de predicción de la deformación correspondiente al pandeo ε_p^**



Nota. La figura muestra la relación entre la deformación de pandeo ε_p^* y la relación s/d_b . Los puntos representan resultados experimentales de Rodríguez-Botero (probetas), columnas de Kowalsky y muros estructurales. Las líneas corresponden a las curvas de predicción para distintos valores del parámetro K.

Se puede establecer la siguiente expresión:

$$\varepsilon_p^* = \begin{cases} 0.06 & , \quad 0 < s/d_b \leq 2 \\ \frac{11 - s/d_b}{150} & , \quad 2 < s/d_b \leq 8 \\ 0.02 & , \quad 8 < s/d_b \end{cases}$$

Donde:

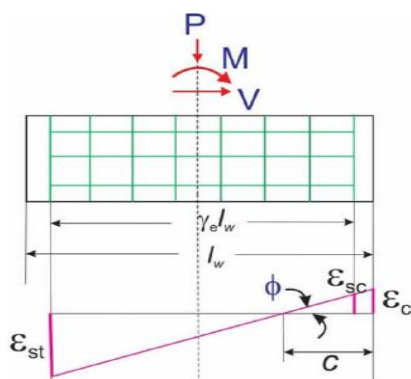
d_b : Diámetro del acero longitudinal.

s : Espaciamiento entre los aceros transversales.

La curvatura correspondiente al modo de falla por pandeo del acero longitudinal, considerando la hipótesis de compatibilidad de deformaciones de una sección de concreto armado quedaría como ϕ_u^* cuya definición es utilizada para secciones del tipo rectangular o simétrica respecto al eje central a flexión. En secciones tipo T, L, y otros se debe tomará en cuenta el valor más desfavorable de ε_p^* .

Figura 17

Curvatura de pandeo asociada a la deformación ε^*_p



$$\phi = \frac{\varepsilon_{st} + \varepsilon_{sc}}{\gamma_e l_w}$$

$$\phi_u^* = \frac{\varepsilon_p^*}{\gamma_e l_w}$$

Nota. La figura muestra la relación entre la deformación de pandeo ε^*_p y la relación geométrica s/d_b . Los puntos corresponden a resultados experimentales reportados por Rodríguez-Botero (probetas), columnas de Kowalsky y muros estructurales. Las líneas representan curvas de predicción para distintos valores del parámetro K ; la línea negra corresponde a la propuesta del presente estudio.

3.2.9.3 Incorporación del efecto de corte al diagrama momento curvatura

3.2.9.3.1 Relación corte ductilidad por rotación

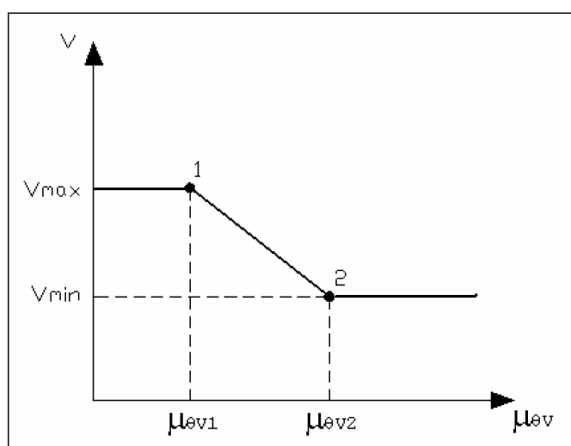
Antiguamente, el diseño de estructuras se caracterizaba por el uso de grandes cantidades de acero longitudinal y una reducida cuantía de acero transversal. Esta configuración podía provocar una falla frágil por corte antes de que la sección desarrollara completamente su capacidad a flexión, lo cual no es deseable desde el punto de vista estructural, ya que el comportamiento óptimo corresponde a una falla dúctil controlada por flexión.

Las normativas actuales buscan garantizar que la falla por flexión preceda a la falla por corte. Esto se logra mediante requisitos más estrictos relacionados con la disposición y cuantía del refuerzo transversal, lo que contribuye a mejorar el comportamiento sísmico de los elementos estructurales. Bajo estas condiciones, en muchos casos se suele prescindir de la verificación del acoplamiento entre el efecto del corte y la capacidad a flexión. Sin embargo, resulta conveniente realizar dicha verificación, ya que la normativa peruana no garantiza explícitamente un diseño basado en desempeño.

En la figura siguiente se presenta el modelo numérico propuesto por NZNSEE Study Group (1996) para limitar la capacidad a flexión de una sección, considerando la degradación de la resistencia al corte en el rango inelástico.

Figura 18

Degradación del cortante con el incremento de la ductilidad por rotación.



Nota. Modelo de degradación de la resistencia al cortante en función del incremento de la ductilidad por rotación en elementos de concreto armado sometidos a comportamiento inelástico.

Una sección transversal de un elemento de concreto armado tipo “Frame” posee una capacidad máxima por cortante $V_{m\acute{a}x}$, esto se puede determinar en función del refuerzo transversal y de la carga axial (Satyarno, 2000). Esta capacidad por corte toma un valor constante hasta el punto 1 asociado a una ductilidad por rotación $\mu_{\theta v1}$, luego se presenta una degradación de la resistencia por corte hasta el punto 2 ocasionando la falla de corte; el punto 2 está asociado a una ductilidad por rotación $\mu_{\theta v2}$ con un cortante denominado $V_{m\acute{i}n}$.

$$V_{mín} = R_{\theta v2} V_{máx}$$

Done:

$V_{máx}$: Capacidad máxima resistente a cortante, en el rango lineal.

$R_{\theta v2}$: Factor de reducción de resistencia en estado inelástico.

$V_{mín}$: Capacidad mínima resistente a cortante, en el rango no lineal.

$\mu_{\theta v1}$: Ductilidad por rotación elástico.

$\mu_{\theta v2}$: Ductilidad por rotación inelástico.

(Medina, 2015) La relación entre el momento a flexión M y el cortante V viene dado por la luz libre de corte, que es la distancia en la cual el diagrama de corte es constante. Para el caso sísmico la luz libre de corte es la distancia desde el extremo de un elemento hasta el punto de inflexión. En el análisis sísmico de una estructura el punto de inflexión va cambiando de posición, pero no en una forma drástica, es factible determinar la ubicación exacta del punto de inflexión. Como aproximación se puede considerar que el punto de inflexión se encuentra en la mitad del elemento. En base a la luz libre de corte se tiene:

$$M = V * L/2$$

3.2.9.3.2 Relación corte ductilidad para vigas rectangulares

La degradación de la capacidad al corte en función de la ductilidad de rotación se indica en la figura, y las ecuaciones de cálculo son las siguientes:

$$V_{m\acute{a}x} = \phi_r \left(0.2\sqrt{f'_c}bd + \frac{A_v f_{vy}d}{s} \right)$$

$$R_{\theta v2} = \frac{0.05\sqrt{f'_c}bd + \frac{A_v f_{vy}d}{s}}{0.2\sqrt{f'_c}bd + \frac{A_v f_{vy}d}{s}}$$

Donde:

f'_c : Es la resistencia a compresi3n del concreto, $\sqrt{f'_c}$ debe expresarse en Mpa.

ϕ_r : Factor de reducci3n de resistencia por corte igual a 0.85

b : Base de la secci3n de concreto armado.

d : Peralte efectivo de la secci3n.

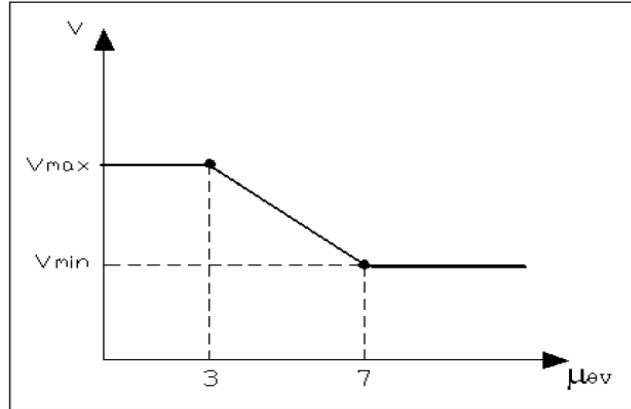
A_v : rea total del acero transversal en la direcci3n del corte.

f_{vy} : Esfuerzo de fluencia del acero en Mpa.

s : Espaciamiento de los aceros transversales.

Figura 19

Degradación de la capacidad al corte en vigas de concreto armado



Nota. Relación entre la capacidad resistente al corte y la ductilidad por rotación en vigas de concreto armado, mostrando la degradación de la resistencia en el rango inelástico.

3.2.9.3.3 Relación corte ductilidad para columnas rectangulares

Para el caso de columnas con estribos rectangulares, las ecuaciones son las siguientes:

$$V_{m\acute{a}x} = \phi_r \left\{ 0.85 \left(0.29 \sqrt{f'_c} 0.8A_g + \frac{A_v f_{vy} d''}{s} \cot 30^\circ - N \tan \alpha \right) \right\}$$

$$R_{\theta v2} = \frac{0.1 \sqrt{f'_c} 0.8A_g + \frac{A_v f_{vy} d''}{s} \cot 30^\circ - N \tan \alpha}{0.29 \sqrt{f'_c} 0.8A_g + \frac{A_v f_{vy} d''}{s} \cot 30^\circ - N \tan \alpha}$$

Donde:

A_g : Área gruesa de la columna

f'_c : Resistencia a compresión del concreto

A_v : Área total del acero transversal

f_{vy} : Esfuerzo de fluencia del acero

d'' : Longitud del núcleo confinado medido entre ejes del acero transversal

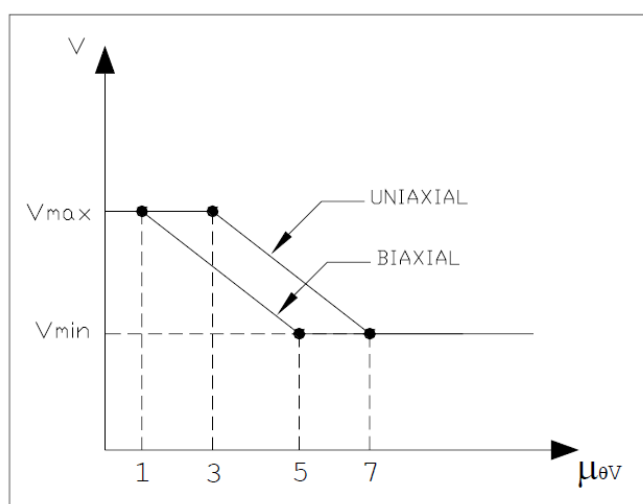
s : Espaciamiento de los aceros transversales

N : Carga axial que gravita en la columna, será positiva si es de tensión y negativa si es de compresión

α : Ángulo entre el eje longitudinal de la columna y la recta (dirección) de la carga axial

Figura 20

Degradación de la capacidad al corte en columnas



Nota. Relación entre la resistencia al corte y la ductilidad por rotación en columnas de concreto armado, mostrando la reducción progresiva de la capacidad resistente en el rango inelástico.

3.2.10 Longitud de Rotula Plástica

La rotación inelástica que se puede producir en la “articulación plástica” en la vecindad de la sección crítica (rotación plástica), se puede reemplazar por un rectángulo equivalente que tenga la misma área que la distribución real de curvatura inelástica, la determinación de L_p (Sawyer, 1964) sería de la siguiente manera:

$$L_p = 0.25d + 0.075Z$$

Donde:

d: peralte efectivo de la sección

z: longitud del elemento

El análisis de Mattock, (1967) presentó una simplificación para el cálculo de la rótula plástica basado en estudios realizados considerando parámetros de peralte efectivo, longitud de corte, resistencia del concreto y esfuerzo de fluencia del acero de refuerzo.

$$L_p = 0.05Z + 0.05d$$

Donde:

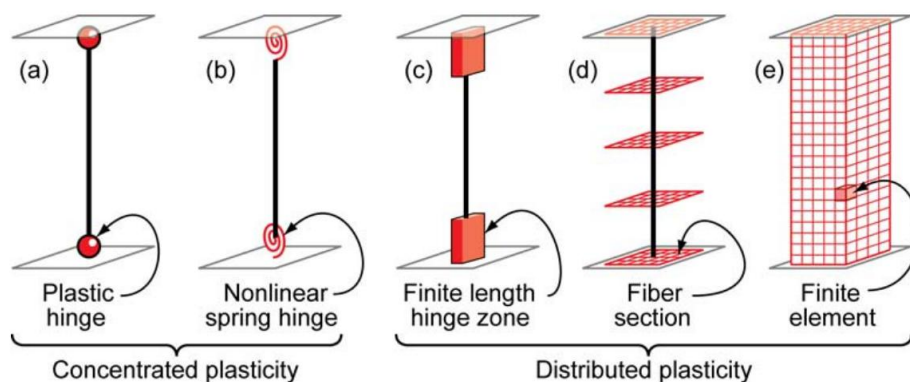
d: peralte efectivo de la sección

z: longitud del elemento

3.2.11 Modelo de plasticidad

Figura 21

Modelos de plasticidad



Nota. Adaptado de Deierlein et al. (2010).

Los tipos de modelo inelástico son generalmente clasificados en dos tipos: plasticidad distribuida y plasticidad concentrada. El método de plasticidad distribuida discretiza los elementos de la estructura a lo largo de su longitud y a través de su sección transversal en varios elementos. La propagación de la plasticidad está trazada por la secuencia de la fluencia de los elementos. Por el contrario, el método de plasticidad concentrada usualmente involucra elementos simples o múltiples para modelar un miembro del pórtico. El método de rótula plástica asume que las deformaciones inelásticas son concentradas en las rótulas plásticas en los extremos de los elementos elásticos (Deierlein et al., 2010).

3.2.12 Diagrama Momento-Rotación

El diagrama momento-curvatura ($M-\phi$) corresponde al comportamiento de una sección, mientras que el diagrama momento-rotación ($M-\theta$) se obtiene multiplicando el diagrama momento-curvatura por la longitud de la rótula plástica, por lo que representa el comportamiento de una porción del elemento estructural, específicamente la zona donde se concentra la plasticidad.

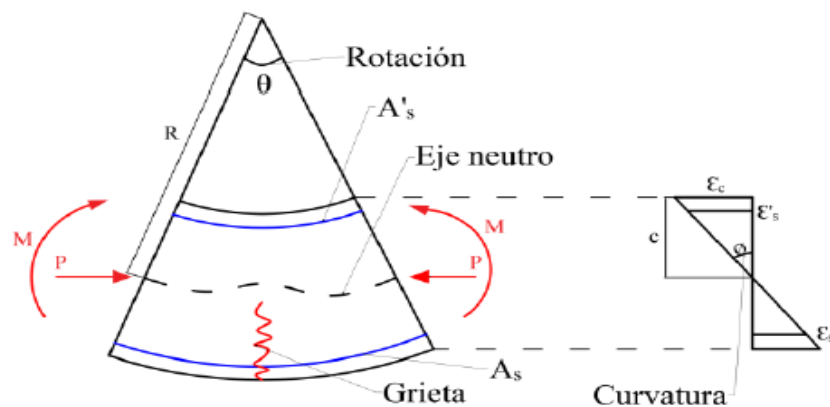
A partir del diagrama $M-\phi$ es posible calcular la rotación inelástica entre dos puntos a lo largo del elemento dentro de la zona de rótula plástica, la cual posee una longitud L_p , conocida como longitud de plastificación equivalente. Esta longitud incluye el efecto de grietas diagonales producidas por corte, las cuales no se consideran en la construcción del diagrama $M-\phi$. Asimismo, tampoco se tiene en cuenta el deslizamiento del acero en el entorno de las grietas ni la reducción de la deformación unitaria del acero

debido al concreto no agrietado; por ello, la rotación inelástica real suele ser menor que la estimada mediante este procedimiento (Park y Paulay, 1975).

Debido a estas limitaciones, el cálculo preciso de la rotación inelástica disponible resulta complejo. Por esta razón, diversas normativas, como ASCE/SEI 41-13, FEMA 440 y ATC-40, proponen un diagrama momento-rotación ($M-\theta$) simplificado y normalizado, el cual se construye a partir del cálculo de determinados parámetros que caracterizan el comportamiento inelástico de los elementos estructurales.

Figura 22

Curvatura y rotación de un elemento



Nota. Adaptado de Ottazzi (2011).

Debido a la cantidad de secciones que hay en una estructura y a lo complejo que sería la construcción del diagrama Momento-Rotación ($M-\theta$) para un elemento, se usa diagramas simplificados con tramos rectos entre los puntos críticos.

3.2.13 Plasticidad distribuida en secciones de fibra

La formulación de secciones de fibra permite representar la plasticidad distribuida mediante integraciones numéricas a través de las secciones transversales del elemento y a lo largo de su longitud. En este enfoque se definen modelos de material uniaxiales con el fin de capturar las características no lineales e histeréticas de la relación tensión–deformación axial en las secciones transversales (Deierlein et al., 2010).

Este método se basa en la suposición de que las secciones planas permanecen planas durante la deformación. Bajo esta hipótesis, las “fibras” de material uniaxial se integran numéricamente sobre la sección transversal para obtener los resultantes de esfuerzos, tales como la fuerza axial y los momentos flectores, así como las relaciones incrementales momento–curvatura y fuerza axial–deformación.

Asimismo, los parámetros de la sección transversal se integran numéricamente en secciones discretas a lo largo de la longitud del elemento. En este tipo de modelación, las demandas de deformación calculadas pueden ser altamente sensibles al gradiente de momento, a la longitud del elemento, al método de integración empleado y a los parámetros de endurecimiento por deformación. Por esta razón, las demandas de deformación obtenidas y los criterios de aceptación deben compararse con los resultados de modelos de rótulas plásticas concentradas, para los cuales los criterios de aceptación basados en rotaciones se encuentran más ampliamente documentados.

En este contexto, Orakcal y Wallace (2006) y Thomsen y Wallace (2004) realizaron diversos ensayos experimentales en muros de concreto armado. Mediante la aplicación del modelo de plasticidad distribuida en secciones de fibra, lograron reproducir y predecir adecuadamente la relación entre el desplazamiento lateral y la carga lateral aplicada en estos elementos estructurales.

3.3 Procedimiento para el análisis estático no lineal pushover

El procedimiento de análisis mediante el método Pushover consiste en llevar el modelo matemático que representa a la estructura hasta el agotamiento de su capacidad resistente. Esto se logra mediante la aplicación de cargas laterales incrementales, las cuales se aumentan progresivamente hasta que la estructura alcanza su capacidad máxima frente a las sollicitaciones sísmicas (Aguilar, 2002).

Para realizar el análisis no lineal de estructuras, es fundamental conocer el diagrama momento–rotación o el diagrama momento–curvatura de los elementos estructurales, tanto en vigas como en columnas de sistemas aporticados, ya que estos permiten representar el comportamiento no lineal de los elementos estructurales (Aguilar et al., 2018).

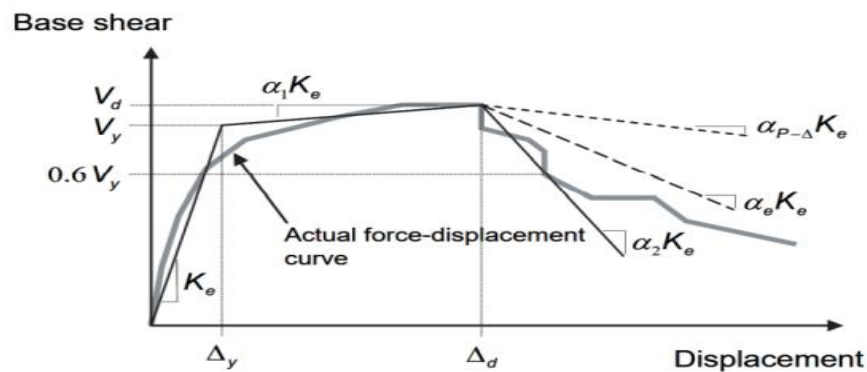
La ASCE/SEI 41-13 (2014) establece el procedimiento para llevar a cabo el análisis estático no lineal Pushover a partir de un estado inicial de carga gravitacional no lineal. Dicho procedimiento puede describirse mediante los siguientes pasos:

- a) Definición del modelo estructural: Se debe definir el modelo matemático de la estructura incorporando las características fuerza–deformaciones no lineales de los elementos estructurales, de acuerdo con el modelo de plasticidad adoptado.
- b) Selección del nodo de control: Posteriormente, se define el nodo de control, el cual generalmente se ubica en el último nivel del edificio, ya que permite representar el desplazamiento global de la estructura.
- c) Aplicación del patrón de carga lateral: Luego se aplica un patrón de carga lateral, el cual suele ser proporcional a la forma del modo fundamental de vibración de la estructura. Este patrón de carga se incrementa de manera monótona durante el análisis.
- d) Obtención de la curva de capacidad: Durante el proceso se registra la fuerza de corte basal y el desplazamiento del nodo de control, así como las fuerzas internas y deformaciones de cada elemento estructural.
- e) Proceso incremental del análisis: Cada incremento de carga lateral se realiza mediante un análisis independiente que parte del estado final del incremento anterior. Por ello, a los resultados de cada etapa se deben sumar los valores de carga lateral, rotaciones y desplazamientos obtenidos en el análisis previo.

- f) Idealización de la curva de capacidad: Finalmente, se obtiene una curva de capacidad idealizada, generalmente representada mediante una aproximación bilineal, la cual permite facilitar la evaluación del desempeño estructural.

Figura 23

Curva de capacidad idealizada



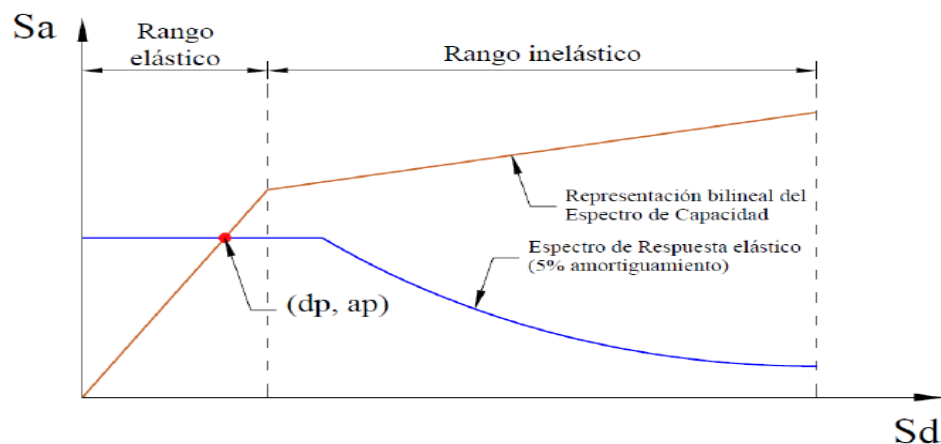
Nota. Adaptado de ASCE/SEI 41-13: *Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings*, por ASCE (2014).

Por otro lado, el proceso para la obtención de la curva de capacidad según ATC-40, el análisis estático no lineal incluye el método de espectro de capacidad que usa la intersección de la curva de espectro de capacidad Pushover y un espectro reducido de respuesta para estimar el desempeño de la estructura. El método del espectro de capacidad interactúa tres elementos: capacidad, demanda y desempeño. Para transformar la curva de capacidad a espectro de capacidad, primero se debe determinar el coeficiente de masa efectiva y el factor de participación modal, por medio de las propiedades dinámicas del modo fundamental de vibración. El ATC-40 recomienda que se obtenga el espectro

inelástico en función del coeficiente de amortiguamiento viscoso efectivo y la representación gráfica quedará en formato ADRS (S_a vs S_d) de la curva de capacidad. También nos muestra cuatro niveles de desempeño fundamentales para una estructura: operacional, ocupación inmediata, seguridad de vida, estabilidad estructural.

Figura 24

Espectro de capacidad y punto de desempeño de la estructura



Nota. Adaptado de Ismaeil et al. (2015).

3.3.1 Marco normativo para la evaluación del desempeño sísmico

En el año 2014, se publicó el ASCE/SEI 41-13 (Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings) que establece una metodología de evaluación rigurosa y aplicable a cualquier edificación, esta estándar combina, actualiza y reemplaza las normativas previas.

Para la presente tesis la evaluación del desempeño sísmico mediante análisis no lineal estático - Pushover se considerará las recomendaciones dadas por el ASCE/SEI 41-

13. La demanda sísmica se obtiene a partir de las recomendaciones dadas por el ASCE/SEI 41-13.

3.3.2 Niveles de desempeño

Todas las normativas y códigos tienen como objetivo principal asegurar un buen comportamiento inelástico de las estructuras ante un sismo severo, este sismo por estudios de peligro sísmico se define por una vida útil de la estructura de 50 años con un 10% de probabilidad de excedencia y le corresponde un periodo de retorno de aproximadamente 475 años, en tal sentido se asegura que la estructura disipe la mayor cantidad de energía y no colapse, esto permite salvaguardar las vidas humanas durante un sismo severo.

3.3.2.1 Propuesta del Comité Visión 2000 (1995) establecido por la Sociedad de Ingenieros Estructurales de California SEAOC

En 1992, la Asociación de Ingenieros Estructurales de California (SEAOC) planteó la necesidad de desarrollar una nueva generación de procedimientos de diseño sísmico. En respuesta a esta iniciativa, se creó el Comité VISION 2000, cuya misión fue proyectar el desarrollo futuro de la ingeniería estructural y establecer un marco de referencia para procedimientos de diseño que conduzcan a estructuras con un desempeño sísmico predecible (SEAOC, 1995).

Las recomendaciones preliminares de este comité incluyen la definición de diferentes niveles de desempeño estructural y distintos niveles de excitación sísmica, los cuales se expresan en términos de su probabilidad de ocurrencia.

El comité VISION 2000 definió cuatro sismos de análisis, estos eventos son denominados: frecuente, ocasional, raro y muy raro.

Tabla 11

Sismos de análisis establecidos por el Comité VISION 2000

SISMO	VIDA ÚTIL	PROBABILIDAD DE EXCEDENCIA	PERIODO DE RETORNO
Frecuente	30 años	50%	43 años
Ocasional	50 años	50%	72 años
Raro	50 años	10%	475 años
Muy Raro	100 años	10%	970 años

Nota. Adaptado de *Performance-Based Seismic Engineering of Buildings*, por SEAOC Vision 2000 Committee (1995).

Tabla 12

Niveles de desempeño según SEAOC Vision 2000 Committee, 1995

Nivel de Desempeño	Estado de Daño	Descripción
Totalmente Operacional	Despreciable	Daño estructural y no estructural despreciable o nulo. Los sistemas de evacuación y todas las instalaciones funcionan normalmente.
Operacional	Leve	Agrietamientos en elementos estructurales. Daño entre leve y moderado en contenidos y elementos arquitectónicos.
Seguridad de Vida	Moderado	Daños moderados en algunos elementos. Pérdida de resistencia y rigidez del sistema resistente de cargas laterales. El sistema permanece funcional. Puede ser necesario cerrar el edificio temporalmente para realizar reparaciones y reforzamiento.
Prevención de Colapso	Severo	Daños severos en elementos estructurales. Fallo de elementos secundarios, no estructurales y contenidos. Puede llegar a ser necesario demoler el edificio.
Colapso	Completo	Pérdida parcial o total de soporte. Colapso parcial o total. No es posible la reparación.

Nota. Adaptado de SEAOC Vision 2000 Committee (1995).

3.3.2.2 Propuesta del ATC-40

El (ATC-40, 1996a) define niveles de desempeño para las estructuras, describe completamente el estado de daño límite deseado para una estructura y representa el comportamiento global del edificio.

Operacional, 1-A: Este es el nivel de desempeño relacionado con la funcionalidad. El daño a la estructura del edificio es limitado, por lo que la ocupación continúa siendo segura, y las reparaciones necesarias son menores y pueden llevarse a cabo sin interrupciones significativas para los ocupantes. De manera similar, el daño a los sistemas no estructurales y los contenidos relacionados con la funcionalidad son menores y no pondrán en peligro las funciones del edificio.

Ocupación inmediata, 1-B: Este nivel corresponde a los criterios más utilizados para edificaciones esenciales. Se espera que los espacios y sistemas del edificio sean razonablemente utilizables, a pesar de que el contenido puede estar dañado. Se mantiene la seguridad de los ocupantes.

Seguridad de Vida, 3-C: Este nivel está destinado a lograr un estado de daño que presenta una probabilidad extremadamente baja de amenazas a la seguridad de vida, ya sea por daños estructurales (limitados) o por fallas de elementos no estructurales. Este nivel corresponde al desempeño esperado de la estructura con la aplicación de los códigos de diseño convencionales.

Estabilidad Estructural, 5-E: El margen de seguridad del sistema resistente de cargas laterales se encuentra casi al límite y la probabilidad del colapso ante posibles

replicas es bastante alta, no obstante, el sistema de cargas verticales continúa garantizando la estabilidad del edificio. No se requiere evaluar los daños no estructurales debido al elevado nivel de daños estructurales. No se garantiza la seguridad de los ocupantes ni transeúntes, por lo que es necesario desalojar, o incluso demoler la estructura.

3.3.2.3 Propuesta del ASCE/SEI 41-13

Según el ASCE/SEI 41-13 el nivel de desempeño de un edificio consiste en la combinación de un nivel de desempeño estructural y un nivel de desempeño no estructural.

Son 6 niveles de desempeño estructural discretos y 2 rangos de desempeño estructural intermedios. Los niveles discretos de desempeño estructural son Ocupación Inmediata (S-1), Control de daño (S-2), Seguridad de vida (S-3), Seguridad limitada (S-4), Prevención de colapso (S-5) y No Considerado (S-6). Los rangos de desempeño estructural intermedios son el Rango de Seguridad Mejorado y el Rango de Seguridad Reducido.

- a) Ocupación Inmediata (S-1): Se define como el estado de daño posterior al sismo en el cual una estructura permanece segura para ocupar y esencialmente conserva su resistencia y rigidez inicial luego del sismo.
- b) Rango de Seguridad Mejorado: Se define como el rango continuo de estado de daño entre el nivel de seguridad de vida S-3 y el nivel de ocupación inmediata S-1.

- c) Control de daño (S-2): Se define como un estado de daño post sismo entre el nivel de seguridad de vida S-3 y el nivel de ocupación inmediata S-1.
- d) Seguridad de vida (S-3): Se define como el estado de daño posterior al sismo en el que una estructura tiene sus componentes dañados, pero conserva un margen de seguridad contra el inicio del colapso parcial o total.
- e) Rango de Seguridad Reducida: Se define como el rango continuo de estado de daño entre el nivel de seguridad de vida S-3 y el nivel de prevención de colapso S-5.

Seguridad Limitada (S-4): Se define como un estado de daño post sismo entre el nivel de seguridad de vida S-3 y el nivel de prevención de colapso S-5.
- f) Prevención de Colapso (S-5): Se define como el estado de daño posterior al sismo en el que una estructura tiene sus componentes dañados y continúa soportando cargas de gravedad, pero ya no cuenta con ningún margen de seguridad contra el colapso.
- g) No Considerado (S-6): Cuando una evaluación o rehabilitación no considere la estructura.

3.3.3 Objetivos de desempeño

En el diseño sismorresistente basado en el desempeño, inicialmente se selecciona los objetivos de niveles de desempeño mínimos para distintas demandas sísmicas, la selección de los objetivos de desempeño una estructura se hace en base a diversos criterios como el tipo de uso de la estructura, la solicitud del cliente, las exigencias de las normas

y principalmente el juicio de los ingenieros. Luego de haberse diseñado la estructura, mediante procesos iterativos se evalúa por cada cambio en la configuración estructural su nivel de desempeño, queda a criterio de los ingenieros el diseño óptimo.

3.3.3.1 Propuesta del Comité Visión 2000

El objetivo de Structural Engineers Association of California (SEAOC) Visión 2000, es desarrollar el marco para procedimientos que conducen al diseño de estructuras por desempeño sísmico predecible y es capaz de acomodar múltiples objetivos de rendimiento (Poland et al., 1995).

El reporte del comité VISION 2000 brinda un conjunto de objetivos

Tabla 13

Objetivos de desempeño sísmico recomendados para edificios

Sismo de Diseño	Niveles de Desempeño Sísmico				
		Totalmente Operacional	Operacional	Seguridad de Vida	Prevención al Colapso
	Frecuente (43 años)	Objetivos Básicos	Desempeño Inaceptable	Desempeño Inaceptable	Desempeño Inaceptable
	Ocasional (72 años)	Objetivos Esenciales	Objetivos Básicos	Desempeño Inaceptable	Desempeño Inaceptable
	Raro (475 años)	Objetivo de Seguridad Crítica	Objetivos Esenciales	Objetivos Básicos	Desempeño Inaceptable
	Muy Raro (970 años)		Objetivo de Seguridad Crítica	Objetivos Esenciales	Objetivos Básicos

Nota. Elaboración propia a partir de SEAOC Vision 2000 Committee (1995).

3.3.3.2 Propuesta del ATC-40

El objetivo de desempeño múltiple se define en dos o más por cada demanda sísmica para el análisis no lineal.

Tabla 14

Objetivos de desempeño de seguridad básica para estructuras convencionales

Nivel de amenaza sísmica	Nivel de desempeño de la estructura			
	Operacional	Ocupación inmediata	Seguridad de vida	Estabilidad estructural
Servicio (SE)	-	-	-	-
Diseño (DE)	-	-	√	-
Máximo (ME)	-	-	-	√

Nota. Elaboración propia a partir de ATC-40 (1996).

3.3.3.3 Propuesta del ASCE/SEI 41-13

El objetivo de nivel de desempeño que le corresponde a una estructura para su diseño brinda información sobre la viabilidad, un pronóstico de daño que implica la suspensión del servicio de la estructura, entre otros.

Tabla 15

Objetivos de desempeño

Niveles de desempeño del edificio objetivo				
Nivel de amenaza sísmica	Operacional (1-A)	Ocupación Inmediata (1-B)	Seguridad de Vida (3-C)	Prevención al Colapso (5-D)
50%/50 años	a	b	c	d
BSE-1E (20%/50 años)	e	f	g	h
BSE-2E (5%/50 años)	i	j	k	l
BSE-2N (ASCE 7 MCE _R)	m	n	o	p
Notas: Cada celda en la matriz representa un Objetivo de Desempeño discreto				
Los Objetivos de Desempeño en la matriz pueden ser usados para representar 3 tipos de objetivos de desempeño, que pueden ser seleccionados para un edificio que es asignado a la Categoría de Riesgo I o II, de la siguiente forma:				
Objetivo de Desempeño Básico para edificios existentes (BPOE)			g & l	
Objetivos Mejorados			g & i, j, m, n, o l & e ó f g & l & a, ó b k, m, n, ó solamente o	
Objetivos Limitados			solamente g solamente l c, d, e, ó f	

Nota. Elaboración propia a partir de ASCE/SEI 41-13 (2014).

CAPÍTULO IV

METODOLOGÍA DE LA INVESTIGACIÓN

4.1 Tipo de investigación

El método de investigación empleado es de tipo aplicada, porque pretende evaluar y dar una respuesta sobre el comportamiento esperado de la estructura ante sismos.

4.2 Diseño de la investigación

El diseño de investigación es no experimental y descriptiva, debido que no se construye ninguna situación, sino que se observan situaciones ya existentes y a partir de estas se obtendrá resultados sobre el comportamiento de la estructura.

En ese sentido, siendo una investigación transversal y descriptiva se ha analizado el estado de las variables recolectando datos actualmente con el fin de determinar las características más representativas de objetos de estudio y su descripción detallada.

4.3 Población y muestra de la investigación

La población de la investigación está conformada por las edificaciones de la universidad nacional Jorge Basadre Grohmann.

La muestra tomada para el desarrollo de la presente investigación es la estructura de la escuela profesional de artes, específicamente el “bloque 1”.

4.4 Materiales y métodos

4.4.1 Materiales y/o instrumentos

Para el desarrollo del proyecto de investigación es necesario que el análisis debe ser bien estructurada para no cometer errores al momento de toma de datos, por tal razón se tomó en consideración para el área de investigación el uso de:

- Planos
- Plantillas de Excel
- Software de análisis estructural
- Computadora de escritorio e impresora

4.4.2 Procedimiento y análisis de datos

Los procedimientos que se llevarán a cabo, para el desarrollo de la investigación, constan de etapas: trabajo de campo revisión y recopilación bibliográfica de información, análisis de factores y procesamiento de información para determinar el comportamiento de la estructura mediante análisis no lineal pushover.

4.4.3 Técnicas aplicadas en la recolección de la información

La recolección de la información se realizó mediante técnicas documentales y de análisis computacional, utilizando software especializado (ETABS / SAP2000) para obtener parámetros como desplazamientos, derivas, rótulas plásticas, curva de capacidad y punto de desempeño, los cuales permitieron evaluar el comportamiento sísmico de la edificación.

CAPÍTULO V

ANÁLISIS Y DISCUSIÓN DE RESULTADOS

5.1 Características generales de la zona de estudio

5.1.1 De la ubicación de la estructura para obtener el espectro de demanda

La estructura del bloque 1 de la E.P. DE ARTES – FIAG DE LA UNIVERSIDAD NACIONAL JORGE BASADRE GROHMANN DE TACNA se encuentra localizado en la Universidad Nacional Jorge Basadre Grohmann de Tacna, a una altitud de 500 m.s.n.m. con sus coordenadas geográficas están comprendidas entre los paralelos de los 70°14'46.92" de longitud Oeste del meridiano de Greenwich, y a los 18° 01' 25. 81" de latitud Sur.

- ✓ Departamento : Tacna.
- ✓ Provincia : Tacna.
- ✓ Distrito : Tacna.
- ✓ Dirección : Av. Miraflores S/N - Ciudad Universitaria, Sede “Los Granados”
- ✓ Zona : Urbana
- ✓ Región geográfica : Costa

5.1.2 De las características del terreno

Se determinó a partir del Estudio de Mecánica de Suelos (EMS) contenido en el expediente técnico del proyecto, que fue realizado por la empresa LEMCOSUR S.A.C., en la que se concluye que es una Grava mal graduada (GP) y el tipo de perfil de suelo, siendo calificada como un Perfil Tipo S2: Suelos intermedios.

5.2 De las características de la estructura

La infraestructura del Bloque 1 de la E.P. DE ARTES – FIAG DE LA UNIVERSIDAD NACIONAL JORGE BASADRE GROHMANN DE TACNA está conformado por una edificación 4 pisos.

Sobre la estructuración:

- En la dirección denominado como X-X, el edificio tiene un sistema estructural en base a muros estructurales, conformado por pórticos de columnas, vigas y muros de corte.
- En la dirección denominado como Y-Y, el edificio tiene un sistema estructural en base a muros estructurales, conformado por pórticos de columnas, vigas y muros de corte.
- En ambas direcciones de análisis los elementos sismorresistente principales son los muros de concreto armado y los pórticos conformados por columnas, vigas.

- Las vigas desde el 1° al 4° piso tienen un peralte de 0.50m, 0.60m, 0.70m y de 0.90m. debido a los requerimientos por carga de gravedad y/o análisis sísmico del edificio.

Con respecto a los parámetros sísmicos según la E.030 2018:

- ❖ S_a = Aceleración Espectral, $S_a = ((Z U S C) / R) \times g$
- ❖ C = Factor de Amplificación sísmica, $C = 2.5 \times (T_p / T) \quad C \leq 2.5$
- ❖ Z = Factor de Zona, $Z = 0.45$ Zona 4
- ❖ U = Factor de categoría de edificación, $U = 1.5$ Categoría "A2" Edificaciones Esenciales
- ❖ S = Parámetro de suelo, $S = 1.15$ Suelo tipo S2
- ❖ R = Coeficiente de reducción, $R = 6$ (Concreto Armado, De Muros Estructurales)

Con respecto a las cargas aplicadas según la norma E.020 Cargas:

5.3 Esfuerzo deformación para el acero de refuerzo y concreto no confinado

Los resultados para los valores esfuerzo – deformación del acero se adjuntan en el ANEXO 3: MODELOS CONSTITUTIVOS DEL ACERO Y CONCRETO

5.4 Esfuerzo deformación para el concreto confinado

Con relación a los valores de Esfuerzo Deformación para vigas se adoptó como concreto no confinado porque en las vigas no están sometidas a cargas axiales suficientes para que el refuerzo transversal confine el núcleo de la sección lo cual deviene en una mayor resistencia del concreto, se empleará el modelo de Hognestad.

Con relación a los valores de Esfuerzo Deformación para columnas y placas se adoptó como concreto confinado debido a que se encuentran sometidas a cargas axiales considerables y los refuerzos transversales confinan el concreto como respuesta a las presiones de la carga axial, por lo tanto, se empleará el modelo de Mander.

Debido a la gran cantidad de cuadros, estos serán adjunto en el ANEXO 3: MODELOS CONSTITUTIVOS DEL ACERO Y CONCRETO

5.5 Plasticidad concentrada para vigas y columnas

Para vigas y columnas se utilizó la plasticidad concentrada a través de la asignación de valores de momento rotación en la zona de rotula plástica de cada elemento, los valores obtenidos se adjuntan en el ANEXO 5: PLASTICIDAD CONCENTRADA DE VIGAS Y COLUMNAS (VALORES DE MOMENTO ROTACIÓN)

5.6 Plasticidad distribuida en secciones de fibras para las placas

Para las placas se utilizó la plasticidad distribuida mediante la asignación de secciones de fibras considerando los valores esfuerzo deformación para cada material, los elementos a los que se ha aplicado se adjuntan en el ANEXO 6: PLASTICIDAD DISTRIBUIDA DE LAS PLACAS (ASIGNACIÓN DE FIBRAS) y principalmente se encuentra asignado en la base de datos del Etabs.

5.7 Espectro de demanda según la E.030 2018

El espectro de demanda según la E030 2018 Diseño sismorresistente se obtiene los siguientes valores para los sismos frecuente, ocasional, raro y muy raro, los espectros de demanda se adjuntan en el ANEXO N° 07: ESPECTRO DE PELIGRO UNIFORME Y ESPECTRO DE DEMANDA DE LA E.030 2018

El espectro de peligro uniforme se ha tomado los valores obtenidos para la ubicación de la estructura para un sismo frecuente, ocasional, raro y muy raro.

5.8 Definición de carga lateral

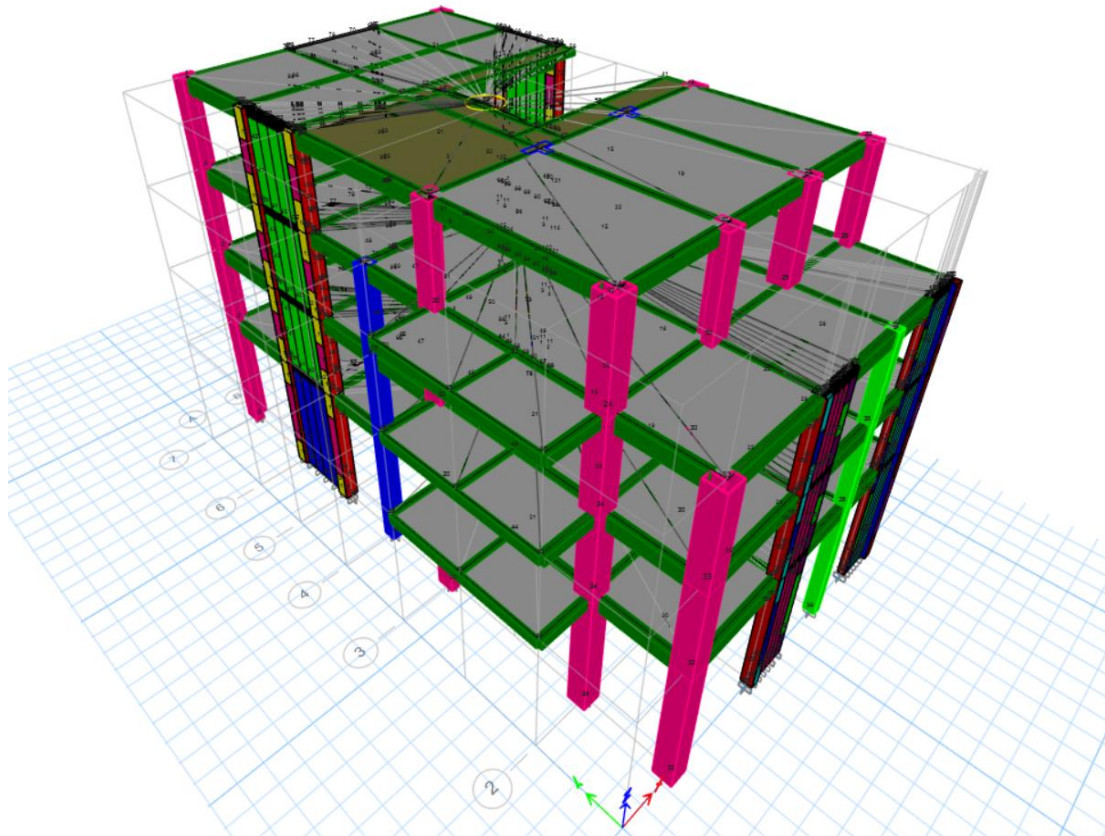
La carga lateral aplicada se calculó en función del primer modo fundamental así mismo se verificó que cumpla con la masa participativa requerida por la norma E030 2018, los valores obtenidos se adjuntan en el ANEXO 9: DETERMINACIÓN DEL PATRON DE CARGA.

5.9 Cálculo de la curva de capacidad

Después de haberse construido el modelo matemático de la estructura en el software Etabs, se definió los modelos constitutivos de los materiales, secciones, plasticidad concentrada, plasticidad distribuida, patrón de cargas, estado de carga gravitacional no lineal, se procedió con el agotamiento de la estructura hasta su agotamiento, los valores de la curva de capacidad obtenidos se adjuntan en el ANEXO 10: CURVA DE CAPACIDAD DE LA ESTRUCTURA.

Figura 25

Construcción del modelo estructural para el análisis no lineal estático



Nota. Elaboración propia mediante el software ETABS.

De acuerdo con la curva de capacidad den las direcciones de análisis X-X y Y-Y se obtuvieron los siguientes resultados:

Tabla 16

Sobre resistencia y ductilidad del análisis obtenido en el sentido x-x

DIRECCIÓN DE ANALISIS	SOBRE RESISTENCIA	DUCTILIDAD
DE IZQUIERDA A DERECHA	1.37	2.57
DE DERECHA A IZQUIERDA	1.33	2.13

Nota. Elaboración propia a partir de los resultados del análisis no lineal.

Tabla 17

Sobre resistencia y ductilidad del análisis obtenido en el sentido y-y

DIRECCIÓN DE ANALISIS	SOBRE RESISTENCIA	DUCTILIDAD
DE IZQUIERDA A DERECHA	1.40	2.03
DE DERECHA A IZQUIERDA	1.37	2.48

Nota. Elaboración propia a partir de los resultados del análisis no lineal.

Tabla 18*Distorsión del entrepiso en la dirección x-x (de izquierda a derecha)*

NIVEL	DESPLAZAMIENTO	ALTURA	DISTORSIÓN DEL ENTREPISO
Story4	24.112	1730	0.016
Story3	17.9821	1345	0.017
Story2	11.7074	965	0.017
Story1	5.3874	585	0.009

Nota. Elaboración propia a partir de los resultados del análisis estructural.**Tabla 19***Distorsión del entrepiso en la dirección x-x (de derecha a izquierda)*

NIVEL	DESPLAZAMIENTO	ALTURA	DISTORSIÓN DEL ENTREPISO
Story4	20.4655	1730	0.013
Story3	15.2931	1345	0.014
Story2	9.9802	965	0.014
Story1	4.6055	585	0.008

Nota. Elaboración propia a partir de los resultados del análisis estructural.

Tabla 20*Distorsión del entrepiso en la dirección y-y (de izquierda a derecha)*

NIVEL	DESPLAZAMIENTO	ALTURA	DISTORSIÓN DEL ENTREPISO
Story4	15.1149	1730	0.010
Story3	11.3303	1345	0.010
Story2	7.4446	965	0.010
Story1	3.4756	585	0.006

Nota. Elaboración propia a partir de los resultados del análisis estructural.**Tabla 21***Distorsión del entrepiso en la dirección y-y (de derecha a izquierda)*

NIVEL	DESPLAZAMIENTO	ALTURA	DISTORSIÓN DEL ENTREPISO
Story4	23.1237	1730	0.015
Story3	17.2602	1345	0.016
Story2	11.288	965	0.016
Story1	5.215	585	0.009

Nota. Elaboración propia a partir de los resultados del análisis estructural.**5.10 Determinación del desempeño de la estructura**

Considerando los objetivos de desempeño sísmico recomendados para edificios (SEAO Vision 2000 Committe, 1995) se procedió con el análisis y se adjuntan en el ANEXO 11: EVALUACIÓN DEL DESEMPEÑO DE LA ESTRUCTURA CONSIDERANDO EL ESPECTRO DE PELIGRO UNIFORME y ANEXO 12: EVALUACIÓN DEL DESEMPEÑO DE LA ESTRUCTURA CONSIDERANDO EL ESPECTRO DE DEMANDA DE LA NORMA E.030 2018

CONCLUSIONES

Se realizó el análisis sísmico de una edificación de concreto armado mediante análisis estático no lineal Pushover aplicando espectros de peligro uniforme, se consideró los valores constitutivos de esfuerzo – deformación del acero, concreto no confinado y concreto confinado, se aplicó plasticidad concentrada mediante asignación de rotulas en vigas y columnas, también se aplicó plasticidad distribuida mediante la asignación de fibras en placas, así como el patrón de carga a partir de un estado de carga gravitacional no lineal y finalmente se determinó los puntos de desempeño bajo las demandas del espectro de peligro uniforme. El desempeño de la estructura cumple con los objetivos y es aceptable en la dirección X-X (análisis de izquierda a derecha), el desempeño de la estructura cumple con los objetivos y es aceptable en la dirección X-X (análisis de derecha a izquierda), por otro lado el desempeño de la estructura cumple con los objetivos hasta una demanda para un sismo raro en la dirección Y-Y (análisis de izquierda a derecha) sin embargo para un sismo muy raro la estructura colapsaría, el desempeño de la estructura cumple con los objetivos y es aceptable en la dirección en la dirección Y-Y (análisis de derecha a izquierda), estos resultados se adjuntan en el anexo 11 por lo tanto de la evaluación realizada y las interpretaciones que se ha obtenido de las matrices del SEAOC Vision 2000 Committe, ASCE/SEI 41-13 y del ATC-40 se concluye que la estructura posee un desempeño aceptable general a excepción de los resultados en la dirección Y-Y (análisis de izquierda a derecha).

Se ha encontrado una incidencia considerable entre los resultados de desempeño estructural obtenidos a partir de los espectros de peligro uniforme comparado con los resultados obtenidos mediante espectro de pseudo aceleraciones de la norma E030-2018 Diseño Sismorresistente, siendo los resultados de desempeño sísmico más desfavorables a partir de esta última, para las direcciones de análisis X-X (de izquierda a derecha) y Y-Y (de izquierda a derecha) se alcanzó a obtener niveles de desempeño hasta operacional para un sismo ocasional y para las demandas de un sismo raro y muy raro se ha configurado un desempeño inaceptable, con respecto a las direcciones de análisis X-X (de derecha a izquierda) y Y-Y (de derecha a izquierda) se alcanzó a obtener niveles de desempeño hasta operacional para un sismo ocasional y para las demandas de un sismo raro y muy raro se ha configurado un desempeño inaceptable por lo que estas estructuras colapsarían, estos resultados se adjuntan en el anexo 12 por lo tanto de la evaluación realizada y las interpretaciones que se ha obtenido de las matrices del SEAOC Vision 2000 Committe, ASCE/SEI 41-13 y del ATC-40 se concluye que la estructura bajo las demandas sísmicas de la norma E030-2018 no logra los mismos objetivos de desempeño esperados llegando únicamente hasta operacional a comparación de los resultados bajo las demandas sísmicas del espectro de peligro uniforme.

Se ha evaluado los mecanismos de falla que predomina en la estructura durante el análisis Pushover y sus implicaciones en la clasificación del nivel de daño esperado, según la norma ASCE/SEI 41-13 se adoptó los procedimientos de análisis no lineal estático a excepción de la asignación de la plasticidad en los elementos estructurales, en

este caso se utilizó modelos propios originados en valores momento curvatura para plasticidad concentrada y fibras con modelos constitutivos de los materiales para plasticidad distribuida, el mecanismo de falla principalmente radica en la poca ductilidad que ofrece la estructura según las hipótesis planteadas, de acuerdo a los valores de sobre resistencia y ductilidad obtenidos en las tablas 16 y 17, a pesar de cumplir con los objetivos de desempeño del ASCE/SEI 41-13 con la excepción mencionada en la primera conclusión se concluye que la estructura posee un mecanismo de falla frágil relacionada a la poca ductilidad y la caída abrupta de la curva de capacidad y por lo tanto según la norma ASCE/SEI 41-13 el nivel de daño esperado ante una demanda sísmica muy raro esta podría colapsar, adicionalmente con respecto a las demandas sísmicas de la E030-2018 la falla frágil se produce muy temprano llegando a alcanzar únicamente el nivel operacional y por lo tanto el colapso de la estructura. Con respecto a las distorsiones de entrepiso obtenidas se concluye que el primer nivel presenta ratios inferiores en relación con los niveles superiores y por lo tanto disminuye la probabilidad de fisuración excesiva en columnas y muros, así también se disminuye la formación de rótulas plásticas no deseadas y se previene colapsos por “piso blando”.

Se examinó la contribución de la configuración estructural como la disposición, forma, tamaño y de los elementos resistentes (columnas, vigas, muros, losas) no se encontró irregularidades de geometría en planta, simplicidad, rigidez y elevación, no es exactamente simétrico y con respecto a la contribución de las propiedades de los materiales se describen en los anexos 03, 04, 05 y 06 obteniéndose de esta manera los

modelos de plasticidad concentrada para columnas y vigas y plasticidad distribuida para los muros estructurales empleados en el análisis no lineal estático Pushover y se ha determinado que existe una sobre resistencia adecuada respecto al concreto confiando según los resultados obtenidos en el anexo 3 siendo estos obtenidos a partir de los modelos constitutivos de los materiales, el equilibrio de fuerzas y la compatibilidad de deformaciones, sin embargo de los resultados obtenidos en el anexo 10 respecto a la curva de capacidad se infiere que a pesar de la sobre resistencia obtenida se posee deficiencias en la ductilidad global de la estructura.

RECOMENDACIONES

Se recomienda complementar la evaluación del desempeño estructural mediante la aplicación de las tablas del ASCE/SEI 41-13 y sus actualizaciones, utilizando valores normalizados de momento–rotación para la determinación de la plasticidad de los elementos estructurales, con la finalidad de comparar y corroborar los resultados obtenidos a partir de valores propios utilizados en la presente investigación.

Se sugiere realizar análisis comparativos adicionales considerando diferentes criterios de modelación de la plasticidad concentrada y distribuida, a fin de identificar la influencia de la plasticidad adoptados en el desempeño sísmico global de la estructura.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- ACI Committee 318. (2014). *Building code requirements for structural concrete (ACI 318-14) and commentary (ACI 318R-14)*. American Concrete Institute.
- Aguiar, R. (2002). *Sistema de computación CEINCI3 para evaluar daño sísmico en los países bolivarianos*. <https://www.researchgate.net/publication/281380706>
- Aguiar, R. (2003). *Análisis sísmico por desempeño*. <https://www.researchgate.net/publication/280627456>
- Aguiar, R. (2008). Propuestas sobre el factor de reducción de resistencia por ductilidad y aplicación para el Ecuador. *Boletín Técnico*, 46(1), 49–69.
- Aguiar, R., Mora, D., & Rodríguez, M. (2017). Análisis de una estructura con disipadores sometidos a espectros de diseño y de control. *Revista Internacional de Métodos Numéricos para Cálculo y Diseño en Ingeniería*, 33(3), 171–178. <https://doi.org/10.1016/j.rimni.2016.04.008>
- Aguiar, R., Mora, D., & Rodríguez, M. (2018). Diagrama momento-curvatura y momento-rotación para elementos de hormigón armado y acero con ASCE/SEI 41 y sistema de computación CEINCI-LAB. *Ciencia*, 17(2). <https://journal.espe.edu.ec/ojs/index.php/ciencia/article/view/520>
- Ahmed, S. (2013). Seismic evaluation of reinforced concrete frames using pushover analysis. *Al-Rafdain Engineering Journal*, 21(3), 28–45.

- Alashker, Y., Nazar, S., & Ismaiel, M. (2015). Effects of building configuration on seismic performance of RC buildings by pushover analysis. *Open Journal of Civil Engineering*, 5(2), 203–213. <https://doi.org/10.4236/ojce.2015.52020>
- Alva Hurtado, J. E., Salas, O., Eleana, C., Quispe, H., & Lizeth, D. (2015). Caracterización dinámica de los suelos en la ciudad de Tacna.
- American Society of Civil Engineers. (2014). *Seismic evaluation and retrofit of existing buildings (ASCE/SEI 41-13)*. <https://doi.org/10.1061/9780784412855>
- Ancco Huanacuni, E. R. (2018). Influencia de Espectros Determinísticos y Probabilísticos para la Evaluación del Peligro Sísmico en Estructuras de la Región de Tacna. Universidad Privada de Tacna. <http://repositorio.upt.edu.pe/handle/20.500.12969/1049>
- ASCE/SEI 41-13. (2014). Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings. American Society of Civil Engineers. www.asce.org/pubs
- ATC. (1996). *ATC-40: Seismic evaluation and retrofit of concrete buildings*. Applied Technology Council.
- Barazangi, M., & Isacks, B. (1979). Subduction of the Nazca plate beneath Peru: Evidence from spatial distribution of earthquakes. *Geophysical Journal International*, 57(3), 537–555. <https://doi.org/10.1111/j.1365-246X.1979.tb06778.x>

- Benedetti, F., Zúñiga, F., & Opazo, A. (2017). Efecto de la variabilidad de la rigidez del sitio de fundación en el desempeño sísmico. *Obras y Proyectos*, 22, 31–41.
<https://doi.org/10.4067/S0718-28132017000200031>
- Bernal, Y., & Tavera, H. (2002). *Geodinámica, sismicidad y energía sísmica en Perú*. Instituto Geofísico del Perú.
- Berrocal, J., Zamudio Díaz, Y. I., Fernandes, C., Rondán, E., & Romero, T. (2012). The seismic gap in the Peru/Chile border region: The next peruvian and chilean earthquakes with mw near 9.0, in this region. Resúmenes Extendidos. Congreso Peruano de Geología, 16.
- Bozzo, L., & Barbat, A. (1999). *Diseño sismorresistente de edificios*. Reverté.
- Cahuana Cáceres, M. C., & Ccaso Huacca, G. C. (2021). Desempeño sísmico aplicando el análisis estático no lineal (Pushover) del módulo III de la comisaría de Ciudad Nueva, Tacna 2021. Universidad Privada de Tacna.
<http://repositorio.upt.edu.pe/handle/20.500.12969/2027>
- Campos Miguel, C. D. C., & Leandro Gabriel, D. A. (2022). Evaluación del desempeño sísmico utilizando el análisis no lineal estático según la metodología ASCE 41-13 de un módulo de la Institución Educativa Andrés Avelino Cáceres, distrito de San Juan de Miraflores, provincia de Lima, Departamento de Lima.
<https://repositorio.continental.edu.pe/handle/20.500.12394/12123>

- Chaudhari, D., & Dhoot, G. (2016). Performance-based seismic design of reinforced concrete building. *Open Journal of Civil Engineering*, 6(2), 188–194. <https://doi.org/10.4236/ojce.2016.62017>
- Chopra, A., & Goel, R. (1999). Capacity-demand-diagram methods based on inelastic design spectrum. *Earthquake Spectra*, 15(4), 637–656. <https://doi.org/10.1193/1.1586065>
- Condori Mayta, R. W., & Vilca Cayllahua, A. J. (2022). Evaluación del desempeño estructural aplicando un análisis estático no lineal (pushover) en la I. E. N.º 40230 San Antonio del Pedregal—Majes—Caylloma—Arequipa. Universidad Continental. <https://repositorio.continental.edu.pe/handle/20.500.12394/11785>
- Deierlein, G., Reinhorn, A., & Willford, M. (2010). *Nonlinear structural analysis for seismic design: A guide for practicing engineers* (NEHRP Seismic Design Technical Brief No. 4). NIST.
- DeMets, C., Gordon, R., & Argus, D. (2010). Geologically current plate motions. *Geophysical Journal International*, 181(1), 1–80. <https://doi.org/10.1111/j.1365-246X.2009.04491.x>
- DeMets, C., Gordon, R. G., Argus, D. F., & Stein, S. (1990). Current plate motions. *Geophysical Journal International*, 101(2), 425–478. <https://doi.org/10.1111/j.1365-246X.1990.tb06579.x>

- Dodd, L., & Restrepo-Posada, J. (1995). Model for predicting cyclic behavior of reinforcing steel. *Journal of Structural Engineering*, 121(3), 433–445. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)0733-9445\(1995\)121:3\(433\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9445(1995)121:3(433))
- Espíndola Castro, J. M., & Jiménez Jiménez, zenón. (1994). Terremotos y ondas sísmicas. UNAM.
- García Soto, A. D., Pozos-Estrada, A., Hanping, H., & Martínez, R. G. (2012). Estimación del peligro sísmico debido a sismos INTERPLACA e INSLAB y sus implicaciones en el diseño sísmico. *Revista de Ingeniería Sísmica*, 0(86), 27-54. <https://doi.org/10.18867/ris.86.152>
- Gallardo Barreto, N. M. (2023). Evaluación del desempeño Sísmico utilizando el Análisis Estático no Lineal aplicado en una infraestructura. *Revista ingeniería de construcción*, 38(2), 239–254. <https://doi.org/10.7764/ric.00066.21>
- Ghobarah, A. (2001). Performance-based design in earthquake engineering: State of development. *Engineering Structures*, 23(8), 878–884. [https://doi.org/10.1016/S0141-0296\(01\)00036-0](https://doi.org/10.1016/S0141-0296(01)00036-0)
- Goodnight, J. C., Feng, Y., Kowalsky, M. J., & Nau, J. M. (2015). The Effects of Load History and Design Variables on Performance Limit States of Circular Bridge Columns – Volume 1. <https://trid.trb.org/view/1458123>
- Goodnight, J. C., Kowalsky, M. J., & Nau, J. M. (2013). Effect of Load History on Performance Limit States of Circular Bridge Columns. *Journal of Bridge*

Engineering, 18(12), 1383-1396. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)BE.1943-5592.0000495](https://doi.org/10.1061/(ASCE)BE.1943-5592.0000495)

Hakim, R. A., Alama, M. S., & Ashour, S. A. (2014). Seismic Assessment of an RC Building Using Pushover Analysis. *Engineering, Technology & Applied Science Research*, 4(3), 631-635.

Hernandez, M. (2010). Análisis No Lineal Estático “Pushover” Base Teórica y Aplicación Usando el Programa ETABS. <https://aportealaingcivil.blogspot.com/2017/01/analisis-no-lineal-estatico-pushover.html>

Hernández-Díaz, A. M., Pérez, J., Ruiz, R., & Jiménez, J. F. (2019). Evaluación del comportamiento sísmico de la estructura original y modificada del Mercado de Verónicas en Murcia (España). *Informes de La Construcción*, 71(554), 291. <https://doi.org/10.3989/ic.16.146>

Hognestad, E. (1951). *Study of combined bending and axial load in reinforced concrete members*. University of Illinois.

Instituto Nacional de Defensa Civil, I. (2004). [INDECI PNUD DEBU: duplicado 213: MD230108 DEBU: duplicado 536: MD230110 MD Alto de la Alianza 230102 MD Ciudad Nueva 230104] Estudio Mapa de peligros de la ciudad de Tacna (Biblioteca SIGRID). <https://sigrid.cenepred.gob.pe/sigridv3/documento/1036>

- Iñiguez Alvarado, M. A., Rodríguez, M. E., & Restrepo, J. I. (2015). Resistencia a flexocompresión y capacidad de deformación lateral de muros rectangulares de concreto reforzado en zonas sísmicas. XX Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica. <http://b-dig.iie.org.mx/BibDig2/P16-0002/Tema%20VI/164C-27-MIA-RESISTENCIA.pdf>
- Ismacil, M., Sobaih, M., & Akl, A. (2015). Seismic Capacity Assessment of Existing RC Buildings in The Sudan by Using Pushover Analysis. *Open Journal of Civil Engineering*, 05(02), 154-174. <https://doi.org/10.4236/ojce.2015.52016>
- Kent, D., & Park, R. (1971). Flexural members with confined concrete. *Journal of the Structural Division*.
- Kim Juwhan & Collins Kevin R. (2002). Closer Look at the Drift Demand Spectrum. *Journal of Structural Engineering*, 128(7), 942-945. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)0733-9445\(2002\)128:7\(942\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9445(2002)128:7(942))
- Krawinkler, H., & Seneviratna, G. (1998). Pros and cons of a pushover analysis of seismic performance evaluation. *Engineering Structures*, 20(4), 452–464. [https://doi.org/10.1016/S0141-0296\(97\)00092-8](https://doi.org/10.1016/S0141-0296(97)00092-8)
- Mander, J. B. (1983). Seismic design of bridge piers. University of Canterbury. Civil Engineering. <https://doi.org/10.26021/3134>

- Mander, J., Priestley, M., & Park, R. (1988). Theoretical stress-strain model for confined concrete. *Journal of Structural Engineering*, 114(8), 1804–1826.
[https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)0733-9445\(1988\)114:8\(1804\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9445(1988)114:8(1804))
- Martino, R., Spacone, E., & Kingsley, G. (2000). Nonlinear Pushover Analysis of RC Structures. *Advanced Technology in Structural Engineering*, 1-8.
[http://dx.doi.org/10.1061/40492\(2000\)38](http://dx.doi.org/10.1061/40492(2000)38)
- Mattock, A. H. (1967). Discussion of “Rotational Capacity of Reinforced Concrete Beams”. *Journal of the Structural Division*, 93(2), 519-522.
<https://doi.org/10.1061/JSDEAG.0001678>
- Medina, C. (2015). Desempeño De Secciones De Hormigón Armado A Flexo - Compresión Mediante El Análisis De La Relación Momento -Curvatura. *Revista Politécnica*, 35(3), 77-77.
- Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento. (2018). Reglamento Nacional de Edificaciones E0.30. <http://www.construccion.org/normas/rne2012/rne2006.htm>
- Mora, E. B., González, M. A. D., Gómez, S. E. R., & Jarque, F. E. G. (2007). Confiabilidad sísmica de varios edificios (cuatro a diez niveles) localizados en suelo blando de la ciudad de México, diseñados con el RCDF-2004. *Revista de Ingeniería Sísmica*, 0(76), 1-27. <https://doi.org/10.18867/ris.76.37>
- Mora, E. B., Madrigal, H. L., Salazar, A. R., González, E. R. F., Mora, J. B., Graciano, J. L., & Corona, J. S. (2019). Diseño óptimo multi-objetivo de edificios de concreto

- reforzado usando algoritmos genéticos. *Revista de Ingeniería Sísmica*, 0(99), 23-47. <https://doi.org/10.18867/ris.99.484>
- Mora, M. A., Villalba, J. D., & Maldonado, E. (2006). Deficiencias, limitaciones, ventajas y desventajas de las metodologías de análisis sísmico no lineal. *Revista Ingenierías Universidad de Medellín*, 5(9), 59-74.
- Moravej, H., & Vafaei, S. L. M. (2018). Seismic Performance Evaluation of an ATC Tower through Pushover Analysis. *Structural Engineering International*, 29(1), 144-149. <https://doi.org/10.1080/10168664.2018.1468229>
- Moreno-González, R., & Bairán, J. (2014). Estudio sísmico de los edificios agregados de obra de fábrica utilizando el método del espectro de capacidad. *Informes de la Construcción*, 66(533). <https://doi.org/10.3989/ic.11.002>
- Norabuena, E., Leffler-Griffin, L., Mao, A., Dixon, T., Stein, S., Sacks, I. S., Ocola, L., & Ellis, M. (1998). Space Geodetic Observations of Nazca-South America Convergence Across the Central Andes. *Science*, 279(5349), 358-362. <https://doi.org/10.1126/science.279.5349.358>
- Molina Guerrero, V. P. (2024). Análisis no lineal del reforzamiento de un edificio de hormigón armado. <https://repositorio.uchile.cl/handle/2250/203078>
- NZNSSEE (1996). The assessment and improvement of the structural performance of earthquake risk buildings. NZ Nat Soc for Earthq Eng. Draft for General Release, prepared for the Building Industry Authority.

- Rodríguez Parvina, L. E., & Luna Sánchez, E. A. (2023). Análisis estático no lineal de un módulo escolar con muros de albañilería confinada con interacción suelo-estructura. <http://hdl.handle.net/20.500.12404/26018>
- Orakcal, K., & Wallace, J. (2006). Flexural modeling of reinforced concrete walls: Experimental verification. *ACI Structural Journal*, 103, 196–206.
- Ortiz Salas, C. E. (2011). Determinación del Peligro Sísmico de la Región de Tacna. Universidad Privada de Tacna.
- Ottazi Pasino, Gianfranco. (2011). Diseño en Concreto Armado—Gianfranco Ottazzi Pasino | LIBRO PDF. CivilArq.Com. <https://civilarq.com/disenio-en-concreto-armado-gianfranco-ottazzi-pasino-pdf/>
- Park, R., & Paulay, T. (1975). *Reinforced concrete structures*. John Wiley & Sons.
- Pérez, M. M., & Milián, G. A. (2013). Procedimiento de evaluación de edificios de concreto reforzado basado en desempeño: desarrollo y validación. *Revista de Ingeniería Sísmica*, 0(88), 23-41. <https://doi.org/10.18867/ris.88.8>
- Platt, L. B. (1989). Introduction to the Structure of the Earth. Edgar W. Spencer. *The Journal of Geology*, 97(6), 775-776. <https://doi.org/10.1086/629368>
- Poland, C., Hill, J., & Sharpe, R. (1995). *Vision 2000: Performance-based seismic engineering of buildings*. Structural Engineers Association of California.

- Popovics, S. (1973). A numerical approach to the complete stress-strain curve of concrete. *Cement and Concrete Research*, 3(5), 583–599. [https://doi.org/10.1016/0008-8846\(73\)90096-3](https://doi.org/10.1016/0008-8846(73)90096-3)
- Priestley, M. J. N. (2000). Performance based seismic design. 22. <https://doi.org/10.1.1.462.4209>
- Priestley, M., Seible, F., & Calvi, G. (1996). *Seismic design and retrofit of bridges*. John Wiley & Sons.
- Rodriguez, M. E., Botero, J. C., & Villa, J. (1999). Cyclic Stress-Strain Behavior of Reinforcing Steel Including Effect of Buckling. *Journal of Structural Engineering*, 125(6), 605-612. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)0733-9445\(1999\)125:6\(605\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9445(1999)125:6(605))
- Satyarno, I. (2000). Adaptive pushover analysis for the seismic assessment of older reinforced concrete buildings. <http://hdl.handle.net/10092/2882>
- Sawyer, H. A. (1964). “Design of Concrete Frames for Two Failure Stages”. Proceedings of International Symposium on Flexural Mechanics of Reinforced Concrete. ASCE-ACI. Miami.
- SEAOC. (1995). *Performance-based seismic engineering of buildings (Vision 2000)*. Structural Engineers Association of California.
- Tavera, H. (2001). Peligro sísmico en Lima y el país. <http://hdl.handle.net/20.500.12816/832>

- Tavera, H. (2014). Evaluación del peligro asociado a los sismos y efectos secundarios en Perú. Instituto Geofísico del Perú. <http://hdl.handle.net/20.500.12816/777>
- Tavera, H., Bernal, I., Condori, C., Ordaz, M., Zevallos, A., & Ishiwaza, O. (2014). Re-evaluación del peligro sísmico probabilístico para el Perú. ResearchGate. <https://doi.org/10.13140/RG.2.2.29589.01769>
- Thomsen, J., & Wallace, J. (2004). Displacement-based design of slender reinforced concrete structural walls. *Journal of Structural Engineering*, 130(4), 618–630. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)0733-9445\(2004\)130:4\(618\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9445(2004)130:4(618))
- Whitney, C. (1937). Design of reinforced concrete members under flexure or combined flexure and direct compression. *Journal Proceedings*, 33(3), 483–498.

ANEXOS

ANEXO 1. MATRIZ DE CONSISTENCIA DE LA INVESTIGACIÓN

ANEXO 2. PLANOS DE LA INFRAESTRUCTURA

ANEXO 3. MODELOS CONSTITUTIVOS DEL ACERO Y CONCRETO

ANEXO 4. VALORES DE MOMENTO – CURVATURA DE LAS VIGAS Y
COLUMNAS

ANEXO 5. PLASTICIDAD CONCENTRADA DE VIGAS Y COLUMNAS
(VALORES DE MOMENTO ROTACIÓN)

ANEXO 6. PLASTICIDAD DISTRIBUIDA DE LAS PLACAS (ASIGNACIÓN DE
FIBRAS)

ANEXO 7. ESPECTRO DE PELIGRO UNIFORME Y ESPECTRO DE DEMANDA
DE LA E 0.30 2018 PARA UN SISMO RARO

ANEXO 8. CUANTIFICACIÓN DEL PESO DE LA ESTRUCTURA

ANEXO 9. DETERMINACIÓN DEL PATRON DE CARGA

ANEXO 10. CURVA DE CAPACIDAD DE LA ESTRUCTURA

ANEXO 11. EVALUACIÓN DEL DESEMPEÑO DE LA ESTRUCTURA
CONSIDERANDO EL ESPECTRO DE PELIGRO UNIFORME

ANEXO 12. EVALUACIÓN DEL DESEMPEÑO DE LA ESTRUCTURA

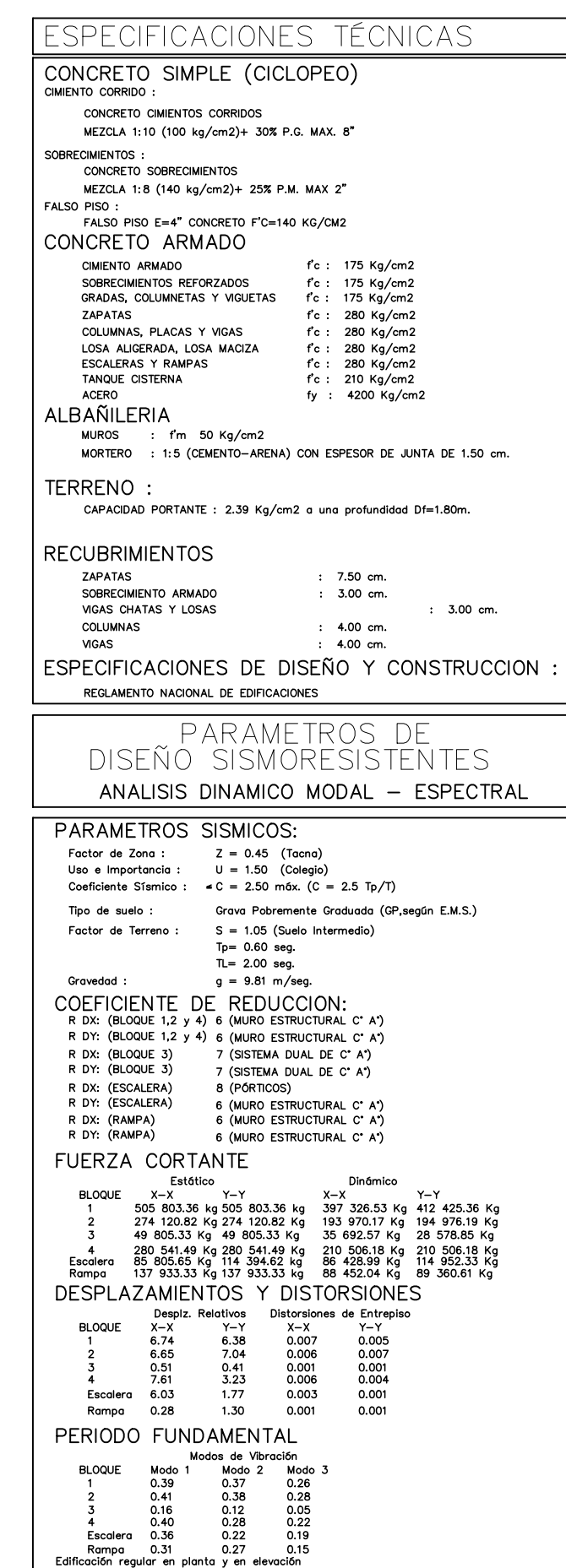
CONSIDERANDO EL ESPECTRO DE DEMANDA DE LA NORMA E.030 2018

ANEXO 1. MATRIZ DE CONSISTENCIA DE LA INVESTIGACIÓN

Matriz de consistencia

COMPORTAMIENTO SÍSMICO DE UNA EDIFICACIÓN DE CONCRETO ARMADO MEDIANTE ANALISIS ESTÁTICO NO LINEAL PUSHOVER APLICANDO ESPECTROS DE PELIGRO UNIFORME						
PROBLEMA GENERAL	HIPÓTESIS GENERAL	OBJETIVO GENERAL	VARIABLE INDEPENDIENTE	DIMENSIÓN	INDICADOR	DISEÑO METODOLÓGICO
¿De qué manera el análisis estático no lineal pushover permite evaluar el comportamiento sísmico de una edificación de concreto armado considerando espectros de peligro uniforme?	El análisis estático no lineal pushover permite evaluar el comportamiento sísmico de una edificación de concreto armado considerando espectros de peligro uniforme	Analizar el comportamiento sísmico de una edificación de concreto armado mediante análisis estático no lineal pushover aplicando espectros de peligro uniforme	X1: ANALISIS ESTÁTICO NO LINEAL PUSHOVER APLICANDO ESPECTROS DE PELIGRO UNIFORME	CAPACIDAD DE LA ESTRUCTURA DE FUERZA VS DEFORMACIÓN Y NIVEL DE SEGURIDAD SÍSMICA DE LA EDIFICACIÓN	CURVA DE CAPACIDAD DE LA ESTRUCTURA	TIPO DE INVESTIGACIÓN APLICATIVA DISEÑO: NIVEL DE LA INVESTIGACIÓN NO EXPERIMENTAL Y DESCRIPTIVA ÁREA DE ESTUDIO: LA CIUDAD DE TACNA. POBLACIÓN: EDIFICACIONES DE LA UNJBG MUESTRA: ESTRUCTURA (BLOQUE 1) DE LA ESCUELA PROFESIONAL DE ARTES INSTRUMENTOS DE RECOLECCIÓN DE DATOS: DOCUMENTOS TÉCNICOS DE LA EDIFICACIÓN COMO: ESTUDIOS DE SUELOS EXISTENTES, ESPECIFICACIONES TÉCNICAS, PLANOS Y MEMORIA DE CÁLCULO ESTRUCTURAL PROCESAMIENTO Y ANÁLISIS DE LOS DATOS: SOFTWARE ETABS Y PLANTILLAS EXCEL
PROBLEMAS ESPECÍFICOS	HIPÓTESIS ESPECÍFICAS	OBJETIVOS ESPECÍFICOS	VARIABLE DEPENDIENTE			
¿Cómo influye la aplicación de los espectros de peligro uniforme en la determinación del nivel de desempeño sísmico comparado con los resultados obtenidos mediante espectro de pseudo aceleraciones de la norma E030 Diseño Sismorresistente?	Existe una influencia en la aplicación de los espectros de peligro uniforme para la determinación del nivel de desempeño sísmico comparado con los resultados obtenidos mediante espectro de pseudo aceleraciones de la norma E030 Diseño Sismorresistente	Determinar la incidencia de los espectros de peligro uniforme para la determinación del nivel de desempeño sísmico comparado con los resultados obtenidos mediante espectro de pseudo aceleraciones de la norma E030 Diseño Sismorresistente	Y1: EL COMPORTAMIENTO SÍSMICO DE UNA EDIFICACIÓN DE CONCRETO ARMADO	PUNTO DE DESEMPEÑO DE LA ESTRUCTURA	VALOR DE FUERZA – DEFORMACIÓN	
¿Qué tipo de mecanismos de falla se presentan en la estructura durante el análisis pushover y qué implicaciones tienen en la clasificación del nivel de daño esperado según la norma ASCE/SEI 41-13?	Se presentan mecanismos de falla en la estructura durante el análisis pushover y tiene implicaciones en la clasificación del nivel de daño esperado según la norma ASCE/SEI 41-13	Evaluar los mecanismos de falla que se presentan en la estructura durante el análisis pushover y sus implicaciones en la clasificación del nivel de daño esperado según la norma ASCE/SEI 41-13		DUCTILIDAD Y DISIPACIÓN DE ENERGÍA DEL SISTEMA ESTRUCTURAL	RATIO DE DEFORMACIÓN ULTIMA VS DEFORMACIÓN DE FLUENCIA	
¿De qué manera contribuye la configuración estructural y las propiedades de los materiales de la edificación de concreto armado en su respuesta sísmica no lineal durante el análisis pushover?	Existe una contribución de la configuración estructural y las propiedades de los materiales de la edificación de concreto armado en su respuesta sísmica no lineal durante el análisis pushover	Examinar la contribución de la configuración estructural y las propiedades de los materiales de la edificación de concreto armado en su respuesta sísmica no lineal durante el análisis pushover		FACTORES ESTRUCTURALES QUE CONDICIONAN EL DESEMPEÑO SÍSMICO	VALORES ESFUERZO Y DEFORMACIÓN DEL CONCRETO CONFINADO Y NO CONFINADO	

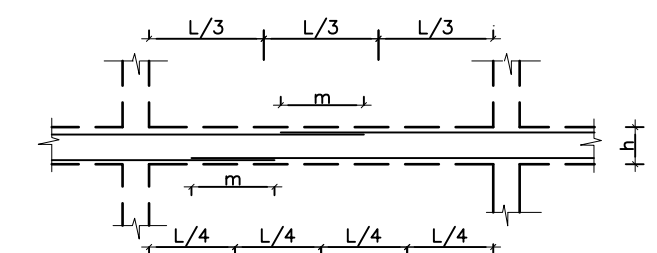
ANEXO 2. PLANOS DE LA INFRAESTRUCTURA



PLANO DE CIMENTACIONES

ESCALA
1:50

COLUMNA	C7	C8	C9	C10	C11	C12	C12'	C13
ACERO LONG.	4ø3/4" + 4ø5/8"	4 ø 3/4"	12 ø 3/4"	10ø3/4"	8ø1"	10 ø 1"	10 ø 1"	4ø3/4" + 2ø5/8"
SECCIÓN								
ESTRIBOS								

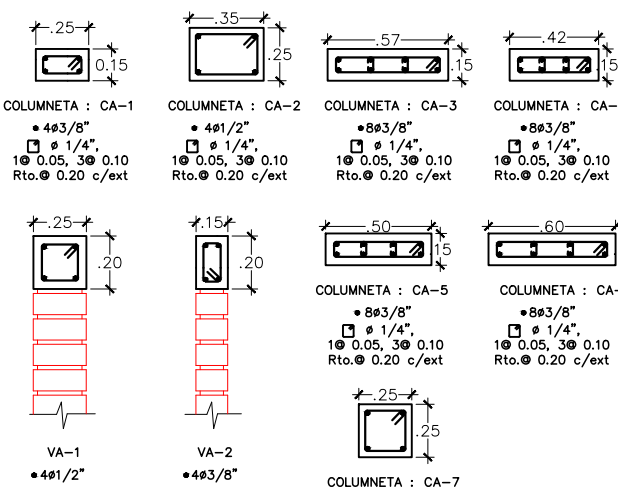


EN "T"

EN CRUZ

EN CAMBIO DE "T"

θ	$L_e(m)$
$3/8^\circ$	.40
$1/2^\circ$	.45
$5/8^\circ$	.60
$3/4^\circ$	.80
1°	1.20



Longitud de Anclaje con Gancho (l_{da})

$\varnothing$	$r_c = 210 \text{ kg/cm}^2$
1/2"	28 cm
5/8"	35 cm
3/4"	42 cm
1"	56 cm

$\varnothing$	$r \text{ (cm)}$	$12\delta b \text{ (cm)}$	Total (cm)
3/8"	3	11.50	14.50
1/2"	4	15	19
5/8"	5	20	25
3/4"	6	25	31
1"	8	31	39



TESS:
"COMPORTAMIENTO SISMICO DE
UNA EDIFICACION DE CONCRETO
ARMADO MEDIANTE ANALISIS
ESTATICO NO LINEAL PUSHOVER
APLICANDO ESPECTROS DE
PELIGRO UNIFORME"

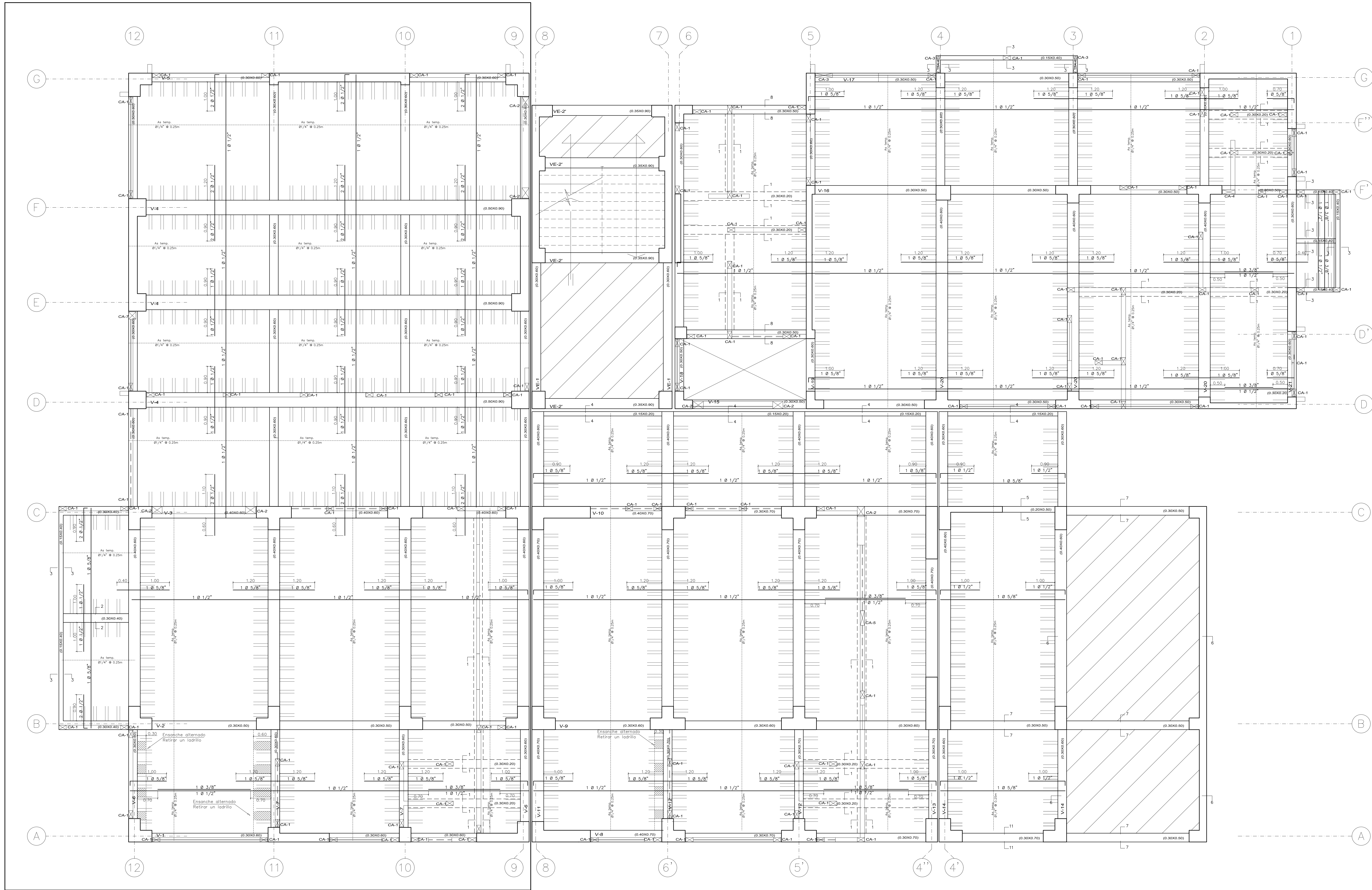
IDENTIFICADOR DE LA INVERSIÓN:
SNIP: 371640

ESPECIALIDAD:
ESTRUCTURAS

PLANO DE LOSAS Y VIGAS

1:50
FUELE:
LP-SM-3-2019-CS-UNJBG-1

OBSERVACIONES:



BLOQUE 1, OBJETIVO
DE ANALISIS

PLANO DE LOSA ALIGERADA -PRIMER NIVEL

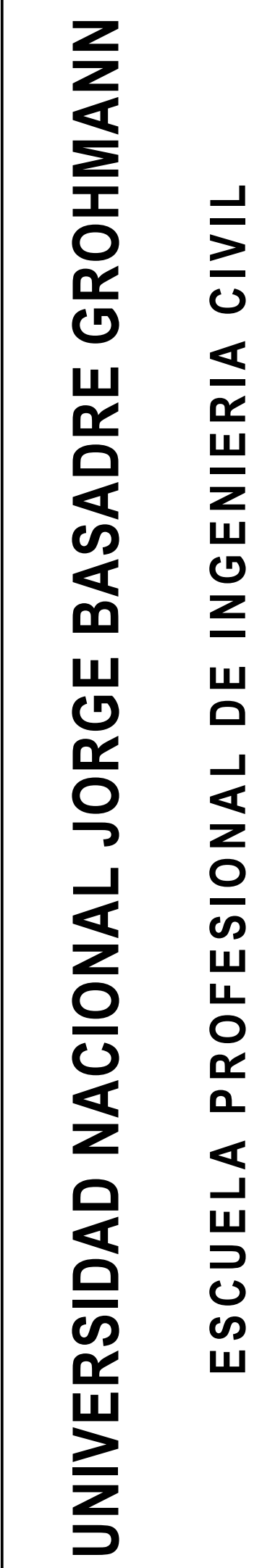
ESCALA
1:50



OBSERVACIONES:



LÁMINA:
E — 04



OBSERVACIONES:



ESCALA
1:50

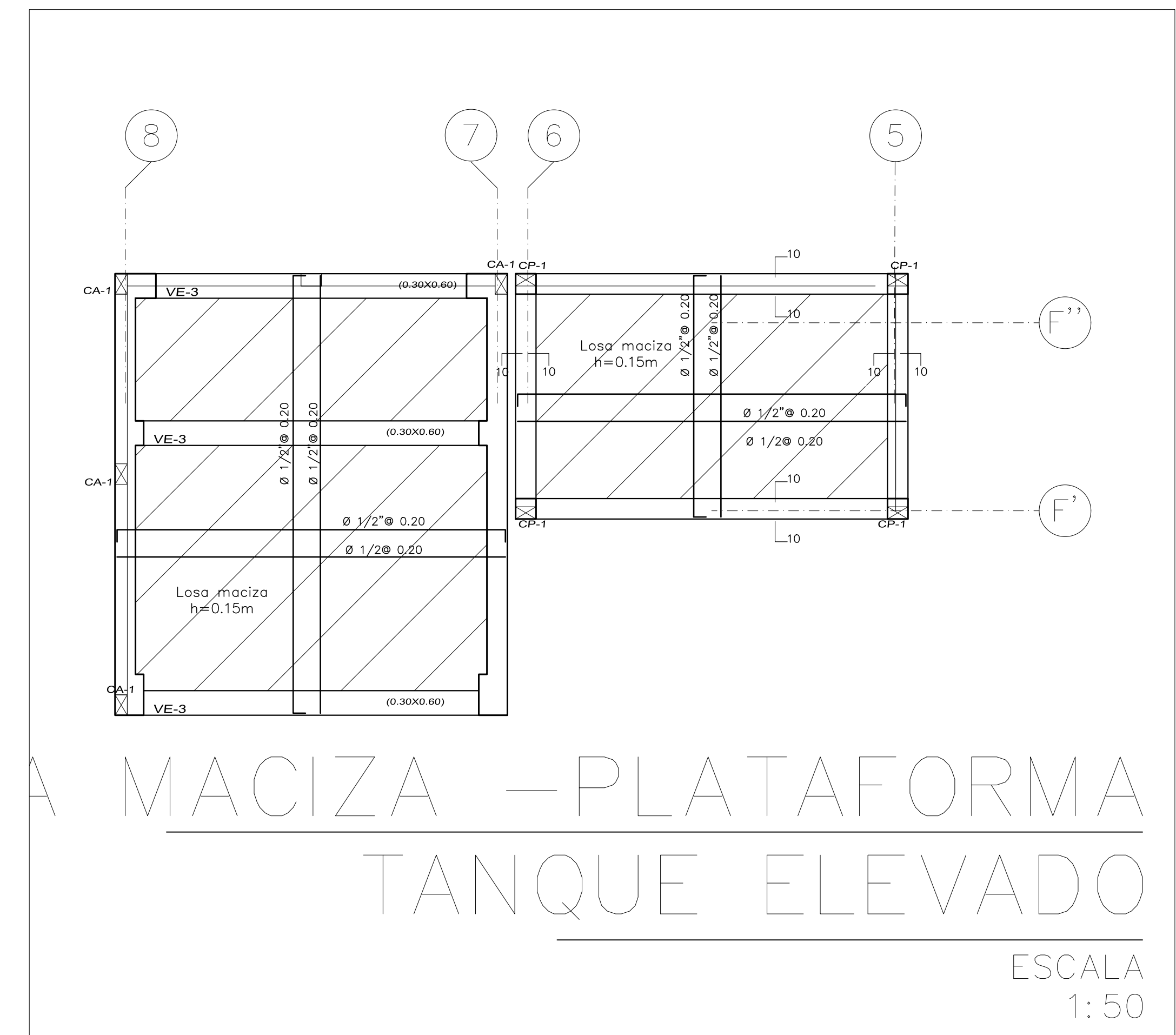
E - 05



OBSERVACIONES:



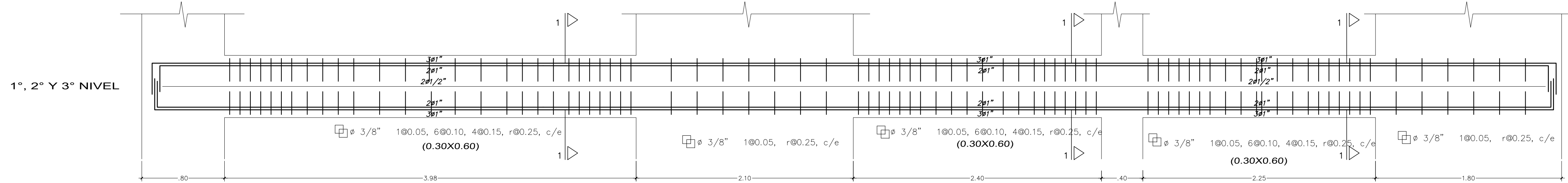
LÁMINA:
E — 06



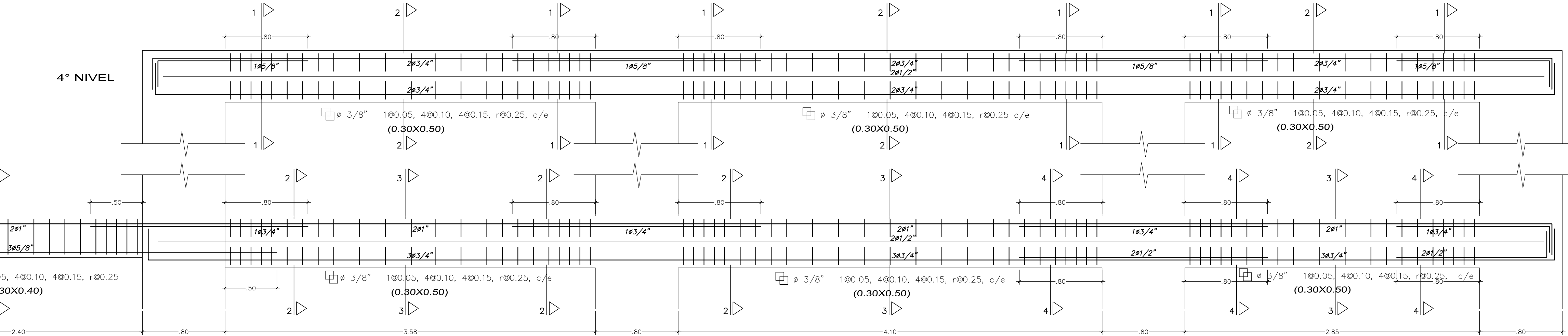
PLANO DE LOSA ALIGERADA – CUARTO NIVEL

ESCALA
1:50

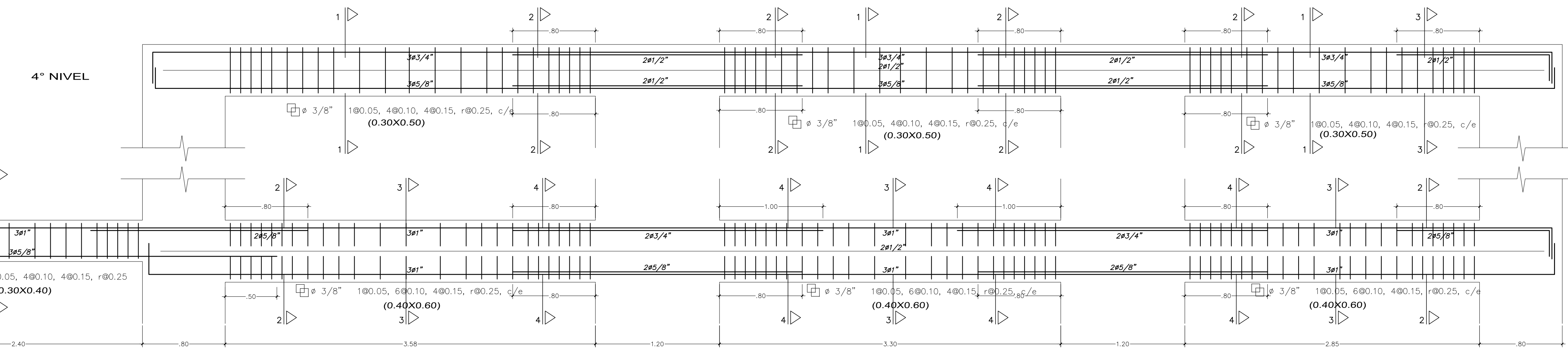
EXPEDIENTE TÉCNICO:
"MEJORAMIENTO DEL SERVICIO ACADEMICO DE PREGRADO DE LA E.P. DE ARTES – FIAG DE LA UNJBG DE TACNA"



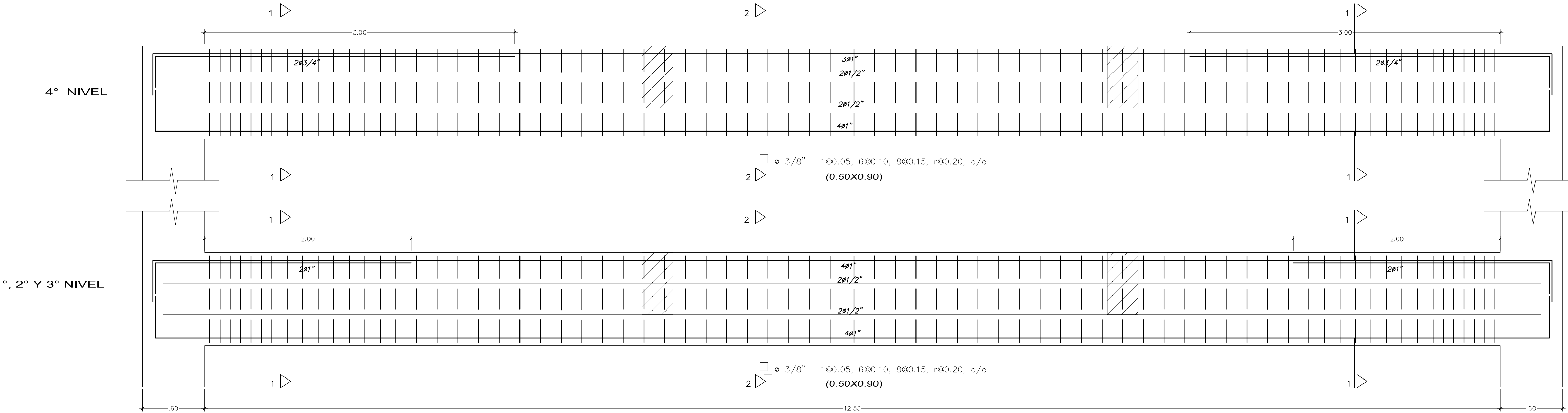
DESARROLLO DE VIGA V-1 (0.30X0.60)
ESC: 1/25



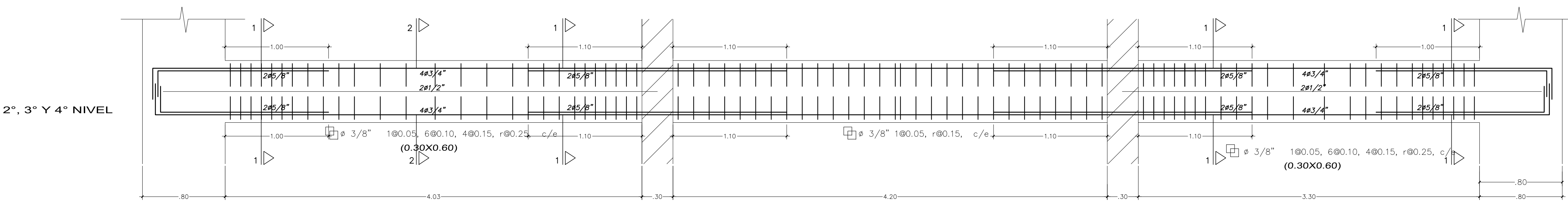
DESARROLLO DE VIGA V-2 (0.30X0.40)(0.30X0.50)
ESC: 1/25



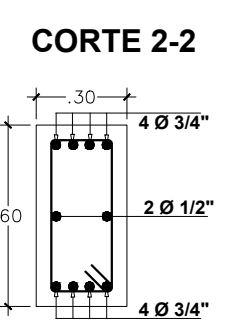
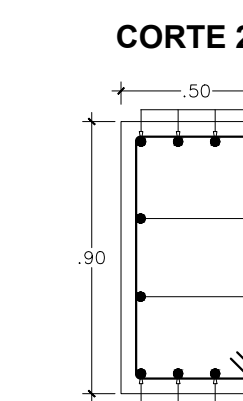
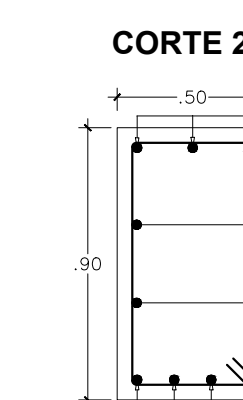
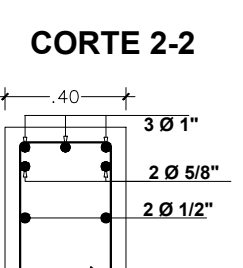
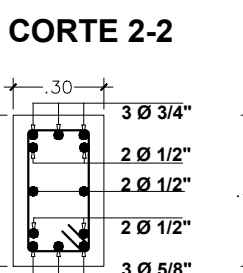
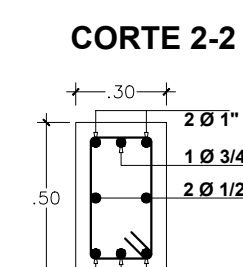
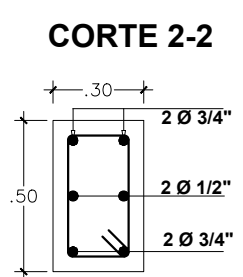
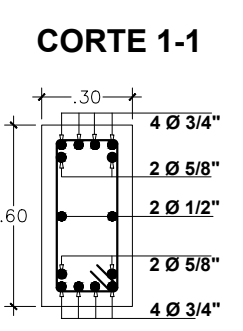
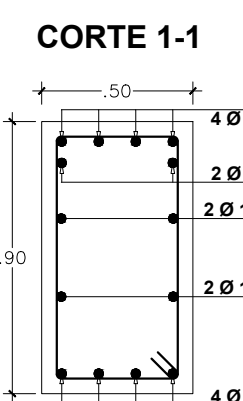
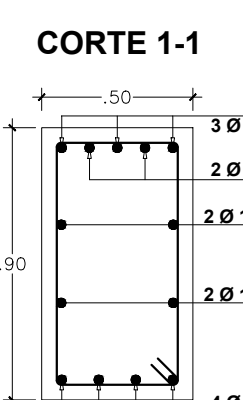
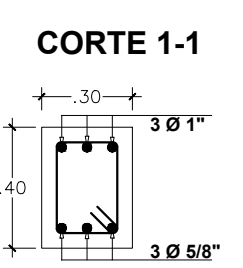
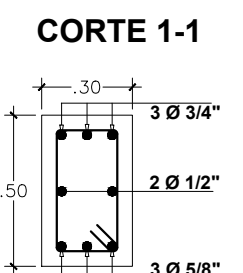
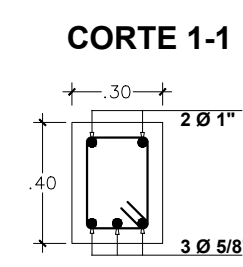
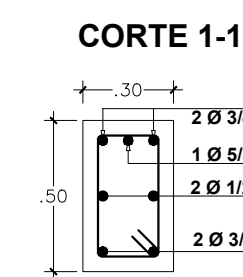
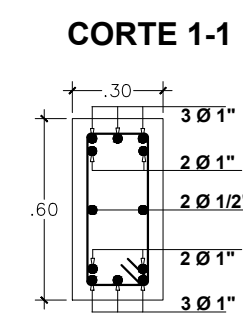
DESARROLLO DE VIGA V-3 (0.30X0.40)(0.40x0.60)(0.30X0.50)
ESC: 1/25



DESARROLLO DE VIGA V-4 (0.50X0.90)
ESC: 1/25



DESARROLLO DE VIGA V-5 (0.30X0.60)
ESC: 1/25



ESPECIFICACIONES TÉCNICAS

CONCRETO SIMPLE (CICLOPEO)

CEMENTO CORRIDO :
CONCRETO CEMENTOS CORRIDOS
MEDIDA 1:10 (100 kg/cm²) 30% P.O. MAX. 8"
SOBRECIMENTOS :
CONCRETO SOBRECIMENTOS
MEDIDA 1:8 (140 kg/cm²) 20% P.O. MAX. 2"
FALSO PISO :
FALSO PISO E-4 CONCRETO F-140 kg/cm²

CONCRETO ARMADO

ZAPATAS : f_c : 280 kg/cm²
VIGA DE CIMENTACION : f_c : 280 kg/cm²
SARRETEL ARMADO : f_c : 175 kg/cm²
COLUMNAS, PLACAS Y VIGAS : f_c : 280 kg/cm²
LOSA ALIGERADA : f_c : 280 kg/cm²
TANQUE OSTIENA : f_c : 210 kg/cm²
ACEROS : f_y : 4200 kg/cm²

ALBANILERIA

MUROS : f_m 50 kg/cm²
MORTERO : 1:5 (CEMENTO-ARENA) CON ESPESOR DE JUNTA DE 1.50 cm.

TERRENO :

CAPACIDAD PORTANTE : 2.39 Kg/cm² a una profundidad D=1.80m.

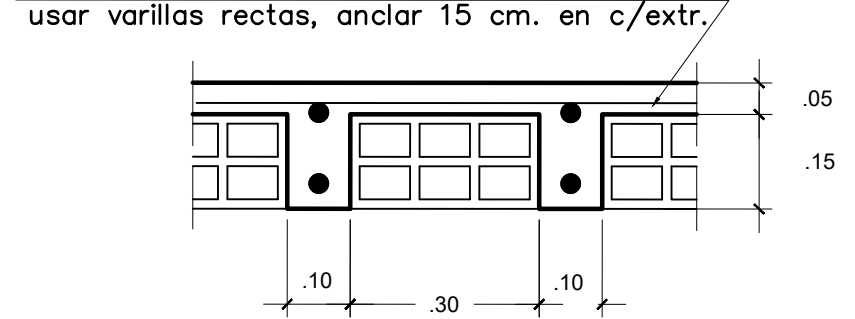
RECUBRIMIENTOS

ZAPATAS : 7.50 cm.
SOBRECIMIENTO ARMADO : 3.00 cm.
VIGAS CHATAS Y LOSAS : 3.00 cm.
COLUMNAS : 4.00 cm.
VIGAS : 4.00 cm.

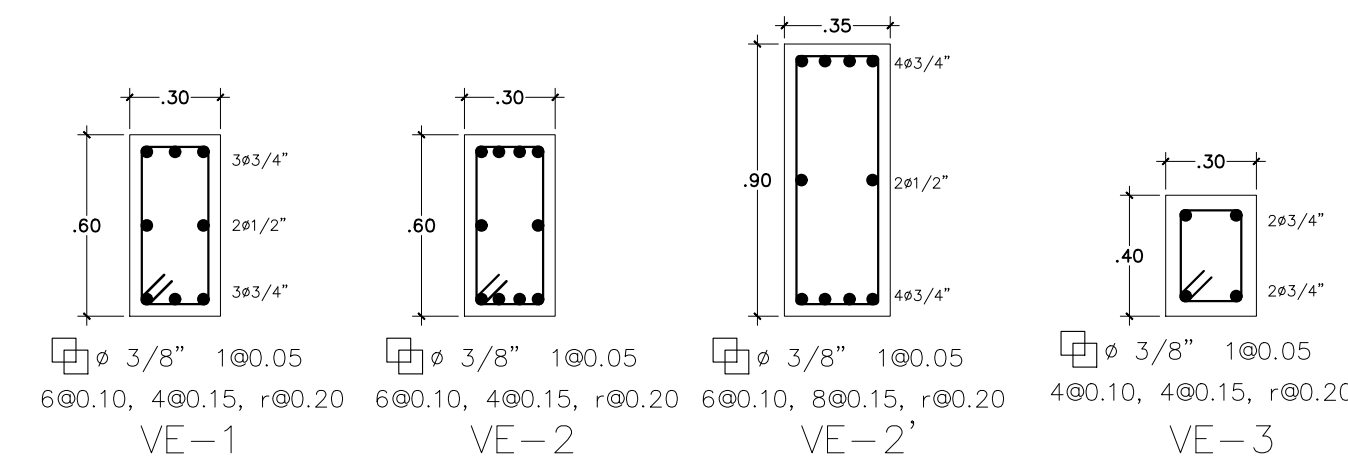
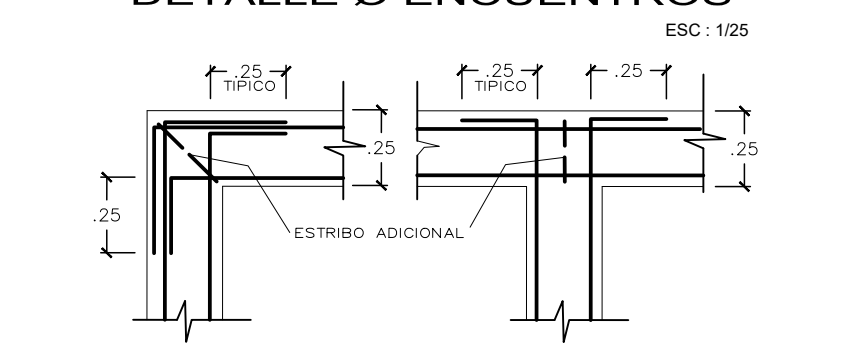
ESPECIFICACIONES DE DISEÑO Y CONSTRUCCION :
REGlamento NACIONAL DE EDIFICACIONES

CORTE TIPOICO DE ALIGERADO

Acero de temperatura ϕ 1/4" ϕ 0.25 m.
usar varillas rectas, anclar 15 cm. en c/e, r/e.



EN PLANTA DETALLE Ø ENCUENTROS

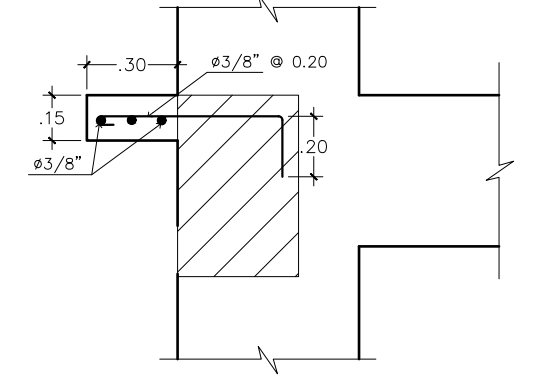


DETALLE DE VIGAS EN ESCALERA
ESC: 1/25

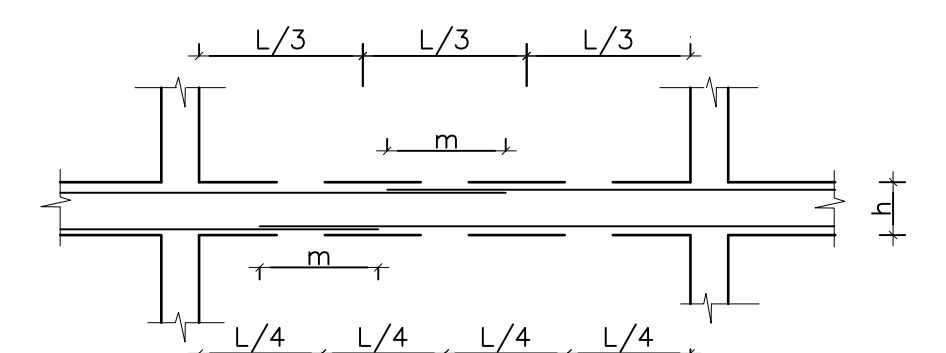
Longitud de Anclaje con Ganchos (ldg)			
Ø	f _y = 210 kg/cm ²		
1/2"	28 cm		
5/8"	35 cm		
3/4"	42 cm		
1"	56 cm		

Ø	f _y (cm)	ldg (cm)	ldg (cm)
3/8"	3	11.50	14.50
1/2"	4	15	19
5/8"	5	20	25
3/4"	6	25	31
1"	8	31	39

LONGITUD DE ANCLAJE CON GANCHOS (ldg)
ESC: 1/50



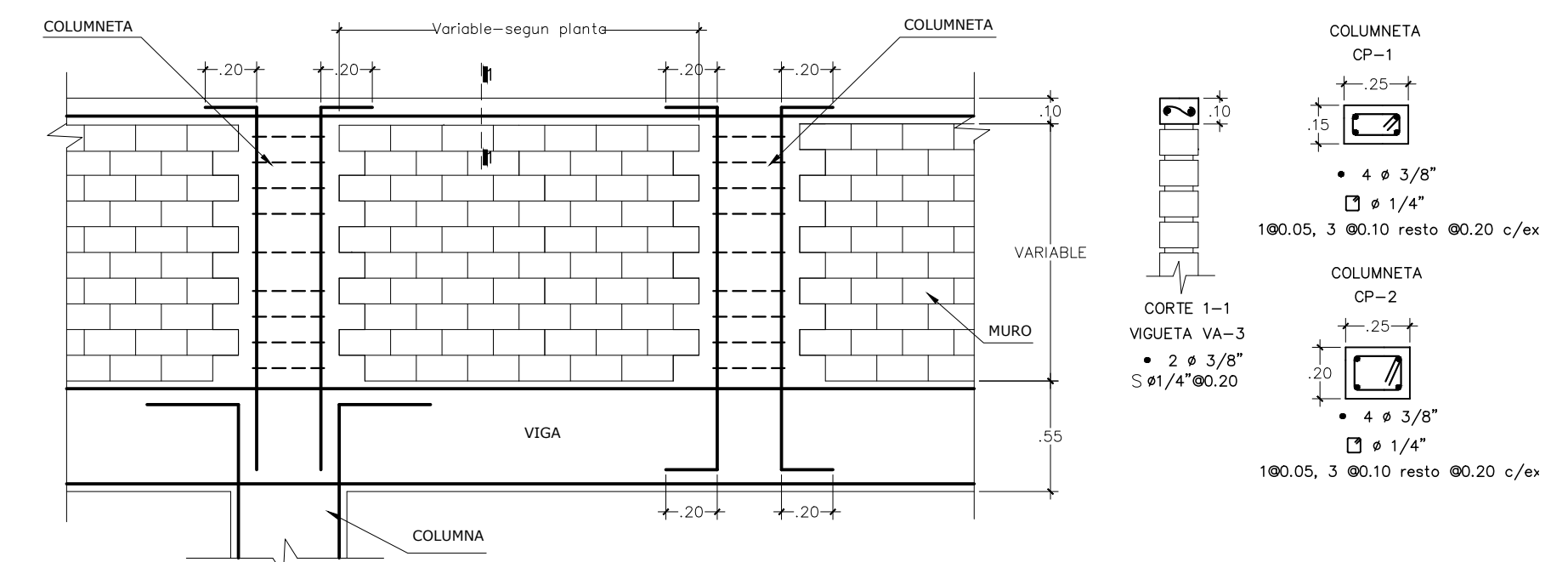
DETALLE DE PESTAÑAS DE CONCRETO
ESC: 1/25



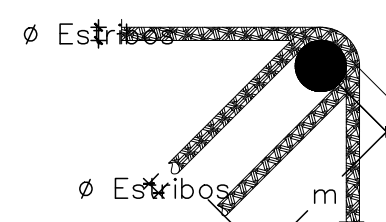
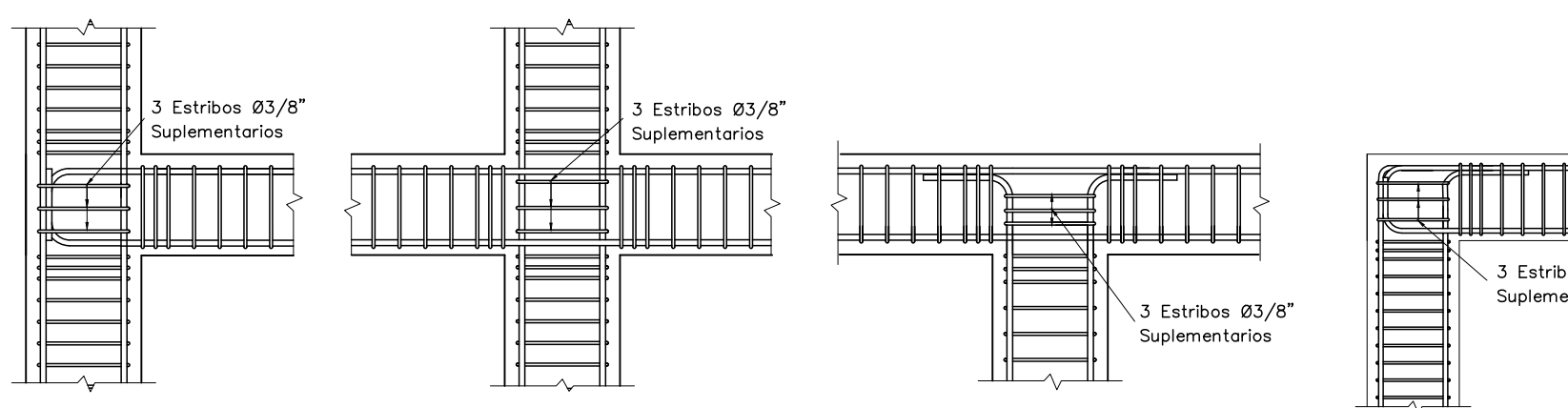
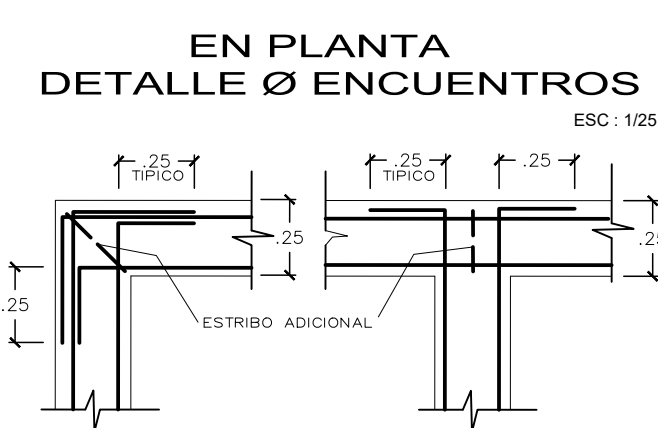
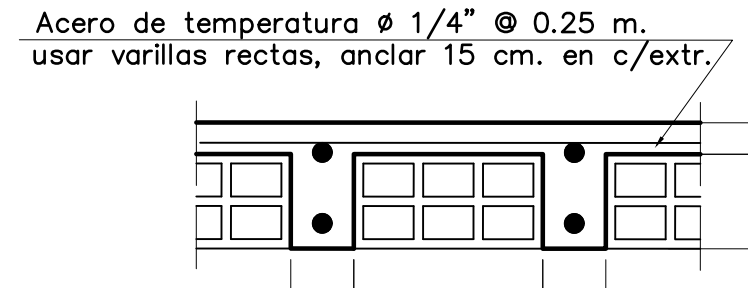
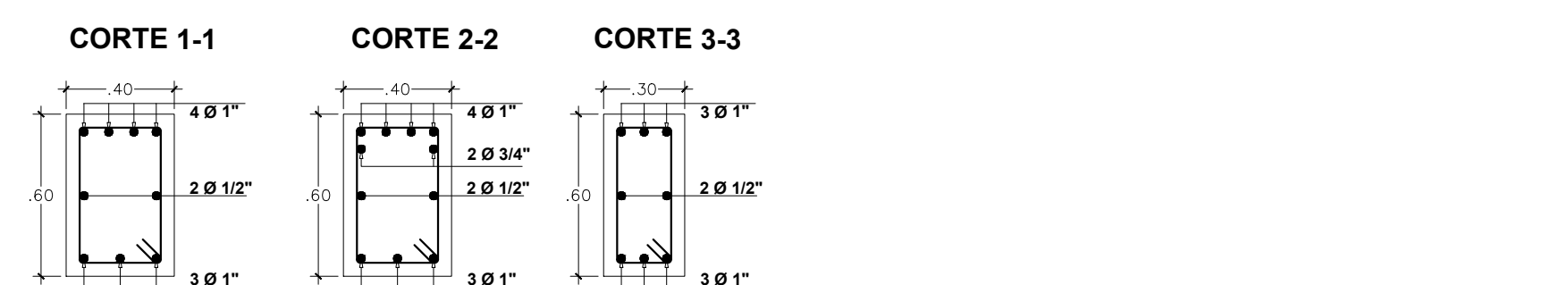
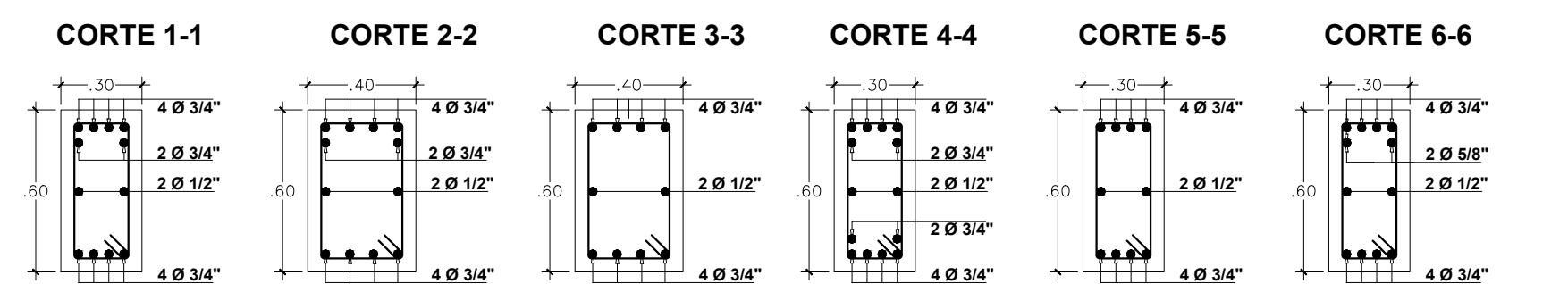
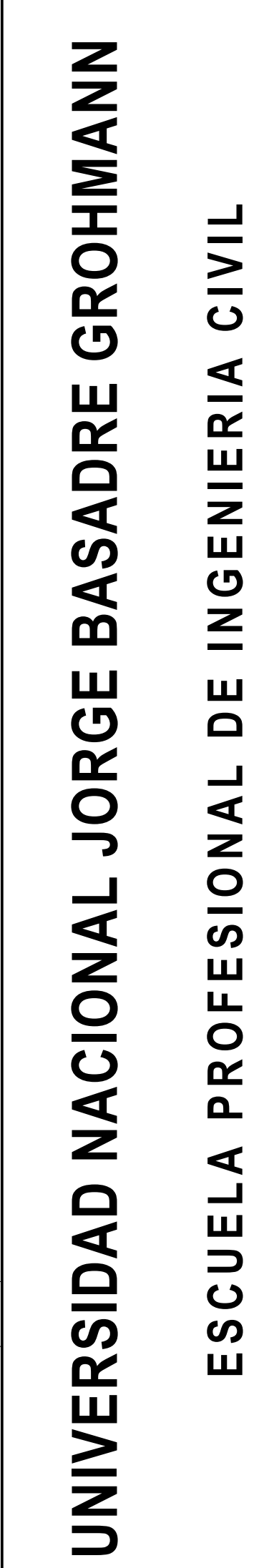
TRASLAPES Y EMPALMES PARA VIGAS, LOSA Y ALIGERADOS

VALORES DE m			
Ø	REFUERZO INTERIOR	REFUERZO SUPERIOR	
	h < 30	h < 30	h > 30
3/8"	40	40	45
1/2"	40	40	50
5/8"	50	45	60
3/4"	60	55	75
1"	110	100	130

NOTAS:
1.- NO EMPALMAR MAS DEL 50% DEL AREA DE UNA MISMA SECCION
2.- EN CASO DE NO EMPALMARSE EN LAS ZONAS INDICADAS O CON LOS POSICIONALES ESPECIFICADOS, AUMENTAR LA LONGITUD DE EMPALME EN UN 70 %
3.- PARA ALIGERADOS Y VIGAS CHATAS EL ACERO INTERIOR SE EMPALMARA SOBRE LOS APOYOS SENDO LA LONGITUD DE EMPALME TOTAL A 25 CM. PARA FERRO DE 3/8" Y 35 CM. PARA 1/2" O 5/8"



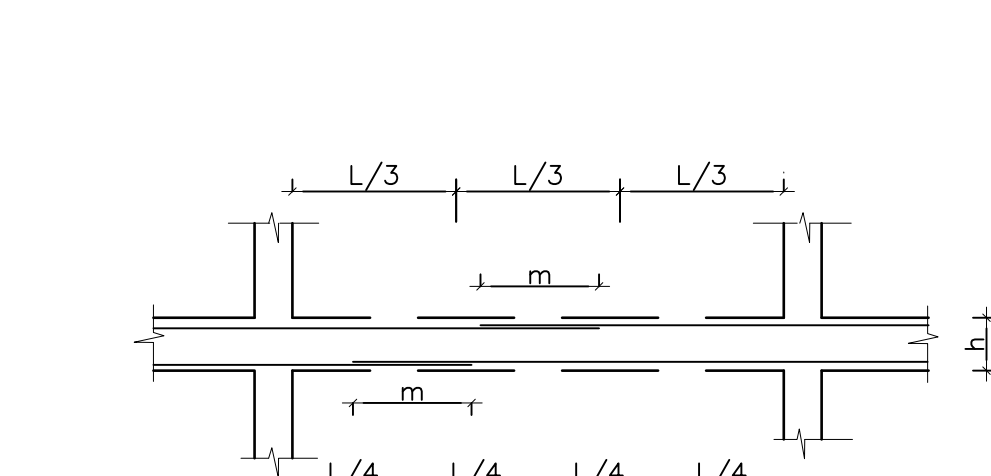
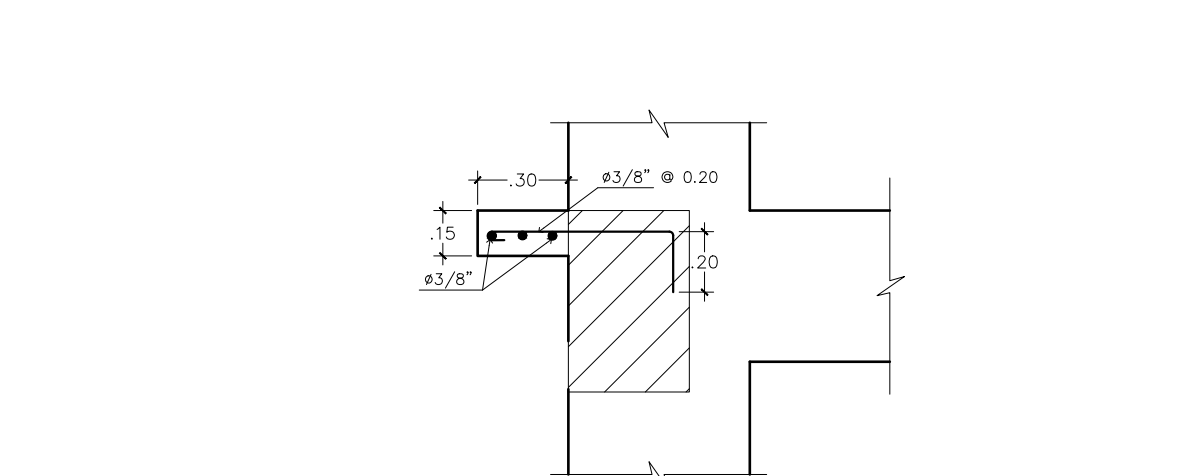
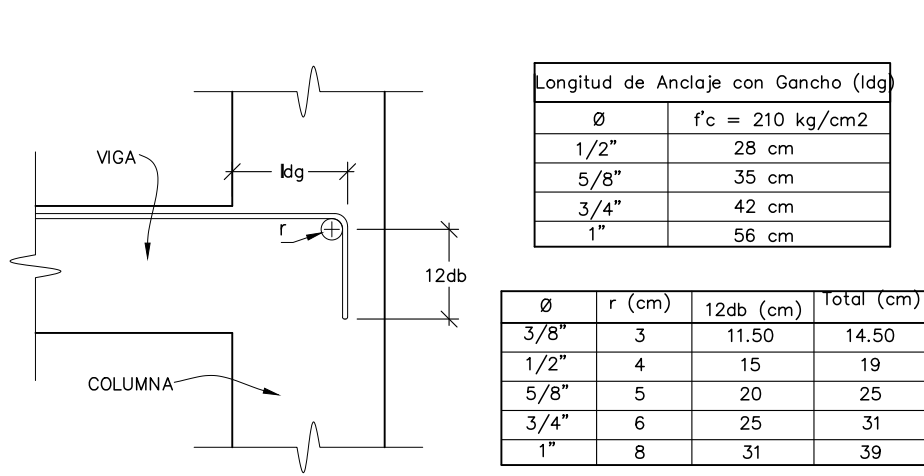
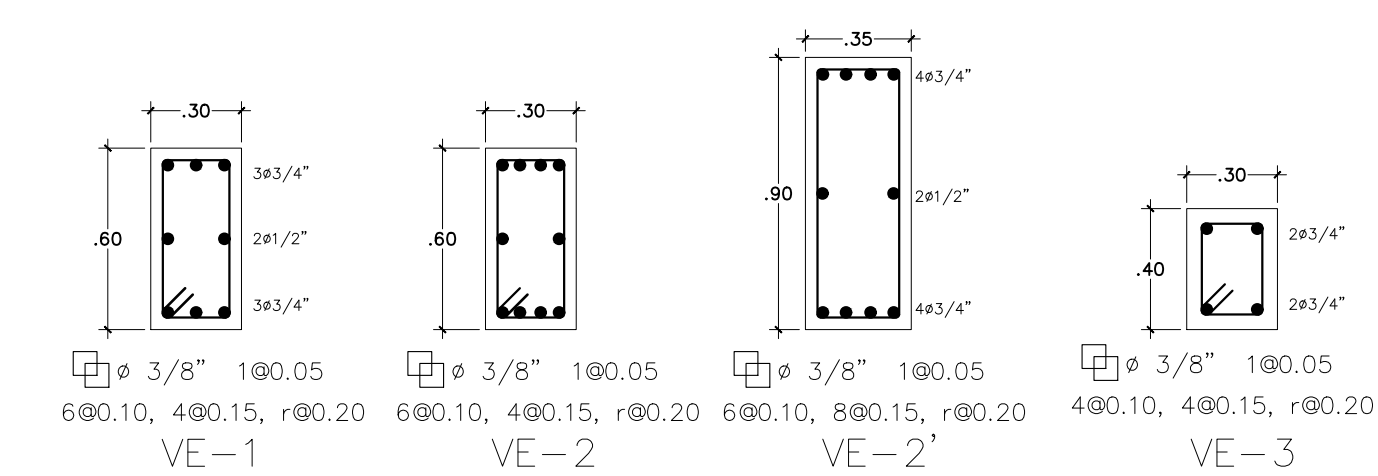
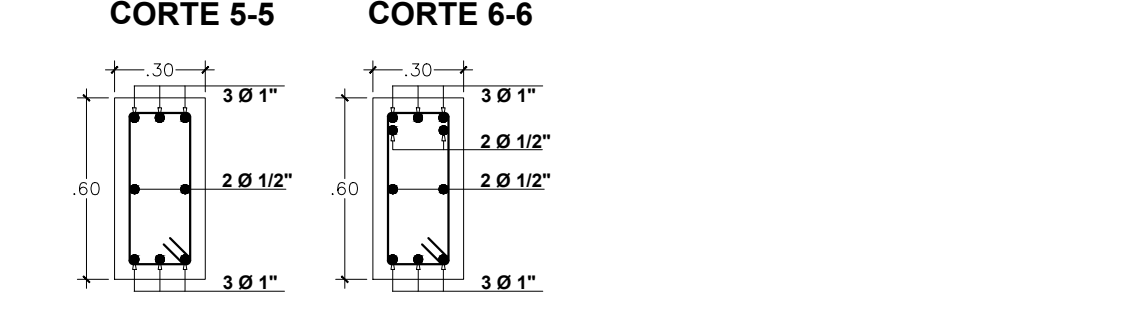
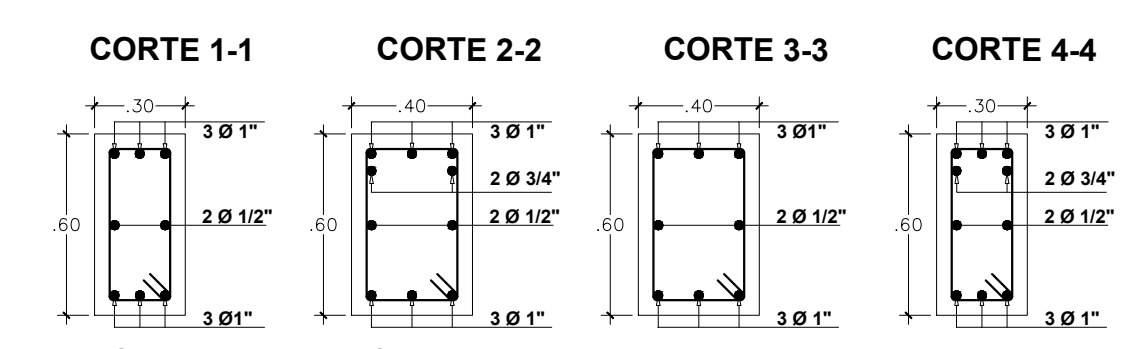
DETALLE DE PARAPETO
ESC: 1/25



DOBLEZ EN ESTRIBO A 135°			
φ	m	r	TOTAL
50°			20.00
30°	9.5	3.81cm.	15.00
10°	6.35	2.54cm.	10.00

NOTA: La longitud recorrida es en la mínima.

NOTA: La longitud proporcionada sera la minim colocada en el momento de la construccion



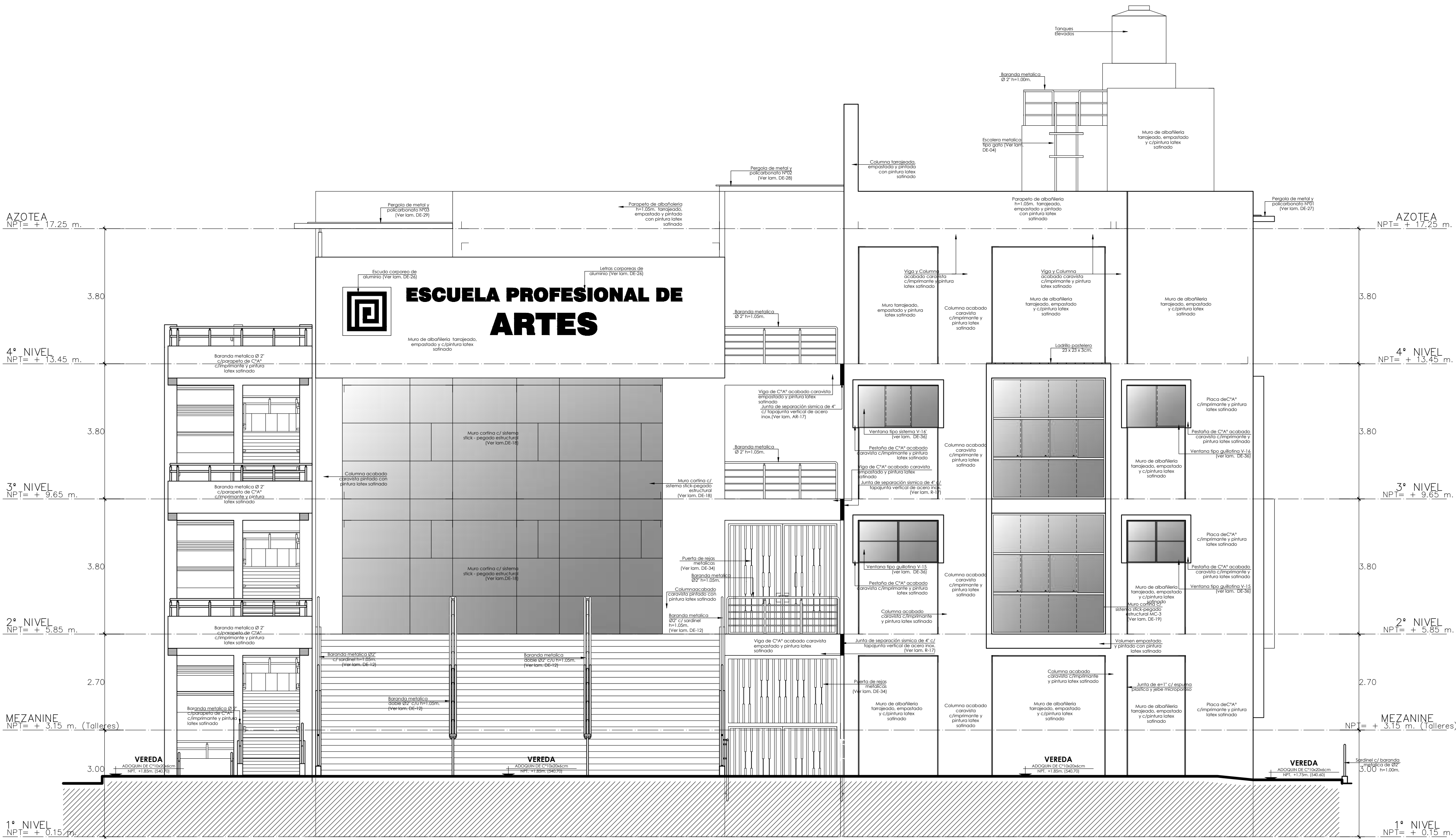
VALORES DE m			
ø	REFUERZO INFERIOR	REFUERZO SUPERIOR	
	h CUALQUIERA	h < .30	h > .30
3/8"	.40	.40	.45
1/2"	.40	.40	.50
5/8"	.50	.45	.60
3/4"	.60	.55	.75
1"	1.15	1.00	1.30

NOTAS

- 1.- NO EMPALMAR MÁS DEL 50% DEL AREA DE UNA MISMA SECCION
- 2.- EN CASO DE NO EMPALMARSE EN LAS ZONAS INDICADAS O CON LOS PORCENTAJES ESPECIFICADOS, AUMENTAR LA LONGITUD DE EMPALME EN UN 70 %.
- 3.- PARA ALUGERADOS Y VIGAS CHATAS EL ACERO INFERIOR SE EMPALMARA SOBRE LOS APOYOS SIENDO LA LONGITUD DE EMPALME IGUAL A 25 CM. PARA FIERRO DE 3/8" Y 35 CM. PARA 1/2" Y 5/8"

ARQUITECTURA

EXPEDIENTE TECNICO: "MEJORAMIENTO DEL SERVICIO ACADEMICO DE PREGRADO DE LA ESCUELA PROFESIONAL DE ARTES – FIAC DE LA UNIVERSIDAD NACIONAL JORGE BASADRE GROHMANN DE TACNA, DISTRITO, PROVINCIA DE LA REGION TACNA".



ELEVACION – 1 (FACHADA PRINCIPAL)

ESC: 1/75



UNIVERSIDAD NACIONAL JORGE BASADRE GROHMANN
ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERIA CIVIL

TESIS:
"COMPORTAMIENTO SISMICO
DE UNA EDIFICACION DE
CONCRETO ARMADO
MEDIANTE ANALISIS
ESTATICO NO LINEAL
PUSHOVER APLICANDO
ESPECTROS DE PELIGRO
UNIFORME"

IDENTIFICADOR DE INVERSION:
SNIP: 371640

ESPECIALIDAD:
ARQUITECTURA

PLANO:
ELEVACION 01
(FACHADA PRINCIPAL)

ESCALA:
1/75

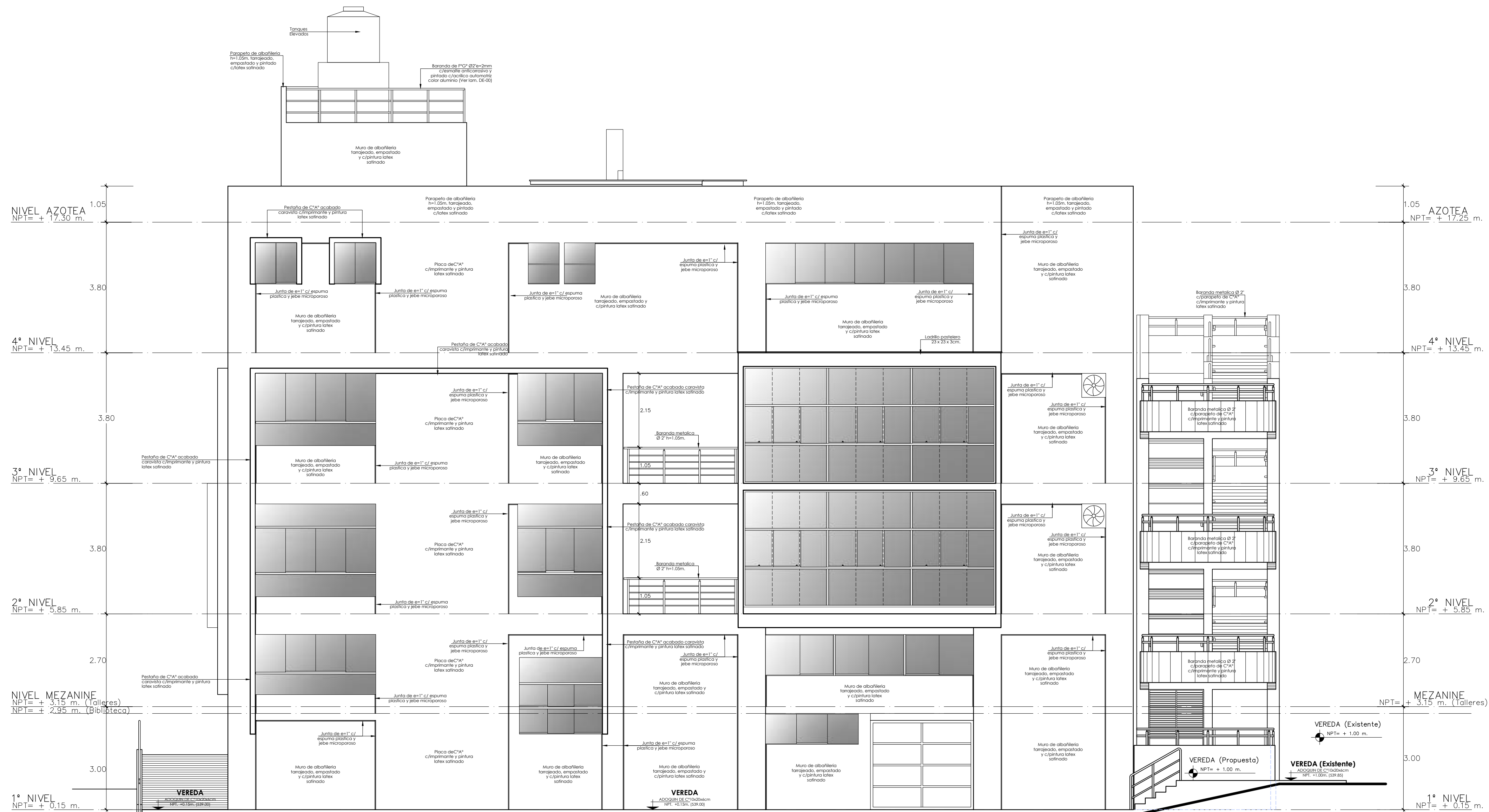
FECHA:
ENERO 2024

FUENTE:
LP-SM-3-2019-CS-UNJBG-1

LAMINA:
AR-01

ARQUITECTURA

EXPEDIENTE TECNICO: "MEJORAMIENTO DEL SERVICIO ACADEMICO DE PREGRADO DE LA ESCUELA PROFESIONAL DE ARTES – FIAC DE LA UNIVERSIDAD NACIONAL JORGE BASADRE GROHMANN DE TACNA, DISTRITO, PROVINCIA DE LA REGION TACNA".



ELEVACION - 03 (FACHADA POSTERIOR)

ESC: 1/75



UNIVERSIDAD NACIONAL JORGE BASADRE GROHMANN

ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERIA CIVIL

TESIS:
"COMPORTAMIENTO SISMICO
DE UNA EDIFICACION DE
CONCRETO ARMADO
MEDIANTE ANALISIS
ESTATICO NO LINEAL
PUSHOVER APLICANDO
ESPECTROS DE PELIGRO
UNIFORME"

IDENTIFICADOR DE INVERSION:
SNIP: 371640

ESPECIALIDAD:
ARQUITECTURA

PLANO:
ELEVACION 03

ESCALA:
1/75

FECHA:
ENERO 2024

FUENTE:
LP-SM-3-2019-CS-UNJBG-1

LAMINA:

AR-02

ARQUITECTURA

EXPEDIENTE TECNICO: "MEJORAMIENTO DEL SERVICIO ACADEMICO DE PREGRADO DE LA ESCUELA PROFESIONAL DE ARTES – FIAC DE LA UNIVERSIDAD NACIONAL JORGE BASADRE GROHMANN DE TACNA, DISTRITO, PROVINCIA DE LA REGION TACNA".



ELEVACION - 4 (FACHADA LATERAL DERECHA)

ESC: 1/75



UNIVERSIDAD NACIONAL JORGE BASADRE GROHMANN
ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERIA CIVIL

TESIS:
"COMPORTAMIENTO SISMICO
DE UNA EDIFICACION DE
CONCRETO ARMADO
MEDIANTE ANALISIS
ESTATICO NO LINEAL
PUSHOVER APLICANDO
ESPECTROS DE PELIGRO
UNIFORME"

IDENTIFICADOR DE INVERSIÓN:
SNIP: 371640

ESPECIALIDAD:
ARQUITECTURA

PLANO:
ELEVACION 04

ESCALA:
1/75

FECHA:
ENERO 2024

FUENTE:
LP-SM-3-2019-CS-UNJBG-1

LAMINA:
AR-03

**ANEXO 3: MODELOS CONSTITUTIVOS DEL ACERO Y
CONCRETO**

DIAGRAMA ESFUERZO - DEFORMACIÓN DEL ACERO DE REFUERZO

Modelo de Park y Paulay

f_y : Esfuerzo de fluencia del acero (kg/cm^2)	4200
f_{su} : Esfuerzo máximo del acero de refuerzo (kg/cm^2)	6300
E_s : Módulo de elasticidad del acero (kg/cm^2)	2039432
ϵ_y : Deformación de fluencia del acero de refuerzo	0.0021
ϵ_{sh} : Deformación de endurecimiento del acero	0.0124
ϵ_{su} : Deformación máxima del acero de refuerzo	0.0741
r : Deformación relativa del acero de refuerzo	0.0618
m : Coeficiente de endurecimiento del acero	131.10

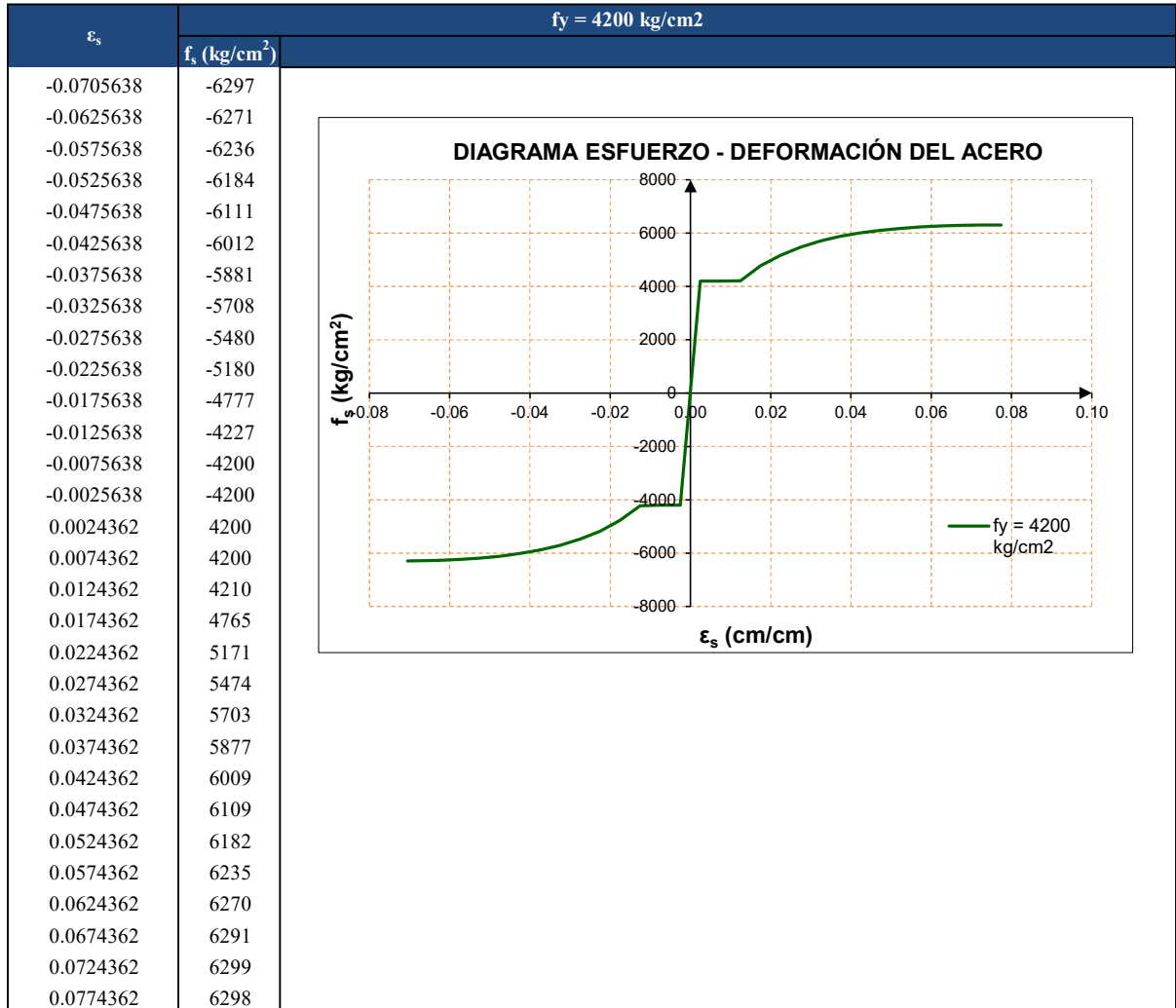


DIAGRAMA ESFUERZO - DEFORMACIÓN DEL CONCRETO CONFINADO V-1 30X60 **S=10cm** **Modelo de Kent y Park**

1. PROPIEDADES DE LOS MATERIALES

f'_c : Esfuerzo de compresión del concreto (kg/cm^2)	280
f''_c : Esfuerzo real de compresión (kg/cm^2)	280
E_c : Módulo de elasticidad del concreto (kg/cm^2)	255353
ϵ_{co} : Deformación del concreto no confinado	0.002
ϵ_{20c} : Deformación del concreto asociado al $0.2f'_c$	0.021
ϵ_{cu} : Deformación última del concreto confinado	0.018

2. PROPIEDADES DE LAS SECCIONES

b: Base de la sección (cm)	30
h: Peralte de la sección (cm)	60
re: Recubrimiento (cm)	4
db_h : Diámetro de la barra del estribo (cm)	0.950
As_h : Área de acero del estribo (cm^2)	0.71
s_h : Espaciamiento del estribo (cm)	10
b' : Base del núcleo al eje del estribo (cm)	21.05
h' : Peralte del núcleo al eje del estribo (cm)	51.05
b'' : Base del núcleo al exterior del estribo (cm)	22.00
h'' : Peralte del núcleo al exterior del estribo (cm)	52.00
ρ_s : Cuantía volumétrica del estribo	0.0089
Z: Pendiente de la rama descendente	42.98

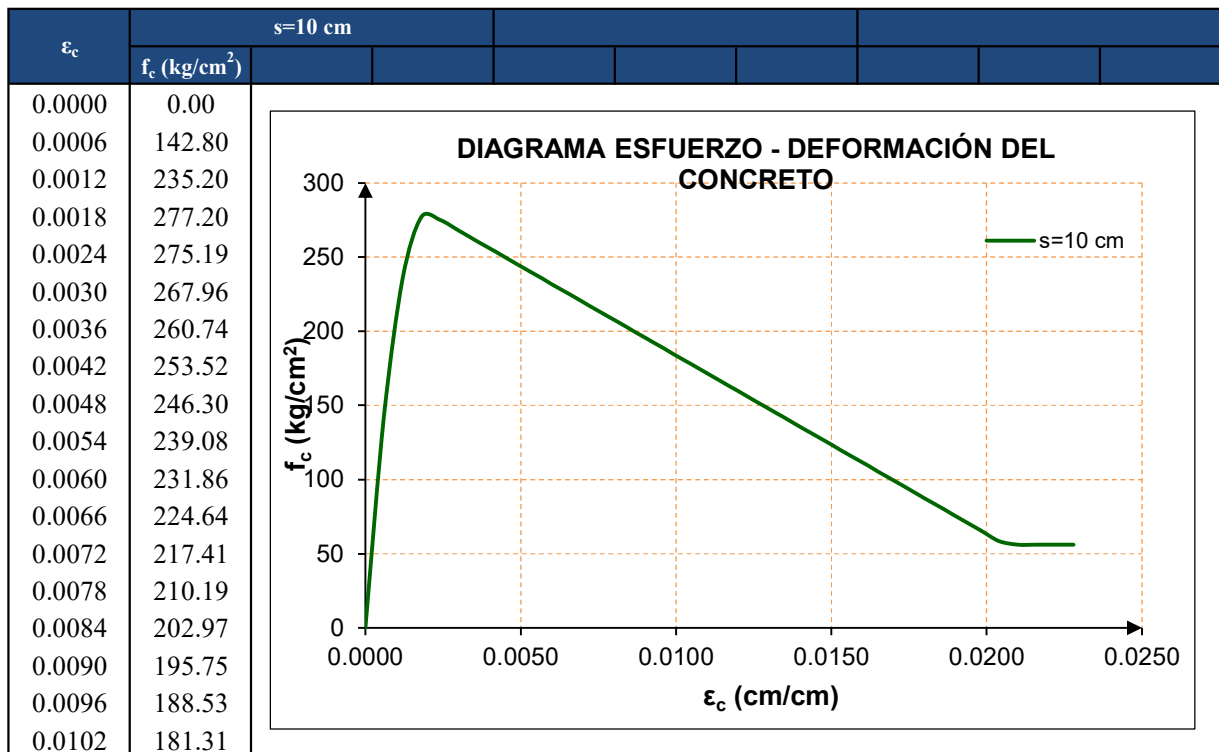


DIAGRAMA ESFUERZO - DEFORMACIÓN DEL CONCRETO CONFINADO V-1 30X60
S=10cm
Modelo de Kent y Park

1. PROPIEDADES DE LOS MATERIALES

f'_c : Esfuerzo de compresión del concreto (kg/cm^2)	280
f''_c : Esfuerzo real de compresión (kg/cm^2)	280
E_c : Módulo de elasticidad del concreto (kg/cm^2)	255353
ϵ_{co} : Deformación del concreto no confinado	0.002
ϵ_{20c} : Deformación del concreto asociado al $0.2f'_c$	0.021
ϵ_{cu} : Deformación última del concreto confinado	0.018

2. PROPIEDADES DE LAS SECCIONES

b: Base de la sección (cm)	30
h: Peralte de la sección (cm)	60
re: Recubrimiento (cm)	4
db_h : Diámetro de la barra del estribo (cm)	0.950
As_h : Área de acero del estribo (cm^2)	0.71
s_h : Espaciamiento del estribo (cm)	10
b': Base del núcleo al eje del estribo (cm)	21.05
h': Peralte del núcleo al eje del estribo (cm)	51.05
b'': Base del núcleo al exterior del estribo (cm)	22.00
h'': Peralte del núcleo al exterior del estribo (cm)	52.00
ρ_s : Cuantía volumétrica del estribo	0.0089
Z: Pendiente de la rama descendente	42.98

ϵ_c	s=10 cm								
	f_c (kg/cm^2)								
0.0108	174.09								
0.0114	166.86								
0.0120	159.64								
0.0126	152.42								
0.0132	145.20								
0.0138	137.98								
0.0144	130.76								
0.0150	123.54								
0.0156	116.31								
0.0162	109.09								
0.0168	101.87								
0.0174	94.65								
0.0180	87.43								
0.0186	80.21								
0.0192	72.99								
0.0198	65.77								
0.0204	58.54								
0.0210	56.00								
0.0216	56.00								
0.0222	56.00								

DIAGRAMA ESFUERZO - DEFORMACIÓN DEL CONCRETO CONFINADO V-2 30X40 **S=10cm** **Modelo de Kent y Park**

1. PROPIEDADES DE LOS MATERIALES

f'_c : Esfuerzo de compresión del concreto (kg/cm^2)	280
f''_c : Esfuerzo real de compresión (kg/cm^2)	280
E_c : Módulo de elasticidad del concreto (kg/cm^2)	255353
ϵ_{co} : Deformación del concreto no confinado	0.002
ϵ_{20c} : Deformación del concreto asociado al $0.2f'_c$	0.023
ϵ_{cu} : Deformación última del concreto confinado	0.021

2. PROPIEDADES DE LAS SECCIONES

b: Base de la sección (cm)	30
h: Peralte de la sección (cm)	40
re: Recubrimiento (cm)	4
db_h : Diámetro de la barra del estribo (cm)	0.950
As_h : Área de acero del estribo (cm^2)	0.71
s_h : Espaciamiento del estribo (cm)	10
b' : Base del núcleo al eje del estribo (cm)	21.05
h' : Peralte del núcleo al eje del estribo (cm)	31.05
b'' : Base del núcleo al exterior del estribo (cm)	22.00
h'' : Peralte del núcleo al exterior del estribo (cm)	32.00
ρ_s : Cuantía volumétrica del estribo	0.0105
Z: Pendiente de la rama descendente	37.41

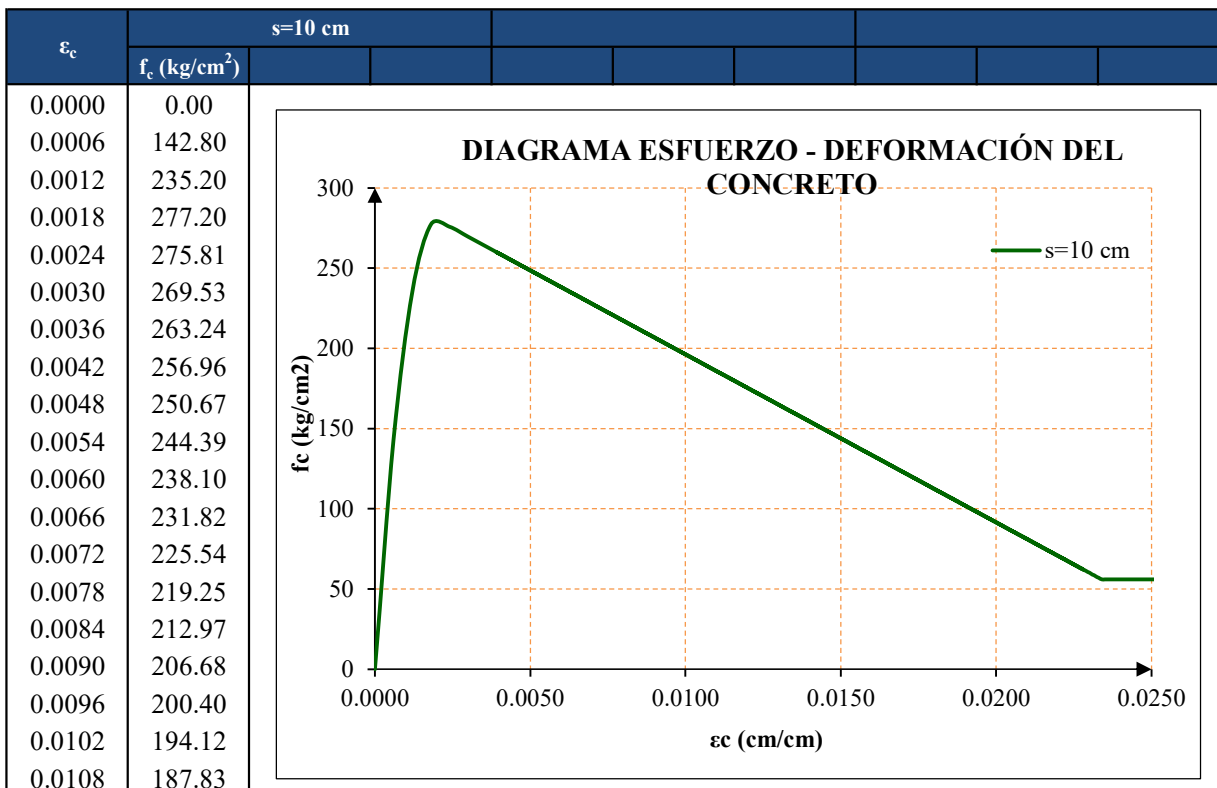


DIAGRAMA ESFUERZO - DEFORMACIÓN DEL CONCRETO CONFINADO V-2 30X40
S=10cm
Modelo de Kent y Park

1. PROPIEDADES DE LOS MATERIALES

f'_c : Esfuerzo de compresión del concreto (kg/cm^2)	280
f''_c : Esfuerzo real de compresión (kg/cm^2)	280
E_c : Módulo de elasticidad del concreto (kg/cm^2)	255353
ϵ_{co} : Deformación del concreto no confinado	0.002
ϵ_{20c} : Deformación del concreto asociado al $0.2f'_c$	0.023
ϵ_{cu} : Deformación última del concreto confinado	0.021

2. PROPIEDADES DE LAS SECCIONES

b: Base de la sección (cm)	30
h: Peralte de la sección (cm)	40
re: Recubrimiento (cm)	4
db_h : Diámetro de la barra del estribo (cm)	0.950
As_h : Área de acero del estribo (cm^2)	0.71
s_h : Espaciamiento del estribo (cm)	10
b' : Base del núcleo al eje del estribo (cm)	21.05
h' : Peralte del núcleo al eje del estribo (cm)	31.05
b'' : Base del núcleo al exterior del estribo (cm)	22.00
h'' : Peralte del núcleo al exterior del estribo (cm)	32.00
ρ_s : Cuantía volumétrica del estribo	0.0105
Z: Pendiente de la rama descendente	37.41

ϵ_c	s=10 cm								
	f_c (kg/cm^2)								
0.0114	181.55								
0.0120	175.26								
0.0126	168.98								
0.0132	162.69								
0.0138	156.41								
0.0144	150.13								
0.0150	143.84								
0.0156	137.56								
0.0162	131.27								
0.0168	124.99								
0.0174	118.70								
0.0180	112.42								
0.0186	106.14								
0.0192	99.85								
0.0198	93.57								
0.0204	87.28								
0.0210	81.00								
0.0216	74.71								
0.0222	68.43								
0.0228	62.15								

DIAGRAMA ESFUERZO - DEFORMACIÓN DEL CONCRETO CONFINADO V-2 30X50 **S=10cm** **Modelo de Kent y Park**

1. PROPIEDADES DE LOS MATERIALES

f'_c : Esfuerzo de compresión del concreto (kg/cm^2)	280
f''_c : Esfuerzo real de compresión (kg/cm^2)	280
E_c : Módulo de elasticidad del concreto (kg/cm^2)	255353
ϵ_{co} : Deformación del concreto no confinado	0.002
ϵ_{20c} : Deformación del concreto asociado al $0.2f'_c$	0.022
ϵ_{cu} : Deformación última del concreto confinado	0.019

2. PROPIEDADES DE LAS SECCIONES

b: Base de la sección (cm)	30
h: Peralte de la sección (cm)	50
re: Recubrimiento (cm)	4
db_h : Diámetro de la barra del estribo (cm)	0.950
As_h : Área de acero del estribo (cm^2)	0.71
s_h : Espaciamiento del estribo (cm)	10
b': Base del núcleo al eje del estribo (cm)	21.05
h': Peralte del núcleo al eje del estribo (cm)	41.05
b'': Base del núcleo al exterior del estribo (cm)	22.00
h'': Peralte del núcleo al exterior del estribo (cm)	42.00
ρ_s : Cuantía volumétrica del estribo	0.0095
Z: Pendiente de la rama descendente	40.67

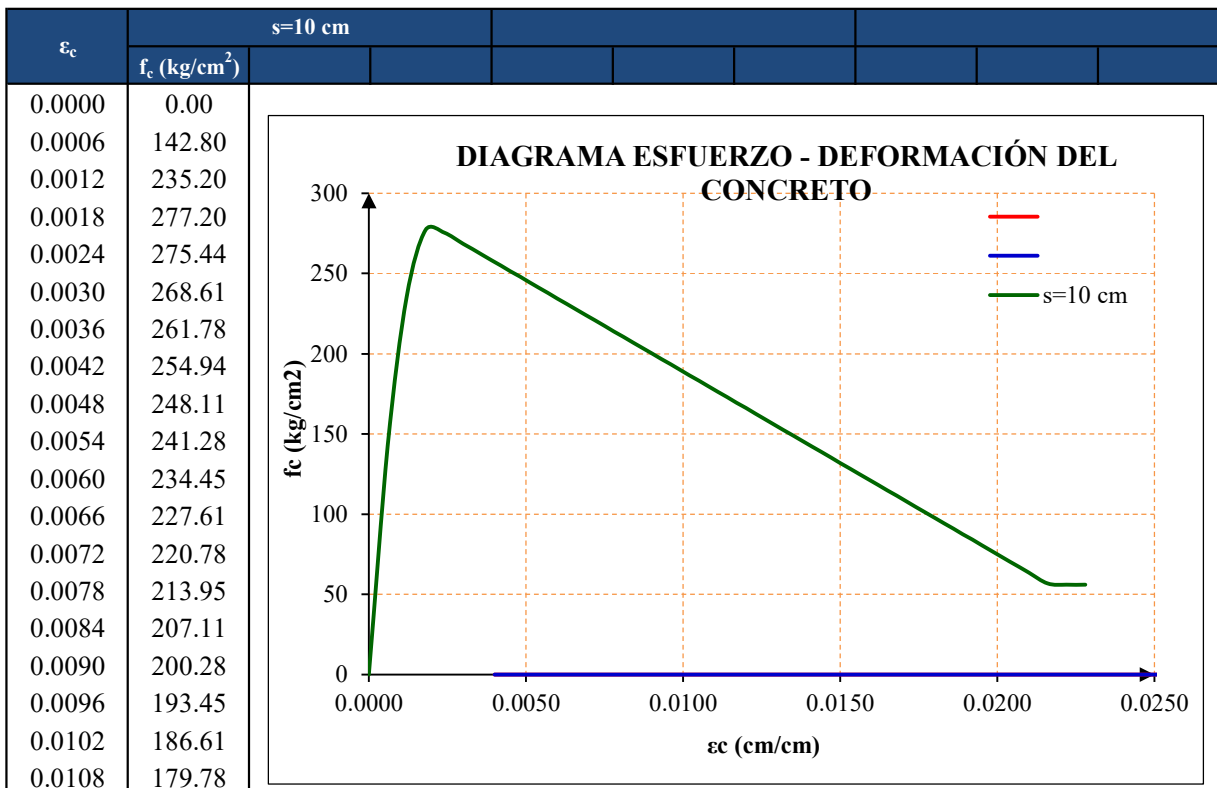


DIAGRAMA ESFUERZO - DEFORMACIÓN DEL CONCRETO CONFINADO V-2 30X50
S=10cm
Modelo de Kent y Park

1. PROPIEDADES DE LOS MATERIALES

f'_c : Esfuerzo de compresión del concreto (kg/cm^2)	280
f''_c : Esfuerzo real de compresión (kg/cm^2)	280
E_c : Módulo de elasticidad del concreto (kg/cm^2)	255353
ϵ_{co} : Deformación del concreto no confinado	0.002
ϵ_{20c} : Deformación del concreto asociado al $0.2f'_c$	0.022
ϵ_{cu} : Deformación última del concreto confinado	0.019

2. PROPIEDADES DE LAS SECCIONES

b: Base de la sección (cm)	30
h: Peralte de la sección (cm)	50
re: Recubrimiento (cm)	4
db_h : Diámetro de la barra del estribo (cm)	0.950
As_h : Área de acero del estribo (cm^2)	0.71
s_h : Espaciamiento del estribo (cm)	10
b': Base del núcleo al eje del estribo (cm)	21.05
h': Peralte del núcleo al eje del estribo (cm)	41.05
b'': Base del núcleo al exterior del estribo (cm)	22.00
h'': Peralte del núcleo al exterior del estribo (cm)	42.00
ρ_s : Cuantía volumétrica del estribo	0.0095
Z: Pendiente de la rama descendente	40.67

ϵ_c	s=10 cm							
	f_c (kg/cm^2)							
0.0114	172.95							
0.0120	166.11							
0.0126	159.28							
0.0132	152.45							
0.0138	145.61							
0.0144	138.78							
0.0150	131.95							
0.0156	125.11							
0.0162	118.28							
0.0168	111.45							
0.0174	104.61							
0.0180	97.78							
0.0186	90.95							
0.0192	84.11							
0.0198	77.28							
0.0204	70.45							
0.0210	63.62							
0.0216	56.78							
0.0222	56.00							
0.0228	56.00							

DIAGRAMA ESFUERZO - DEFORMACIÓN DEL CONCRETO CONFINADO V-3 30X40 **S=10cm** **Modelo de Kent y Park**

1. PROPIEDADES DE LOS MATERIALES

f'_c : Esfuerzo de compresión del concreto (kg/cm^2)	280
f''_c : Esfuerzo real de compresión (kg/cm^2)	280
E_c : Módulo de elasticidad del concreto (kg/cm^2)	255353
ϵ_{co} : Deformación del concreto no confinado	0.002
ϵ_{20c} : Deformación del concreto asociado al $0.2f'_c$	0.023
ϵ_{cu} : Deformación última del concreto confinado	0.021

2. PROPIEDADES DE LAS SECCIONES

b: Base de la sección (cm)	30
h: Peralte de la sección (cm)	40
re: Recubrimiento (cm)	4
db_h : Diámetro de la barra del estribo (cm)	0.950
As_h : Área de acero del estribo (cm^2)	0.71
s_h : Espaciamiento del estribo (cm)	10
b' : Base del núcleo al eje del estribo (cm)	21.05
h' : Peralte del núcleo al eje del estribo (cm)	31.05
b'' : Base del núcleo al exterior del estribo (cm)	22.00
h'' : Peralte del núcleo al exterior del estribo (cm)	32.00
ρ_s : Cuantía volumétrica del estribo	0.0105
Z: Pendiente de la rama descendente	37.41

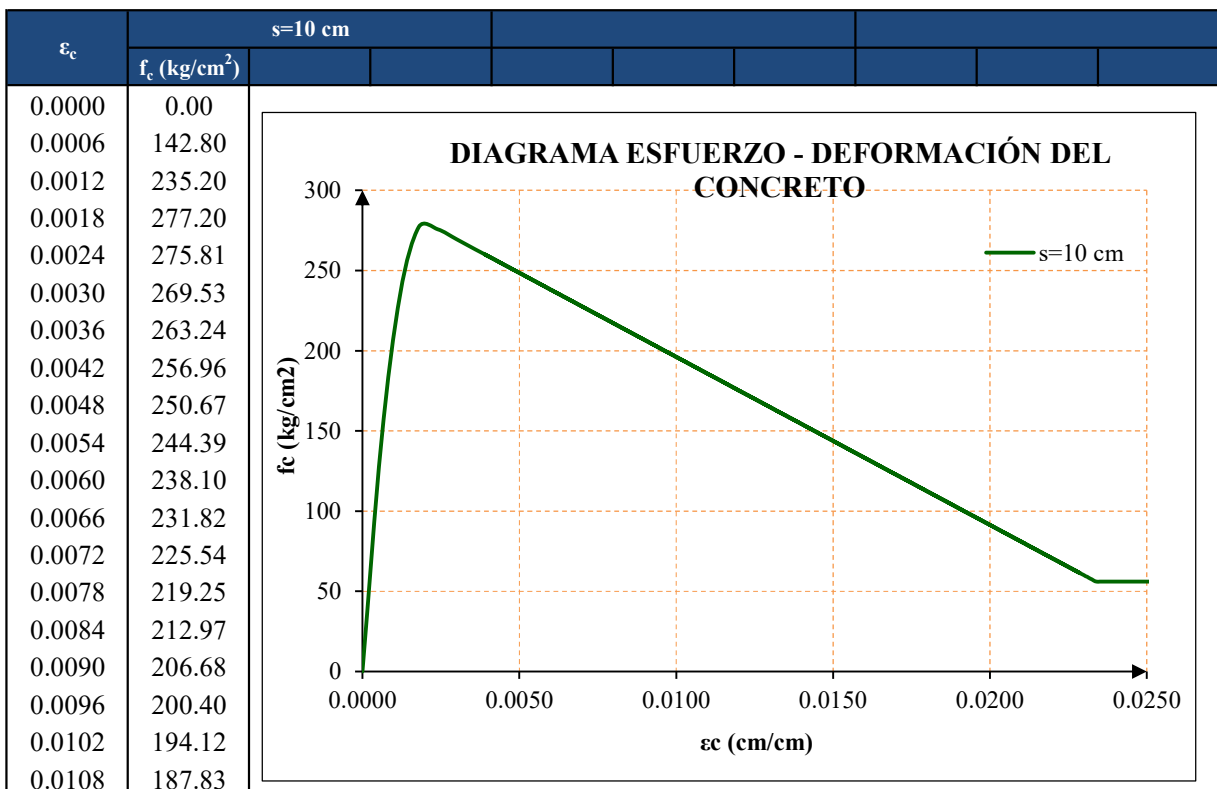


DIAGRAMA ESFUERZO - DEFORMACIÓN DEL CONCRETO CONFINADO V-3 30X40
S=10cm
Modelo de Kent y Park

1. PROPIEDADES DE LOS MATERIALES

f'_c : Esfuerzo de compresión del concreto (kg/cm^2)	280
f''_c : Esfuerzo real de compresión (kg/cm^2)	280
E_c : Módulo de elasticidad del concreto (kg/cm^2)	255353
ϵ_{co} : Deformación del concreto no confinado	0.002
ϵ_{20c} : Deformación del concreto asociado al $0.2f'_c$	0.023
ϵ_{cu} : Deformación última del concreto confinado	0.021

2. PROPIEDADES DE LAS SECCIONES

b: Base de la sección (cm)	30
h: Peralte de la sección (cm)	40
re: Recubrimiento (cm)	4
db_h : Diámetro de la barra del estribo (cm)	0.950
As_h : Área de acero del estribo (cm^2)	0.71
s_h : Espaciamiento del estribo (cm)	10
b': Base del núcleo al eje del estribo (cm)	21.05
h': Peralte del núcleo al eje del estribo (cm)	31.05
b'': Base del núcleo al exterior del estribo (cm)	22.00
h'': Peralte del núcleo al exterior del estribo (cm)	32.00
ρ_s : Cuantía volumétrica del estribo	0.0105
Z: Pendiente de la rama descendente	37.41

ϵ_c	s=10 cm								
	f_c (kg/cm^2)								
0.0114	181.55								
0.0120	175.26								
0.0126	168.98								
0.0132	162.69								
0.0138	156.41								
0.0144	150.13								
0.0150	143.84								
0.0156	137.56								
0.0162	131.27								
0.0168	124.99								
0.0174	118.70								
0.0180	112.42								
0.0186	106.14								
0.0192	99.85								
0.0198	93.57								
0.0204	87.28								
0.0210	81.00								
0.0216	74.71								
0.0222	68.43								
0.0228	62.15								

DIAGRAMA ESFUERZO - DEFORMACIÓN DEL CONCRETO CONFINADO V-3 30X50 **S=10cm** **Modelo de Kent y Park**

1. PROPIEDADES DE LOS MATERIALES

f'_c : Esfuerzo de compresión del concreto (kg/cm^2)	280
f''_c : Esfuerzo real de compresión (kg/cm^2)	280
E_c : Módulo de elasticidad del concreto (kg/cm^2)	255353
ϵ_{co} : Deformación del concreto no confinado	0.002
ϵ_{20c} : Deformación del concreto asociado al $0.2f'_c$	0.022
ϵ_{cu} : Deformación última del concreto confinado	0.019

2. PROPIEDADES DE LAS SECCIONES

b: Base de la sección (cm)	30
h: Peralte de la sección (cm)	50
re: Recubrimiento (cm)	4
db_h : Diámetro de la barra del estribo (cm)	0.950
As_h : Área de acero del estribo (cm^2)	0.71
s_h : Espaciamiento del estribo (cm)	10
b' : Base del núcleo al eje del estribo (cm)	21.05
h' : Peralte del núcleo al eje del estribo (cm)	41.05
b'' : Base del núcleo al exterior del estribo (cm)	22.00
h'' : Peralte del núcleo al exterior del estribo (cm)	42.00
ρ_s : Cuantía volumétrica del estribo	0.0095
Z: Pendiente de la rama descendente	40.67

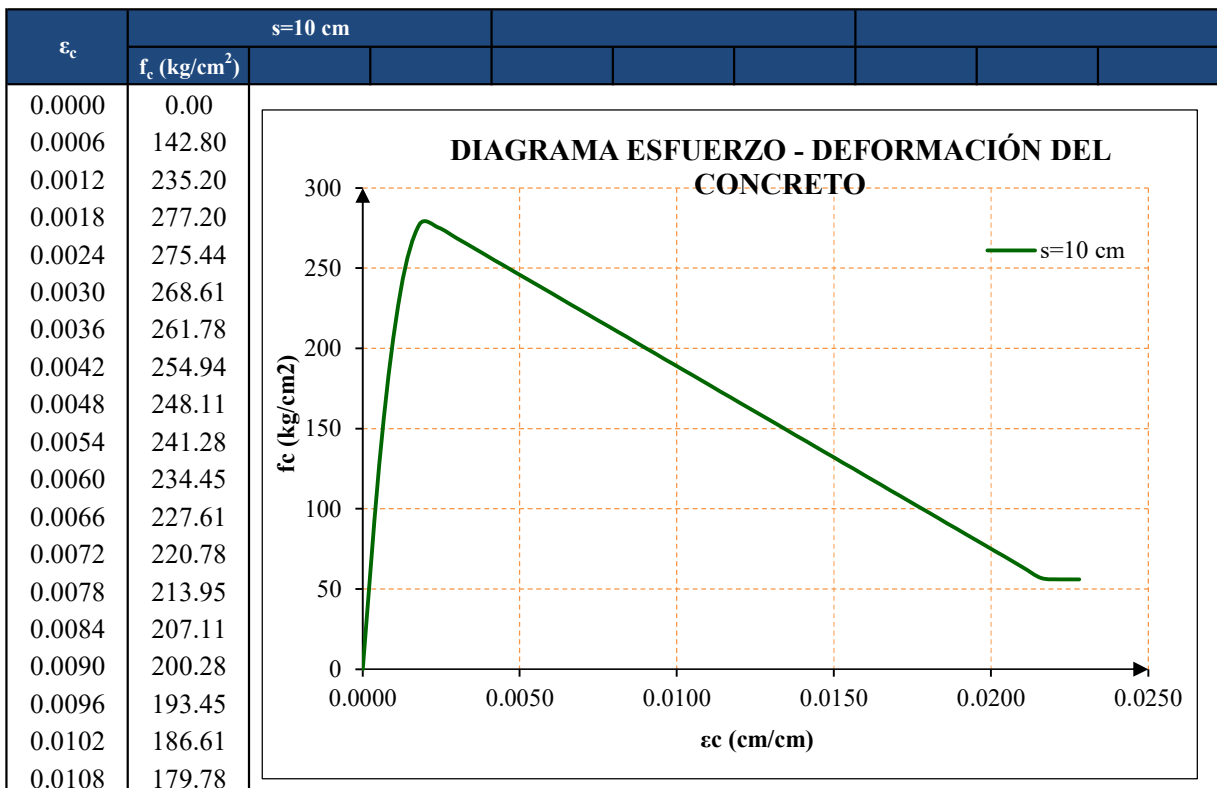


DIAGRAMA ESFUERZO - DEFORMACIÓN DEL CONCRETO CONFINADO V-3 30X50
S=10cm
Modelo de Kent y Park

1. PROPIEDADES DE LOS MATERIALES

f'_c : Esfuerzo de compresión del concreto (kg/cm^2)	280
f''_c : Esfuerzo real de compresión (kg/cm^2)	280
E_c : Módulo de elasticidad del concreto (kg/cm^2)	255353
ϵ_{co} : Deformación del concreto no confinado	0.002
ϵ_{20c} : Deformación del concreto asociado al $0.2f'_c$	0.022
ϵ_{cu} : Deformación última del concreto confinado	0.019

2. PROPIEDADES DE LAS SECCIONES

b: Base de la sección (cm)	30
h: Peralte de la sección (cm)	50
re: Recubrimiento (cm)	4
db_h : Diámetro de la barra del estribo (cm)	0.950
As_h : Área de acero del estribo (cm^2)	0.71
s_h : Espaciamiento del estribo (cm)	10
b' : Base del núcleo al eje del estribo (cm)	21.05
h' : Peralte del núcleo al eje del estribo (cm)	41.05
b'' : Base del núcleo al exterior del estribo (cm)	22.00
h'' : Peralte del núcleo al exterior del estribo (cm)	42.00
ρ_s : Cuantía volumétrica del estribo	0.0095
Z: Pendiente de la rama descendente	40.67

ϵ_c	s=10 cm								
	f_c (kg/cm^2)								
0.0114	172.95								
0.0120	166.11								
0.0126	159.28								
0.0132	152.45								
0.0138	145.61								
0.0144	138.78								
0.0150	131.95								
0.0156	125.11								
0.0162	118.28								
0.0168	111.45								
0.0174	104.61								
0.0180	97.78								
0.0186	90.95								
0.0192	84.11								
0.0198	77.28								
0.0204	70.45								
0.0210	63.62								
0.0216	56.78								
0.0222	56.00								
0.0228	56.00								

DIAGRAMA ESFUERZO - DEFORMACIÓN DEL CONCRETO CONFINADO V-3 40X60 **S=10cm** **Modelo de Kent y Park**

1. PROPIEDADES DE LOS MATERIALES

f'_c : Esfuerzo de compresión del concreto (kg/cm^2)	280
f''_c : Esfuerzo real de compresión (kg/cm^2)	280
E_c : Módulo de elasticidad del concreto (kg/cm^2)	255353
ϵ_{co} : Deformación del concreto no confinado	0.002
ϵ_{20c} : Deformación del concreto asociado al $0.2f'_c$	0.020
ϵ_{cu} : Deformación última del concreto confinado	0.015

2. PROPIEDADES DE LAS SECCIONES

b: Base de la sección (cm)	40
h: Peralte de la sección (cm)	60
re: Recubrimiento (cm)	4
db_h : Diámetro de la barra del estribo (cm)	0.950
As_h : Área de acero del estribo (cm^2)	0.71
s_h : Espaciamiento del estribo (cm)	10
b' : Base del núcleo al eje del estribo (cm)	31.05
h' : Peralte del núcleo al eje del estribo (cm)	51.05
b'' : Base del núcleo al exterior del estribo (cm)	32.00
h'' : Peralte del núcleo al exterior del estribo (cm)	52.00
ρ_s : Cuantía volumétrica del estribo	0.0070
Z: Pendiente de la rama descendente	45.14

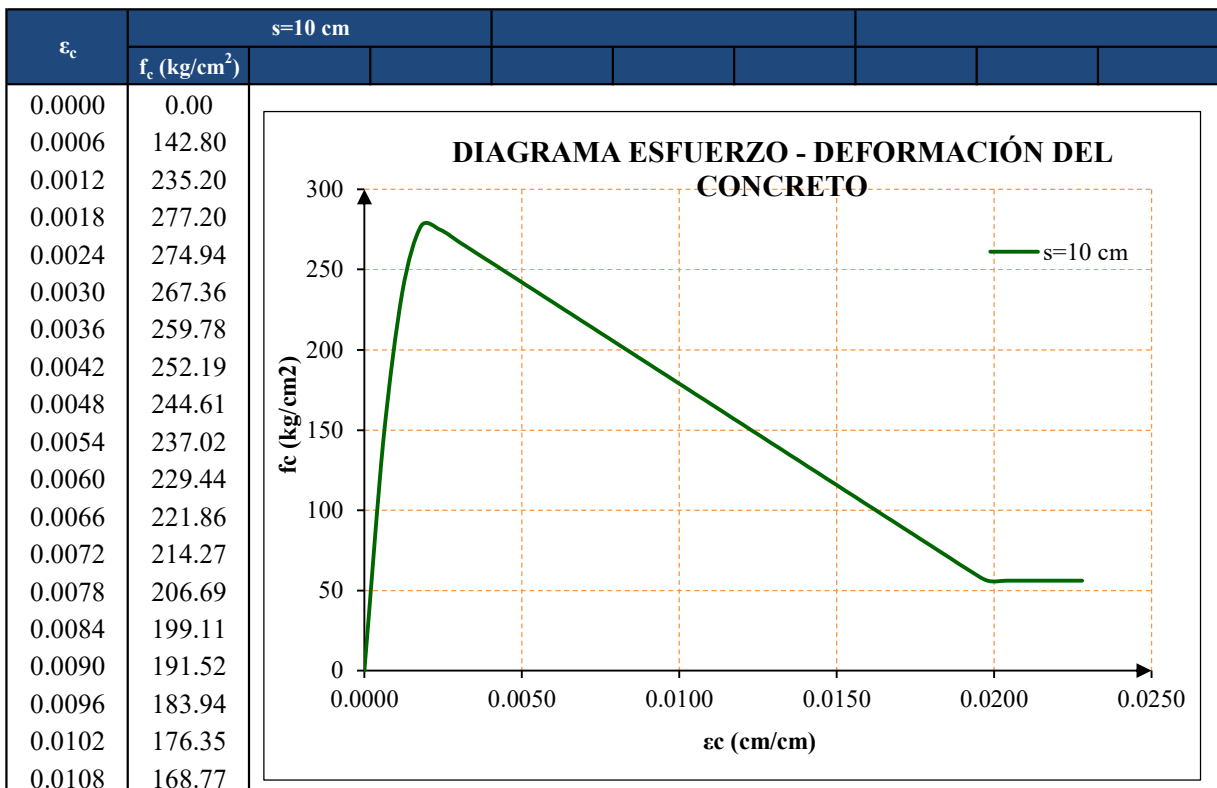


DIAGRAMA ESFUERZO - DEFORMACIÓN DEL CONCRETO CONFINADO V-3 40X60
S=10cm
Modelo de Kent y Park

1. PROPIEDADES DE LOS MATERIALES

f'_c : Esfuerzo de compresión del concreto (kg/cm^2)	280
f''_c : Esfuerzo real de compresión (kg/cm^2)	280
E_c : Módulo de elasticidad del concreto (kg/cm^2)	255353
ϵ_{co} : Deformación del concreto no confinado	0.002
ϵ_{20c} : Deformación del concreto asociado al $0.2f'_c$	0.020
ϵ_{cu} : Deformación última del concreto confinado	0.015

2. PROPIEDADES DE LAS SECCIONES

b: Base de la sección (cm)	40
h: Peralte de la sección (cm)	60
re: Recubrimiento (cm)	4
db_h : Diámetro de la barra del estribo (cm)	0.950
As_h : Área de acero del estribo (cm^2)	0.71
s_h : Espaciamiento del estribo (cm)	10
b' : Base del núcleo al eje del estribo (cm)	31.05
h' : Peralte del núcleo al eje del estribo (cm)	51.05
b'' : Base del núcleo al exterior del estribo (cm)	32.00
h'' : Peralte del núcleo al exterior del estribo (cm)	52.00
ρ_s : Cuantía volumétrica del estribo	0.0070
Z: Pendiente de la rama descendente	45.14

ϵ_c	s=10 cm								
	f_c (kg/cm^2)								
0.0114	161.19								
0.0120	153.60								
0.0126	146.02								
0.0132	138.43								
0.0138	130.85								
0.0144	123.27								
0.0150	115.68								
0.0156	108.10								
0.0162	100.52								
0.0168	92.93								
0.0174	85.35								
0.0180	77.76								
0.0186	70.18								
0.0192	62.60								
0.0198	56.00								
0.0204	56.00								
0.0210	56.00								
0.0216	56.00								
0.0222	56.00								
0.0228	56.00								

DIAGRAMA ESFUERZO - DEFORMACIÓN DEL CONCRETO CONFINADO V-5 30X60 **S=10cm** **Modelo de Kent y Park**

1. PROPIEDADES DE LOS MATERIALES

f'_c : Esfuerzo de compresión del concreto (kg/cm^2)	280
f''_c : Esfuerzo real de compresión (kg/cm^2)	280
E_c : Módulo de elasticidad del concreto (kg/cm^2)	255353
ϵ_{co} : Deformación del concreto no confinado	0.002
ϵ_{20c} : Deformación del concreto asociado al $0.2f'_c$	0.021
ϵ_{cu} : Deformación última del concreto confinado	0.018

2. PROPIEDADES DE LAS SECCIONES

b: Base de la sección (cm)	30
h: Peralte de la sección (cm)	60
re: Recubrimiento (cm)	4
db_h : Diámetro de la barra del estribo (cm)	0.950
As_h : Área de acero del estribo (cm^2)	0.71
s_h : Espaciamiento del estribo (cm)	10
b' : Base del núcleo al eje del estribo (cm)	21.05
h' : Peralte del núcleo al eje del estribo (cm)	51.05
b'' : Base del núcleo al exterior del estribo (cm)	22.00
h'' : Peralte del núcleo al exterior del estribo (cm)	52.00
ρ_s : Cuantía volumétrica del estribo	0.0089
Z: Pendiente de la rama descendente	42.98

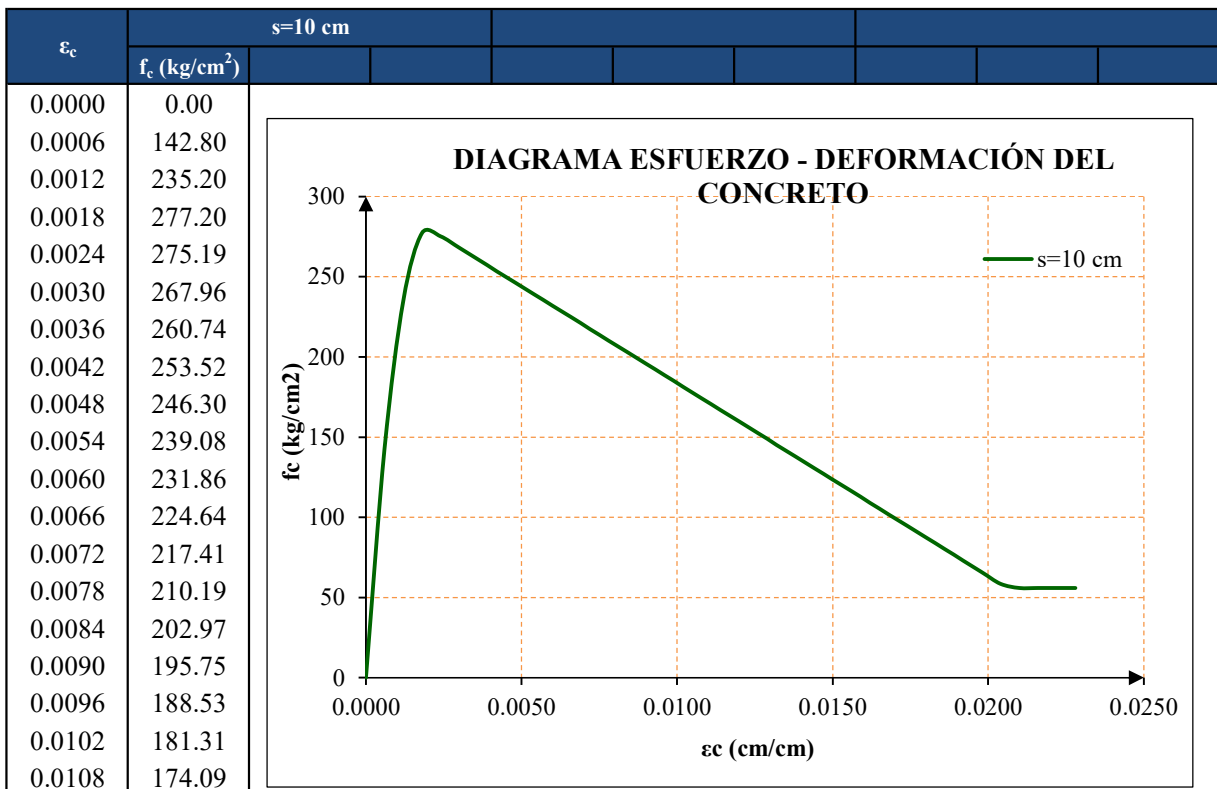


DIAGRAMA ESFUERZO - DEFORMACIÓN DEL CONCRETO CONFINADO V-5 30X60
S=10cm
Modelo de Kent y Park

1. PROPIEDADES DE LOS MATERIALES

f'_c : Esfuerzo de compresión del concreto (kg/cm^2)	280
f''_c : Esfuerzo real de compresión (kg/cm^2)	280
E_c : Módulo de elasticidad del concreto (kg/cm^2)	255353
ϵ_{co} : Deformación del concreto no confinado	0.002
ϵ_{20c} : Deformación del concreto asociado al $0.2f'_c$	0.021
ϵ_{cu} : Deformación última del concreto confinado	0.018

2. PROPIEDADES DE LAS SECCIONES

b: Base de la sección (cm)	30
h: Peralte de la sección (cm)	60
re: Recubrimiento (cm)	4
db_h : Diámetro de la barra del estribo (cm)	0.950
As_h : Área de acero del estribo (cm^2)	0.71
s_h : Espaciamiento del estribo (cm)	10
b' : Base del núcleo al eje del estribo (cm)	21.05
h' : Peralte del núcleo al eje del estribo (cm)	51.05
b'' : Base del núcleo al exterior del estribo (cm)	22.00
h'' : Peralte del núcleo al exterior del estribo (cm)	52.00
ρ_s : Cuantía volumétrica del estribo	0.0089
Z: Pendiente de la rama descendente	42.98

ϵ_c	s=10 cm								
	f_c (kg/cm^2)								
0.0114	166.86								
0.0120	159.64								
0.0126	152.42								
0.0132	145.20								
0.0138	137.98								
0.0144	130.76								
0.0150	123.54								
0.0156	116.31								
0.0162	109.09								
0.0168	101.87								
0.0174	94.65								
0.0180	87.43								
0.0186	80.21								
0.0192	72.99								
0.0198	65.77								
0.0204	58.54								
0.0210	56.00								
0.0216	56.00								
0.0222	56.00								
0.0228	56.00								

DIAGRAMA ESFUERZO - DEFORMACIÓN DEL CONCRETO CONFINADO V-6 30X60 **S=10cm** **Modelo de Kent y Park**

1. PROPIEDADES DE LOS MATERIALES

f'_c : Esfuerzo de compresión del concreto (kg/cm^2)	280
f''_c : Esfuerzo real de compresión (kg/cm^2)	280
E_c : Módulo de elasticidad del concreto (kg/cm^2)	255353
ϵ_{co} : Deformación del concreto no confinado	0.002
ϵ_{20c} : Deformación del concreto asociado al $0.2f'_c$	0.021
ϵ_{cu} : Deformación última del concreto confinado	0.030

2. PROPIEDADES DE LAS SECCIONES

b: Base de la sección (cm)	30
h: Peralte de la sección (cm)	60
re: Recubrimiento (cm)	4
db_h : Diámetro de la barra del estribo (cm)	0.950
As_h : Área de acero del estribo (cm^2)	0.71
s_h : Espaciamiento del estribo (cm)	10
b' : Base del núcleo al eje del estribo (cm)	21.05
h' : Peralte del núcleo al eje del estribo (cm)	51.05
b'' : Base del núcleo al exterior del estribo (cm)	22.00
h'' : Peralte del núcleo al exterior del estribo (cm)	52.00
ρ_s : Cuantía volumétrica del estribo	0.0089
Z: Pendiente de la rama descendente	42.98

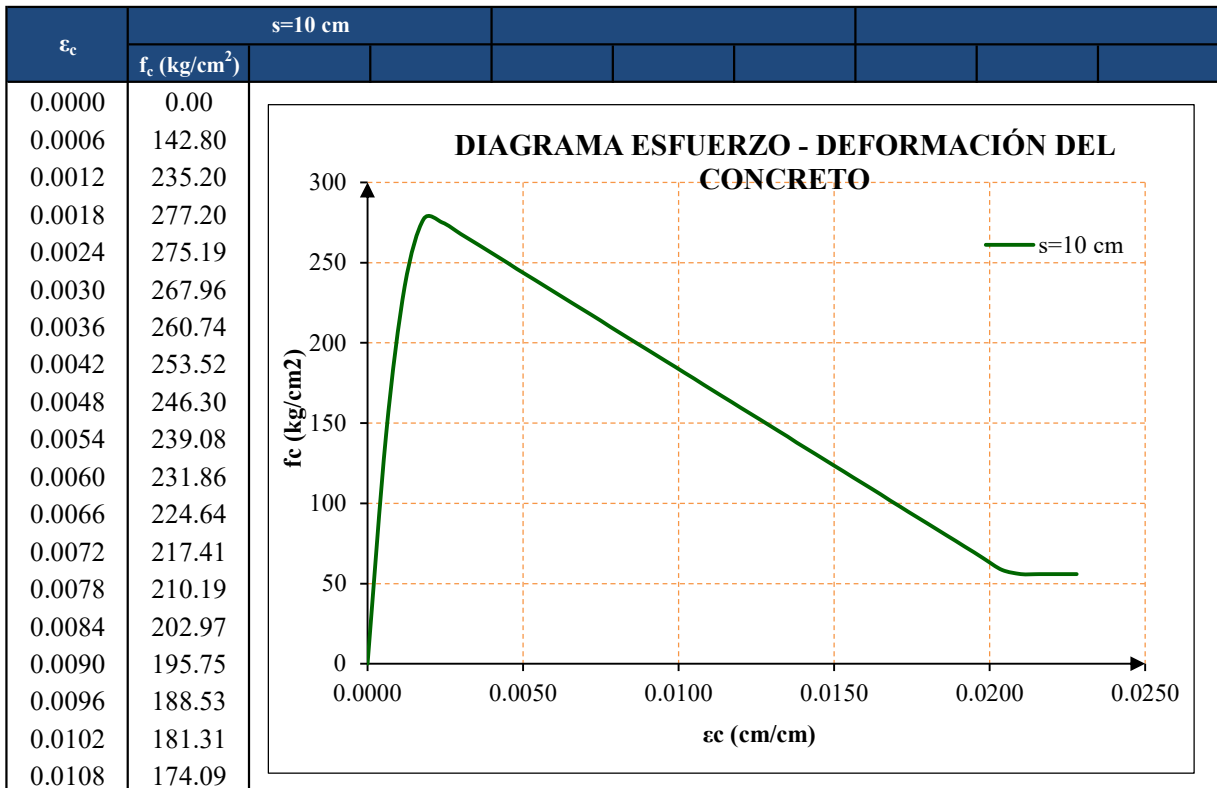


DIAGRAMA ESFUERZO - DEFORMACIÓN DEL CONCRETO CONFINADO V-6 30X60
S=10cm
Modelo de Kent y Park

1. PROPIEDADES DE LOS MATERIALES

f'_c : Esfuerzo de compresión del concreto (kg/cm^2)	280
f''_c : Esfuerzo real de compresión (kg/cm^2)	280
E_c : Módulo de elasticidad del concreto (kg/cm^2)	255353
ϵ_{co} : Deformación del concreto no confinado	0.002
ϵ_{20c} : Deformación del concreto asociado al $0.2f'_c$	0.021
ϵ_{cu} : Deformación última del concreto confinado	0.030

2. PROPIEDADES DE LAS SECCIONES

b: Base de la sección (cm)	30
h: Peralte de la sección (cm)	60
re: Recubrimiento (cm)	4
db_h : Diámetro de la barra del estribo (cm)	0.950
As_h : Área de acero del estribo (cm^2)	0.71
s_h : Espaciamiento del estribo (cm)	10
b' : Base del núcleo al eje del estribo (cm)	21.05
h' : Peralte del núcleo al eje del estribo (cm)	51.05
b'' : Base del núcleo al exterior del estribo (cm)	22.00
h'' : Peralte del núcleo al exterior del estribo (cm)	52.00
ρ_s : Cuantía volumétrica del estribo	0.0089
Z: Pendiente de la rama descendente	42.98

ϵ_c	s=10 cm								
	f_c (kg/cm^2)								
0.0114	166.86								
0.0120	159.64								
0.0126	152.42								
0.0132	145.20								
0.0138	137.98								
0.0144	130.76								
0.0150	123.54								
0.0156	116.31								
0.0162	109.09								
0.0168	101.87								
0.0174	94.65								
0.0180	87.43								
0.0186	80.21								
0.0192	72.99								
0.0198	65.77								
0.0204	58.54								
0.0210	56.00								
0.0216	56.00								
0.0222	56.00								
0.0228	56.00								

DIAGRAMA ESFUERZO - DEFORMACIÓN DEL CONCRETO CONFINADO V-6 40X60 **S=10cm** **Modelo de Kent y Park**

1. PROPIEDADES DE LOS MATERIALES

f'_c : Esfuerzo de compresión del concreto (kg/cm ²)	280
f''_c : Esfuerzo real de compresión (kg/cm ²)	280
E_c : Módulo de elasticidad del concreto (kg/cm ²)	255353
ϵ_{co} : Deformación del concreto no confinado	0.002
ϵ_{20c} : Deformación del concreto asociado al $0.2f'_c$	0.020
ϵ_{cu} : Deformación última del concreto confinado	0.015

2. PROPIEDADES DE LAS SECCIONES

b: Base de la sección (cm)	40
h: Peralte de la sección (cm)	60
re: Recubrimiento (cm)	4
db_h : Diámetro de la barra del estribo (cm)	0.950
As_h : Área de acero del estribo (cm ²)	0.71
s_h : Espaciamiento del estribo (cm)	10
b': Base del núcleo al eje del estribo (cm)	31.05
h': Peralte del núcleo al eje del estribo (cm)	51.05
b'': Base del núcleo al exterior del estribo (cm)	32.00
h'': Peralte del núcleo al exterior del estribo (cm)	52.00
ρ_s : Cuantía volumétrica del estribo	0.0070
Z: Pendiente de la rama descendente	45.14

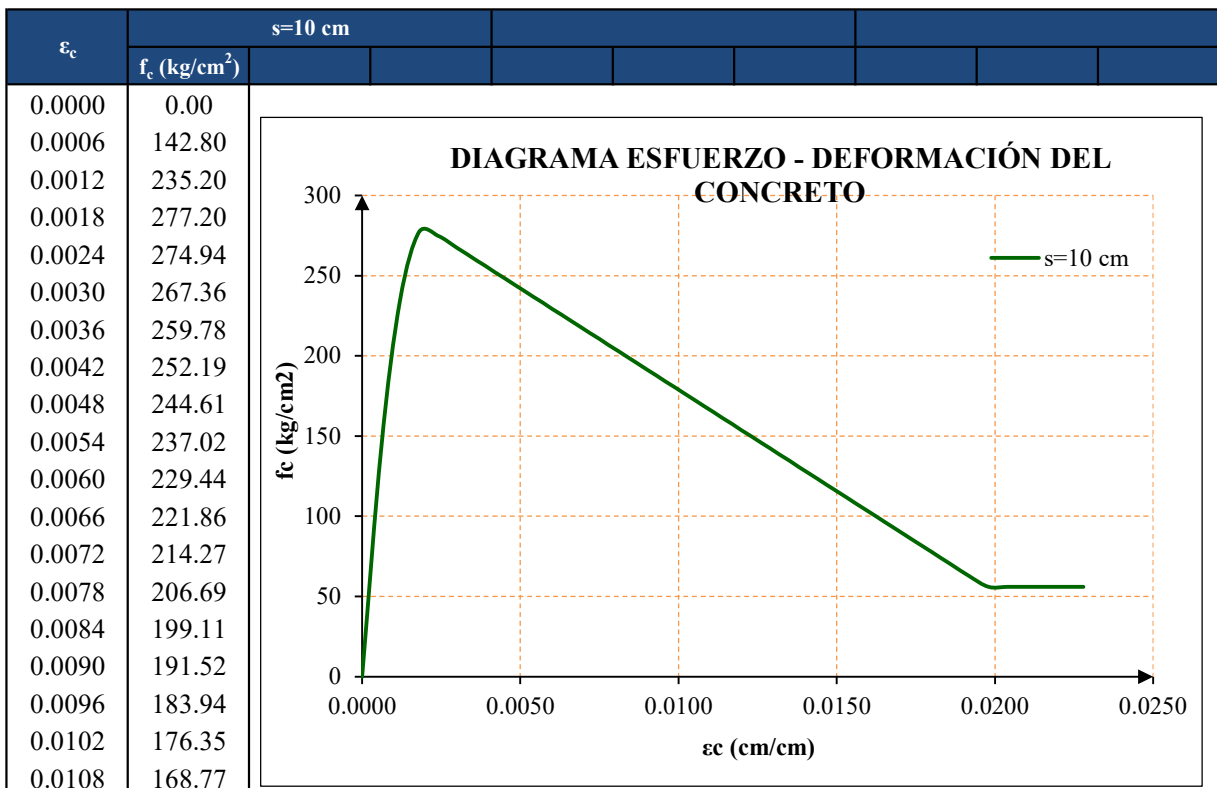


DIAGRAMA ESFUERZO - DEFORMACIÓN DEL CONCRETO CONFINADO V-6 40X60
S=10cm
Modelo de Kent y Park

1. PROPIEDADES DE LOS MATERIALES

f'_c : Esfuerzo de compresión del concreto (kg/cm^2)	280
f''_c : Esfuerzo real de compresión (kg/cm^2)	280
E_c : Módulo de elasticidad del concreto (kg/cm^2)	255353
ϵ_{co} : Deformación del concreto no confinado	0.002
ϵ_{20c} : Deformación del concreto asociado al $0.2f'_c$	0.020
ϵ_{cu} : Deformación última del concreto confinado	0.015

2. PROPIEDADES DE LAS SECCIONES

b: Base de la sección (cm)	40
h: Peralte de la sección (cm)	60
re: Recubrimiento (cm)	4
db_h : Diámetro de la barra del estribo (cm)	0.950
As_h : Área de acero del estribo (cm^2)	0.71
s_h : Espaciamiento del estribo (cm)	10
b': Base del núcleo al eje del estribo (cm)	31.05
h': Peralte del núcleo al eje del estribo (cm)	51.05
b'': Base del núcleo al exterior del estribo (cm)	32.00
h'': Peralte del núcleo al exterior del estribo (cm)	52.00
ρ_s : Cuantía volumétrica del estribo	0.0070
Z: Pendiente de la rama descendente	45.14

ϵ_c	s=10 cm							
	f_c (kg/cm^2)							
0.0114	161.19							
0.0120	153.60							
0.0126	146.02							
0.0132	138.43							
0.0138	130.85							
0.0144	123.27							
0.0150	115.68							
0.0156	108.10							
0.0162	100.52							
0.0168	92.93							
0.0174	85.35							
0.0180	77.76							
0.0186	70.18							
0.0192	62.60							
0.0198	56.00							
0.0204	56.00							
0.0210	56.00							
0.0216	56.00							
0.0222	56.00							

DIAGRAMA ESFUERZO - DEFORMACIÓN DEL CONCRETO CONFINADO V-7 30X60 **S=10cm** **Modelo de Kent y Park**

1. PROPIEDADES DE LOS MATERIALES

f'_c : Esfuerzo de compresión del concreto (kg/cm^2)	280
f''_c : Esfuerzo real de compresión (kg/cm^2)	280
E_c : Módulo de elasticidad del concreto (kg/cm^2)	255353
ϵ_{co} : Deformación del concreto no confinado	0.002
ϵ_{20c} : Deformación del concreto asociado al $0.2f'_c$	0.021
ϵ_{cu} : Deformación última del concreto confinado	0.030

2. PROPIEDADES DE LAS SECCIONES

b: Base de la sección (cm)	30
h: Peralte de la sección (cm)	60
re: Recubrimiento (cm)	4
db_h : Diámetro de la barra del estribo (cm)	0.950
As_h : Área de acero del estribo (cm^2)	0.71
s_h : Espaciamiento del estribo (cm)	10
b' : Base del núcleo al eje del estribo (cm)	21.05
h' : Peralte del núcleo al eje del estribo (cm)	51.05
b'' : Base del núcleo al exterior del estribo (cm)	22.00
h'' : Peralte del núcleo al exterior del estribo (cm)	52.00
ρ_s : Cuantía volumétrica del estribo	0.0089
Z: Pendiente de la rama descendente	42.98

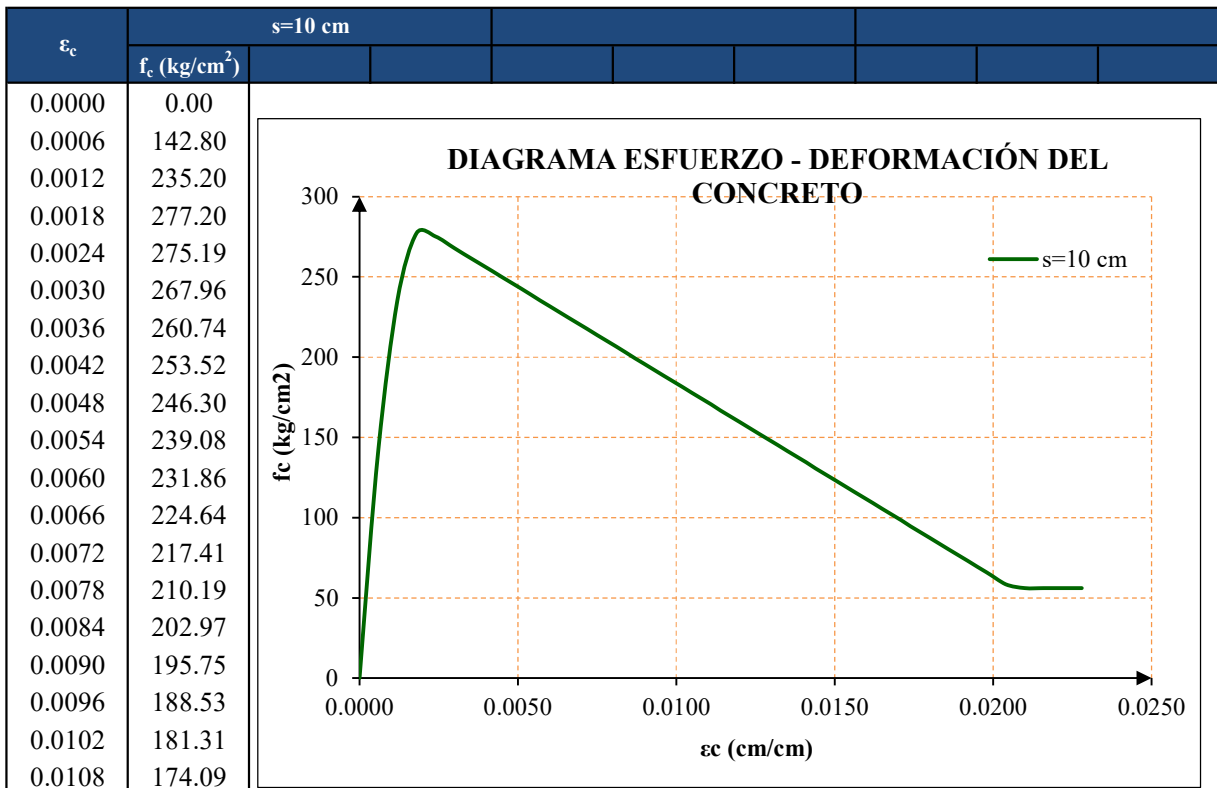


DIAGRAMA ESFUERZO - DEFORMACIÓN DEL CONCRETO CONFINADO V-7 30X60
S=10cm
Modelo de Kent y Park

1. PROPIEDADES DE LOS MATERIALES

f'_c : Esfuerzo de compresión del concreto (kg/cm^2)	280
f''_c : Esfuerzo real de compresión (kg/cm^2)	280
E_c : Módulo de elasticidad del concreto (kg/cm^2)	255353
ϵ_{co} : Deformación del concreto no confinado	0.002
ϵ_{20c} : Deformación del concreto asociado al $0.2f'_c$	0.021
ϵ_{cu} : Deformación última del concreto confinado	0.030

2. PROPIEDADES DE LAS SECCIONES

b: Base de la sección (cm)	30
h: Peralte de la sección (cm)	60
re: Recubrimiento (cm)	4
db_h : Diámetro de la barra del estribo (cm)	0.950
As_h : Área de acero del estribo (cm^2)	0.71
s_h : Espaciamiento del estribo (cm)	10
b' : Base del núcleo al eje del estribo (cm)	21.05
h' : Peralte del núcleo al eje del estribo (cm)	51.05
b'' : Base del núcleo al exterior del estribo (cm)	22.00
h'' : Peralte del núcleo al exterior del estribo (cm)	52.00
ρ_s : Cuantía volumétrica del estribo	0.0089
Z: Pendiente de la rama descendente	42.98

ϵ_c	s=10 cm								
	f_c (kg/cm^2)								
0.0114	166.86								
0.0120	159.64								
0.0126	152.42								
0.0132	145.20								
0.0138	137.98								
0.0144	130.76								
0.0150	123.54								
0.0156	116.31								
0.0162	109.09								
0.0168	101.87								
0.0174	94.65								
0.0180	87.43								
0.0186	80.21								
0.0192	72.99								
0.0198	65.77								
0.0204	58.54								
0.0210	56.00								
0.0216	56.00								
0.0222	56.00								

DIAGRAMA ESFUERZO - DEFORMACIÓN DEL CONCRETO CONFINADO V-7 40X60 **S=10cm** **Modelo de Kent y Park**

1. PROPIEDADES DE LOS MATERIALES

f'_c : Esfuerzo de compresión del concreto (kg/cm^2)	280
f''_c : Esfuerzo real de compresión (kg/cm^2)	280
E_c : Módulo de elasticidad del concreto (kg/cm^2)	255353
ϵ_{co} : Deformación del concreto no confinado	0.002
ϵ_{20c} : Deformación del concreto asociado al $0.2f'_c$	0.020
ϵ_{cu} : Deformación última del concreto confinado	0.030

2. PROPIEDADES DE LAS SECCIONES

b: Base de la sección (cm)	40
h: Peralte de la sección (cm)	60
re: Recubrimiento (cm)	4
db_h : Diámetro de la barra del estribo (cm)	0.950
As_h : Área de acero del estribo (cm^2)	0.71
s_h : Espaciamiento del estribo (cm)	10
b': Base del núcleo al eje del estribo (cm)	31.05
h': Peralte del núcleo al eje del estribo (cm)	51.05
b'': Base del núcleo al exterior del estribo (cm)	32.00
h'': Peralte del núcleo al exterior del estribo (cm)	52.00
ρ_s : Cuantía volumétrica del estribo	0.0070
Z: Pendiente de la rama descendente	45.14

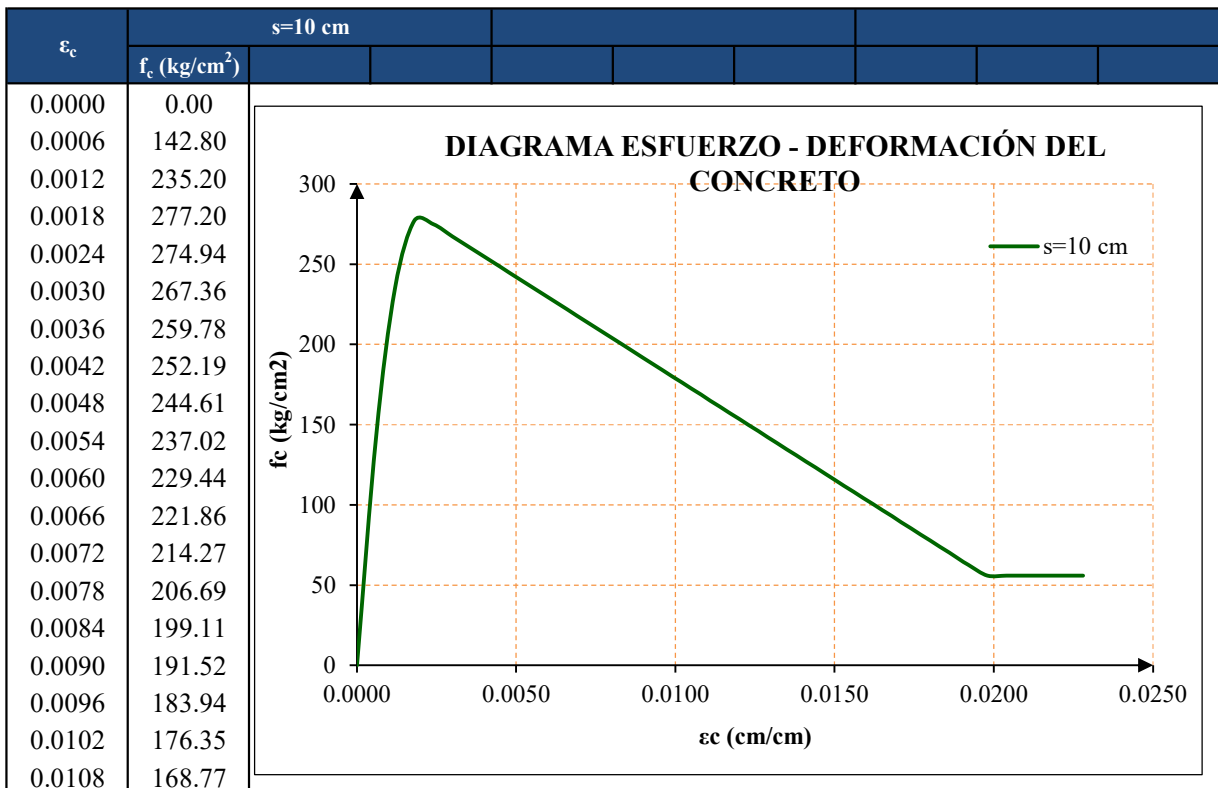


DIAGRAMA ESFUERZO - DEFORMACIÓN DEL CONCRETO CONFINADO V-7 40X60
S=10cm
Modelo de Kent y Park

1. PROPIEDADES DE LOS MATERIALES

f'_c : Esfuerzo de compresión del concreto (kg/cm^2)	280
f''_c : Esfuerzo real de compresión (kg/cm^2)	280
E_c : Módulo de elasticidad del concreto (kg/cm^2)	255353
ϵ_{co} : Deformación del concreto no confinado	0.002
ϵ_{20c} : Deformación del concreto asociado al $0.2f'_c$	0.020
ϵ_{cu} : Deformación última del concreto confinado	0.030

2. PROPIEDADES DE LAS SECCIONES

b: Base de la sección (cm)	40
h: Peralte de la sección (cm)	60
re: Recubrimiento (cm)	4
db_h : Diámetro de la barra del estribo (cm)	0.950
As_h : Área de acero del estribo (cm^2)	0.71
s_h : Espaciamiento del estribo (cm)	10
b': Base del núcleo al eje del estribo (cm)	31.05
h': Peralte del núcleo al eje del estribo (cm)	51.05
b'': Base del núcleo al exterior del estribo (cm)	32.00
h'': Peralte del núcleo al exterior del estribo (cm)	52.00
ρ_s : Cuantía volumétrica del estribo	0.0070
Z: Pendiente de la rama descendente	45.14

ϵ_c	s=10 cm							
	f_c (kg/cm^2)							
0.0114	161.19							
0.0120	153.60							
0.0126	146.02							
0.0132	138.43							
0.0138	130.85							
0.0144	123.27							
0.0150	115.68							
0.0156	108.10							
0.0162	100.52							
0.0168	92.93							
0.0174	85.35							
0.0180	77.76							
0.0186	70.18							
0.0192	62.60							
0.0198	56.00							
0.0204	56.00							
0.0210	56.00							
0.0216	56.00							
0.0222	56.00							
0.0228	56.00							

DIAGRAMA ESFUERZO - DEFORMACIÓN DEL CONCRETO CONFINADO V-4 50X90 **S=10cm** **Modelo de Kent y Park**

1. PROPIEDADES DE LOS MATERIALES

f'_c : Esfuerzo de compresión del concreto (kg/cm^2)	280
f''_c : Esfuerzo real de compresión (kg/cm^2)	280
E_c : Módulo de elasticidad del concreto (kg/cm^2)	255353
ϵ_{co} : Deformación del concreto no confinado	0.002
ϵ_{20c} : Deformación del concreto asociado al $0.2f'_c$	0.017
ϵ_{cu} : Deformación última del concreto confinado	0.012

2. PROPIEDADES DE LAS SECCIONES

b: Base de la sección (cm)	50
h: Peralte de la sección (cm)	90
re: Recubrimiento (cm)	4
db_h : Diámetro de la barra del estribo (cm)	0.950
As_h : Área de acero del estribo (cm^2)	0.71
s_h : Espaciamiento del estribo (cm)	10
b' : Base del núcleo al eje del estribo (cm)	41.05
h' : Peralte del núcleo al eje del estribo (cm)	81.05
b'' : Base del núcleo al exterior del estribo (cm)	42.00
h'' : Peralte del núcleo al exterior del estribo (cm)	82.00
ρ_s : Cuantía volumétrica del estribo	0.0050
Z: Pendiente de la rama descendente	53.11

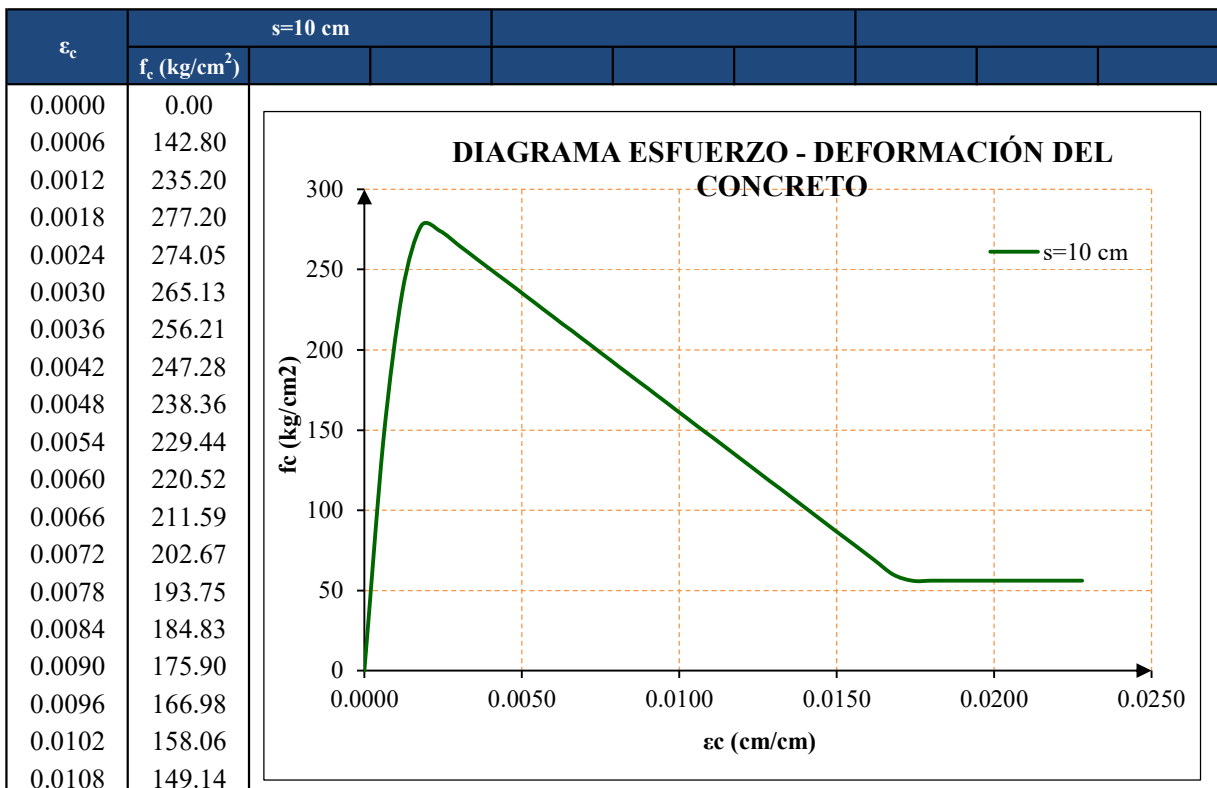


DIAGRAMA ESFUERZO - DEFORMACIÓN DEL CONCRETO CONFINADO V-4 50X90
S=10cm
Modelo de Kent y Park

1. PROPIEDADES DE LOS MATERIALES

f'_c : Esfuerzo de compresión del concreto (kg/cm^2)	280
f''_c : Esfuerzo real de compresión (kg/cm^2)	280
E_c : Módulo de elasticidad del concreto (kg/cm^2)	255353
ϵ_{co} : Deformación del concreto no confinado	0.002
ϵ_{20c} : Deformación del concreto asociado al $0.2f'_c$	0.017
ϵ_{cu} : Deformación última del concreto confinado	0.012

2. PROPIEDADES DE LAS SECCIONES

b: Base de la sección (cm)	50
h: Peralte de la sección (cm)	90
re: Recubrimiento (cm)	4
db_h : Diámetro de la barra del estribo (cm)	0.950
As_h : Área de acero del estribo (cm^2)	0.71
s_h : Espaciamiento del estribo (cm)	10
b': Base del núcleo al eje del estribo (cm)	41.05
h': Peralte del núcleo al eje del estribo (cm)	81.05
b'': Base del núcleo al exterior del estribo (cm)	42.00
h'': Peralte del núcleo al exterior del estribo (cm)	82.00
ρ_s : Cuantía volumétrica del estribo	0.0050
Z: Pendiente de la rama descendente	53.11

ϵ_c	s=10 cm								
	f_c (kg/cm^2)								
0.0114	140.21								
0.0120	131.29								
0.0126	122.37								
0.0132	113.45								
0.0138	104.52								
0.0144	95.60								
0.0150	86.68								
0.0156	77.76								
0.0162	68.83								
0.0168	59.91								
0.0174	56.00								
0.0180	56.00								
0.0186	56.00								
0.0192	56.00								
0.0198	56.00								
0.0204	56.00								
0.0210	56.00								
0.0216	56.00								
0.0222	56.00								
0.0228	56.00								

DIAGRAMA ESFUERZO - DEFORMACIÓN DEL CONCRETO NO CONFINADO

Modelo de Hognestad

f'_c : Esfuerzo de compresión del concreto (kg/cm^2)	280
f''_c : Esfuerzo real de compresión (kg/cm^2)	238.0
E_c : Módulo de elasticidad del concreto (kg/cm^2)	236033
ϵ_{co} : Deformación del concreto no confinado	0.0020
ϵ_{cm} : Deformación máxima del concreto no confinado	0.0038

ϵ_c	$f'_c = 280 \text{ kg/cm}^2$			
	$f_c \text{ (kg/cm}^2\text{)}$	α	γ	
0.0000	0.00	0.0000	0.6667	
0.0001	23.02	0.0488	0.6653	
0.0002	44.87	0.0959	0.6638	
0.0003	65.54	0.1414	0.6623	
0.0004	85.05	0.1852	0.6608	
0.0005	103.39	0.2274	0.6592	
0.0006	120.55	0.2680	0.6575	
0.0007	136.55	0.3069	0.6558	
0.0008	151.37	0.3442	0.6540	
0.0009	165.03	0.3799	0.6521	
0.0010	177.51	0.4139	0.6502	
0.0011	188.83	0.4463	0.6481	
0.0012	198.97	0.4770	0.6460	
0.0013	207.94	0.5061	0.6439	
0.0014	215.75	0.5336	0.6416	
0.0015	222.38	0.5594	0.6392	
0.0016	227.84	0.5836	0.6367	
0.0017	232.13	0.6061	0.6341	
0.0018	235.25	0.6270	0.6314	
0.0019	237.20	0.6463	0.6285	
0.0020	237.98	0.6639	0.6255	
0.0021	236.33	0.6798	0.6223	
0.0022	234.33	0.6938	0.6188	
0.0023	232.33	0.7063	0.6152	
0.0024	230.33	0.7173	0.6116	
0.0025	228.32	0.7272	0.6080	
0.0026	226.32	0.7359	0.6044	
0.0027	224.32	0.7438	0.6008	
0.0028	222.32	0.7507	0.5973	
0.0029	220.32	0.7569	0.5939	
0.0030	218.31	0.7624	0.5906	
0.0031	216.31	0.7672	0.5874	
0.0032	214.31	0.7715	0.5843	
0.0033	212.31	0.7753	0.5812	
0.0034	210.31	0.7786	0.5782	
0.0035	208.31	0.7815	0.5753	
0.0036	206.30	0.7840	0.5725	
0.0037	204.30	0.7861	0.5698	
0.0038	202.30	0.7879	0.5671	

DIAGRAMA ESFUERZO - DEFORMACIÓN DEL CONCRETO NO CONFINADO **Modelo de Mander et al (1988)**

f'_c : Esfuerzo de compresión del concreto	280
f'_{co} : Esfuerzo de resistencia máxima del concreto no confinado	238
ϵ_{co} : Deformación unitaria asociada a la máxima resistencia del concreto no confinado	0.0020
E_c : Módulo de elasticidad del concreto no confinado	236033
E_{sec} : Módulo secante del concreto no confinado al punto de resistencia máxima	119000

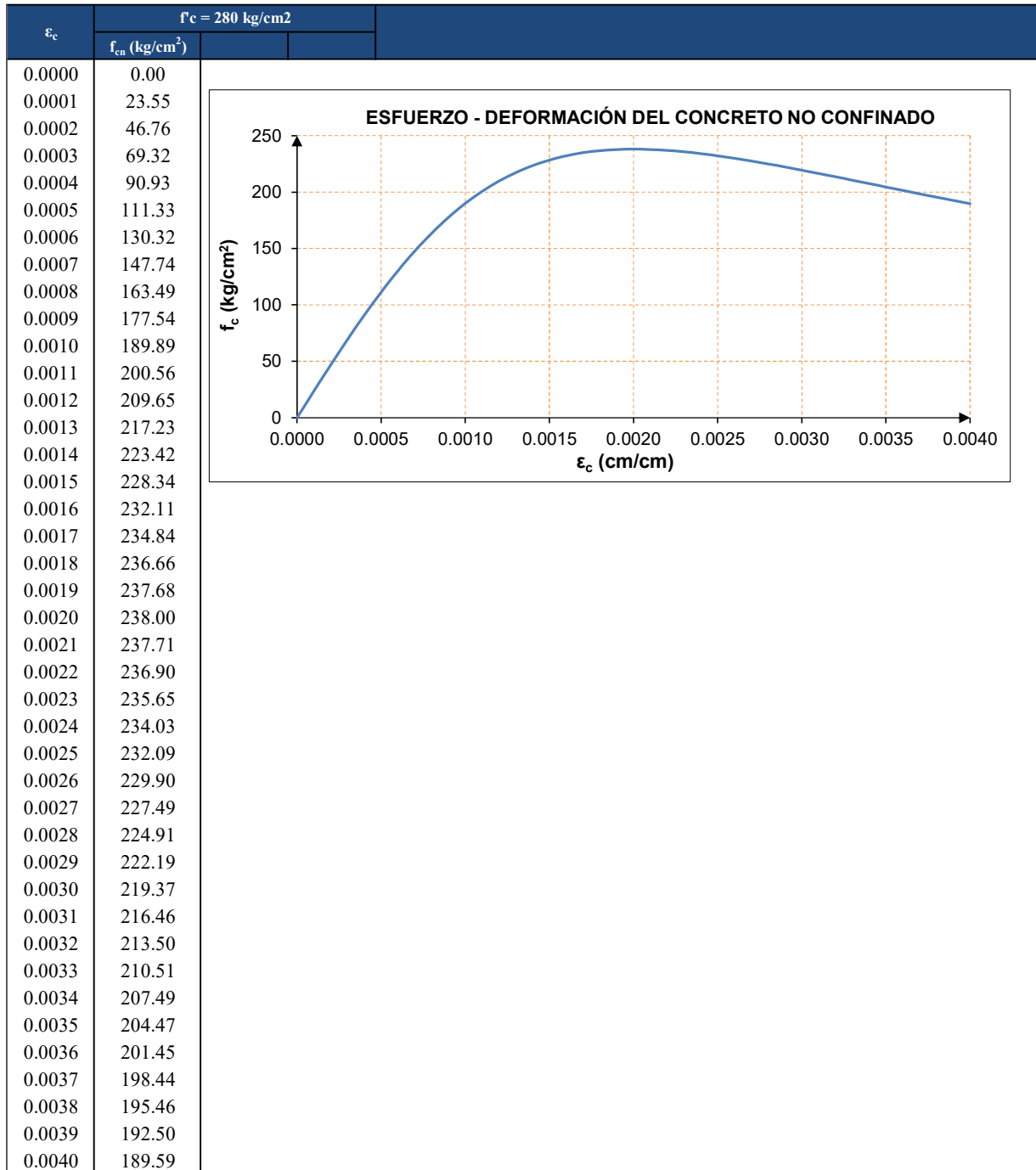


DIAGRAMA ESFUERZO - DEFORMACIÓN DEL CONCRETO NO CONFINADO
Modelo de Withney

f'_c : Esfuerzo de compresión del concreto (kg/cm ²)	280
f''_c : Esfuerzo real de compresión (kg/cm ²)	238.0
E_c : Módulo de elasticidad del concreto (kg/cm ²)	231409
ϵ_{co} : Deformación del concreto no confinado	0.0021
ϵ_{cm} : Deformación máxima del concreto no confinado	0.0038

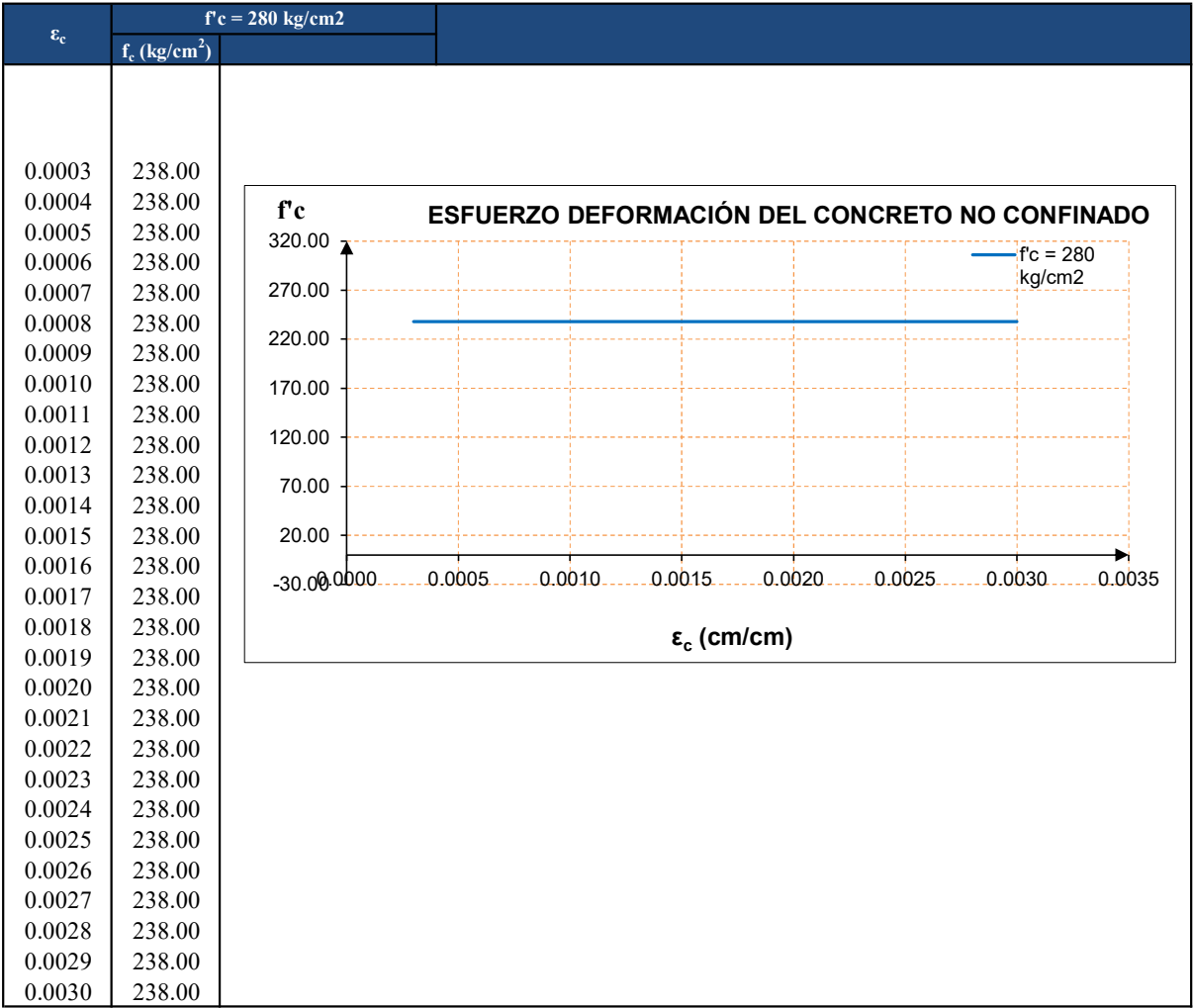


DIAGRAMA ESFUERZO - DEFORMACIÓN DEL CONCRETO CONFINADO C-1 S=10cm
Modelo de Mander para Secciones Rectangulares

f'_c : Esfuerzo de compresión del concreto (kg/cm^2)	280.000
b: Dimensión de la sección en el eje X (cm)	40
d: Dimensión de la sección en el eje Y (cm)	80
re: Recubrimiento (cm)	4
db_h : Diámetro de la barra del estribo (cm)	0.950
A_{sp} : Área de acero del estribo (cm^2)	0.71
db: Diámetro de la barra longitudinal (cm)	2.540
A_{st} : Área total de acero longitudinal (cm^2)	30.09
f_y : Esfuerzo de fluencia del estribo (kg/cm^2)	4200.000
ϵ_{su} : Deformación última del acero transversal	0.0756
s: Espaciamiento del estribo (cm)	10
n_{rx} : Número de ramas de estribos en el eje X	4
n_{ry} : Número de ramas de estribos en el eje Y	2
s': Espacimientto del estribo al borde interior (cm)	9.0500
b_c : Base del núcleo al eje del estribo (cm)	31.05
d_c : Peralte del núcleo al eje del estribo (cm)	71.05
A_c : Área del núcleo de la sección (cm^2)	2206.10
ρ_{cc} : Cuantía del núcleo de la sección	0.0136
A_{cc} : Área de concreto confinado (cm^2)	2176.01
w_x' : Ancho de parábolas en la dirección X (cm)	25.0200
w_y' : Ancho de parábolas en la dirección Y (cm)	19.9800
A_e : Área efectiva del núcleo confinado (cm^2)	1278.37
k_c : Coeficiente efectivo de confinamiento	0.5875
ρ_x : Cuantía volumétrica del estribo en la dirección X	0.0040
ρ_y : Cuantía volumétrica del estribo en la dirección Y	0.0046
f_{lx} : Esfuerzo lateral del estribo en X (kg/cm^2)	16.79
f_{ly} : Esfuerzo lateral del estribo en Y (kg/cm^2)	19.21
f'_{lx} : Esfuerzo lateral efectivo en X (kg/cm^2)	9.86
f'_{ly} : Esfuerzo lateral efectivo en Y (kg/cm^2)	11.28
σ_1 : Esfuerzo axial en la dirección 1 (kg/cm^2)	-9.86
σ_2 : Esfuerzo axial en la dirección 2 (kg/cm^2)	-11.28
σ_3 : Esfuerzo axial en la dirección 3 (kg/cm^2)	-347.05
σ_{oct} : Esfuerzo axial octaédrico (kg/cm^2)	-122.73
τ_{oct}: Esfuerzo de corte octaédrico (kg/cm^2)	158.62
$\cos\theta$: Coseno del ángulo octaédrico	0.50
σ_{oct} : Coeficiente del esfuerzo octaédrico (kg/cm^2)	-0.44
T: Primera ecuacion del meridiano de superficie	0.35
C: Segunda ecuacion del meridiano de superficie	0.57
D: Coeficiente para el esfuerzo cortante octaédrico	0.20
κ_{oct} : Coeficiente del Esfuerzo de corte octaédrico	0.57
τ'_{oct}: Esfuerzo de corte octaédrico (kg/cm^2)	158.62
σ_3 : Esfuerzo axial en la dirección 3 (kg/cm^2)	-347.06
f'_{cc} : Esfuerzo del concreto confinado (kg/cm^2)	347.06
ϵ_{co} : Deformación del concreto no confinado	0.0021
ϵ_{cc} : Deformación del concreto confinado	0.0047
ϵ_{cm} : Deformación máxima del concreto no confinado	0.0042

DIAGRAMA ESFUERZO - DEFORMACIÓN DEL CONCRETO CONFINADO C-1 S=10cm
Modelo de Mander para Secciones Rectangulares

E_c : Módulo de elasticidad del concreto (kg/cm^2)	250998
E_{sec} : Módulo secante del concreto (kg/cm^2)	74345
r: Relación de módulos	1.42
ϵ_{cu} : Deformación última del concreto confinado	0.0152

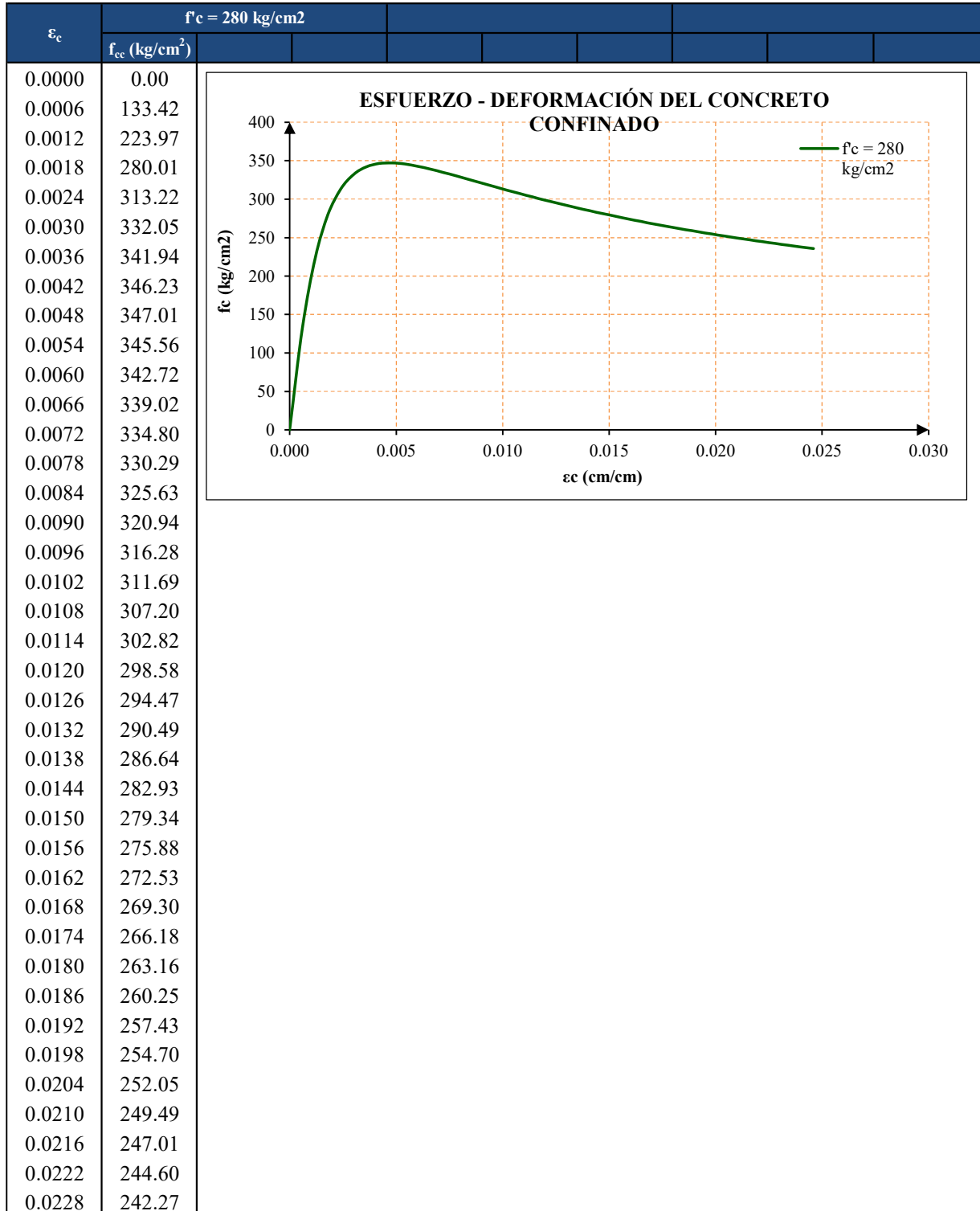


DIAGRAMA ESFUERZO - DEFORMACIÓN DEL CONCRETO CONFINADO C-3 S=10cm
Modelo de Mander para Secciones Rectangulares

f'_c : Esfuerzo de compresión del concreto (kg/cm^2)	280.000
b: Dimensión de la sección en el eje X (cm)	40
d: Dimensión de la sección en el eje Y (cm)	80
re: Recubrimiento (cm)	4
db_h : Diámetro de la barra del estribo (cm)	0.950
A_{sp} : Área de acero del estribo (cm^2)	0.71
db : Diámetro de la barra longitudinal (cm)	1.910
A_{st} : Área total de acero longitudinal (cm^2)	32.31
f_y : Esfuerzo de fluencia del estribo (kg/cm^2)	4200.000
ϵ_{su} : Deformación última del acero transversal	0.0756
s: Espaciamiento del estribo (cm)	10
n_{rx} : Número de ramas de estribos en el eje X	4
n_{ry} : Número de ramas de estribos en el eje Y	2
s' : Espacimientto del estribo al borde interior (cm)	9.0500
b_c : Base del núcleo al eje del estribo (cm)	31.05
d_c : Peralte del núcleo al eje del estribo (cm)	71.05
A_c : Área del núcleo de la sección (cm^2)	2206.10
ρ_{cc} : Cuantía del núcleo de la sección	0.0146
A_{cc} : Área de concreto confinado (cm^2)	2173.79
w_x' : Ancho de parábolas en la dirección X (cm)	26.2800
w_y' : Ancho de parábolas en la dirección Y (cm)	20.8200
A_e : Área efectiva del núcleo confinado (cm^2)	1233.72
k_c : Coeficiente efectivo de confinamiento	0.5675
ρ_x : Cuantía volumétrica del estribo en la dirección X	0.0040
ρ_y : Cuantía volumétrica del estribo en la dirección Y	0.0046
f_{lx} : Esfuerzo lateral del estribo en X (kg/cm^2)	16.79
f_{ly} : Esfuerzo lateral del estribo en Y (kg/cm^2)	19.21
f'_{lx} : Esfuerzo lateral efectivo en X (kg/cm^2)	9.53
f'_{ly} : Esfuerzo lateral efectivo en Y (kg/cm^2)	10.90
σ_1 : Esfuerzo axial en la dirección 1 (kg/cm^2)	-9.53
σ_2 : Esfuerzo axial en la dirección 2 (kg/cm^2)	-10.90
σ_3 : Esfuerzo axial en la dirección 3 (kg/cm^2)	-344.98
σ_{oct} : Esfuerzo axial octaédrico (kg/cm^2)	-121.80
τ_{oct}: Esfuerzo de corte octaédrico (kg/cm^2)	157.81
$\cos\theta$: Coseno del ángulo octaédrico	0.50
σ_{oct} : Coeficiente del esfuerzo octaédrico (kg/cm^2)	-0.44
T: Primera ecuacion del meridiano de superficie	0.35
C: Segunda ecuacion del meridiano de superficie	0.56
D: Coeficiente para el esfuerzo cortante octaédrico	0.20
κ_{oct} : Coeficiente del Esfuerzo de corte octaédrico	0.56
τ'_{oct}: Esfuerzo de corte octaédrico (kg/cm^2)	157.81
σ_3 : Esfuerzo axial en la dirección 3 (kg/cm^2)	-344.99
f'_{cc} : Esfuerzo del concreto confinado (kg/cm^2)	344.99
ϵ_{co} : Deformación del concreto no confinado	0.0021
ϵ_{cc} : Deformación del concreto confinado	0.0046
ϵ_{cm} : Deformación máxima del concreto no confinado	0.0042

DIAGRAMA ESFUERZO - DEFORMACIÓN DEL CONCRETO CONFINADO C-3 S=10cm
Modelo de Mander para Secciones Rectangulares

E_c : Módulo de elasticidad del concreto (kg/cm^2)	250998
E_{sec} : Módulo secante del concreto (kg/cm^2)	75169
r: Relación de módulos	1.43
ϵ_{cu} : Deformación última del concreto confinado	0.0153

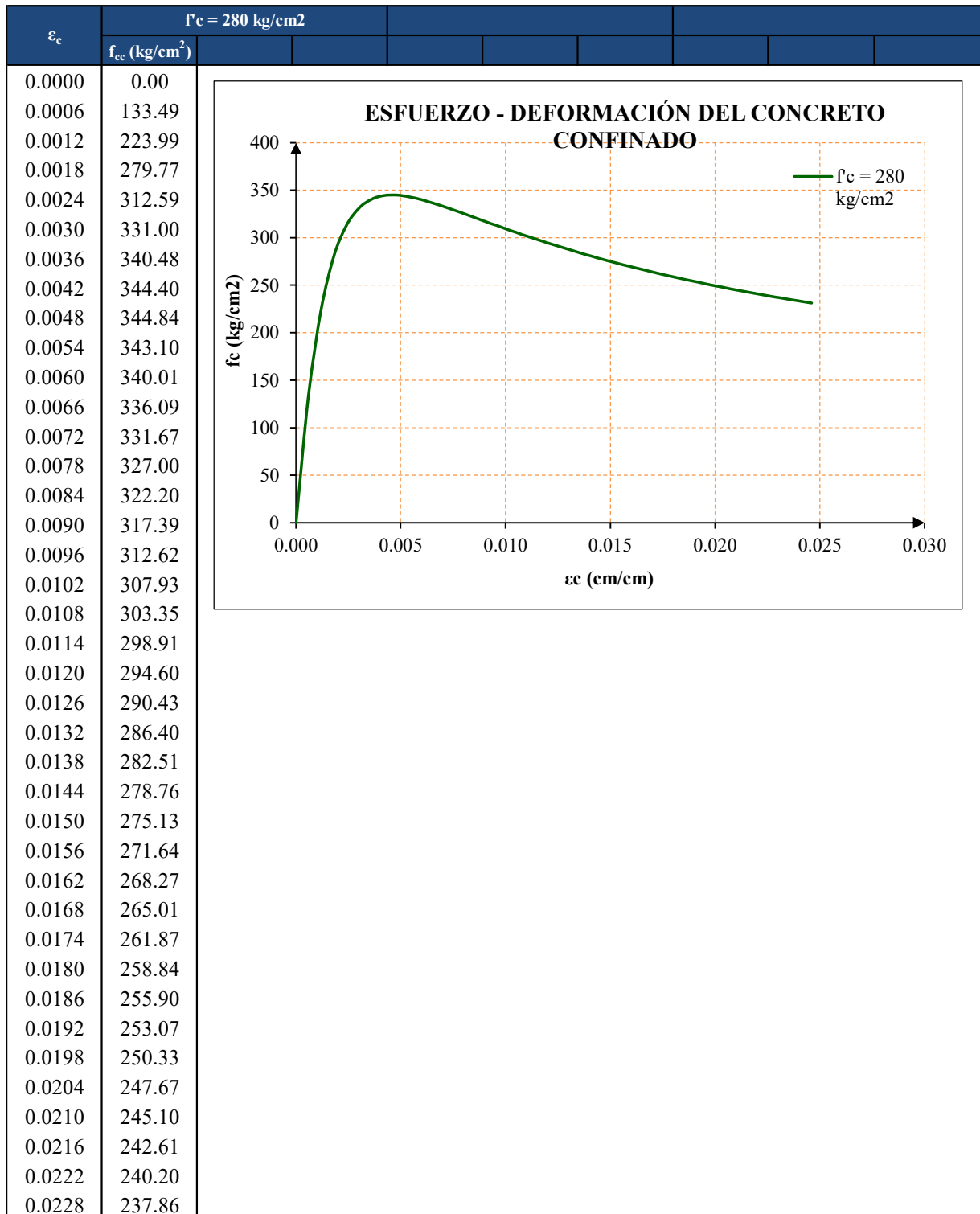


DIAGRAMA ESFUERZO - DEFORMACIÓN DEL CONCRETO CONFINADO C-5 S=10cm
Modelo de Mander para Secciones Rectangulares

f'_c : Esfuerzo de compresión del concreto (kg/cm^2)	280.000
b: Dimensión de la sección en el eje X (cm)	60
d: Dimensión de la sección en el eje Y (cm)	60
re: Recubrimiento (cm)	4
db_h : Diámetro de la barra del estribo (cm)	0.950
A_{sp} : Área de acero del estribo (cm^2)	0.71
db: Diámetro de la barra longitudinal (cm)	2.540
A_{st} : Área total de acero longitudinal (cm^2)	57.66
f_y : Esfuerzo de fluencia del estribo (kg/cm^2)	4200.000
ϵ_{su} : Deformación última del acero transversal	0.0756
s: Espaciamiento del estribo (cm)	10
n_{rx} : Número de ramas de estribos en el eje X	4
n_{ry} : Número de ramas de estribos en el eje Y	4
s': Espacimientto del estribo al borde interior (cm)	9.0500
b_c : Base del núcleo al eje del estribo (cm)	51.05
d_c : Peralte del núcleo al eje del estribo (cm)	51.05
A_c : Área del núcleo de la sección (cm^2)	2606.10
ρ_{cc} : Cuantía del núcleo de la sección	0.0221
A_{cc} : Área de concreto confinado (cm^2)	2548.44
w_x' : Ancho de parábolas en la dirección X (cm)	13.3133
w_y' : Ancho de parábolas en la dirección Y (cm)	13.3133
A_e : Área efectiva del núcleo confinado (cm^2)	1870.14
k_c : Coeficiente efectivo de confinamiento	0.7338
ρ_x : Cuantía volumétrica del estribo en la dirección X	0.0056
ρ_y : Cuantía volumétrica del estribo en la dirección Y	0.0056
f_{lx} : Esfuerzo lateral del estribo en X (kg/cm^2)	23.37
f_{ly} : Esfuerzo lateral del estribo en Y (kg/cm^2)	23.37
f'_{lx} : Esfuerzo lateral efectivo en X (kg/cm^2)	17.15
f'_{ly} : Esfuerzo lateral efectivo en Y (kg/cm^2)	17.15
σ_1 : Esfuerzo axial en la dirección 1 (kg/cm^2)	-17.15
σ_2 : Esfuerzo axial en la dirección 2 (kg/cm^2)	-17.15
σ_3 : Esfuerzo axial en la dirección 3 (kg/cm^2)	-383.74
σ_{oct} : Esfuerzo axial octaédrico (kg/cm^2)	-139.34
τ_{oct}: Esfuerzo de corte octaédrico (kg/cm^2)	172.81
$\cos\theta$: Coseno del ángulo octaédrico	0.50
σ_{oct} : Coeficiente del esfuerzo octaédrico (kg/cm^2)	-0.50
T: Primera ecuacion del meridiano de superficie	0.39
C: Segunda ecuacion del meridiano de superficie	0.62
D: Coeficiente para el esfuerzo cortante octaédrico	0.23
κ_{oct} : Coeficiente del Esfuerzo de corte octaédrico	0.62
τ'_{oct}: Esfuerzo de corte octaédrico (kg/cm^2)	172.86
σ_3 : Esfuerzo axial en la dirección 3 (kg/cm^2)	-383.85
f'_{cc} : Esfuerzo del concreto confinado (kg/cm^2)	383.85
ϵ_{co} : Deformación del concreto no confinado	0.0021
ϵ_{cc} : Deformación del concreto confinado	0.0061
ϵ_{cm} : Deformación máxima del concreto no confinado	0.0042

DIAGRAMA ESFUERZO - DEFORMACIÓN DEL CONCRETO CONFINADO C-5 S=10cm
Modelo de Mander para Secciones Rectangulares

E_c : Módulo de elasticidad del concreto (kg/cm^2)	250998
E_{sec} : Módulo secante del concreto (kg/cm^2)	63303
r: Relación de módulos	1.34
ϵ_{cu} : Deformación última del concreto confinado	0.0171

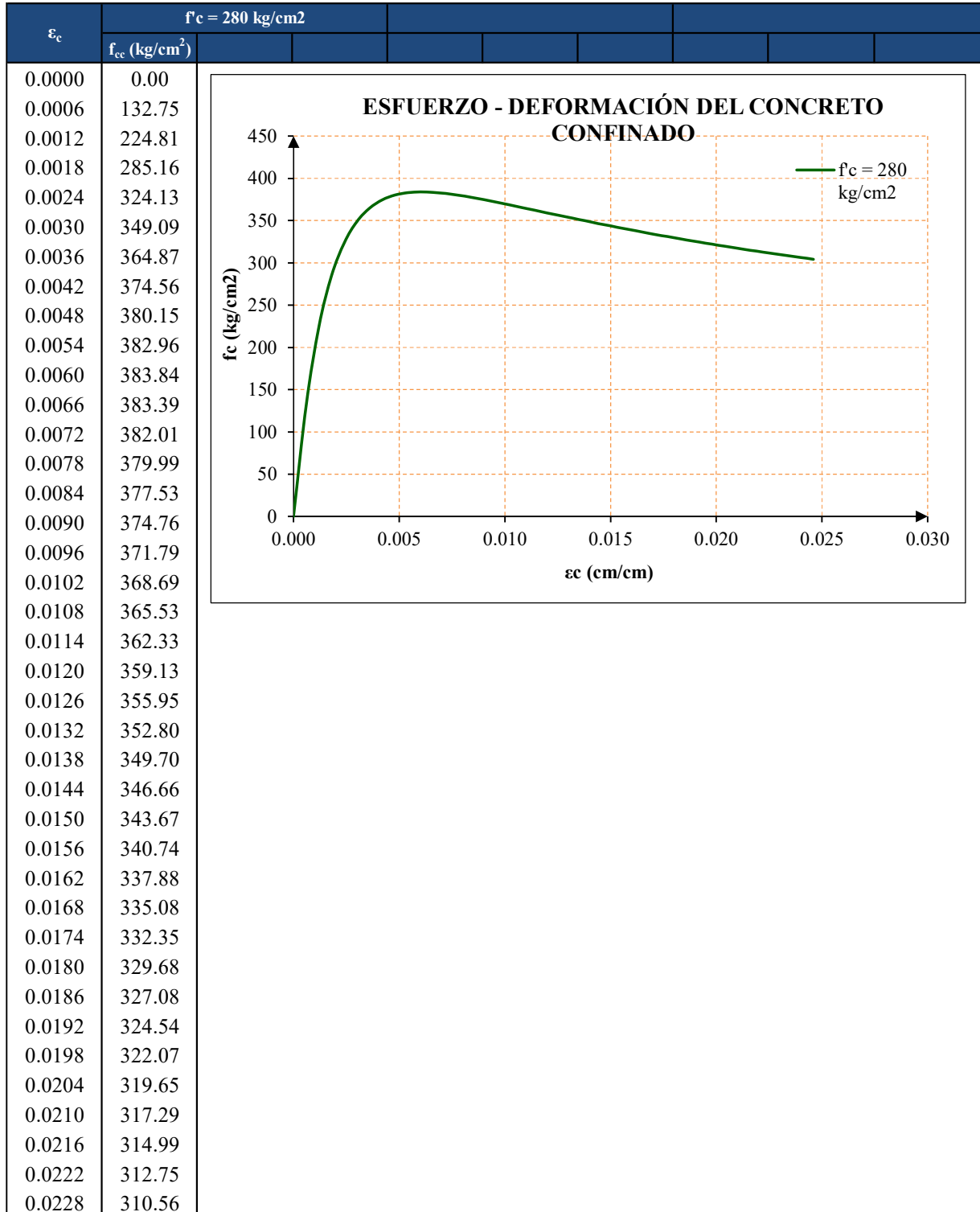


DIAGRAMA ESFUERZO - DEFORMACIÓN DEL CONCRETO CONFINADO C-12' S=10cm
Modelo de Mander para Secciones Rectangulares

f'_c : Esfuerzo de compresión del concreto (kg/cm^2)	280.000
b: Dimensión de la sección en el eje X (cm)	40
d: Dimensión de la sección en el eje Y (cm)	50
re: Recubrimiento (cm)	4
db_h : Diámetro de la barra del estribo (cm)	0.950
A_{sp} : Área de acero del estribo (cm^2)	0.71
db: Diámetro de la barra longitudinal (cm)	2.540
A_{st} : Área total de acero longitudinal (cm^2)	50.70
f_y : Esfuerzo de fluencia del estribo (kg/cm^2)	4200.000
ϵ_{su} : Deformación última del acero transversal	0.0756
s: Espaciamiento del estribo (cm)	10
n_{rx} : Número de ramas de estribos en el eje X	4
n_{ry} : Número de ramas de estribos en el eje Y	2
s': Espacimientto del estribo al borde interior (cm)	9.0500
b_c : Base del núcleo al eje del estribo (cm)	31.05
d_c : Peralte del núcleo al eje del estribo (cm)	41.05
A_c : Área del núcleo de la sección (cm^2)	1274.60
ρ_{cc} : Cuantía del núcleo de la sección	0.0398
A_{cc} : Área de concreto confinado (cm^2)	1223.90
w_x' : Ancho de parábolas en la dirección X (cm)	25.0200
w_y' : Ancho de parábolas en la dirección Y (cm)	9.9800
A_e : Área efectiva del núcleo confinado (cm^2)	734.51
k_c : Coeficiente efectivo de confinamiento	0.6001
ρ_x : Cuantía volumétrica del estribo en la dirección X	0.0069
ρ_y : Cuantía volumétrica del estribo en la dirección Y	0.0046
f_{lx} : Esfuerzo lateral del estribo en X (kg/cm^2)	29.06
f_{ly} : Esfuerzo lateral del estribo en Y (kg/cm^2)	19.21
f'_{lx} : Esfuerzo lateral efectivo en X (kg/cm^2)	17.44
f'_{ly} : Esfuerzo lateral efectivo en Y (kg/cm^2)	11.53
σ_1 : Esfuerzo axial en la dirección 1 (kg/cm^2)	-11.53
σ_2 : Esfuerzo axial en la dirección 2 (kg/cm^2)	-17.44
σ_3 : Esfuerzo axial en la dirección 3 (kg/cm^2)	-367.05
σ_{oct} : Esfuerzo axial octaédrico (kg/cm^2)	-132.00
τ_{oct}: Esfuerzo de corte octaédrico (kg/cm^2)	166.22
$\cos\theta$: Coseno del ángulo octaédrico	0.51
σ_{oct} : Coeficiente del esfuerzo octaédrico (kg/cm^2)	-0.47
T: Primera ecuacion del meridiano de superficie	0.37
C: Segunda ecuacion del meridiano de superficie	0.60
D: Coeficiente para el esfuerzo cortante octaédrico	0.23
κ_{oct} : Coeficiente del Esfuerzo de corte octaédrico	0.59
τ'_{oct}: Esfuerzo de corte octaédrico (kg/cm^2)	166.23
σ_3 : Esfuerzo axial en la dirección 3 (kg/cm^2)	-367.07
f'_{cc} : Esfuerzo del concreto confinado (kg/cm^2)	367.07
ϵ_{co} : Deformación del concreto no confinado	0.0021
ϵ_{cc} : Deformación del concreto confinado	0.0054
ϵ_{cm} : Deformación máxima del concreto no confinado	0.0042

DIAGRAMA ESFUERZO - DEFORMACIÓN DEL CONCRETO CONFINADO C-12' S=10cm
Modelo de Mander para Secciones Rectangulares

E_c : Módulo de elasticidad del concreto (kg/cm^2)	250998
E_{sec} : Módulo secante del concreto (kg/cm^2)	67634
r: Relación de módulos	1.37
ϵ_{cu} : Deformación última del concreto confinado	0.0182

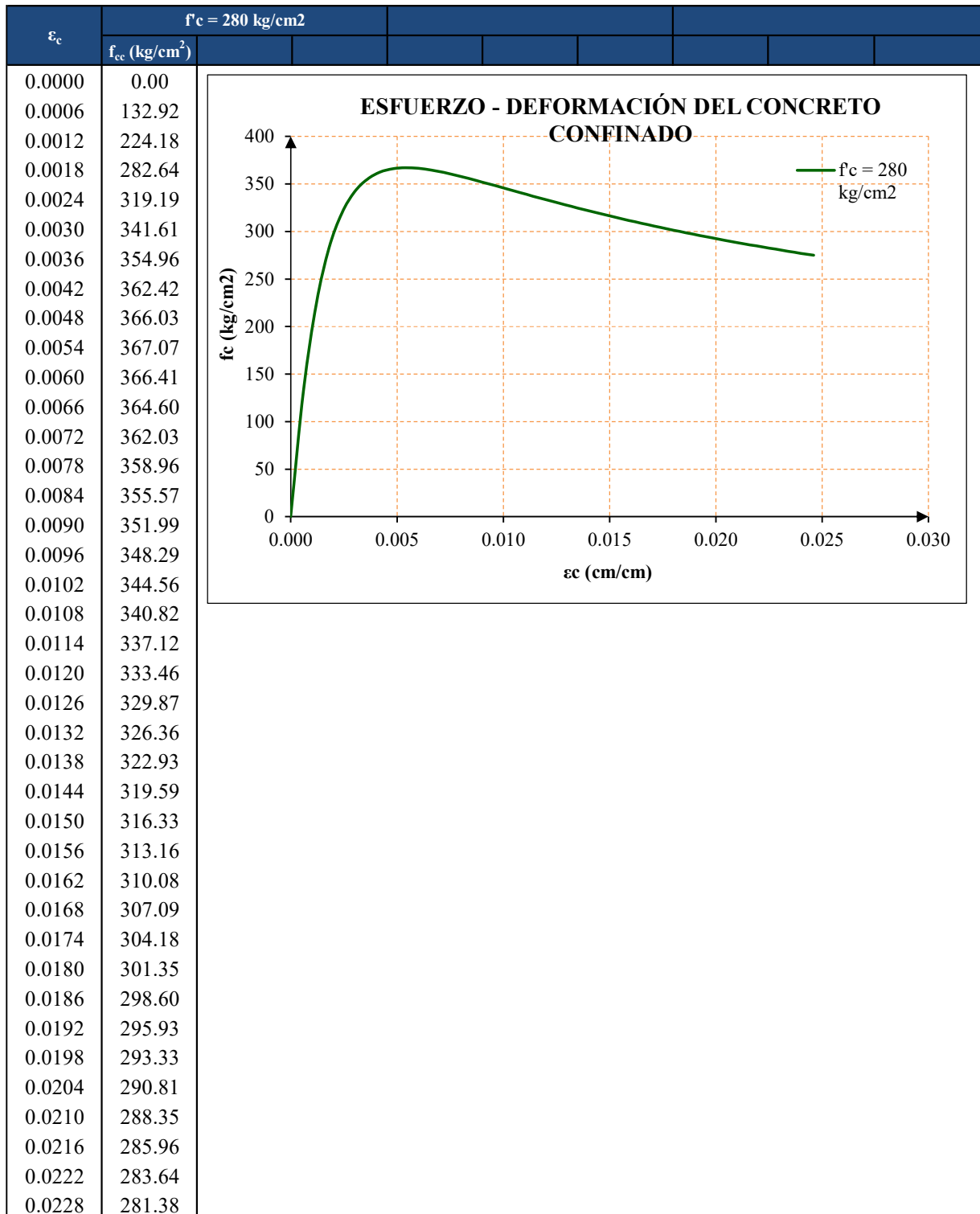


DIAGRAMA ESFUERZO - DEFORMACIÓN DEL CONCRETO CONFINADO P-1 30X40 S=10cm
Modelo de Mander para Secciones Rectangulares

f'_c : Esfuerzo de compresión del concreto (kg/cm^2)	280.000
b: Dimensión de la sección en el eje X (cm)	30
d: Dimensión de la sección en el eje Y (cm)	40
re: Recubrimiento (cm)	4
db_h : Diámetro de la barra del estribo (cm)	0.950
A_{sp} : Área de acero del estribo (cm^2)	0.71
db: Diámetro de la barra longitudinal (cm)	2.540
A_{st} : Área total de acero longitudinal (cm^2)	50.70
f_y : Esfuerzo de fluencia del estribo (kg/cm^2)	4200.000
ϵ_{su} : Deformación última del acero transversal	0.0756
s: Espaciamiento del estribo (cm)	10
n_{rx} : Número de ramas de estribos en el eje X	4
n_{ry} : Número de ramas de estribos en el eje Y	2
s': Espacimientto del estribo al borde interior (cm)	9.0500
b_c : Base del núcleo al eje del estribo (cm)	21.05
d_c : Peralte del núcleo al eje del estribo (cm)	31.05
A_c : Área del núcleo de la sección (cm^2)	653.60
ρ_{cc} : Cuantía del núcleo de la sección	0.0776
A_{cc} : Área de concreto confinado (cm^2)	602.90
w_x' : Ancho de parábolas en la dirección X (cm)	15.0200
w_y' : Ancho de parábolas en la dirección Y (cm)	6.6467
A_e : Área efectiva del núcleo confinado (cm^2)	358.27
k_e : Coeficiente efectivo de confinamiento	0.5942
ρ_x : Cuantía volumétrica del estribo en la dirección X	0.0091
ρ_y : Cuantía volumétrica del estribo en la dirección Y	0.0067
f_{lx} : Esfuerzo lateral del estribo en X (kg/cm^2)	38.42
f_{ly} : Esfuerzo lateral del estribo en Y (kg/cm^2)	28.33
f'_{lx} : Esfuerzo lateral efectivo en X (kg/cm^2)	22.83
f'_{ly} : Esfuerzo lateral efectivo en Y (kg/cm^2)	16.84
σ_1 : Esfuerzo axial en la dirección 1 (kg/cm^2)	-16.84
σ_2 : Esfuerzo axial en la dirección 2 (kg/cm^2)	-22.83
σ_3 : Esfuerzo axial en la dirección 3 (kg/cm^2)	-396.05
σ_{oct} : Esfuerzo axial octaédrico (kg/cm^2)	-145.24
τ_{oct}: Esfuerzo de corte octaédrico (kg/cm^2)	177.37
$\cos\theta$: Coseno del ángulo octaédrico	0.51
σ_{oct} : Coeficiente del esfuerzo octaédrico (kg/cm^2)	-0.52
T: Primera ecuacion del meridiano de superficie	0.40
C: Segunda ecuacion del meridiano de superficie	0.63
D: Coeficiente para el esfuerzo cortante octaédrico	0.26
κ_{oct} : Coeficiente del Esfuerzo de corte octaédrico	0.63
τ'_{oct}: Esfuerzo de corte octaédrico (kg/cm^2)	177.37
σ_3 : Esfuerzo axial en la dirección 3 (kg/cm^2)	-396.06
f'_{cc} : Esfuerzo del concreto confinado (kg/cm^2)	396.06
ϵ_{co} : Deformación del concreto no confinado	0.0021
ϵ_{cc} : Deformación del concreto confinado	0.0065
ϵ_{cm} : Deformación máxima del concreto no confinado	0.0042

DIAGRAMA ESFUERZO - DEFORMACIÓN DEL CONCRETO CONFINADO P-1 30X40 S=10cm
Modelo de Mander para Secciones Rectangulares

E _c : Módulo de elasticidad del concreto (kg/cm ²)	250998
E _{sec} : Módulo secante del concreto (kg/cm ²)	60680
r: Relación de módulos	1.32
ε _{cu} : Deformación última del concreto confinado	0.0221

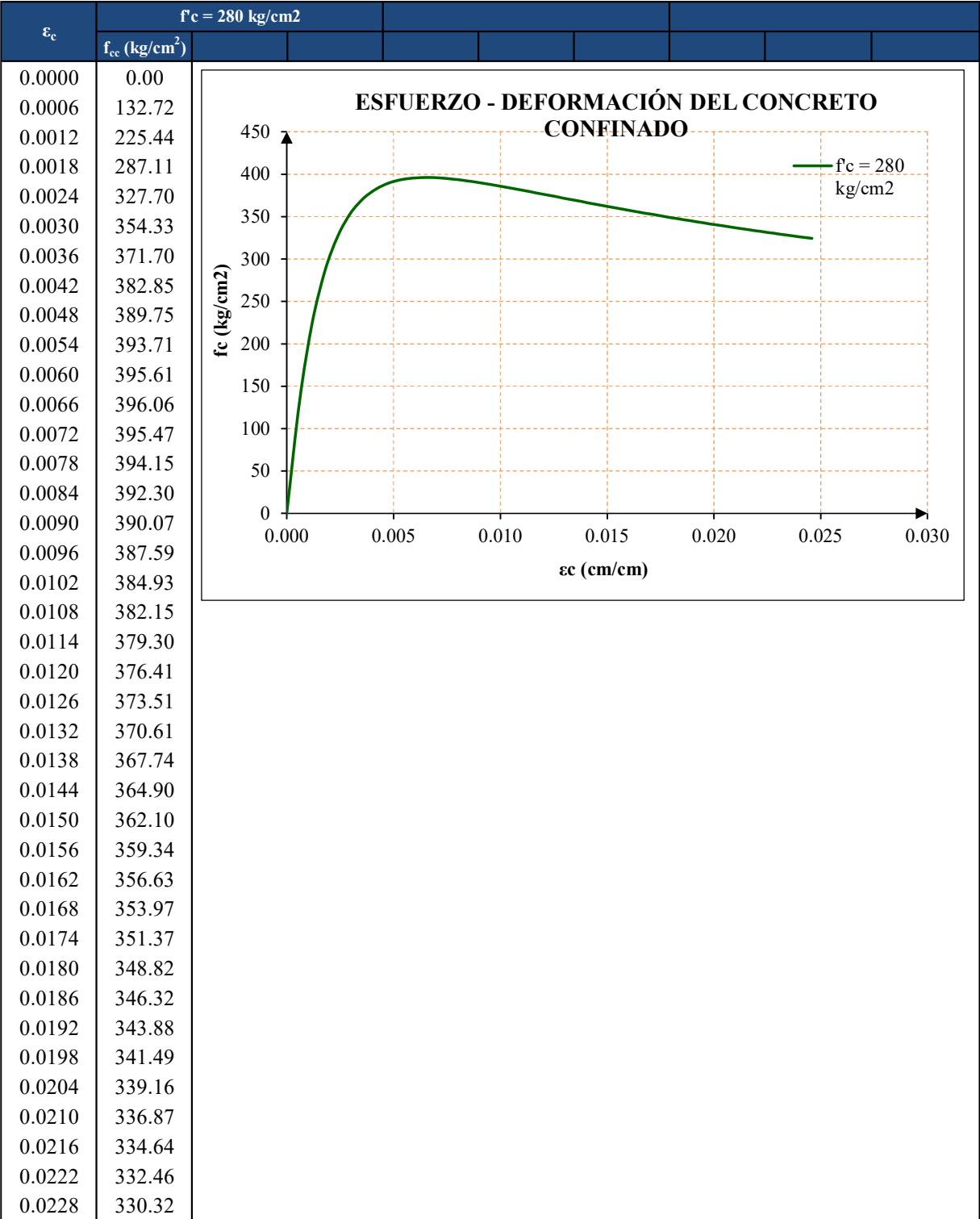


DIAGRAMA ESFUERZO - DEFORMACIÓN DEL CONCRETO CONFINADO P-1 30X40 S=20cm
Modelo de Mander para Secciones Rectangulares

f'_c : Esfuerzo de compresión del concreto (kg/cm^2)	280.000
b: Dimensión de la sección en el eje X (cm)	30
d: Dimensión de la sección en el eje Y (cm)	40
re: Recubrimiento (cm)	4
db_h : Diámetro de la barra del estribo (cm)	0.950
A_{sp} : Área de acero del estribo (cm^2)	0.71
db : Diámetro de la barra longitudinal (cm)	2.540
A_{st} : Área total de acero longitudinal (cm^2)	50.70
f_y : Esfuerzo de fluencia del estribo (kg/cm^2)	4200.000
ϵ_{su} : Deformación última del acero transversal	0.0756
s: Espaciamiento del estribo (cm)	20
n_{rx} : Número de ramas de estribos en el eje X	4
n_{ry} : Número de ramas de estribos en el eje Y	2
s' : Espacimientto del estribo al borde interior (cm)	19.0500
b_c : Base del núcleo al eje del estribo (cm)	21.05
d_c : Peralte del núcleo al eje del estribo (cm)	31.05
A_c : Área del núcleo de la sección (cm^2)	653.60
ρ_{cc} : Cuantía del núcleo de la sección	0.0776
A_{cc} : Área de concreto confinado (cm^2)	602.90
w_x' : Ancho de parábolas en la dirección X (cm)	15.0200
w_y' : Ancho de parábolas en la dirección Y (cm)	6.6467
A_e : Área efectiva del núcleo confinado (cm^2)	202.77
k_c : Coeficiente efectivo de confinamiento	0.3363
ρ_x : Cuantía volumétrica del estribo en la dirección X	0.0046
ρ_y : Cuantía volumétrica del estribo en la dirección Y	0.0034
f_{lx} : Esfuerzo lateral del estribo en X (kg/cm^2)	19.21
f_{ly} : Esfuerzo lateral del estribo en Y (kg/cm^2)	14.17
f'_{lx} : Esfuerzo lateral efectivo en X (kg/cm^2)	6.46
f'_{ly} : Esfuerzo lateral efectivo en Y (kg/cm^2)	4.76
σ_1 : Esfuerzo axial en la dirección 1 (kg/cm^2)	-4.76
σ_2 : Esfuerzo axial en la dirección 2 (kg/cm^2)	-6.46
σ_3 : Esfuerzo axial en la dirección 3 (kg/cm^2)	-316.86
σ_{oct} : Esfuerzo axial octaédrico (kg/cm^2)	-109.36
τ_{oct}: Esfuerzo de corte octaédrico (kg/cm^2)	146.72
$\cos\theta$: Coseno del ángulo octaédrico	0.50
σ_{oct} : Coeficiente del esfuerzo octaédrico (kg/cm^2)	-0.39
T: Primera ecuacion del meridiano de superficie	0.32
C: Segunda ecuacion del meridiano de superficie	0.52
D: Coeficiente para el esfuerzo cortante octaédrico	0.18
κ_{oct} : Coeficiente del Esfuerzo de corte octaédrico	0.52
τ'_{oct}: Esfuerzo de corte octaédrico (kg/cm^2)	146.72
σ_3 : Esfuerzo axial en la dirección 3 (kg/cm^2)	-316.84
f'_{cc} : Esfuerzo del concreto confinado (kg/cm^2)	316.84
ϵ_{co} : Deformación del concreto no confinado	0.0021
ϵ_{cc} : Deformación del concreto confinado	0.0035
ϵ_{cm} : Deformación máxima del concreto no confinado	0.0042

DIAGRAMA ESFUERZO - DEFORMACIÓN DEL CONCRETO CONFINADO P-1 30X40 S=20cm
Modelo de Mander para Secciones Rectangulares

E_c : Módulo de elasticidad del concreto (kg/cm^2)	250998
E_{sec} : Módulo secante del concreto (kg/cm^2)	89966
r: Relación de módulos	1.56
ϵ_{cu} : Deformación última del concreto confinado	0.0154

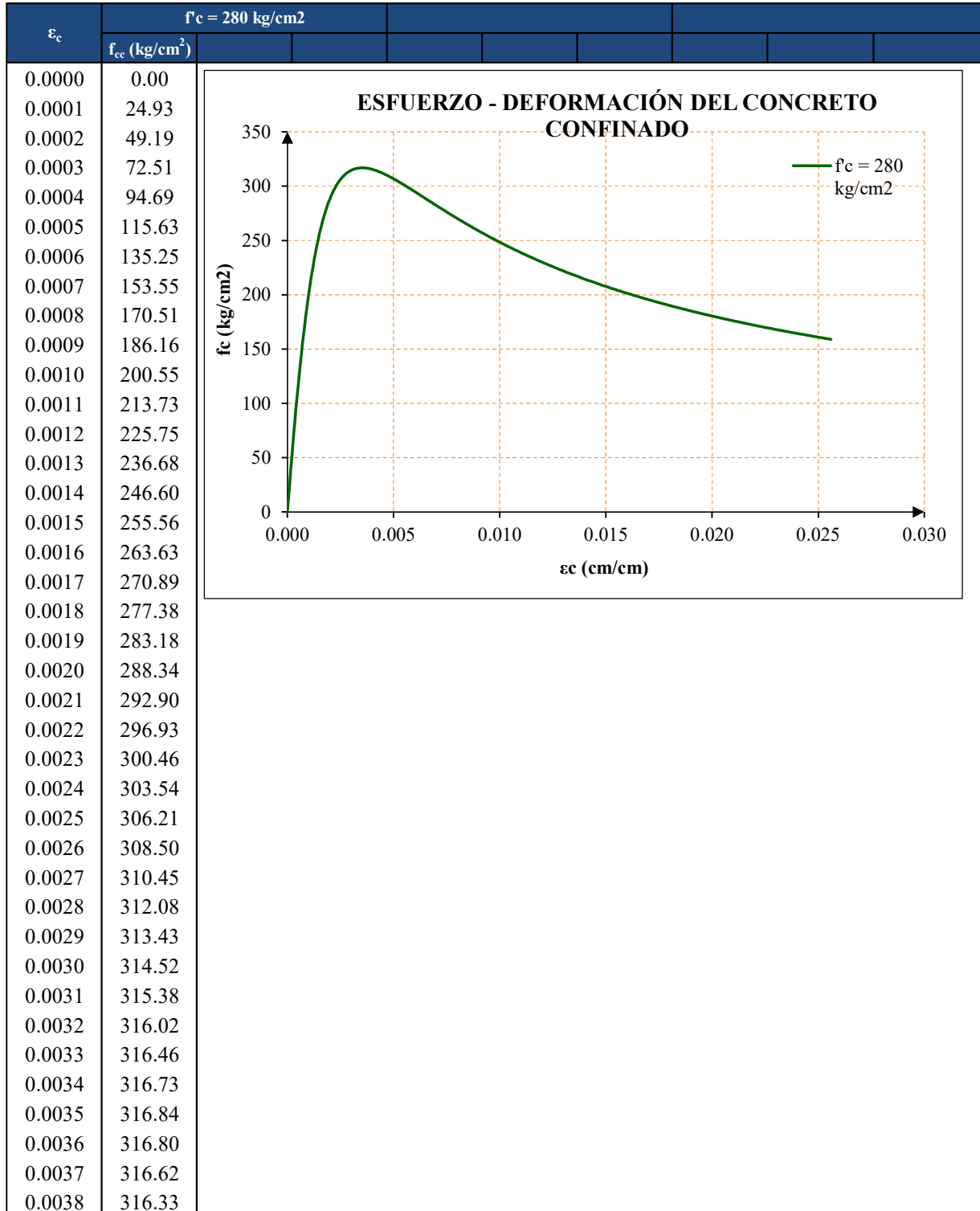


DIAGRAMA ESFUERZO - DEFORMACIÓN DEL CONCRETO CONFINADO P-2 60X60 S=10cm
Modelo de Mander para Secciones Rectangulares

f'_c : Esfuerzo de compresión del concreto (kg/cm^2)	280.000
b: Dimensión de la sección en el eje X (cm)	60
d: Dimensión de la sección en el eje Y (cm)	60
re: Recubrimiento (cm)	4
db_h : Diámetro de la barra del estribo (cm)	0.950
A_{sp} : Área de acero del estribo (cm^2)	0.71
db : Diámetro de la barra longitudinal (cm)	1.910
A_{st} : Área total de acero longitudinal (cm^2)	45.60
f_y : Esfuerzo de fluencia del estribo (kg/cm^2)	4200.000
ϵ_{su} : Deformación última del acero transversal	0.0756
s: Espaciamiento del estribo (cm)	10
n_{rx} : Número de ramas de estribos en el eje X	5
n_{ry} : Número de ramas de estribos en el eje Y	5
s' : Espacimientto del estribo al borde interior (cm)	9.0500
b_c : Base del núcleo al eje del estribo (cm)	51.05
d_c : Peralte del núcleo al eje del estribo (cm)	51.05
A_c : Área del núcleo de la sección (cm^2)	2606.10
ρ_{cc} : Cuantía del núcleo de la sección	0.0175
A_{cc} : Área de concreto confinado (cm^2)	2560.50
w_x' : Ancho de parábolas en la dirección X (cm)	10.1375
w_y' : Ancho de parábolas en la dirección Y (cm)	10.1375
A_e : Área efectiva del núcleo confinado (cm^2)	1936.95
k_c : Coeficiente efectivo de confinamiento	0.7565
ρ_x : Cuantía volumétrica del estribo en la dirección X	0.0070
ρ_y : Cuantía volumétrica del estribo en la dirección Y	0.0070
f_{lx} : Esfuerzo lateral del estribo en X (kg/cm^2)	29.21
f_{ly} : Esfuerzo lateral del estribo en Y (kg/cm^2)	29.21
f'_{lx} : Esfuerzo lateral efectivo en X (kg/cm^2)	22.09
f'_{ly} : Esfuerzo lateral efectivo en Y (kg/cm^2)	22.09
σ_1 : Esfuerzo axial en la dirección 1 (kg/cm^2)	-22.09
σ_2 : Esfuerzo axial en la dirección 2 (kg/cm^2)	-22.09
σ_3 : Esfuerzo axial en la dirección 3 (kg/cm^2)	-409.48
σ_{oct} : Esfuerzo axial octaédrico (kg/cm^2)	-151.22
τ_{oct}: Esfuerzo de corte octaédrico (kg/cm^2)	182.61
$\cos\theta$: Coseno del ángulo octaédrico	0.50
σ_{oct} : Coeficiente del esfuerzo octaédrico (kg/cm^2)	-0.54
T: Primera ecuacion del meridiano de superficie	0.41
C: Segunda ecuacion del meridiano de superficie	0.65
D: Coeficiente para el esfuerzo cortante octaédrico	0.26
κ_{oct} : Coeficiente del Esfuerzo de corte octaédrico	0.65
τ'_{oct}: Esfuerzo de corte octaédrico (kg/cm^2)	182.64
σ_3 : Esfuerzo axial en la dirección 3 (kg/cm^2)	-409.53
f'_{cc} : Esfuerzo del concreto confinado (kg/cm^2)	409.53
ϵ_{co} : Deformación del concreto no confinado	0.0021
ϵ_{cc} : Deformación del concreto confinado	0.0070
ϵ_{cm} : Deformación máxima del concreto no confinado	0.0042

DIAGRAMA ESFUERZO - DEFORMACIÓN DEL CONCRETO CONFINADO P-2 60X60 S=10cm
Modelo de Mander para Secciones Rectangulares

E _c : Módulo de elasticidad del concreto (kg/cm ²)	250998
E _{sec} : Módulo secante del concreto (kg/cm ²)	58189
r: Relación de módulos	1.30
ε _{cu} : Deformación última del concreto confinado	0.0193

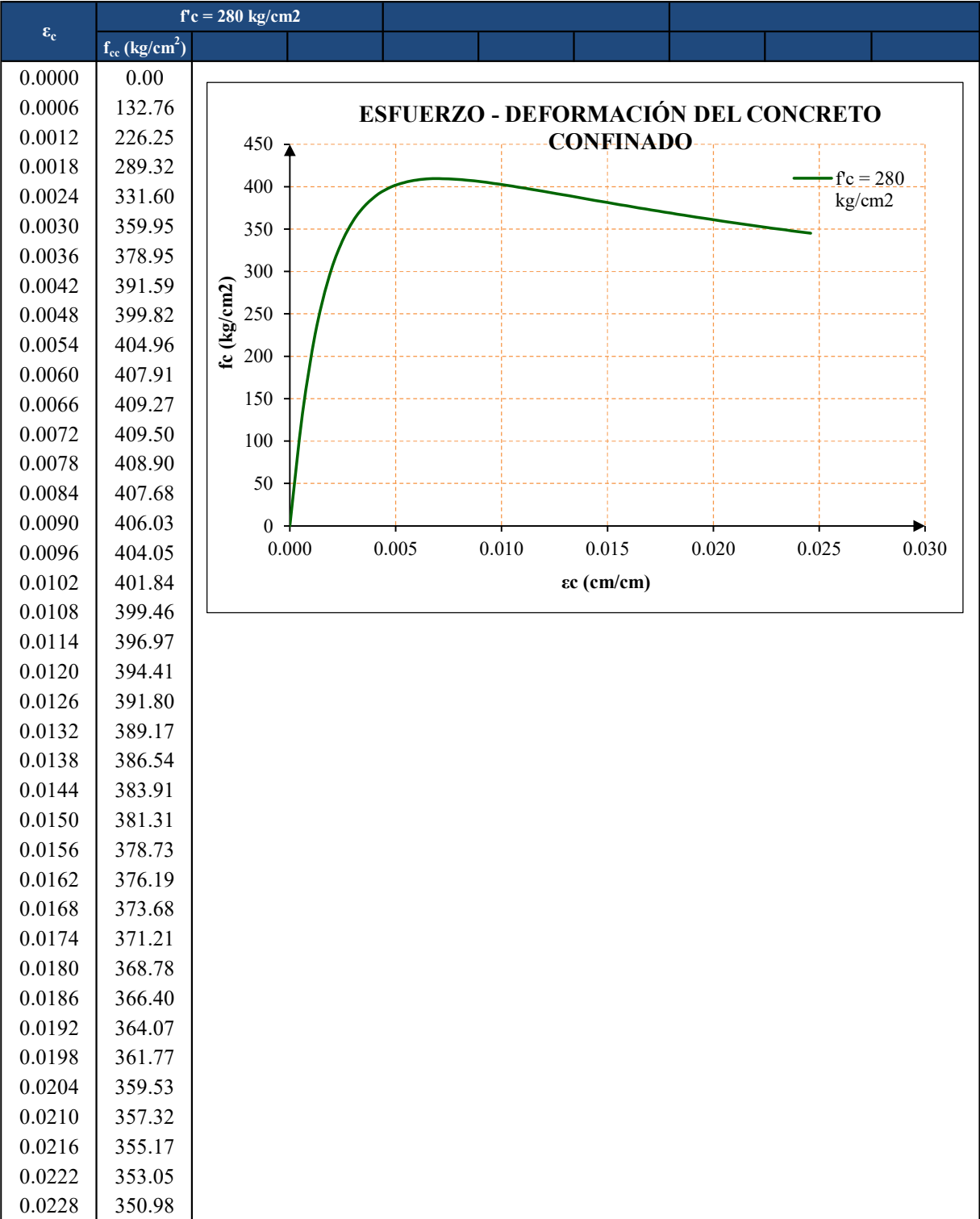


DIAGRAMA ESFUERZO - DEFORMACIÓN DEL CONCRETO CONFINADO P-2 60X60 S=20cm
Modelo de Mander para Secciones Rectangulares

f'_c : Esfuerzo de compresión del concreto (kg/cm^2)	280.000
b: Dimensión de la sección en el eje X (cm)	60
d: Dimensión de la sección en el eje Y (cm)	60
re: Recubrimiento (cm)	4
db_h : Diámetro de la barra del estribo (cm)	0.950
A_{sp} : Área de acero del estribo (cm^2)	0.71
db : Diámetro de la barra longitudinal (cm)	1.910
A_{st} : Área total de acero longitudinal (cm^2)	45.60
f_y : Esfuerzo de fluencia del estribo (kg/cm^2)	4200.000
ϵ_{su} : Deformación última del acero transversal	0.0756
s: Espaciamiento del estribo (cm)	20
n_{rx} : Número de ramas de estribos en el eje X	5
n_{ry} : Número de ramas de estribos en el eje Y	5
s' : Espacimientto del estribo al borde interior (cm)	19.0500
b_c : Base del núcleo al eje del estribo (cm)	51.05
d_c : Peralte del núcleo al eje del estribo (cm)	51.05
A_c : Área del núcleo de la sección (cm^2)	2606.10
ρ_{cc} : Cuantía del núcleo de la sección	0.0175
A_{cc} : Área de concreto confinado (cm^2)	2560.50
w_x' : Ancho de parábolas en la dirección X (cm)	10.1375
w_y' : Ancho de parábolas en la dirección Y (cm)	10.1375
A_e : Área efectiva del núcleo confinado (cm^2)	1543.00
k_c : Coeficiente efectivo de confinamiento	0.6026
ρ_x : Cuantía volumétrica del estribo en la dirección X	0.0035
ρ_y : Cuantía volumétrica del estribo en la dirección Y	0.0035
f_{lx} : Esfuerzo lateral del estribo en X (kg/cm^2)	14.60
f_{ly} : Esfuerzo lateral del estribo en Y (kg/cm^2)	14.60
f'_{lx} : Esfuerzo lateral efectivo en X (kg/cm^2)	8.80
f'_{ly} : Esfuerzo lateral efectivo en Y (kg/cm^2)	8.80
σ_1 : Esfuerzo axial en la dirección 1 (kg/cm^2)	-8.80
σ_2 : Esfuerzo axial en la dirección 2 (kg/cm^2)	-8.80
σ_3 : Esfuerzo axial en la dirección 3 (kg/cm^2)	-336.87
σ_{oct} : Esfuerzo axial octaédrico (kg/cm^2)	-118.16
τ_{oct}: Esfuerzo de corte octaédrico (kg/cm^2)	154.65
$\cos\theta$: Coseno del ángulo octaédrico	0.50
σ_{oct} : Coeficiente del esfuerzo octaédrico (kg/cm^2)	-0.42
T: Primera ecuacion del meridiano de superficie	0.34
C: Segunda ecuacion del meridiano de superficie	0.55
D: Coeficiente para el esfuerzo cortante octaédrico	0.19
κ_{oct} : Coeficiente del Esfuerzo de corte octaédrico	0.55
τ'_{oct}: Esfuerzo de corte octaédrico (kg/cm^2)	154.64
σ_3 : Esfuerzo axial en la dirección 3 (kg/cm^2)	-336.83
f'_{cc} : Esfuerzo del concreto confinado (kg/cm^2)	336.83
ϵ_{co} : Deformación del concreto no confinado	0.0021
ϵ_{cc} : Deformación del concreto confinado	0.0043
ϵ_{cm} : Deformación máxima del concreto no confinado	0.0042

DIAGRAMA ESFUERZO - DEFORMACIÓN DEL CONCRETO CONFINADO P-2 60X60 S=20cm
Modelo de Mander para Secciones Rectangulares

E _c : Módulo de elasticidad del concreto (kg/cm ²)	250998
E _{sec} : Módulo secante del concreto (kg/cm ²)	78696
r: Relación de módulos	1.46
ε _{cu} : Deformación última del concreto confinado	0.0134

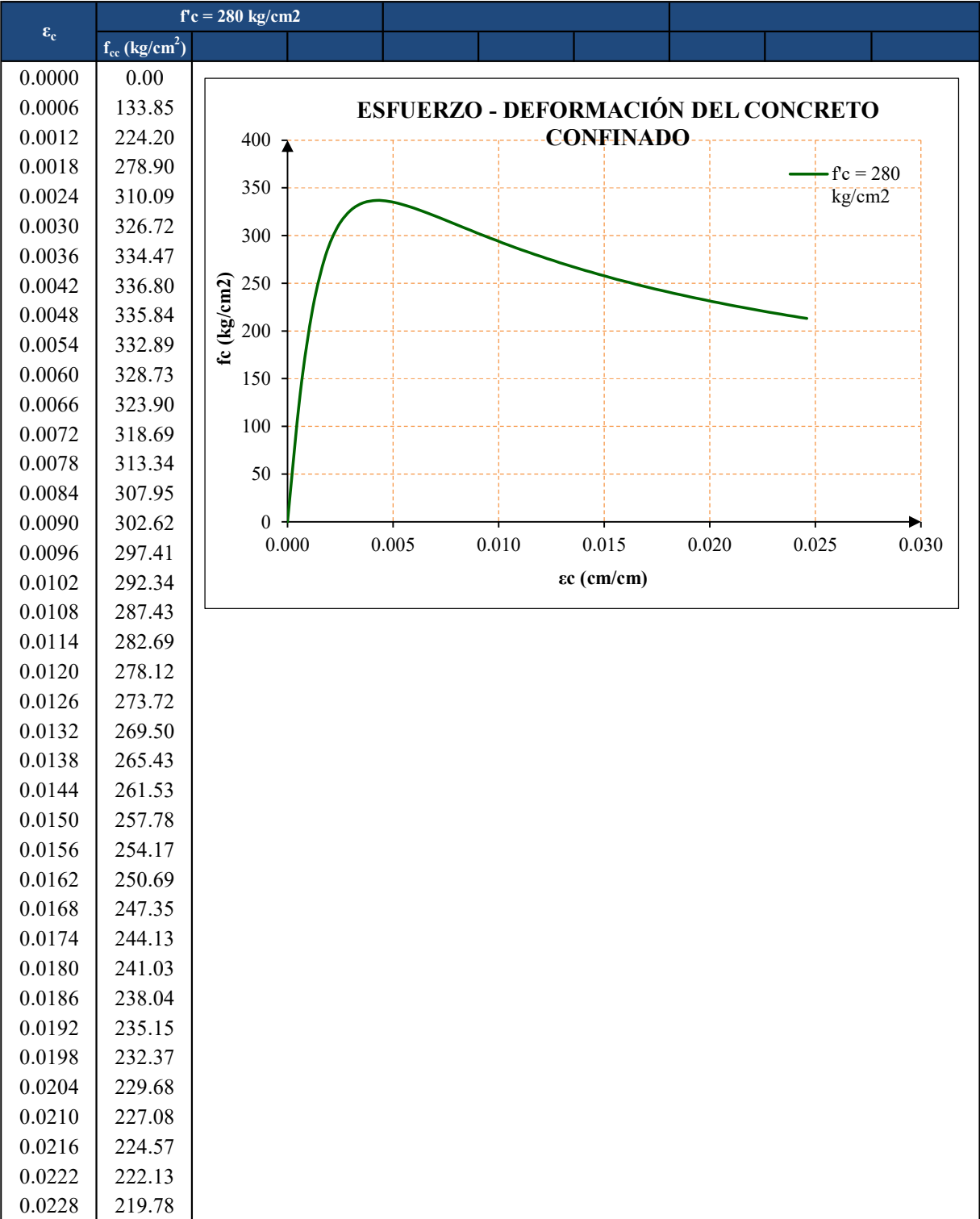


DIAGRAMA ESFUERZO - DEFORMACIÓN DEL CONCRETO CONFINADO P-3 30X50 S=10cm
Modelo de Mander para Secciones Rectangulares

f'_c : Esfuerzo de compresión del concreto (kg/cm^2)	280.000
b: Dimensión de la sección en el eje X (cm)	30
d: Dimensión de la sección en el eje Y (cm)	50
re: Recubrimiento (cm)	4
db_h : Diámetro de la barra del estribo (cm)	0.950
A_{sp} : Área de acero del estribo (cm^2)	0.71
db : Diámetro de la barra longitudinal (cm)	2.540
A_{st} : Área total de acero longitudinal (cm^2)	60.84
f_y : Esfuerzo de fluencia del estribo (kg/cm^2)	4200.000
ϵ_{su} : Deformación última del acero transversal	0.0756
s: Espaciamiento del estribo (cm)	10
n_{rx} : Número de ramas de estribos en el eje X	5
n_{ry} : Número de ramas de estribos en el eje Y	2
s' : Espacimientto del estribo al borde interior (cm)	9.0500
b_c : Base del núcleo al eje del estribo (cm)	21.05
d_c : Peralte del núcleo al eje del estribo (cm)	41.05
A_c : Área del núcleo de la sección (cm^2)	864.10
ρ_{cc} : Cuantía del núcleo de la sección	0.0704
A_{cc} : Área de concreto confinado (cm^2)	803.26
w_x' : Ancho de parábolas en la dirección X (cm)	15.0200
w_y' : Ancho de parábolas en la dirección Y (cm)	6.8500
A_e : Área efectiva del núcleo confinado (cm^2)	507.35
k_c : Coeficiente efectivo de confinamiento	0.6316
ρ_x : Cuantía volumétrica del estribo en la dirección X	0.0086
ρ_y : Cuantía volumétrica del estribo en la dirección Y	0.0067
f_{lx} : Esfuerzo lateral del estribo en X (kg/cm^2)	36.32
f_{ly} : Esfuerzo lateral del estribo en Y (kg/cm^2)	28.33
f'_{lx} : Esfuerzo lateral efectivo en X (kg/cm^2)	22.94
f'_{ly} : Esfuerzo lateral efectivo en Y (kg/cm^2)	17.90
σ_1 : Esfuerzo axial en la dirección 1 (kg/cm^2)	-17.90
σ_2 : Esfuerzo axial en la dirección 2 (kg/cm^2)	-22.94
σ_3 : Esfuerzo axial en la dirección 3 (kg/cm^2)	-399.64
σ_{oct} : Esfuerzo axial octaédrico (kg/cm^2)	-146.83
τ_{oct}: Esfuerzo de corte octaédrico (kg/cm^2)	178.78
$\cos\theta$: Coseno del ángulo octaédrico	0.51
σ_{oct} : Coeficiente del esfuerzo octaédrico (kg/cm^2)	-0.52
T: Primera ecuacion del meridiano de superficie	0.40
C: Segunda ecuacion del meridiano de superficie	0.64
D: Coeficiente para el esfuerzo cortante octaédrico	0.26
κ_{oct} : Coeficiente del Esfuerzo de corte octaédrico	0.64
τ'_{oct}: Esfuerzo de corte octaédrico (kg/cm^2)	178.79
σ_3 : Esfuerzo axial en la dirección 3 (kg/cm^2)	-399.66
f'_{cc} : Esfuerzo del concreto confinado (kg/cm^2)	399.66
ϵ_{co} : Deformación del concreto no confinado	0.0021
ϵ_{cc} : Deformación del concreto confinado	0.0067
ϵ_{cm} : Deformación máxima del concreto no confinado	0.0042

DIAGRAMA ESFUERZO - DEFORMACIÓN DEL CONCRETO CONFINADO P-3 30X50 S=10cm
Modelo de Mander para Secciones Rectangulares

E _c : Módulo de elasticidad del concreto (kg/cm ²)	250998
E _{sec} : Módulo secante del concreto (kg/cm ²)	59978
r: Relación de módulos	1.31
ε _{cu} : Deformación última del concreto confinado	0.0214

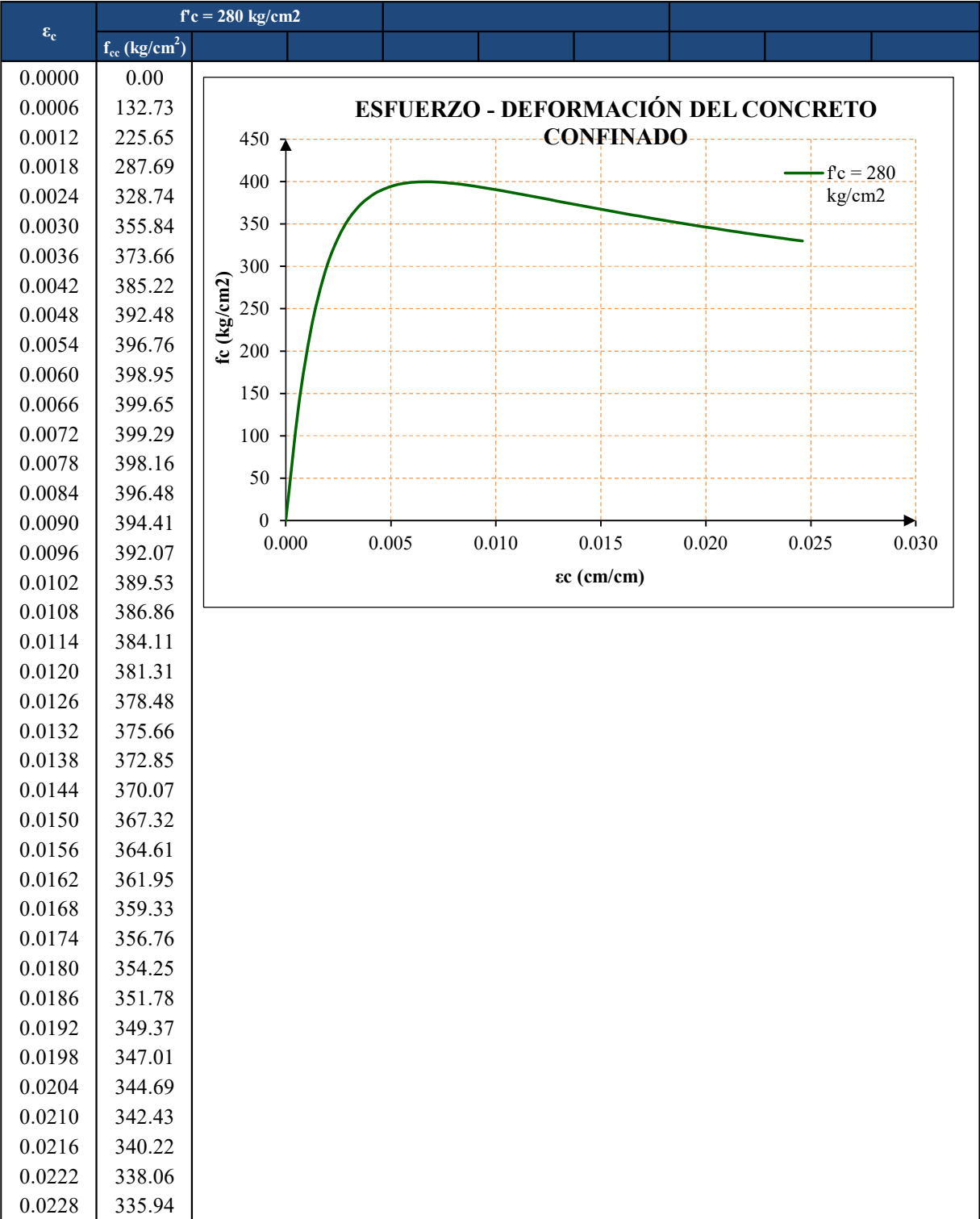


DIAGRAMA ESFUERZO - DEFORMACIÓN DEL CONCRETO CONFINADO P-3 30X50 S=20cm
Modelo de Mander para Secciones Rectangulares

f'_c : Esfuerzo de compresión del concreto (kg/cm^2)	280.000
b: Dimensión de la sección en el eje X (cm)	30
d: Dimensión de la sección en el eje Y (cm)	50
re: Recubrimiento (cm)	4
db_h : Diámetro de la barra del estribo (cm)	0.950
A_{sp} : Área de acero del estribo (cm^2)	0.71
db : Diámetro de la barra longitudinal (cm)	2.540
A_{st} : Área total de acero longitudinal (cm^2)	60.84
f_y : Esfuerzo de fluencia del estribo (kg/cm^2)	4200.000
ϵ_{su} : Deformación última del acero transversal	0.0756
s: Espaciamiento del estribo (cm)	20
n_{rx} : Número de ramas de estribos en el eje X	5
n_{ry} : Número de ramas de estribos en el eje Y	2
s' : Espacimientto del estribo al borde interior (cm)	19.0500
b_c : Base del núcleo al eje del estribo (cm)	21.05
d_c : Peralte del núcleo al eje del estribo (cm)	41.05
A_c : Área del núcleo de la sección (cm^2)	864.10
ρ_{cc} : Cuantía del núcleo de la sección	0.0704
A_{cc} : Área de concreto confinado (cm^2)	803.26
w_x' : Ancho de parábolas en la dirección X (cm)	15.0200
w_y' : Ancho de parábolas en la dirección Y (cm)	6.8500
A_e : Área efectiva del núcleo confinado (cm^2)	305.40
k_c : Coeficiente efectivo de confinamiento	0.3802
ρ_x : Cuantía volumétrica del estribo en la dirección X	0.0043
ρ_y : Cuantía volumétrica del estribo en la dirección Y	0.0034
f_{lx} : Esfuerzo lateral del estribo en X (kg/cm^2)	18.16
f_{ly} : Esfuerzo lateral del estribo en Y (kg/cm^2)	14.17
f'_{lx} : Esfuerzo lateral efectivo en X (kg/cm^2)	6.90
f'_{ly} : Esfuerzo lateral efectivo en Y (kg/cm^2)	5.39
σ_1 : Esfuerzo axial en la dirección 1 (kg/cm^2)	-5.39
σ_2 : Esfuerzo axial en la dirección 2 (kg/cm^2)	-6.90
σ_3 : Esfuerzo axial en la dirección 3 (kg/cm^2)	-320.28
σ_{oct} : Esfuerzo axial octaédrico (kg/cm^2)	-110.86
τ_{oct}: Esfuerzo de corte octaédrico (kg/cm^2)	148.09
$\cos\theta$: Coseno del ángulo octaédrico	0.50
σ_{oct} : Coeficiente del esfuerzo octaédrico (kg/cm^2)	-0.40
T: Primera ecuacion del meridiano de superficie	0.32
C: Segunda ecuacion del meridiano de superficie	0.53
D: Coeficiente para el esfuerzo cortante octaédrico	0.18
κ_{oct} : Coeficiente del Esfuerzo de corte octaédrico	0.53
τ'_{oct}: Esfuerzo de corte octaédrico (kg/cm^2)	148.08
σ_3 : Esfuerzo axial en la dirección 3 (kg/cm^2)	-320.26
f'_{cc} : Esfuerzo del concreto confinado (kg/cm^2)	320.26
ϵ_{co} : Deformación del concreto no confinado	0.0021
ϵ_{cc} : Deformación del concreto confinado	0.0037
ϵ_{cm} : Deformación máxima del concreto no confinado	0.0042

DIAGRAMA ESFUERZO - DEFORMACIÓN DEL CONCRETO CONFINADO P-3 30X50 S=20cm
Modelo de Mander para Secciones Rectangulares

E _c : Módulo de elasticidad del concreto (kg/cm ²)	250998
E _{sec} : Módulo secante del concreto (kg/cm ²)	87705
r: Relación de módulos	1.54
ε _{cu} : Deformación última del concreto confinado	0.0149

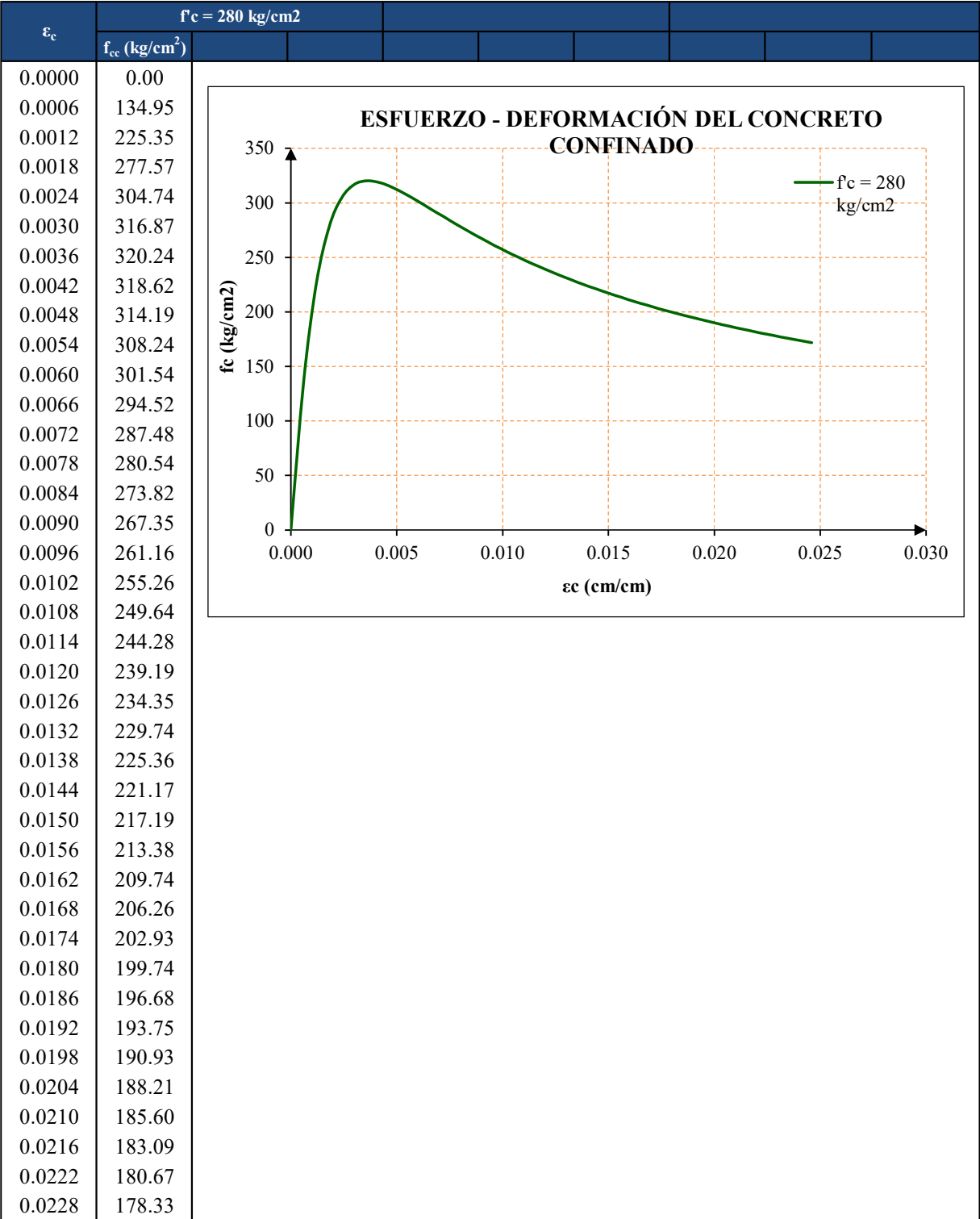


DIAGRAMA ESFUERZO - DEFORMACIÓN DEL CONCRETO CONFINADO P-3 40X50 S=10cm
Modelo de Mander para Secciones Rectangulares

f'_c : Esfuerzo de compresión del concreto (kg/cm^2)	280.000
b: Dimensión de la sección en el eje X (cm)	40
d: Dimensión de la sección en el eje Y (cm)	50
re: Recubrimiento (cm)	4
db_h : Diámetro de la barra del estribo (cm)	0.950
A_{sp} : Área de acero del estribo (cm^2)	0.71
db: Diámetro de la barra longitudinal (cm)	2.540
A_{st} : Área total de acero longitudinal (cm^2)	60.84
f_y : Esfuerzo de fluencia del estribo (kg/cm^2)	4200.000
ϵ_{su} : Deformación última del acero transversal	0.0756
s: Espaciamiento del estribo (cm)	10
n_{rx} : Número de ramas de estribos en el eje X	5
n_{ry} : Número de ramas de estribos en el eje Y	2
s': Espacimientto del estribo al borde interior (cm)	9.0500
b_c : Base del núcleo al eje del estribo (cm)	31.05
d_c : Peralte del núcleo al eje del estribo (cm)	41.05
A_c : Área del núcleo de la sección (cm^2)	1274.60
ρ_{cc} : Cuantía del núcleo de la sección	0.0477
A_{cc} : Área de concreto confinado (cm^2)	1213.76
w_x' : Ancho de parábolas en la dirección X (cm)	25.0200
w_y' : Ancho de parábolas en la dirección Y (cm)	6.8500
A_e : Área efectiva del núcleo confinado (cm^2)	762.66
k_c : Coeficiente efectivo de confinamiento	0.6283
ρ_x : Cuantía volumétrica del estribo en la dirección X	0.0086
ρ_y : Cuantía volumétrica del estribo en la dirección Y	0.0046
f_{lx} : Esfuerzo lateral del estribo en X (kg/cm^2)	36.32
f_{ly} : Esfuerzo lateral del estribo en Y (kg/cm^2)	19.21
f'_{lx} : Esfuerzo lateral efectivo en X (kg/cm^2)	22.82
f'_{ly} : Esfuerzo lateral efectivo en Y (kg/cm^2)	12.07
σ_1 : Esfuerzo axial en la dirección 1 (kg/cm^2)	-12.07
σ_2 : Esfuerzo axial en la dirección 2 (kg/cm^2)	-22.82
σ_3 : Esfuerzo axial en la dirección 3 (kg/cm^2)	-379.21
σ_{oct} : Esfuerzo axial octaédrico (kg/cm^2)	-138.03
τ_{oct}: Esfuerzo de corte octaédrico (kg/cm^2)	170.59
$\cos\theta$: Coseno del ángulo octaédrico	0.52
σ_{oct} : Coeficiente del esfuerzo octaédrico (kg/cm^2)	-0.49
T: Primera ecuacion del meridiano de superficie	0.38
C: Segunda ecuacion del meridiano de superficie	0.61
D: Coeficiente para el esfuerzo cortante octaédrico	0.25
κ_{oct} : Coeficiente del Esfuerzo de corte octaédrico	0.61
τ'_{oct}: Esfuerzo de corte octaédrico (kg/cm^2)	170.60
σ_3 : Esfuerzo axial en la dirección 3 (kg/cm^2)	-379.22
f'_{cc} : Esfuerzo del concreto confinado (kg/cm^2)	379.22
ϵ_{co} : Deformación del concreto no confinado	0.0021
ϵ_{cc} : Deformación del concreto confinado	0.0059
ϵ_{cm} : Deformación máxima del concreto no confinado	0.0042

DIAGRAMA ESFUERZO - DEFORMACIÓN DEL CONCRETO CONFINADO P-3 40X50 S=10cm
Modelo de Mander para Secciones Rectangulares

E _c : Módulo de elasticidad del concreto (kg/cm ²)	250998
E _{sec} : Módulo secante del concreto (kg/cm ²)	64404
r: Relación de módulos	1.35
ε _{cu} : Deformación última del concreto confinado	0.0197

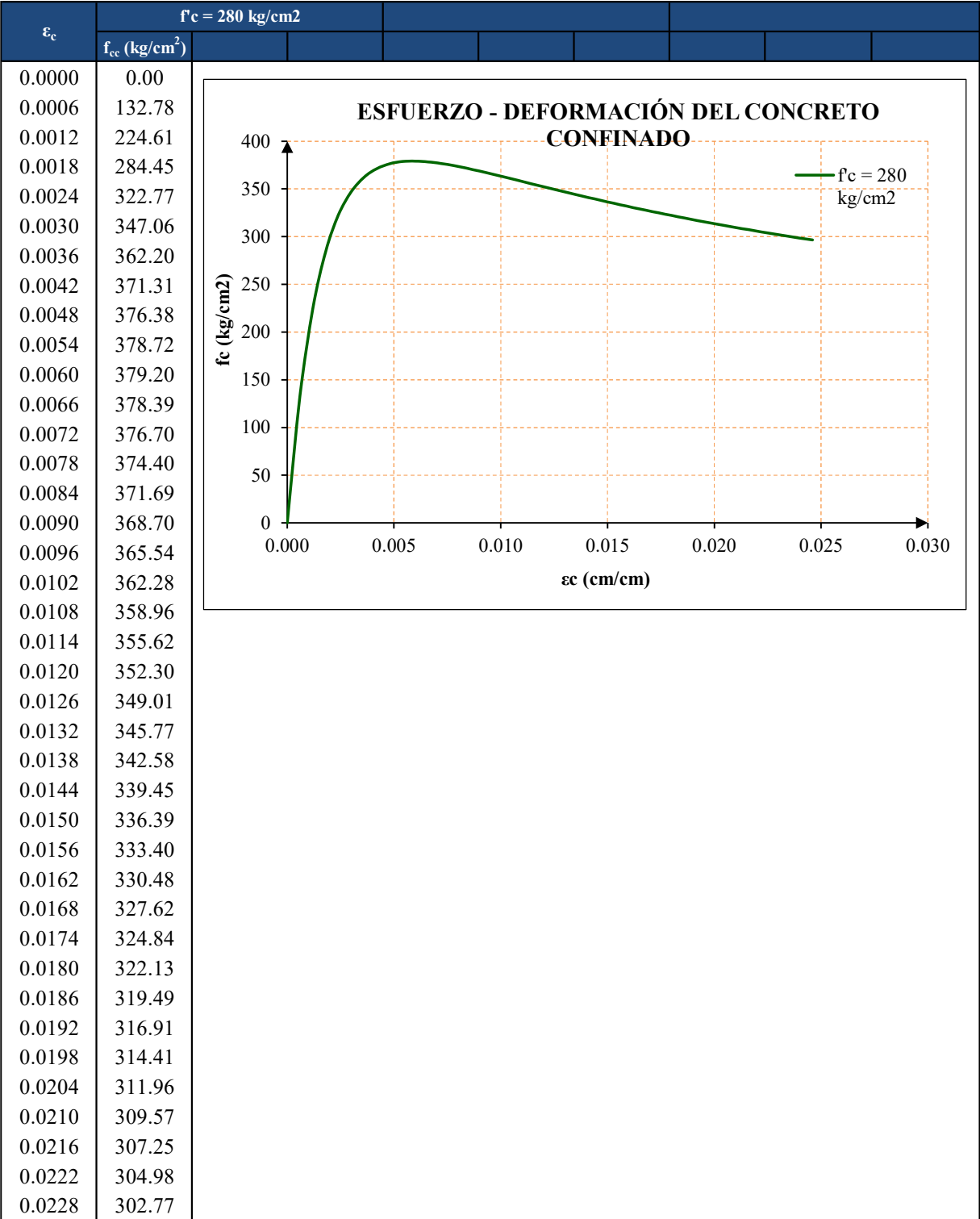


DIAGRAMA ESFUERZO - DEFORMACIÓN DEL CONCRETO CONFINADO P-3 40X50 S=10cm
Modelo de Mander para Secciones Rectangulares

f'_c : Esfuerzo de compresión del concreto (kg/cm^2)	280.000
b: Dimensión de la sección en el eje X (cm)	40
d: Dimensión de la sección en el eje Y (cm)	50
re: Recubrimiento (cm)	4
db_h : Diámetro de la barra del estribo (cm)	0.950
A_{sp} : Área de acero del estribo (cm^2)	0.71
db: Diámetro de la barra longitudinal (cm)	2.540
A_{st} : Área total de acero longitudinal (cm^2)	60.84
f_y : Esfuerzo de fluencia del estribo (kg/cm^2)	4200.000
ϵ_{su} : Deformación última del acero transversal	0.0756
s: Espaciamiento del estribo (cm)	20
n_{rx} : Número de ramas de estribos en el eje X	5
n_{ry} : Número de ramas de estribos en el eje Y	2
s': Espacimientto del estribo al borde interior (cm)	19.0500
b_c : Base del núcleo al eje del estribo (cm)	31.05
d_c : Peralte del núcleo al eje del estribo (cm)	41.05
A_c : Área del núcleo de la sección (cm^2)	1274.60
ρ_{cc} : Cuantía del núcleo de la sección	0.0477
A_{cc} : Área de concreto confinado (cm^2)	1213.76
w_x' : Ancho de parábolas en la dirección X (cm)	25.0200
w_y' : Ancho de parábolas en la dirección Y (cm)	6.8500
A_e : Área efectiva del núcleo confinado (cm^2)	534.18
k_e : Coeficiente efectivo de confinamiento	0.4401
ρ_x : Cuantía volumétrica del estribo en la dirección X	0.0043
ρ_y : Cuantía volumétrica del estribo en la dirección Y	0.0023
f_{lx} : Esfuerzo lateral del estribo en X (kg/cm^2)	18.16
f_{ly} : Esfuerzo lateral del estribo en Y (kg/cm^2)	9.60
f'_{lx} : Esfuerzo lateral efectivo en X (kg/cm^2)	7.99
f'_{ly} : Esfuerzo lateral efectivo en Y (kg/cm^2)	4.23
σ_1 : Esfuerzo axial en la dirección 1 (kg/cm^2)	-4.23
σ_2 : Esfuerzo axial en la dirección 2 (kg/cm^2)	-7.99
σ_3 : Esfuerzo axial en la dirección 3 (kg/cm^2)	-318.79
σ_{oct} : Esfuerzo axial octaédrico (kg/cm^2)	-110.34
τ_{oct}: Esfuerzo de corte octaédrico (kg/cm^2)	147.41
$\cos\theta$: Coseno del ángulo octaédrico	0.51
σ_{oct} : Coeficiente del esfuerzo octaédrico (kg/cm^2)	-0.39
T: Primera ecuacion del meridiano de superficie	0.32
C: Segunda ecuacion del meridiano de superficie	0.53
D: Coeficiente para el esfuerzo cortante octaédrico	0.18
κ_{oct} : Coeficiente del Esfuerzo de corte octaédrico	0.53
τ'_{oct}: Esfuerzo de corte octaédrico (kg/cm^2)	147.40
σ_3 : Esfuerzo axial en la dirección 3 (kg/cm^2)	-318.78
f'_{cc} : Esfuerzo del concreto confinado (kg/cm^2)	318.78
ϵ_{co} : Deformación del concreto no confinado	0.0021
ϵ_{cc} : Deformación del concreto confinado	0.0036
ϵ_{cm} : Deformación máxima del concreto no confinado	0.0042

DIAGRAMA ESFUERZO - DEFORMACIÓN DEL CONCRETO CONFINADO P-3 40X50 S=10cm
Modelo de Mander para Secciones Rectangulares

E _c : Módulo de elasticidad del concreto (kg/cm ²)	250998
E _{sec} : Módulo secante del concreto (kg/cm ²)	88662
r: Relación de módulos	1.55
ε _{cu} : Deformación última del concreto confinado	0.0135

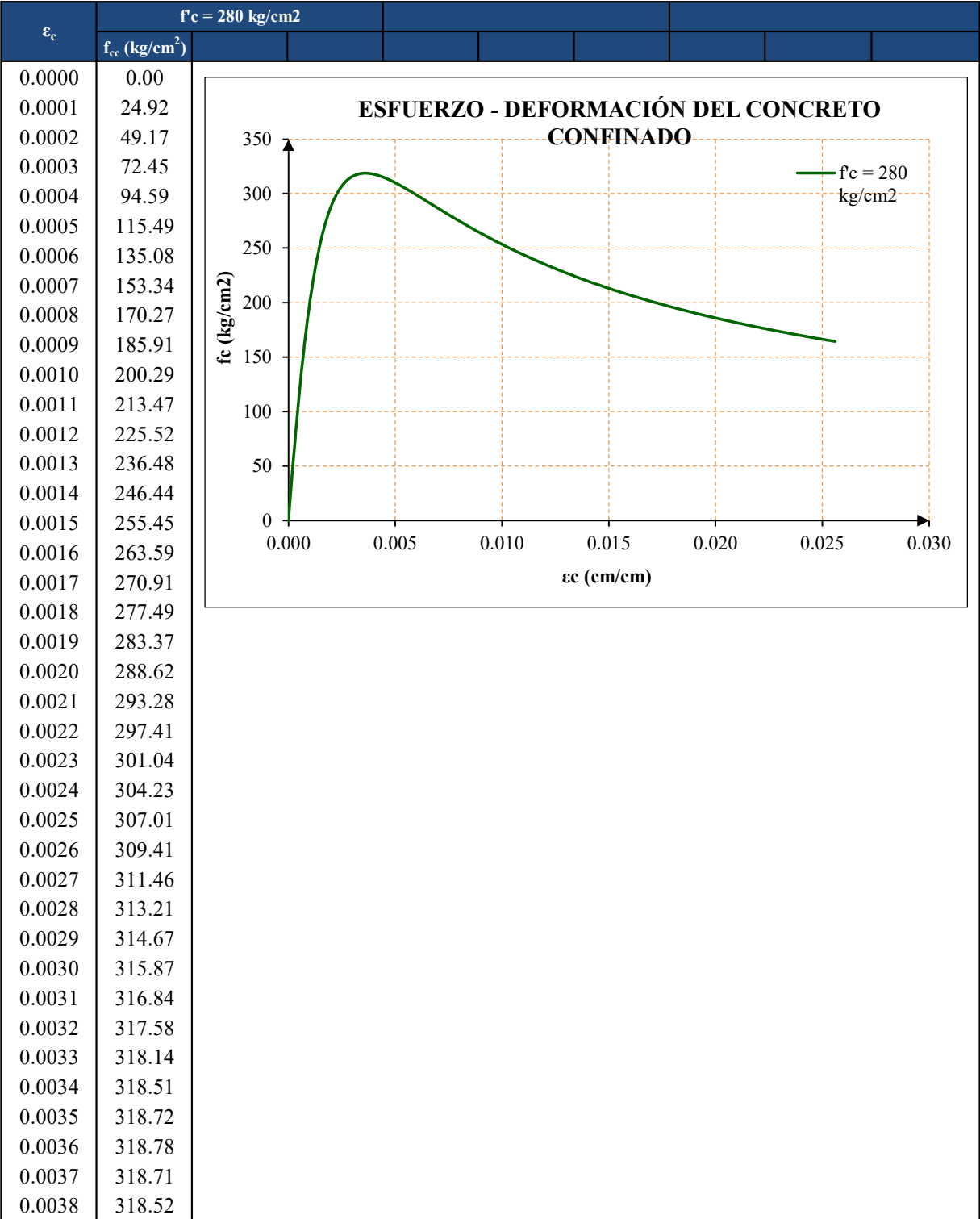


DIAGRAMA ESFUERZO - DEFORMACIÓN DEL CONCRETO CONFINADO P-4 40X70 S=10cm
Modelo de Mander para Secciones Rectangulares

f'_c : Esfuerzo de compresión del concreto (kg/cm^2)	280.000
b: Dimensión de la sección en el eje X (cm)	40
d: Dimensión de la sección en el eje Y (cm)	70
re: Recubrimiento (cm)	4
db_h : Diámetro de la barra del estribo (cm)	0.950
A_{sp} : Área de acero del estribo (cm^2)	0.71
db : Diámetro de la barra longitudinal (cm)	2.540
A_{st} : Área total de acero longitudinal (cm^2)	60.84
f_y : Esfuerzo de fluencia del estribo (kg/cm^2)	4200.000
ϵ_{su} : Deformación última del acero transversal	0.0756
s: Espaciamiento del estribo (cm)	10
n_{rx} : Número de ramas de estribos en el eje X	5
n_{ry} : Número de ramas de estribos en el eje Y	2
s' : Espacimientto del estribo al borde interior (cm)	9.0500
b_c : Base del núcleo al eje del estribo (cm)	31.05
d_c : Peralte del núcleo al eje del estribo (cm)	61.05
A_c : Área del núcleo de la sección (cm^2)	1895.60
ρ_{cc} : Cuantía del núcleo de la sección	0.0321
A_{cc} : Área de concreto confinado (cm^2)	1834.76
w_x' : Ancho de parábolas en la dirección X (cm)	25.0200
w_y' : Ancho de parábolas en la dirección Y (cm)	11.8500
A_e : Área efectiva del núcleo confinado (cm^2)	1186.19
k_c : Coeficiente efectivo de confinamiento	0.6465
ρ_x : Cuantía volumétrica del estribo en la dirección X	0.0058
ρ_y : Cuantía volumétrica del estribo en la dirección Y	0.0046
f_{lx} : Esfuerzo lateral del estribo en X (kg/cm^2)	24.42
f_{ly} : Esfuerzo lateral del estribo en Y (kg/cm^2)	19.21
f'_{lx} : Esfuerzo lateral efectivo en X (kg/cm^2)	15.79
f'_{ly} : Esfuerzo lateral efectivo en Y (kg/cm^2)	12.42
σ_1 : Esfuerzo axial en la dirección 1 (kg/cm^2)	-12.42
σ_2 : Esfuerzo axial en la dirección 2 (kg/cm^2)	-15.79
σ_3 : Esfuerzo axial en la dirección 3 (kg/cm^2)	-366.53
σ_{oct} : Esfuerzo axial octaédrico (kg/cm^2)	-131.58
τ_{oct}: Esfuerzo de corte octaédrico (kg/cm^2)	166.14
$\cos\theta$: Coseno del ángulo octaédrico	0.51
σ_{oct} : Coeficiente del esfuerzo octaédrico (kg/cm^2)	-0.47
T: Primera ecuacion del meridiano de superficie	0.37
C: Segunda ecuacion del meridiano de superficie	0.59
D: Coeficiente para el esfuerzo cortante octaédrico	0.22
κ_{oct} : Coeficiente del Esfuerzo de corte octaédrico	0.59
τ'_{oct}: Esfuerzo de corte octaédrico (kg/cm^2)	166.15
σ_3 : Esfuerzo axial en la dirección 3 (kg/cm^2)	-366.54
f'_{cc} : Esfuerzo del concreto confinado (kg/cm^2)	366.54
ϵ_{co} : Deformación del concreto no confinado	0.0021
ϵ_{cc} : Deformación del concreto confinado	0.0054
ϵ_{cm} : Deformación máxima del concreto no confinado	0.0042

DIAGRAMA ESFUERZO - DEFORMACIÓN DEL CONCRETO CONFINADO P-4 40X70 S=10cm
Modelo de Mander para Secciones Rectangulares

E _c : Módulo de elasticidad del concreto (kg/cm ²)	250998
E _{sec} : Módulo secante del concreto (kg/cm ²)	67788
r: Relación de módulos	1.37
ε _{cu} : Deformación última del concreto confinado	0.0168

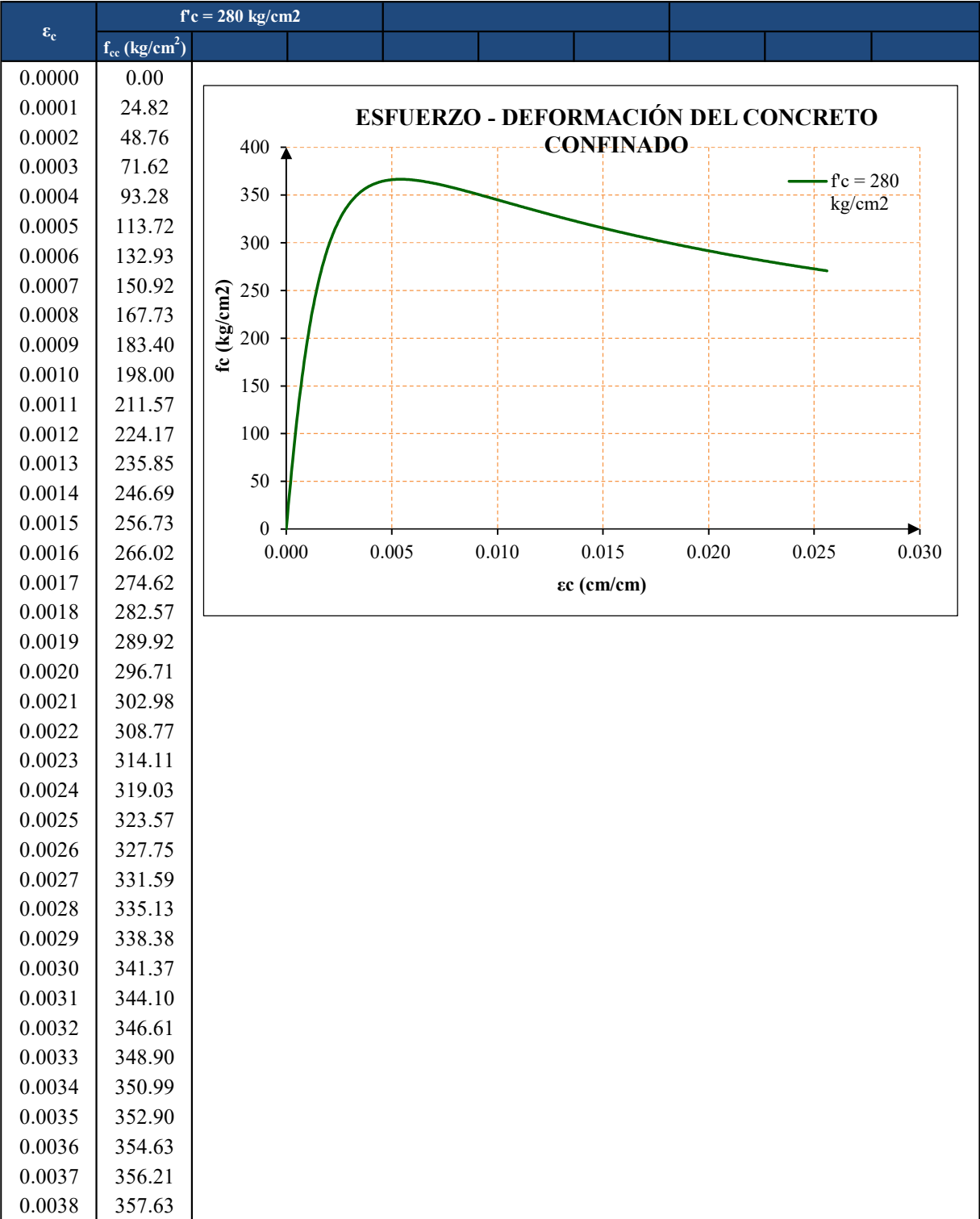
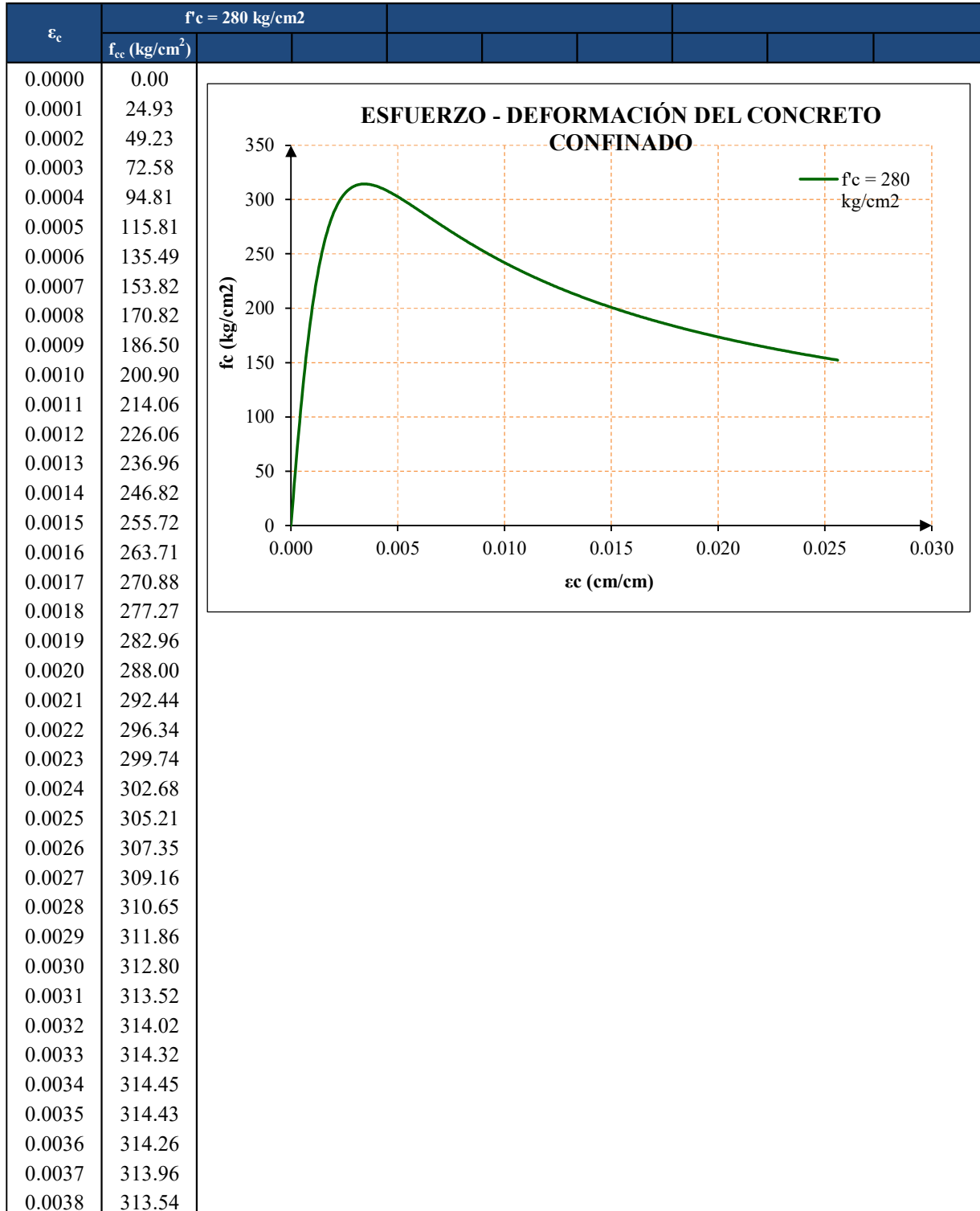


DIAGRAMA ESFUERZO - DEFORMACIÓN DEL CONCRETO CONFINADO P-4 40X70 S=20cm
Modelo de Mander para Secciones Rectangulares

f'_c : Esfuerzo de compresión del concreto (kg/cm^2)	280.000
b: Dimensión de la sección en el eje X (cm)	40
d: Dimensión de la sección en el eje Y (cm)	70
re: Recubrimiento (cm)	4
db_h : Diámetro de la barra del estribo (cm)	0.950
A_{sp} : Área de acero del estribo (cm^2)	0.71
db: Diámetro de la barra longitudinal (cm)	2.540
A_{st} : Área total de acero longitudinal (cm^2)	60.84
f_y : Esfuerzo de fluencia del estribo (kg/cm^2)	4200.000
ϵ_{su} : Deformación última del acero transversal	0.0756
s: Espaciamiento del estribo (cm)	20
n_{rx} : Número de ramas de estribos en el eje X	5
n_{ry} : Número de ramas de estribos en el eje Y	2
s': Espacimientto del estribo al borde interior (cm)	19.0500
b_c : Base del núcleo al eje del estribo (cm)	31.05
d_c : Peralte del núcleo al eje del estribo (cm)	61.05
A_c : Área del núcleo de la sección (cm^2)	1895.60
ρ_{cc} : Cuantía del núcleo de la sección	0.0321
A_{cc} : Área de concreto confinado (cm^2)	1834.76
w_x' : Ancho de parábolas en la dirección X (cm)	25.0200
w_y' : Ancho de parábolas en la dirección Y (cm)	11.8500
A_e : Área efectiva del núcleo confinado (cm^2)	877.45
k_c : Coeficiente efectivo de confinamiento	0.4782
ρ_x : Cuantía volumétrica del estribo en la dirección X	0.0029
ρ_y : Cuantía volumétrica del estribo en la dirección Y	0.0023
f_{lx} : Esfuerzo lateral del estribo en X (kg/cm^2)	12.21
f_{ly} : Esfuerzo lateral del estribo en Y (kg/cm^2)	9.60
f'_{lx} : Esfuerzo lateral efectivo en X (kg/cm^2)	5.84
f'_{ly} : Esfuerzo lateral efectivo en Y (kg/cm^2)	4.59
σ_1 : Esfuerzo axial en la dirección 1 (kg/cm^2)	-4.59
σ_2 : Esfuerzo axial en la dirección 2 (kg/cm^2)	-5.84
σ_3 : Esfuerzo axial en la dirección 3 (kg/cm^2)	-314.47
σ_{oct} : Esfuerzo axial octaédrico (kg/cm^2)	-108.30
τ_{oct}: Esfuerzo de corte octaédrico (kg/cm^2)	145.79
$\cos\theta$: Coseno del ángulo octaédrico	0.50
σ_{oct} : Coeficiente del esfuerzo octaédrico (kg/cm^2)	-0.39
T: Primera ecuacion del meridiano de superficie	0.32
C: Segunda ecuacion del meridiano de superficie	0.52
D: Coeficiente para el esfuerzo cortante octaédrico	0.17
κ_{oct} : Coeficiente del Esfuerzo de corte octaédrico	0.52
τ'_{oct}: Esfuerzo de corte octaédrico (kg/cm^2)	145.78
σ_3 : Esfuerzo axial en la dirección 3 (kg/cm^2)	-314.46
f'_{cc} : Esfuerzo del concreto confinado (kg/cm^2)	314.46
ϵ_{co} : Deformación del concreto no confinado	0.0021
ϵ_{cc} : Deformación del concreto confinado	0.0034
ϵ_{cm} : Deformación máxima del concreto no confinado	0.0042

DIAGRAMA ESFUERZO - DEFORMACIÓN DEL CONCRETO CONFINADO P-4 40X70 S=20cm
Modelo de Mander para Secciones Rectangulares

E_c : Módulo de elasticidad del concreto (kg/cm^2)	250998
E_{sec} : Módulo secante del concreto (kg/cm^2)	91637
r: Relación de módulos	1.58
ϵ_{cu} : Deformación última del concreto confinado	0.0116



**ANEXO 4: VALORES DE MOMENTO – CURVATURA DE LAS
VIGAS Y COLUMNAS**

INCORPORACION DE CORTANTE PARA VIGA 1 30X60

$$R_n = \frac{a}{8n}$$

$$a = 9 \cdot \frac{a}{8n}$$

$$o = a$$

$$t = 9 \cdot \frac{a}{8n} \quad \text{Peralte efectivo a tracción}$$

$$c = 9n$$

$$t = na = \frac{a}{8n}$$

$$c = a$$

$$o = 9 \cdot \frac{a}{8n}$$

$$a = na = \frac{a}{8n} \quad \text{Curvatura de fluencia}$$

$$a = 9n \cdot \sqrt{\frac{R}{c}} \quad \frac{R}{c} = 6 \quad \sqrt{o = 9n}$$

$$n = a = 9 \cdot \sqrt{\frac{R}{c}} \quad \frac{R}{c} = 6 \quad \sqrt{a = 9 \cdot o} =$$

$$n = \sqrt{n = 9 \cdot \frac{a}{8n}}$$

$$R_n = \sqrt{c = 9 \cdot \frac{a}{8n}}$$

$$R = \frac{a}{8n} \cdot \frac{a}{8n}$$

$$R = \frac{a}{8n} \cdot \frac{a}{8n}$$

$$o = \sqrt{a = c \cdot \frac{a}{8n}}$$

$$- \sqrt{a = t \cdot \frac{a}{8n}}$$

INCORPORACION DE CORTANTE PARA VIGA 2 30X40 (0°)

$$R_{n: a} \quad 8n$$

$$a9^{\circ}$$

$$oa$$

$$o^{\circ}$$

Peralte efectivo a tracción

$$c9n \quad n$$

$$tnaa \quad 8n$$

$$ca$$

$$n9a$$

$$a9a: oa \quad 8c$$

Curvatura de fluencia

$$\begin{aligned} & a9n \sqrt{c} \quad R \quad c \quad 6 \quad \backslash \quad n^{\circ} 9n: \epsilon \\ & n \quad a9^{\circ} \sqrt{c} \quad R \quad c \quad 6 \quad \backslash \quad a9^{\circ} o:= \\ & a9n \sqrt{c} \quad R \quad c \quad 6 \end{aligned}$$

$$n \quad \backslash \quad na9n^{\circ}$$

$$R_n \quad \backslash \quad c9n$$

$$R_{on9}^{\circ}$$

$$R_{nt9}^{\circ} o$$

$$o \quad \backslash \quad a9ant \quad 8c$$

$$- \quad \backslash \quad a9^{\circ} := \quad 8c$$

INCORPORACION DE CORTANTE PARA VIGA 2 30X40 (180°)

$$R_{n:a} = \frac{8n}{a}$$

$$a9^{\circ}$$

$$oa$$

$$o^{\circ} \quad \text{Peralte efectivo a tracción}$$

$$c9n = n$$

$$tnaa = \frac{8n}{a}$$

$$ca$$

$$n9a$$

$$a9aa \cdot on = \frac{8c}{a} \quad \text{Curvatura de fluencia}$$

$$a9n \sqrt{\frac{R}{c}} = \frac{6}{n} \quad \backslash \quad n = 9n \cdot \epsilon$$

$$n \quad a9^{\circ} \sqrt{\frac{R}{c}} = \frac{6}{n} \quad \backslash \quad a9^{\circ} o :=$$

$$a9n \sqrt{\frac{R}{c}} = \frac{6}{n}$$

$$n \quad \backslash \quad na9n =$$

$$R_n \quad \backslash \quad c9n$$

$$R_{on9} = o$$

$$R_{nt9^{\circ}} = o$$

$$o \quad \backslash \quad a9an = \frac{8c}{a}$$

$$- \quad \backslash \quad a9a = \frac{8c}{a}$$

INCORPORACION DE CORTANTE PARA VIGA 2 30X50 1-1 (0°)

$R_n = a_{8n}$

$a_{9^{\circ}}$

oa

t°

Peralte efectivo a tracción

c_{9n}^n

t_{naa}^{8n}

ca

$n_{9^{\circ}}$

$a_{9aa} \rightarrow n_{8c}$

Curvatura de fluencia

$$\begin{aligned}
 & a_{9n} \sqrt{\frac{R}{c}} = \frac{6}{\sqrt{a_{9^{\circ}}}} \\
 & n \quad a_{9^{\circ}} \sqrt{\frac{R}{c}} = \frac{6}{\sqrt{a_{9^{\circ}}}} \\
 & a_{9n} \sqrt{\frac{R}{c}} = \frac{6}{\sqrt{a_{9^{\circ}}}} \\
 & n \quad \sqrt{a_{9^{\circ}}} = \frac{6}{\sqrt{a_{9^{\circ}}}}
 \end{aligned}$$

$R_n \sqrt{c_{9n^{\circ}}}$

$R_{t \cdot 9} = n$

$R_{o-9} = \frac{1}{\sqrt{a_{9^{\circ}}}}$

$o \sqrt{a_{9aa}} = \frac{8c}{\sqrt{a_{9^{\circ}}}}$

$- \sqrt{a_{9at}} = \frac{8c}{\sqrt{a_{9^{\circ}}}}$

INCORPORACION DE CORTANTE PARA VIGA 2 30X50 1-1 (180°)

$$R_n = \frac{M}{S_x}$$

$$a_9 =$$

$$o_a$$

$$t^{\circ} \quad \text{Peralte efectivo a tracción}$$

$$c_9 n$$

$$t_{naa} \quad s_n$$

$$c_a$$

$$n_9 =$$

$$a_9 a_n \rightarrow s_c \quad \text{Curvatura de fluencia}$$

$$a_9 \sqrt{c} \quad R_c \quad 6 \quad \backslash \quad o^{\circ} a^{\circ}$$

$$n \quad a_9^{\circ} \sqrt{c} \quad R_c \quad 6 \quad \backslash \quad a_9^{\circ} o :=$$

$$a_9 \sqrt{c} \quad R_c \quad 6$$

$$n \quad \backslash \quad n^{\circ} 9 :=$$

$$R_n \quad \backslash \quad c_9 n^{\circ}$$

$$R_t \cdot 9 :=$$

$$R_o - 9 :=$$

$$o \quad \backslash \quad a_9 a_n c := s_c$$

$$- \quad \backslash \quad a_9^{\circ} c \quad s_c$$

INCORPORACION DE CORTANTE PARA VIGA 2 30X50 2-2 (0°)

$$R_{n:a} \quad 8n$$

$$a9^{\circ}$$

$$oa$$

$$t^{\circ}$$

Peralte efectivo a tracción

$$c9n \quad n$$

$$tnaa \quad 8n$$

$$ca$$

$$o9 :=$$

$$a9a \quad no \quad 8c$$

Curvatura de fluencia

$$a9n \sqrt{c} \quad R \quad c \quad 6 \quad \backslash \quad o^{\circ} \quad a^{\circ}$$

$$n \quad a9^{\circ} \sqrt{c} \quad R \quad c \quad 6 \quad \backslash \quad a9^{\circ} o :=$$

$$a9n \sqrt{c} \quad R \quad c \quad 6$$

$$n \quad \backslash \quad n^{\circ} \quad 9^{\circ} :=$$

$$R \quad n \quad \backslash \quad c9^{\circ}$$

$$R \quad n9^{\circ} :=$$

$$R \quad t \quad 9nn$$

$$o \quad \backslash \quad a9anc \quad 8c$$

$$\quad \backslash \quad a9^{\circ} \quad c \quad 8c$$

INCORPORACION DE CORTANTE PARA VIGA 2 30X50 2-2 (180°)

$R_n = a_{8n}$

a_{90}

oa

t° Peralte efectivo a tracción

c_{9n}

t_{naa}

ca

$o_{90} :=$

$a_{90} \bar{\theta}^\circ$ Curvatura de fluencia

$a_{9n} \sqrt{c} \frac{R}{c} \quad 6 \quad \backslash \quad o^\circ \bar{\theta}^\circ$

$n \quad a_{90} \sqrt{c} \frac{R}{c} \quad 6 \quad \backslash \quad a_{90} \bar{o} :=$
 $a_{9n} \sqrt{c} \frac{R}{c} \quad 6$

$n \quad \backslash \quad n^\circ \bar{9} :=$

$R_n \quad \backslash \quad c_{90}.$

$R_{-n90} :=$

R_{t-90nn}

$o \quad \backslash \quad a_{9nn} \cdot \quad 8c$

$- \quad \backslash \quad a_{90} o \quad 8c$

INCORPORACION DE CORTANTE PARA VIGA 2 30X50 4-4 (0°)

R	$n \vdash a$	$8n$

$a_9 \equiv$

0a

t c	Peralte efectivo a tracción

can

tnaa	8 n

ca

$$n9 \equiv$$

$a \bar{a} t \cdot :=$	^{8c}	Curvatura de fluencia

$$\alpha \sqrt{\frac{R}{c}} \approx 6 \times 10^9 \text{ } ^\circ :=$$

$$n \quad \begin{array}{c} \text{a9}^\circ \quad \sqrt{\text{c}}^R \quad \text{c} \quad 6 \\ \text{a9} \quad \sqrt{\text{c}}^R \quad \text{c} \quad 6 \end{array} \quad \backslash \quad \text{a9}^- \text{o} :=$$

$$n \setminus \text{no9}^- :=$$

$$R_n \setminus \text{c9tn}^\circ$$

$$R_{t^{\circ}gt}$$

$$R_{\text{oo}\mathfrak{g}} \cdot :=$$

o	\	a9ann°	8c

— \ a9a° n 8c

INCORPORACION DE CORTANTE PARA VIGA 2 30X50 4-4 (180°)

$$R_{n:a} = \frac{8n}{a}$$

$$a9^{\circ}$$

$$oa$$

$$t^{\circ} \quad \text{Peralte efectivo a tracción}$$

$$c9n = n$$

$$tnaa = \frac{8n}{a}$$

$$ca$$

$$n9^{\circ}$$

$$a9aa = \frac{8c}{n} \quad \text{Curvatura de fluencia}$$

$$a9n \sqrt{\frac{R}{c}} = \frac{6}{n} \quad \backslash \quad o^{\circ} 9^{\circ}$$

$$n \quad a9^{\circ} \sqrt{\frac{R}{c}} = \frac{6}{n} \quad \backslash \quad a9^{\circ} o :=$$

$$a9n \sqrt{\frac{R}{c}} = \frac{6}{n}$$

$$n \quad \backslash \quad n^{\circ} 9^{\circ} :=$$

$$R_n \quad \backslash \quad c9n^{\circ}$$

$$R_t \cdot 9 := n$$

$$R_o = \frac{8}{n}$$

$$o \quad \backslash \quad a9ann \cdot \frac{8c}{n}$$

$$- \quad \backslash \quad a9^{\circ} o \quad \frac{8c}{n}$$

INCORPORACION DE CORTANTE PARA VIGA 3 30X40 (0°)

$$R_{n:a} = \frac{8n}{\dots}$$

$$a9^{\circ}$$

$$oa$$

$$o^{\circ}$$

Peralte efectivo a tracción

$$c9n = \frac{n}{\dots}$$

$$tnaa = \frac{8n}{\dots}$$

$$ca$$

$$n9a$$

$$a9a = \frac{8c}{\dots}$$

Curvatura de fluencia

$$\begin{aligned} & a9n \sqrt{\frac{R}{c}} = \frac{6}{\dots} \quad \backslash \quad n^{\circ}9n = \dots \\ & n \quad a9^{\circ} \sqrt{\frac{R}{c}} = \frac{6}{\dots} \quad \backslash \quad a9^{\circ}o = \dots \\ & a9n \sqrt{\frac{R}{c}} = \frac{6}{\dots} \end{aligned}$$

$$n \quad \backslash \quad na9n^{\circ}$$

$$R_n \quad \backslash \quad c9n$$

$$R_{on9}^{\circ}o^{\circ}$$

$$R_{nt9}^{\circ}o$$

$$o \quad \backslash \quad a9antt = \frac{8c}{\dots}$$

$$- \quad \backslash \quad a9^{\circ} = \frac{8c}{\dots}$$

INCORPORACION DE CORTANTE PARA VIGA 3 30X40 (180°)

$$R_n = \frac{8n}{a}$$

$$a_9 =$$

$$o_a$$

$$o^\circ$$

Peralte efectivo a tracción

$$c_9 n =$$

$$t_{naa} = \frac{8n}{a}$$

$$c_a$$

$$n_9 a$$

$$a_{9catc} = \frac{8c}{a}$$

Curvatura de fluencia

$$a_9 \sqrt{\frac{R}{c}} = \frac{6}{n} \sqrt{\frac{R}{c}}$$

$$n \sqrt{\frac{R}{c}} = \frac{6}{a_9} \sqrt{\frac{R}{c}}$$

$$n \sqrt{\frac{R}{c}}$$

$$R_n \sqrt{\frac{R}{c}}$$

$$R_{on9} o^-$$

$$R_{nt9} o^\circ$$

$$o \sqrt{\frac{R}{c}} = \frac{8c}{a}$$

$$- \sqrt{\frac{R}{c}} = \frac{8c}{a}$$

INCORPORACION DE CORTANTE PARA VIGA 3 30X50 2-2 (0°)

$$R_n := a_{8n}$$

$$a_9 :=$$

$$o_a$$

$$t_c$$

Peralte efectivo a tracción

$$c_9 n^n$$

$$t_{naa} \quad 8n$$

$$c_a$$

$$n_9 :=$$

$$a_{aa} \quad \overline{o_c} \quad 8c$$

Curvatura de fluencia

$$\begin{aligned} & a_9 \sqrt{c} \quad R_c \quad 6 \quad \backslash \quad o_9 \quad := \\ n \quad & a_9 \sqrt{c} \quad R_c \quad 6 \quad \backslash \quad a_9 \quad o := \\ & a_9 \sqrt{c} \quad R_c \quad 6 \end{aligned}$$

$$n \quad \backslash \quad n o_9 \quad :=$$

$$R_n \quad \backslash \quad c_9 n^\circ$$

$$R_t \quad o_9 \quad t$$

$$R_{oo_9} \quad :=$$

$$o \quad \backslash \quad a_{anc} \quad 8c$$

$$\quad \backslash \quad a_9 \quad c \quad 8c$$

INCORPORACION DE CORTANTE PARA VIGA 3 30X50 2-2 (180°)

$$R_n := a_{8n}$$

$$a9 :=$$

$$oa$$

$$tc \quad \text{Peralte efectivo a tracción}$$

$$c9n \quad n$$

$$tnaa \quad 8n$$

$$ca$$

$$n9 :=$$

$$a9aa \quad oc \quad 8c \quad \text{Curvatura de fluencia}$$

$$a9n \sqrt{c} \quad R \quad c \quad 6 \quad \backslash \quad oc9^\circ :=$$

$$n \quad a9^\circ \sqrt{c} \quad R \quad c \quad 6 \quad \backslash \quad a9^\circ :=$$
$$a9n \sqrt{c} \quad R \quad c \quad 6$$

$$n \quad \backslash \quad no9^\circ :=$$

$$R_n \quad \backslash \quad c9n^\circ$$

$$R_t \quad g \quad t$$

$$R_{oo9} :=$$

$$o \quad \backslash \quad a9anc \quad 8c$$

$$- \quad \backslash \quad a9^\circ \quad c \quad 8c$$

INCORPORACION DE CORTANTE PARA VIGA 3 30X50 3-3 (0°)

$$R_n = a_{8n}$$

$$a_{9^{\circ}}$$

$$o_a$$

$$t^{\circ}$$

Peralte efectivo a tracción

$$c_{9n}^n$$

$$t_{naa}^{8n}$$

$$c_a$$

$$n_{9^{\circ}}$$

$$a_{9a}^{-} := {}^{8c}$$

Curvatura de fluencia

$$\begin{aligned} & a_{9n} \sqrt{c} \quad R_c \quad 6 \quad \backslash \quad o^{\circ} \quad a^{-} \\ n \quad & a_{9^{\circ}} \sqrt{c} \quad R_c \quad 6 \quad \backslash \quad a_{9^{\circ}}^{-} \\ & a_{9n} \sqrt{c} \quad R_c \quad 6 \end{aligned}$$

$$n \quad \backslash \quad n^{\circ} \quad 9^{-} :=$$

$$R_n \quad \backslash \quad c_{9n}^{\circ}$$

$$R_{t \cdot 9} := n$$

$$R_{o-9^{-}} =$$

$$o \quad \backslash \quad a_{9ant}^{8c}$$

$$- \quad \backslash \quad a_{9^{\circ}} = {}^{8c}$$

INCORPORACION DE CORTANTE PARA VIGA 3 30X50 3-3 (180°)

INCORPORACION DE CORTANTE PARA VIGA 3 40X60 2-2 (0°)

R	$n \vdash a$	$8n$

$a_9 \equiv$

ta

Peralte efectivo a tracción

can

tnaa	8 n

ca

$$n9 \equiv$$

$$a^9 a^\circ \dots \quad 8c$$

Curvatura de fluencia

$$\ln \sqrt{\frac{R}{c}} = \frac{6}{\gamma} \ln \frac{1}{9} = -$$

n	$a_{9^{\circ}}$	$\sqrt{c}$	R	c	6	$\backslash a_{9^{\circ}}$
	$a_{9^{\circ}}$	$\sqrt{c}$	R	c	6	

$$n \setminus \text{on9}^{\overline{=}} :=$$

$$R_n \setminus \text{c9tn}^\circ$$

$$R \dashv \vdash \text{na}.$$

$$R_{t-9} \equiv c$$

$$0 \quad \backslash \quad a9ac := \quad 8c$$

— \ a9atn 8c

INCORPORACION DE CORTANTE PARA VIGA 3 40X60 2-2 (180°)

$$R_n = \frac{M}{S_x}$$

$$a_9 =$$

$$t_a$$

$$^{\circ} c$$

Peralte efectivo a tracción

$$c_9 n$$

$$t_{naa} = \frac{M}{S_x}$$

$$c_a$$

$$n_9 =$$

$$a_{aa} = \frac{M}{S_x}$$

Curvatura de fluencia

$$a_9 n \sqrt{\frac{R}{c}} = \frac{M}{S_x} \quad \text{tt} \quad \frac{M}{S_x}$$

$$n \quad a_9^{\circ} \sqrt{\frac{R}{c}} = \frac{M}{S_x} \quad \text{tt} \quad \frac{M}{S_x}$$

$$n \quad \text{tt} \quad \frac{M}{S_x}$$

$$R_n \quad \text{tt} \quad c_9 n^{\circ}$$

$$R_{\text{cont}} =$$

$$R_{\text{to}9tt}$$

$$o \quad \text{tt} \quad \frac{M}{S_x} = \frac{M}{S_x}$$

$$- \quad \text{tt} \quad \frac{M}{S_x} = \frac{M}{S_x}$$

INCORPORACION DE CORTANTE PARA VIGA 3 40X60 4-4 (0°)

R	$n:\neg a$	$8n$

 $a_9 \equiv$

ta

○ ○

Peralte efectivo a tracción

can

tnaa	8 n

ca

$$n9 \equiv$$

a9a-ee. 8c

Curvatura de fluencia

$$\begin{array}{c}
 \begin{array}{ccccc}
 a_9 & \sqrt{c} & R & c & 6 \\
 & & & & \backslash t_9^- \\
 a_9 & \sqrt{c} & R & c & 6 \\
 n & & & & \backslash a_9^- \\
 a_9 & \sqrt{c} & R & c & 6
 \end{array}
 \end{array}$$

$$n \setminus \text{on9}^{\overline{=}} :=$$

$$R_n \setminus \text{c9tn}^\circ$$

$$R \dashv \vdash \text{na}.$$

$$R_{t-9} \equiv c$$

o	\	a9ac:4	8c

— \ a9at0 8c

INCORPORACION DE CORTANTE PARA VIGA 3 40X60 4-4 (180°)

INCORPORACION DE CORTANTE PARA VIGA 4 50X90 1-1 (0°)

$$R_n = \frac{M_n}{S_x}$$

$$a_9 =$$

$$\theta_a$$

$$:\frac{1}{2}$$

Peralte efectivo a tracción

$$c_{9n} =$$

$$t_{naa} = \frac{M_n}{S_x}$$

$$c_a$$

$$c_{n9} =$$

$$a_{9ao} = \frac{1}{2} \frac{M_n}{S_x}$$

Curvatura de fluencia

$$n \left(\frac{a_{9n}}{a_{9n}^0} \sqrt{\frac{R_c}{R_c^0}} \right)^6 \left(\frac{a_{9t}}{a_{9t}^0} \right)^6$$

$$n \left(\frac{a_{9n}}{a_{9n}^0} \sqrt{\frac{R_c}{R_c^0}} \right)^6 \left(\frac{a_{9t}}{a_{9t}^0} \right)^6$$

$$R_n \left(\frac{a_{9n}}{a_{9n}^0} \sqrt{\frac{R_c}{R_c^0}} \right)^6 \left(\frac{a_{9t}}{a_{9t}^0} \right)^6$$

$$R_n \left(\frac{a_{9n}}{a_{9n}^0} \sqrt{\frac{R_c}{R_c^0}} \right)^6 \left(\frac{a_{9t}}{a_{9t}^0} \right)^6$$

$$R_n \left(\frac{a_{9n}}{a_{9n}^0} \sqrt{\frac{R_c}{R_c^0}} \right)^6 \left(\frac{a_{9t}}{a_{9t}^0} \right)^6$$

$$o \left(\frac{a_{9n}}{a_{9n}^0} \sqrt{\frac{R_c}{R_c^0}} \right)^6 \left(\frac{a_{9t}}{a_{9t}^0} \right)^6$$

$$- \left(\frac{a_{9n}}{a_{9n}^0} \sqrt{\frac{R_c}{R_c^0}} \right)^6 \left(\frac{a_{9t}}{a_{9t}^0} \right)^6$$

INCORPORACION DE CORTANTE PARA VIGA 4 50X90 1-1 (180°)

$$R_n = a_{8n}$$

$$a_{90}$$

$$^{\circ} a$$

$$: \epsilon$$

Peralte efectivo a tracción

$$c_{9n}^n$$

$$t_{naa}^{8n}$$

$$ca$$

$$cn^{\circ} o$$

$$a_{9ao} \cdot \ominus^{8c}$$

Curvatura de fluencia

$$a_{9n} \sqrt[3]{c} \quad R_c \quad 6 \quad \backslash \quad \overline{90}^{\circ} n$$

$$n \quad a_{90}^{\circ} \sqrt[3]{c} \quad R_c \quad 6 \quad \backslash \quad a_{9t} \text{---}$$

$$a_{9n} \sqrt[3]{c} \quad R_c \quad 6$$

$$n \quad \backslash \quad ^{\circ} a_{9n}^{\circ} \cdot$$

$$R_n \quad \backslash \quad \overline{9n}^{\circ}$$

$$R_t := \overline{9} \quad \overline{t}$$

$$R_{oct9} = \text{---}$$

$$o \quad \backslash \quad a_{9acc} \cdot^{8c}$$

$$\text{---} \quad \backslash \quad a_{9an} :=^{8c}$$

INCORPORACION DE CORTANTE PARA VIGA 4 50X90 1-1 4TO PISO (0°)

$$R_n = \frac{8n}{a}$$

$$a \approx$$

$$a$$

$$a$$

Peralte efectivo a tracción

$$c \approx n$$

$$t \approx n$$

$$c \approx$$

$$c \approx$$

$$a \approx c$$

Curvatura de fluencia

$$n \approx \frac{R}{c} \approx \frac{6}{c}$$

$$n \approx \frac{R}{c}$$

$$R_n \approx \frac{R}{c}$$

$$R \approx \frac{R}{c}$$

$$R \approx \frac{R}{c}$$

$$o \approx \frac{R}{c}$$

$$- \approx \frac{R}{c}$$

INCORPORACION DE CORTANTE PARA VIGA 4 50X90 1-1 4TO PISO (180°)

$$R_n = \frac{8n}{a}$$

$$a = 90$$

$$\theta = a$$

$$\theta = 90$$

Peralte efectivo a tracción

$$c = \frac{n}{8}$$

$$t = \frac{8n}{a}$$

$$c = a$$

$$c = 90$$

$$a = \frac{8c}{\theta}$$

Curvatura de fluencia

$$a = \frac{R}{c} \sqrt{\frac{6}{\theta}}$$

$$n = \frac{a}{R} \sqrt{\frac{6}{\theta}} \quad \text{y} \quad a = \frac{R}{c} \sqrt{\frac{6}{\theta}}$$

$$n = \frac{a}{R} \sqrt{\frac{6}{\theta}}$$

$$R_n = \frac{a}{\theta}$$

$$R = \frac{a}{\theta}$$

$$R = \frac{a}{\theta}$$

$$\theta = \frac{a}{R}$$

$$\theta = \frac{a}{R}$$

INCORPORACION DE CORTANTE PARA VIGA 5 30X60 1-1 (0° Y 180°)

$$R_n = \frac{8n}{a}$$

$$a \approx 9^\circ$$

$$o a$$

$$^\circ c$$

Peralte efectivo a tracción

$$c \approx \frac{8n}{n}$$

$$t n a a \approx \frac{8n}{n}$$

$$c a$$

$$o \approx 9^\circ$$

$$a \approx \frac{8c}{n}$$

Curvatura de fluencia

$$n \approx \frac{R}{c} \approx \frac{6}{c} \approx \frac{6}{9^\circ} \approx 0.9^\circ$$

$$n \approx \frac{9n}{n} \approx 9n$$

$$R_n \approx \frac{9^\circ}{c}$$

$$R \approx \frac{9^\circ}{c}$$

$$R \approx \frac{9^\circ}{c}$$

$$o \approx \frac{9c}{8c}$$

$$- \approx \frac{9c}{8c}$$

INCORPORACION DE CORTANTE PARA VIGA 6 30X60 1-1 (0°)

$$R_n = \frac{8n}{a}$$

$$a = 9^\circ$$

$$o_a$$

$$o_o$$

Peralte efectivo a tracción

$$c = \frac{8n}{a}$$

$$t = \frac{8n}{a}$$

$$c_a$$

$$-a^\circ$$

$$a = \frac{8c}{a}$$

Curvatura de fluencia

$$n = \frac{a}{\sqrt{c}} \cdot \frac{R}{c} \cdot \frac{6}{a} \cdot \frac{1}{\tan 9^\circ}$$

$$n = \frac{1}{\tan 9^\circ}$$

$$R_n = \frac{1}{\tan 9^\circ}$$

$$R = \frac{1}{\tan 9^\circ}$$

$$R = \frac{1}{\tan 9^\circ}$$

$$o = \frac{1}{\tan 9^\circ} \cdot \frac{8c}{a}$$

$$- = \frac{1}{\tan 9^\circ} \cdot \frac{8c}{a}$$

INCORPORACION DE CORTANTE PARA VIGA 6 30X60 1-1 4TO PISO (0° Y 180°)

$R_n = \frac{8n}{a}$

$a \approx 9^\circ$

oa

$o \circ$

Peralte efectivo a tracción

$c \approx n$

$t \approx na$

ca

$o \approx 9^\circ$

$a \approx na \rightarrow a \approx 8^\circ c$

Curvatura de fluencia

$$\begin{aligned} a \approx n \sqrt{\frac{R}{c}} & \quad \frac{R}{c} = 6 \quad \backslash \quad t \approx n \approx \\ n \quad a \approx 9^\circ \sqrt{\frac{R}{c}} & \quad \frac{R}{c} = 6 \quad \backslash \quad a \approx 9^\circ o \approx \\ a \approx n \sqrt{\frac{R}{c}} & \quad \frac{R}{c} = 6 \end{aligned}$$

$n \quad \backslash \quad o \approx 9^\circ n$

$R_n \quad \backslash \quad c \approx 9^\circ$

$R \approx 9^\circ ann$

$R \approx 9^\circ 9^\circ$

$o \quad \backslash \quad a \approx na \approx 8^\circ c$

$- \quad \backslash \quad a \approx nt \approx 8^\circ c$

INCORPORACION DE CORTANTE PARA VIGA 6 30X60 1-1 (180°)

$R_n = a_{8n}$

a_{90}

oa

° c

Peralte efectivo a tracción

$c_{9n} = n$

$t_{naa} = 8n$

ca

-90°

$a_{90} = c_{8c}$

Curvatura de fluencia

$$\begin{aligned} & a_{9n} \sqrt{\frac{R}{c}} = \frac{6}{\sqrt{0.9^\circ n}} \\ & n \cdot a_{90} \sqrt{\frac{R}{c}} = \frac{6}{\sqrt{a_{90}^\circ}} \\ & a_{9n} \sqrt{\frac{R}{c}} = \frac{6}{\sqrt{a_{90}^\circ}} \end{aligned}$$

$$n \sqrt{\frac{R}{c}} = \frac{6}{\sqrt{a_{90}^\circ}}$$

$$R_n \sqrt{\frac{R}{c}} = \frac{6}{\sqrt{a_{90}^\circ}}$$

$$R_n \sqrt{\frac{R}{c}} = \frac{6}{\sqrt{a_{90}^\circ}}$$

$$R_n \sqrt{\frac{R}{c}} = \frac{6}{\sqrt{a_{90}^\circ}}$$

$$o \sqrt{\frac{R}{c}} = \frac{6}{\sqrt{a_{90}^\circ}}$$

$$- \sqrt{\frac{R}{c}} = \frac{6}{\sqrt{a_{90}^\circ}}$$

INCORPORACION DE CORTANTE PARA VIGA 6 30X60 2-2 4TO PISO (0°)

$$R_n = \frac{8n}{a}$$

$$a = 9^{\circ}$$

$$o a$$

$$o o$$

Peralte efectivo a tracción

$$c = \frac{8n}{a}$$

$$t = \frac{8n}{a}$$

$$c a$$

$$o g$$

$$a = \frac{8c}{a}$$

Curvatura de fluencia

$$n = \frac{a}{c} \sqrt{\frac{R}{c}} \quad \frac{R}{c} = \frac{6}{a} \quad \frac{R}{c} = \frac{6}{a}$$

$$n = \frac{a}{c} \sqrt{\frac{R}{c}}$$

$$R_n = \frac{c}{a}$$

$$R = \frac{a}{c}$$

$$R = \frac{a}{c}$$

$$o = \frac{a}{c} \sqrt{\frac{R}{c}}$$

$$- = \frac{a}{c} \sqrt{\frac{R}{c}}$$

INCORPORACION DE CORTANTE PARA VIGA 6 30X60 2-2 4TO PISO (180°)

$$R_n = \frac{8n}{a}$$

$$a \approx$$

$$oa$$

$$^{\circ}n$$

Peralte efectivo a tracción

$$c \approx n$$

$$tnaa \approx 8n$$

$$ca$$

$$o \approx$$

$$a \approx \frac{8c}{a}$$

Curvatura de fluencia

$$a \approx \sqrt{\frac{R}{c}} \quad \frac{6}{\text{ta} \approx \text{on}}$$

$$n \approx \sqrt{\frac{R}{c}} \quad \frac{6}{\text{a} \approx \text{o} \approx}$$

$$a \approx \sqrt{\frac{R}{c}} \quad \frac{6}{\text{a} \approx \text{o} \approx}$$

$$n \approx \text{a} \approx \text{at}$$

$$R_n \approx c \approx$$

$$R \approx a \approx o$$

$$R \approx n \approx oc$$

$$o \approx \text{a} \approx \text{c} \approx \frac{8c}{\text{a} \approx \text{o} \approx}$$

$$\text{a} \approx \text{a} \approx \text{o} \approx \frac{8c}{\text{a} \approx \text{o} \approx}$$

INCORPORACION DE CORTANTE PARA VIGA 6 30X60 4-4 (0° Y 180°)

$R_n = a_{8n}$

a_{90}

oa

° o

Peralte efectivo a tracción

$c_{9n} = n$

$t_{naa} = 8n$

ca

n_{9t}

$a_{na-tc} = 8c$

Curvatura de fluencia

$$n \begin{matrix} a_{90} \\ a_{90} \\ a_{90} \end{matrix} \sqrt{\frac{R}{c}} = \frac{6}{6} \quad \begin{matrix} \backslash t_{c9cc} \\ \backslash a_{90} \\ \backslash a_{90} \end{matrix}$$

$n \quad \backslash o_{a9t} =$

$R_n \quad \backslash c_{9b} =$

$R_{90} = 9 \quad \text{—}$

$R_{tc90} = \quad \text{—}$

o $\backslash a_{9ac} = 8c$

— $\backslash a_{9tt} = 8c$

INCORPORACION DE CORTANTE PARA VIGA 6 30X60 5-5 (0° Y 180°)

$$R_n = \frac{8n}{a}$$

$$a \approx$$

$$o a$$

$$o o$$

Peralte efectivo a tracción

$$c \approx n$$

$$t n a a \approx 8 n$$

$$c a$$

$$o g$$

$$a \approx c \approx 8 c$$

Curvatura de fluencia

$$\begin{aligned} & a \approx \sqrt{\frac{R}{c}} \approx 6 \quad \backslash \quad t n \approx \\ & n \quad a \approx \sqrt{\frac{R}{c}} \approx 6 \quad \backslash \quad a \approx o \approx \\ & a \approx \sqrt{\frac{R}{c}} \approx 6 \end{aligned}$$

$$n \quad \backslash \quad o c \approx$$

$$R_n \quad \backslash \quad c \approx$$

$$R \approx a n n$$

$$R \approx o \approx o$$

$$o \quad \backslash \quad a \approx c \approx 8 c$$

$$- \quad \backslash \quad a \approx t o \approx 8 c$$

INCORPORACION DE CORTANTE PARA VIGA 6 30X60 6-6 (0°)

$$R_n = \frac{8n}{a}$$

$$a \approx 9^\circ$$

$$o a$$

$$o o$$

Peralte efectivo a tracción

$$c \approx n$$

$$t n a a \approx 8 n$$

$$c a$$

$$o g$$

$$a \approx a \approx 8 c$$

Curvatura de fluencia

$$\begin{aligned} & a \approx \sqrt{\frac{R}{c}} \approx 6 \quad \backslash \quad t n \approx \\ & n \quad a \approx \sqrt{\frac{R}{c}} \approx 6 \quad \backslash \quad a \approx o := \\ & a \approx \sqrt{\frac{R}{c}} \approx 6 \end{aligned}$$

$$n \quad \backslash \quad o c \approx$$

$$R_n \quad \backslash \quad c \approx$$

$$R \approx a \approx$$

$$R \approx o \approx$$

$$o \quad \backslash \quad a \approx c \approx 8 c$$

$$- \quad \backslash \quad a \approx t n \approx 8 c$$

INCORPORACION DE CORTANTE PARA VIGA 6 30X60 6-6 (180°)

$R_n = a_{8n}$

a_{90}

oa

° n

Peralte efectivo a tracción

$c_{9n} = n$

$t_{naa} = 8n$

ca

o θ

$a_{aa-n-o} = 8c$

Curvatura de fluencia

$$n \begin{matrix} a_{90} \\ a_{90} \\ a_{90} \end{matrix} \sqrt{\frac{R_c}{6}} \quad \begin{matrix} R_c \\ R_c \\ R_c \end{matrix} \quad \begin{matrix} 6 \\ 6 \\ 6 \end{matrix} \quad \begin{matrix} \backslash \text{ta} \theta \text{ on} \\ \backslash a_{90} := \end{matrix}$$

$n \quad \backslash \text{n} \cdot 9 \text{ at}$

$R_n \quad \backslash c_{90}$

R_{a90}

R_{n90c}

o $\backslash a_{90c} = 8c$

— $\backslash a_{90t} = 8c$

INCORPORACION DE CORTANTE PARA VIGA 6 40X60 2-2 (0°)

INCORPORACION DE CORTANTE PARA VIGA 6 40X60 2-2 (180°)

$$R_n = \frac{8n}{a}$$

$$a \approx$$

$$t a$$

$$^{\circ} n$$

Peralte efectivo a tracción

$$c \approx n$$

$$t n a a \approx 8 n$$

$$c a$$

$$o g$$

$$a n a c n \approx 8 c$$

Curvatura de fluencia

$$a n \sqrt{\frac{R}{c}} \approx \frac{6}{t^{\circ} n^{\circ}}$$

$$n \sqrt{\frac{R}{c}} \approx \frac{6}{a n^{\circ}} \sqrt{\frac{R}{c}} \approx \frac{6}{a n^{\circ}}$$

$$n \approx \frac{1}{o c n^{\circ}}$$

$$R_n \approx c \bar{g}^{\circ}$$

$$R \cdot g \cdot$$

$$R^{\circ} t g \cdot :=$$

$$o \approx \frac{1}{a n c^{\circ}} \approx 8 c$$

$$\approx \frac{1}{a n t o} \approx 8 c$$

INCORPORACION DE CORTANTE PARA VIGA 7 30X60 1-1 (0° Y 180°)

$R_n := a_{8n}$

$a_{9^{\circ}}$

oa

° °

Peralte efectivo a tracción

c_{9n}^n

t_{naa}^{8n}

ca

o 9°

a_{aa-n}^{8c}

Curvatura de fluencia

$$\begin{array}{l} a_{9n} \sqrt{\frac{R}{c}} \quad 6 \quad \backslash \quad t_{n9} = \\ n \quad a_{9^{\circ}} \sqrt{\frac{R}{c}} \quad 6 \quad \backslash \quad a_{9^{\circ}} = \\ a_{9n} \sqrt{\frac{R}{c}} \quad 6 \end{array}$$

$n \quad \backslash \quad o_{c9-n}$

$R_n \quad \backslash \quad c_{9^{\circ}}$

R_{c9-a}

$R_{^{\circ}n9} :=$

o $\backslash \quad a_{ac} := \quad 8c$

$- \quad \backslash \quad a_{att} \quad 8c$

INCORPORACION DE CORTANTE PARA VIGA 7 30X60 4-4 (0°)

$R_{n:a}^{8n}$

$a9^{\circ}$

oa

$^{\circ}$

Peralte efectivo a tracción

$c9n^n$

$tnaa^{8n}$

ca

-9^-

$a9a-c-n^{8c}$

Curvatura de fluencia

$$\begin{matrix} a9n \sqrt{c} & R & c & 6 & \backslash & tn9^- \\ n & a9^{\circ} \sqrt{c} & R & c & 6 & \backslash & a9^-o:= \\ & a9n \sqrt{c} & R & c & 6 & \end{matrix}$$

$n \backslash oc9n-$

$R_n \backslash o9^{\circ}$

$R_{cto9-et}$

$R_{ca^{\circ}9^{\circ}}---$

$o \backslash a9ac:=^{8c}$

$- \backslash a9ato^{8c}$

INCORPORACION DE CORTANTE PARA VIGA 7 30X60 4-4 (180°)

$R_n = \frac{8n}{a}$

$a_9 =$

oa

$^{\circ}n$ Peralte efectivo a tracción

c_9n n

t_{naa} $8n$

ca

$-9-$

$a_{na} - t_{oc}$ $8c$ Curvatura de fluencia

$$\begin{aligned} & a_9 \sqrt{\frac{R}{c}} \quad c \quad 6 \quad \backslash \quad ta_9 \quad on \\ n \quad & a_9^{\circ} \sqrt{\frac{R}{c}} \quad c \quad 6 \quad \backslash \quad a_9^{\circ} := \\ & a_9 \sqrt{\frac{R}{c}} \quad c \quad 6 \end{aligned}$$

n $\backslash \quad n \cdot 9 \quad at$

$R_n \backslash \quad o_9^{\circ}$

$R_{co^{\circ}9} := \epsilon$

$R_{caa_9} =$

$o \quad \backslash \quad a_{ac} \cdot o \quad 8c$

$- \quad \backslash \quad a_{at}^{\circ} \quad 8c$

INCORPORACION DE CORTANTE PARA VIGA 7 30X60 6-6 (0°)

$R_n = a_{8n}$

$a_{9^{\circ}}$

oa

$^{\circ}$

Peralte efectivo a tracción

c_{9n}^n

t_{naa}^{8n}

ca

$o_{9^{\circ}}$

a_{9a-n}^{8c}

Curvatura de fluencia

$$\begin{matrix} a_{9n} \sqrt{c} & R & c & 6 & \backslash & t_{n9}^- \\ n & a_{9^{\circ}} \sqrt{c} & R & c & 6 & \backslash & a_{9^{\circ}}^- \\ & a_{9n} \sqrt{c} & R & c & 6 & \end{matrix}$$

$n \backslash oc_{9n}$

$R_n \backslash c_{9^{\circ}}$

$R_{:t9}$

R_{-n9}^-

$o \backslash a_{9c}^{8c}$

$- \backslash a_{9tt}^{8c}$

INCORPORACION DE CORTANTE PARA VIGA 7 30X60 6-6 (180°)

$$R_n = a_{8n}$$

$$a_9 =$$

$$o_a$$

$$^{\circ}c$$

Peralte efectivo a tracción

$$c_9 n$$

$$t_{naa} \quad 8n$$

$$c_a$$

$$o_9^{\circ}$$

$$a_{9a} = o_n \quad 8c$$

Curvatura de fluencia

$$a_9 \sqrt{c} \quad R_c \quad 6 \quad \backslash \quad o \cdot 9^{\circ} n$$

$$n \quad a_9^{\circ} \sqrt{c} \quad R_c \quad 6 \quad \backslash \quad a_9^{\circ} =$$

$$a_9 \sqrt{c} \quad R_c \quad 6$$

$$n \quad \backslash \quad n \cdot 9n =$$

$$R_n \quad \backslash \quad c_9^{\circ}$$

$$R_{cc} = 9$$

$$R_{nt} = 9^{\circ}$$

$$o \quad \backslash \quad a_{9c} \cdot c \quad 8c$$

$$- \quad \backslash \quad a_{9tt} \quad 8c$$

INCORPORACION DE CORTANTE PARA VIGA 7 40X60 2-2 (0°)

$$R_n = \frac{8n}{a}$$

$$a = 9^\circ$$

$$t = a$$

$$o = o$$

Peralte efectivo a tracción

$$c = 9n$$

$$t = na$$

$$c = a$$

$$-9^\circ$$

$$a = 9a^\circ \cdot o = 8c$$

Curvatura de fluencia

$$n = \frac{a}{9} \sqrt{\frac{R}{c}} \quad \frac{R}{c} = 6 \quad \backslash \quad t = 9 = \frac{a}{9}$$

$$n = \frac{a}{9} \sqrt{\frac{R}{c}} \quad \backslash \quad on = 9 = \frac{a}{9}$$

$$R_n = \frac{a}{9} \sqrt{\frac{R}{c}}$$

$$R_{ctt} = 9^\circ$$

$$R_{ctt} = 9^\circ$$

$$o = \frac{a}{9} \sqrt{\frac{R}{c}} \quad \backslash \quad a = 9c$$

$$- = \frac{a}{9} \sqrt{\frac{R}{c}} \quad \backslash \quad a = 9c$$

INCORPORACION DE CORTANTE PARA VIGA 7 40X60 2-2 4TO PISO (0°)

$$R_n = \frac{8n}{a}$$

$$a = 9 \text{ m}$$

$$t = 0.001 \text{ m}$$

$$o = 0.001 \text{ m}$$

Peralte efectivo a tracción

$$c = 9n$$

$$t = 0.001 \text{ m}$$

$$c = 0.001 \text{ m}$$

$$o = 0.001 \text{ m}$$

$$a = 9n \cdot o = 8c$$

Curvatura de fluencia

$$n = \frac{a}{c} \sqrt{\frac{R}{c}} = \frac{6}{c} \sqrt{\frac{R}{c}}$$

$$n = \frac{a}{c} \sqrt{\frac{R}{c}} = \frac{6}{c} \sqrt{\frac{R}{c}}$$

$$n = \frac{a}{c} \sqrt{\frac{R}{c}} = \frac{6}{c} \sqrt{\frac{R}{c}}$$

$$n = \frac{a}{c} \sqrt{\frac{R}{c}} = \frac{6}{c} \sqrt{\frac{R}{c}}$$

$$R_n = \frac{8n}{a}$$

$$R = \frac{8n}{a}$$

$$R = \frac{8n}{a}$$

$$o = \frac{8n}{a} \cdot c = 8c$$

$$o = \frac{8n}{a} \cdot c = 8c$$

INCORPORACION DE CORTANTE PARA VIGA 7 40X60 2-2 4TO PISO (180°)

$$R_n = \frac{8n}{a}$$

$$a = 9^\circ$$

$$t = a$$

$$^\circ c$$

Peralte efectivo a tracción

$$c = \frac{8n}{n}$$

$$t = \frac{naa}{8n}$$

$$ca$$

$$o = 9^\circ$$

$$a = \frac{na - o}{8c}$$

Curvatura de fluencia

$$a = \frac{R}{c} \sqrt{\frac{R}{c}} \quad \text{tt} = 9^\circ$$

$$n = \frac{a}{a} \sqrt{\frac{R}{c}} \quad \text{a} = 9^\circ$$

$$n = \frac{a}{a} \sqrt{\frac{R}{c}} \quad \text{oa} = 9^\circ$$

$$R_n = \frac{c}{9^\circ}$$

$$R = \frac{9}{9}$$

$$R = \frac{a}{a} \frac{c}{c}$$

$$o = \frac{a}{a} \frac{c}{c}$$

$$- = \frac{a}{a} \frac{t}{t} \frac{c}{c}$$

INCORPORACION DE CORTANTE PARA VIGA 7 40X60 2-2 (180°)

INCORPORACION DE CORTANTE EN COLUMNA C-1 (0° Y 180°)

$$f'c = 280 \text{ kgf cm}^{-2}$$

$$\phi_r = 0.85$$

$$b = 0 \text{ cm}$$

$$d'' = 29.5 \text{ cm} \quad \text{Longitud de núcleo de concreto confinado}$$

$$A_g = 6400 \text{ cm}^2$$

$$A_v = 0.71 \text{ cm}^2$$

$$A_{vt} = 6 A_v = 4.26 \text{ cm}^2 \quad \text{Área de acero transversal en la dirección de análisis}$$

$$f_{vy} = 4200 \text{ kgf cm}^{-2}$$

$$s = 10 \text{ cm}$$

$$L = 3.80 \text{ m}$$

$$\phi_y = 0.006475 \text{ m}^{-1} \quad \text{Curvatura de fluencia}$$

$$N = 1 \text{ tonnef}$$

$$\alpha = 0$$

$$V_{\max} = \phi_r = 0.85 \cdot 0.29 \sqrt{\frac{f'c}{1 \text{ MPa}}} = 1 \text{ MPa} \cdot 0.8 \cdot A_g \cdot \frac{A_{vt} \cdot f_{vy} \cdot d''}{s} \cot 30^\circ = 8 N \tan 30^\circ = 123.373 \text{ tonnef}$$

$$R_{\theta V2} = \frac{0.1 \sqrt{\frac{f'c}{1 \text{ MPa}}} = 1 \text{ MPa} \cdot 0.8 \cdot A_g \cdot \frac{A_{vt} \cdot f_{vy} \cdot d''}{s} \cot 30^\circ = 8 N \tan 30^\circ}{0.29 \sqrt{\frac{f'c}{1 \text{ MPa}}} = 1 \text{ MPa} \cdot 0.8 \cdot A_g \cdot \frac{A_{vt} \cdot f_{vy} \cdot d''}{s} \cot 30^\circ = 8 N \tan 30^\circ} = 0.696$$

$$V_{\min} = R_{\theta V2} \cdot V_{\max} = 85.817 \text{ tonnef}$$

$$L' = \frac{L}{2} = 1.9 \text{ m}$$

$$M_{\max} = V_{\max} \cdot L' = 234.409 \text{ tonnef m}$$

$$M_{\min} = V_{\min} \cdot L' = 163.053 \text{ tonnef m}$$

$$\phi_{\max} = 3 \cdot \phi_y = 0.0194 \text{ m}^{-1}$$

$$\phi_{\min} = 7 \cdot \phi_y = 0.045 \text{ m}^{-1}$$

INCORPORACION DE CORTANTE EN COLUMNA C-1 (90° Y 270°)

$$f'c = 280 \text{ kgf cm}^{82}$$

$$\phi_r = 0.85$$

$$b = 0 \text{ cm}$$

$$d'' = 110 \text{ cm} \quad \text{Longitud de núcleo de concreto confinado}$$

$$A_g = 6400 \text{ cm}^2$$

$$A_v = 0.71 \text{ cm}^2$$

$$A_{vt} = 4 A_v = 2.84 \text{ cm}^2 \quad \text{Área de acero transversal en la dirección de análisis}$$

$$f_{vy} = 4200 \text{ kgf cm}^{82}$$

$$s = 10 \text{ cm}$$

$$L = 3.80 \text{ m}$$

$$\phi_y = 0.004058 \text{ m}^{81} \quad \text{Curvatura de fluencia}$$

$$N = 1 \text{ tonnef}$$

$$\alpha = 0$$

$$V_{\max} = \phi_r \cdot 0.85 \cdot 0.29 \sqrt{\frac{f'c}{1 \text{ MPa}}} \cdot 1 \text{ MPa} \cdot 0.8 \cdot A_g \cdot 6 \frac{A_{vt} \cdot f_{vy} \cdot d''}{s} \cot 30^\circ - 8 N \tan 30^\circ = 221.517 \text{ tonnef}$$

$$R_{\theta V2} = \frac{0.1 \sqrt{\frac{f'c}{1 \text{ MPa}}} \cdot 1 \text{ MPa} \cdot 0.8 \cdot A_g \cdot 6 \frac{A_{vt} \cdot f_{vy} \cdot d''}{s} \cot 30^\circ - 8 N \tan 30^\circ}{0.29 \sqrt{\frac{f'c}{1 \text{ MPa}}} \cdot 1 \text{ MPa} \cdot 0.8 \cdot A_g \cdot 6 \frac{A_{vt} \cdot f_{vy} \cdot d''}{s} \cot 30^\circ - 8 N \tan 30^\circ} = 0.83$$

$$V_{\min} = R_{\theta V2} \cdot V_{\max} = 183.961 \text{ tonnef}$$

$$L' = \frac{L}{2} = 1.9 \text{ m}$$

$$M_{\max} = V_{\max} \cdot L' = 420.882 \text{ tonnef m}$$

$$M_{\min} = V_{\min} \cdot L' = 349.526 \text{ tonnef m}$$

$$\phi_{\max} = 3 \cdot \phi_y = 0.0122 \text{ m}^{81}$$

$$\phi_{\min} = 7 \cdot \phi_y = 0.028 \text{ m}^{81}$$

INCORPORACION DE CORTANTE EN COLUMNA C-5 (0°, 90°, 180° Y 270°)

$$R_n = \frac{8n}{a}$$

$$a = 9^\circ$$

$$a$$

$$R_c = \text{Longitud de núcleo de concreto confinado}$$

$$o = \frac{a}{n}$$

$$a = \frac{c}{n}$$

$$t = \frac{n}{n} \quad \text{Área de acero transversal en la dirección de análisis}$$

$$t = \frac{a}{n}$$

$$c$$

$$o = \frac{a}{n}$$

$$a = \frac{t}{o} \quad \text{Curvatura de fluencia}$$

$$c$$

$$a$$

$$a = \frac{a}{n} \cdot \sqrt{\frac{R_c}{a}} \quad a = \frac{6}{n} \quad R_c = \frac{30a}{48} \quad \frac{3}{4} \cdot \frac{a}{n} = \frac{a}{n}$$

$$n = \frac{a}{n} \cdot \sqrt{\frac{R_c}{a}} \quad a = \frac{6}{n} \quad R_c = \frac{30a}{48} \quad \frac{3}{4} \cdot \frac{a}{n} = \frac{a}{n}$$

$$n = \frac{a}{n} \cdot \sqrt{\frac{R_c}{a}}$$

$$R_n = \frac{c}{n}$$

$$R_n = \frac{a}{n}$$

$$R_c = \frac{a}{n}$$

$$o = \frac{a}{n} \cdot \sqrt{\frac{R_c}{a}}$$

$$a = \frac{a}{n} \cdot \sqrt{\frac{R_c}{a}}$$

INCORPORACION DE CORTANTE EN COLUMNA C-12' (0° Y 180°)

INCORPORACION DE CORTANTE EN COLUMNA C-12' (90° Y 270°)

$R_n = \frac{8n}{a}$

$a = 9'$

a

R_{oc} Longitud de núcleo de concreto confinado

$n = \frac{naaa}{a}$

$a = \frac{c}{n}$

$t = \frac{n}{n} \rightarrow$ Área de acero transversal en la dirección de análisis

$t = \frac{naa}{8n}$

ca

$o = a$

$a = \frac{na \cdot t}{8c}$ Curvatura de fluencia

c

a

$a = \frac{a}{n} \cdot \sqrt{\frac{R_c}{a = 6}} \cdot \frac{R_{oc}}{30a \cdot 48} \cdot \frac{3}{4} \cdot \frac{1}{a} =$

$n \cdot \frac{a}{n} \cdot \sqrt{\frac{R_c}{a = 6}} \cdot \frac{R_{oc}}{30a \cdot 48} \cdot \frac{3}{4} \cdot \frac{1}{a} =$

$n \cdot \frac{1}{n} \cdot \frac{1}{n} =$

$R_n \cdot \frac{1}{n} =$

$R_c \cdot \frac{1}{n} =$

$R_c \cdot \frac{1}{n} =$

$o = \frac{a}{n} \cdot \frac{1}{n} =$

$- = \frac{a}{n} \cdot \frac{1}{n} =$

DIAGRAMA MOMENTO CURVATURA DE LA VIGA V-1 30CMX60CM

MOMENT CURVATURE (M-f) GRAPH - Kgf, cm, C

Axial Load = 0

Moment Angle = 0 AND 180

Results For Exact-Integration

fy(Initial) = 6.091E-05

My = 4865458

fmax = 3.100E-03

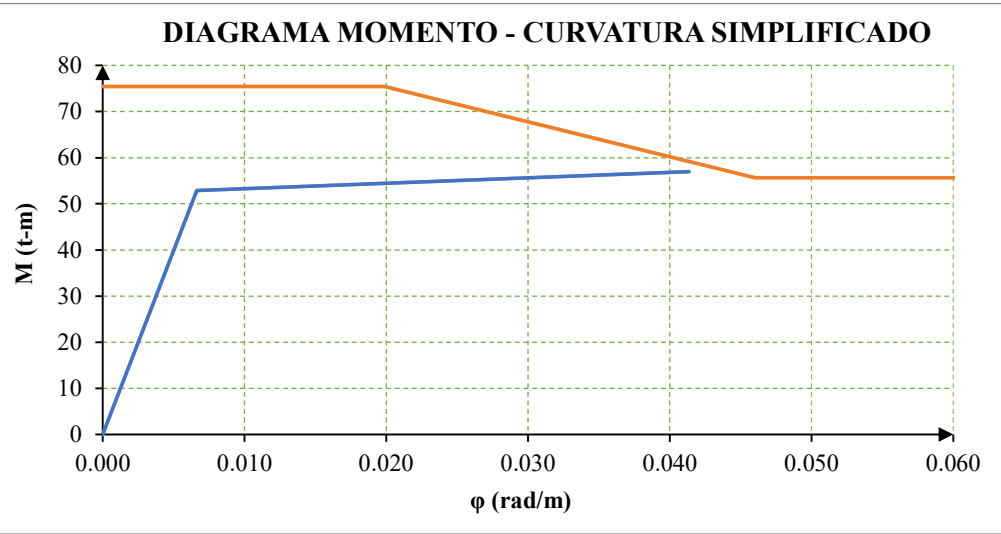
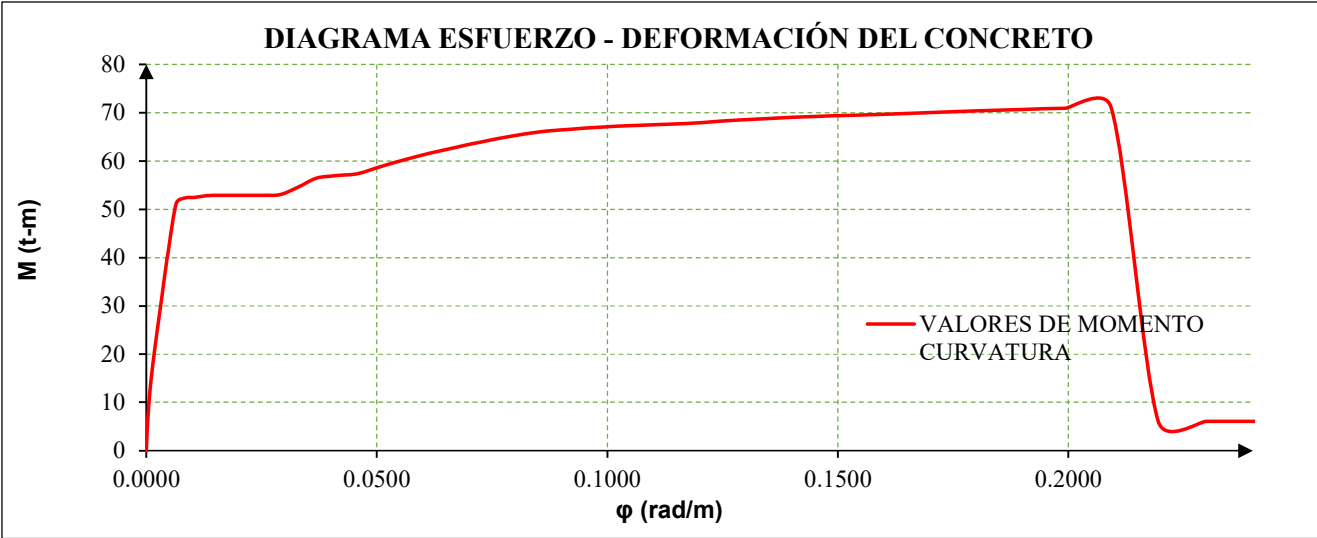
Mmax = 624044

fconcrete = 3.564E-04

Mconcrete = 5584923

fsteel = 2.095E-03

Msteel = 6947075



kgf-cm											T-m	
Concrete Str	Neutral Axis	Steel Strain	Tendon Str	Concrete Cc	Steel Comp	Steel Tensid	Prestress Fo	Net Force	Curvature	Moment	Curvature	Moment
0.0000000	0	0.000000	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
-0.0001425	0.7204	0.000120	0	-395.1239	-5382	5765.2088	0	-12.0072	4.87E-06	881826	4.87E-04	8.81826
-0.0003095	4.5643	0.000348	0	-6069	-11025	17090	0	-3.7825	1.22E-05	1598261	0.001217	15.98261
-0.0005021	7.0747	0.000681	0	-16963	-16987	33910	0	-40.0303	2.19E-05	2336922	0.00219	23.36922
-0.0007333	8.4755	0.001106	0	-31561	-23945	55483	0	-22.1236	3.41E-05	3201414	0.003407	32.01414
-0.0010100	9.2545	0.001618	0	-48861	-32236	81083	0	-13.7223	4.87E-05	4190363	0.004867	41.90363
-0.0013160	9.9748	0.002232	0	-65597	-41057	106649	0	-5.0859	6.57E-05	5129803	0.00657	51.29803
-0.0015280	12.0588	0.003071	0	-68444	-43999	112438	0	-5.3287	8.52E-05	5236859	0.008516	52.36859
-0.0017360	13.7882	0.004046	0	-69121	-45690	114790	0	-21.4469	1.07E-04	5247139	0.01071	52.47139
-0.0019640	15.0532	0.005131	0	-69846	-47436	117268	0	-13.8565	1.31E-04	5283718	0.01314	52.83718
-0.0021970	16.1104	0.006344	0	-69495	-48409	117871	0	-32.4343	1.58E-04	5290852	0.01582	52.90852
-0.0024440	16.9567	0.007674	0	-68775	-49105	117871	0	-9.1415	1.87E-04	5288233	0.01874	52.88233
-0.0027110	17.6208	0.009115	0	-68038	-49837	117871	0	-4.4759	2.19E-04	5288834	0.0219	52.88834
-0.0029980	18.1524	0.010700	0	-67290	-50598	117871	0	-17.1025	2.53E-04	5291723	0.02531	52.91723
-0.0033070	18.5781	0.012300	0	-66583	-51476	118019	0	-40.869	2.90E-04	5302990	0.02896	53.0299
-0.0036830	18.7872	0.014100	0	-66771	-54495	121259	0	-7.0211	3.29E-04	5453779	0.03285	54.53779
-0.0041530	18.7722	0.015800	0	-64973	-61171	126183	0	38.4925	3.70E-04	5648159	0.03699	56.48159
-0.0049680	17.9899	0.017400	0	-57169	-72905	130070	0	-5.0615	0.0004137	5698078	0.04137	56.98078
-0.0059140	17.1399	0.018900	0	-51566	-82002	133576	0	7.9339	0.0004599	5741458	0.04599	57.41458
-0.0066380	16.948	0.020800	0	-51617	-85912	137527	0	-2.1675	0.0005086	5886291	0.05086	58.86291
-0.0073870	16.8	0.022800	0	-51450	-89812	141252	0	-10.0274	0.0005597	6025009	0.05597	60.25009
-0.0081610	16.6901	0.025000	0	-51105	-93661	144754	0	-11.2014	0.0006132	6156942	0.06132	61.56942
-0.0089590	16.6109	0.027200	0	-50625	-97395	148028	0	7.554	0.0006692	6281031	0.06692	62.81031
-0.0097880	16.546	0.029500	0	-50098	-100984	151074	0	-8.3475	0.0007276	6397363	0.07276	63.97363
-0.0106000	16.4978	0.031900	0	-49514	-104585	154068	0	-31.1953	0.0007884	6508628	0.07884	65.08628
-0.0117000	16.2842	0.034300	0	-49749	-107032	156746	0	-35.3531	0.0008516	6601880	0.08516	66.0188
-0.0131000	15.6676	0.036400	0	-51721	-107032	158751	0	-2.9218	0.0009173	6658979	0.09173	66.58979
-0.0148000	15.0188	0.038500	0	-53517	-107032	160518	0	-30.3071	0.0009855	6705041	0.09855	67.05041
-0.0165000	14.3388	0.040500	0	-55062	-107032	162070	0	-24.8211	0.001056	6738715	0.1056	67.38715
-0.0185000	13.6145	0.042500	0	-56326	-107084	163404	0	-5.3555	0.001129	6760019	0.1129	67.60019
-0.0203000	13.1144	0.044700	0	-56425	-108421	164813	0	-33.1274	0.001204	6797335	0.1204	67.97335

INCORPORACIÓN DEL CORTANTE EN EL DIAGRAMA M-φ

LONGITUD =3.98m

φ (rad/m)	M (t-m)
0	75.462
0.0199	75.462
0.046	55.674
0.08	55.674

CONSTRUCCIÓN DE LA BILINEAL

	rad/cm	rad/m
M'y	4865458	48.65458
φ'y	0.000061	0.006091
Maci(ec=0.003)	5291795.9	52.917959
φy		0.006625

φ (rad/m)	M (t-m)
0	0
0.006625	52.917959
0.04137	56.98078

DIAGRAMA MOMENTO CURVATURA DE LA VIGA V-1 30CMX60CM

MOMENT CURVATURE (M-f) GRAPH - Kgf, cm, C

Axial Load = 0

Moment Angle = 0 AND 180

Results For Exact-Integration

fy(Initial) = 6.091E-05

My = 4865458

fmax = 3.100E-03

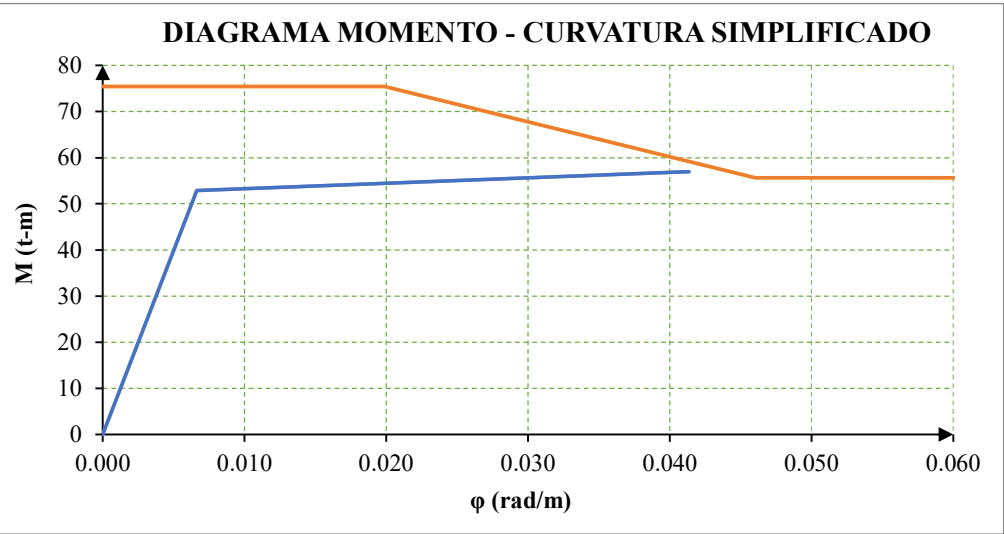
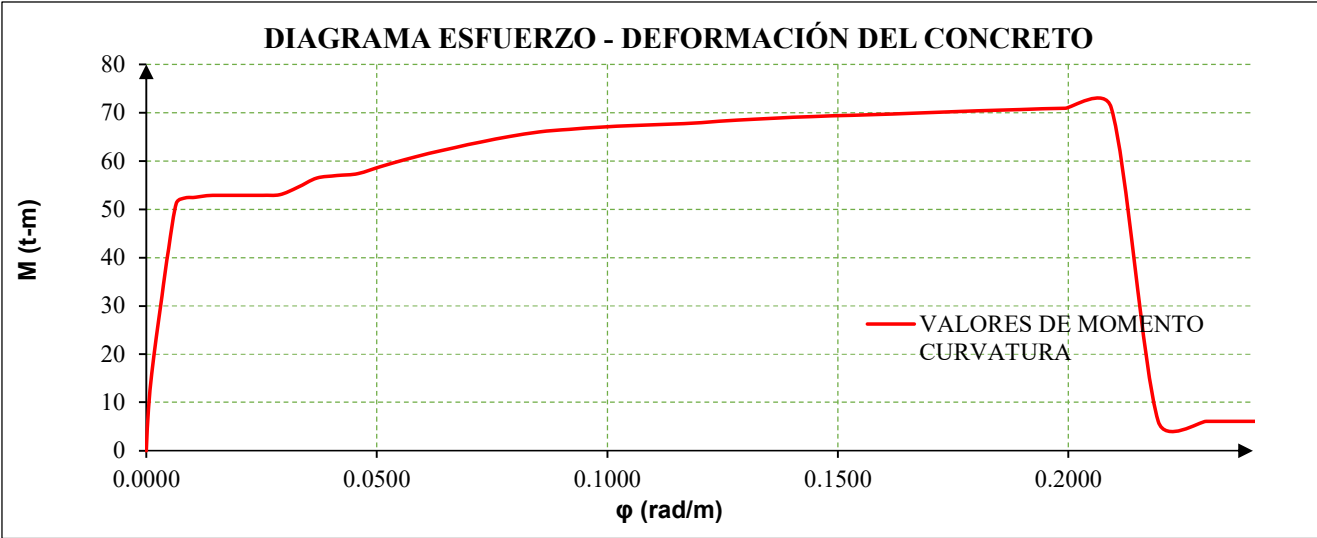
Mmax = 624044

fconcrete = 3.564E-04

Mconcrete = 5584923

fsteel = 2.095E-03

Msteel = 6947075



kgf-cm											T-m	
Concrete Str	Neutral Axis	Steel Strain	Tendon Str	Concrete Cc	Steel Comp	Steel Tensid	Prestress Fo	Net Force	Curvature	Moment	Curvature	Moment
-0.0220000	12.8232	0.047200	0	-55628	-110662	166281	0	-9.7629	0.001282	6847238	0.1282	68.47238
-0.0238000	12.5039	0.049700	0	-54677	-112915	167558	0	-33.929	0.001363	6889181	0.1363	68.89181
-0.0258000	12.1513	0.052300	0	-53534	-115156	168661	0	-29.4975	0.001445	6921854	0.1445	69.21854
-0.0279000	11.7765	0.054800	0	-52242	-117380	169604	0	-17.7694	0.001531	6947514	0.1531	69.47514
-0.0300000	11.4903	0.057400	0	-50972	-119480	170499	0	46.9646	0.001618	6974815	0.1618	69.74815
-0.0319000	11.3236	0.060300	0	-49485	-121908	171358	0	-35.5603	0.001708	7007348	0.1708	70.07348
-0.0337000	11.2733	0.063500	0	-47912	-124257	172167	0	-2.4158	0.001801	7039305	0.1801	70.39305
-0.0355000	11.2505	0.066800	0	-46433	-126427	172851	0	-8.5186	0.001896	7068268	0.1896	70.68268
-0.0373000	11.264	0.070300	0	-45020	-128375	173418	0	23.2271	0.001993	7092925	0.1993	70.92925
-0.0393000	11.1997	0.073700	0	-43259	-130555	173807	0	-6.5019	0.002093	7106346	0.2093	71.06346
-0.0147000	23.3241	0.103900	0	-12467	-46256	58727	0	3.661	0.002195	608046	0.2195	6.08046
-0.0153000	23.3502	0.108900	0	-12194	-46589	58807	0	23.7192	0.002299	609288	0.2299	6.09288
-0.0159000	23.3749	0.114000	0	-11932	-46900	58876	0	42.6856	0.002407	610300	0.2407	6.103
-0.0166000	23.3973	0.119300	0	-11685	-47283	58933	0	-34.3486	0.002516	613351	0.2516	6.13351
-0.0173000	23.4197	0.124600	0	-11443	-47550	59003	0	10.3956	0.002628	613362	0.2628	6.13362
-0.0180000	23.4401	0.130100	0	-11211	-47875	59100	0	13.6461	0.002742	614309	0.2742	6.14309
-0.0187000	23.4553	0.135700	0	-10995	-48559	59584	0	29.5871	0.002859	616685	0.2859	6.16685
-0.0195000	23.4661	0.141400	0	-10791	-49515	60325	0	19.6162	0.002978	620773	0.2978	6.20773
-0.0202000	23.4771	0.147200	0	-10593	-50411	61035	0	30.4406	0.0031	624044	0.31	6.24044

DIAGRAMA MOMENTO CURVATURA DE LA VIGA V-2 30CMX40CM

MOMENT CURVATURE (M-f) GRAPH - Kgf, cm, C

Axial Load = 0

Moment Angle = 0

Results For Exact-Integration

fy(Initial) = 8.564E-05

My = 932274

fmax = 5.314E-03

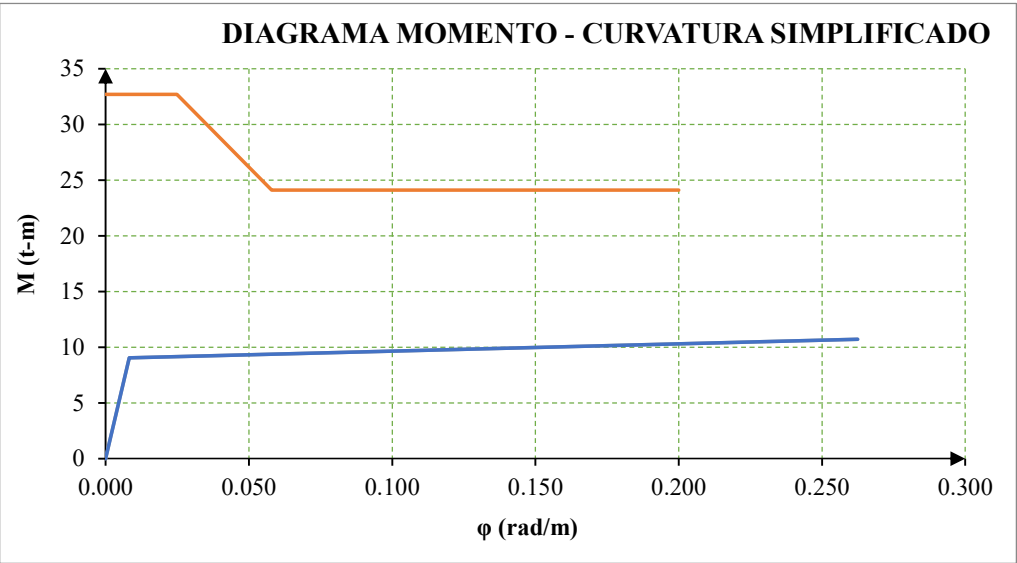
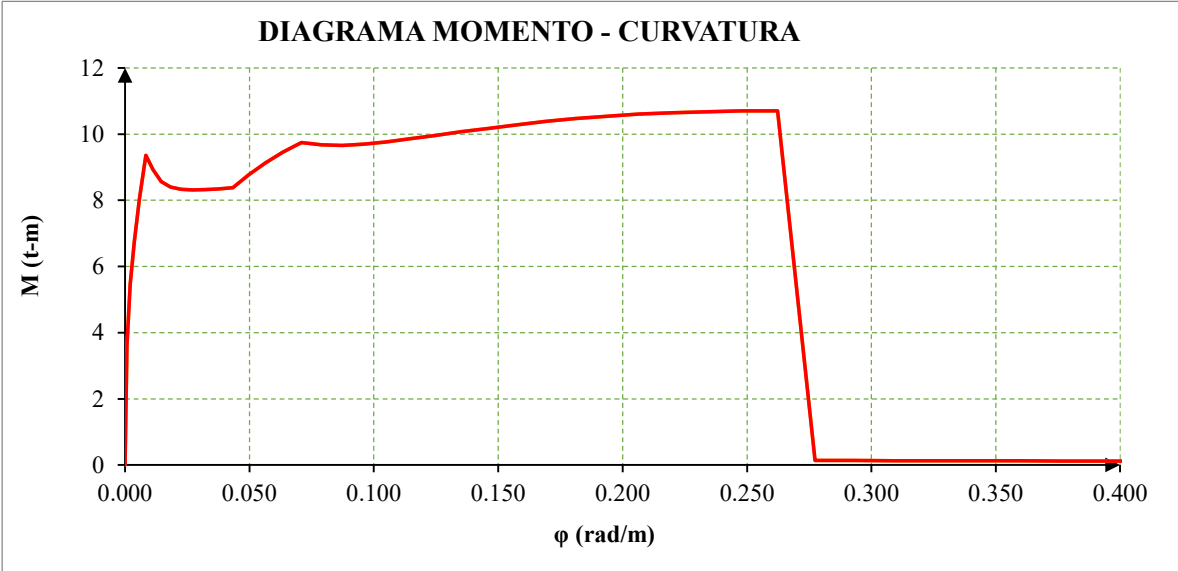
Mmax = 10706

fconcrete = 7.135E-04

Mconcrete = 974092

fsteel = 2.678E-03

Msteel = 691006



kgf-cm											T-m	
Concrete Str	Neutral Axi	Steel Strain	Tendon Stra	Concrete Cc	Steel Comp	Steel Tensio	Prestress Fo	Net Force	Curvature	Moment	Curvature	Moment
0.0000000	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
-0.0001565	1.2402	1.27E-04	0	-650.4179	-2213	1555.8452	0	-1308	8.34E-06	362843	0.0008343	3.62843
-0.0003157	4.8636	3.93E-04	0	-869.9222	-3961	4814.3872	0	-16.8948	2.09E-05	546214	0.002086	5.46214
-0.0004769	7.2963	8.00E-04	0	-4559	-5232	9784.2283	0	-6.7923	3.75E-05	675684	0.003754	6.75684
-0.0006518	8.8396	1.33E-03	0	-10061	-6265	16323	0	-2.217	5.84E-05	804925	0.00584	8.04925
-0.0008426	9.9	1.99E-03	0	-16898	-7111	23981	0	-27.4024	8.34E-05	935502	0.008343	9.35502
-0.0009709	11.3791	2.86E-03	0	-19074	-6136	25200	0	-9.9394	1.13E-04	892897	0.01126	8.92897
-0.0011020	12.4489	3.86E-03	0	-20513	-4708	25200	0	-20.448	1.46E-04	856726	0.0146	8.56726
-0.0012520	13.1774	4.99E-03	0	-22076	-3139	25200	0	-15.0931	1.84E-04	840003	0.01835	8.40003
-0.0014220	13.6882	6.24E-03	0	-23750	-1460	25200	0	-10.4092	2.25E-04	833041	0.02253	8.33041
-0.0016130	14.0516	7.61E-03	0	-25497	0	25491	0	-6.1151	2.71E-04	831183	0.02711	8.31183
-0.0018280	14.3081	9.09E-03	0	-27261	0	27257	0	-4.1832	3.21E-04	832022	0.03212	8.32022
-0.0020750	14.4736	1.07E-02	0	-28892	0	28896	0	3.7691	3.75E-04	834091	0.03754	8.34091
-0.0023550	14.5706	1.24E-02	0	-30379	0	30409	0	29.4492	0.0004338	837518	0.04338	8.37518
-0.0027050	14.5515	1.42E-02	0	-32256	0	32256	0	-0.3881	0.0004964	876980	0.04964	8.7698
-0.0030890	14.5142	1.61E-02	0	-33815	0	33814	0	-0.893	0.0005631	912810	0.05631	9.1281
-0.0035090	14.4658	1.80E-02	0	-35081	0	35086	0	4.453	0.000634	945249	0.0634	9.45249
-0.0039630	14.4118	2.01E-02	0	-36072	0	36085	0	12.9225	0.0007091	974444	0.07091	9.74444
-0.0046420	14.1115	2.22E-02	0	-32765	0	32751	0	-13.9483	0.0007884	968012	0.07884	9.68012
-0.0053610	13.8508	2.43E-02	0	-29068	-2704	31769	0	-3.6863	0.0008718	965617	0.08718	9.65617
-0.0060760	13.6673	2.65E-02	0	-25909	-6637	32566	0	20.5189	0.0009594	969085	0.09594	9.69085
-0.0067910	13.5399	2.89E-02	0	-23230	-10054	33308	0	23.5501	0.001051	976457	0.1051	9.76457
-0.0075110	13.4526	3.15E-02	0	-20940	-13054	33994	0	0.3782	0.001147	986198	0.1147	9.86198
-0.0082360	13.3966	3.42E-02	0	-18971	-15646	34619	0	2.9576	0.001247	996426	0.1247	9.96426
-0.0089710	13.3621	3.70E-02	0	-17263	-17921	35184	0	0.7719	0.001352	1006843	0.1352	10.06843
-0.0097170	13.3441	0.0399	0	-15774	-19906	35689	0	9.3524	0.00146	1016759	0.146	10.16759
-0.0105000	13.3544	0.043	0	-15026	-21106	36139	0	6.9941	0.001573	1027533	0.1573	10.27533
-0.0112000	13.3785	0.0463	0	-14685	-21826	36531	0	19.8156	0.001689	1037623	0.1689	10.37623
-0.0119000	13.4019	0.0496	0	-14357	-22509	36865	0	-1.4969	0.00181	1046665	0.181	10.46665
-0.0127000	13.4256	0.0531	0	-14039	-23108	37143	0	-4.1659	0.001936	1053998	0.1936	10.53998

INCORPORACIÓN DEL CORTANTE EN EL DIAGRAMA M-φ

LONGITUD =2.4m

φ (rad/m)	M (t-m)
0	32.7
0.0249	32.7
0.058	24.1
0.2	24.1

CONSTRUCCIÓN DE LA BILINEAL

	rad/cm	rad/m
M'y	932274	9.32274
φ'y	0.000086	0.008564
Maci(ec=0.003)	904505.7	9.0450565
φy		0.008309

φ (rad/m)	M (t-m)
0	0
0.008309	9.0450565
0.2624	10.70486

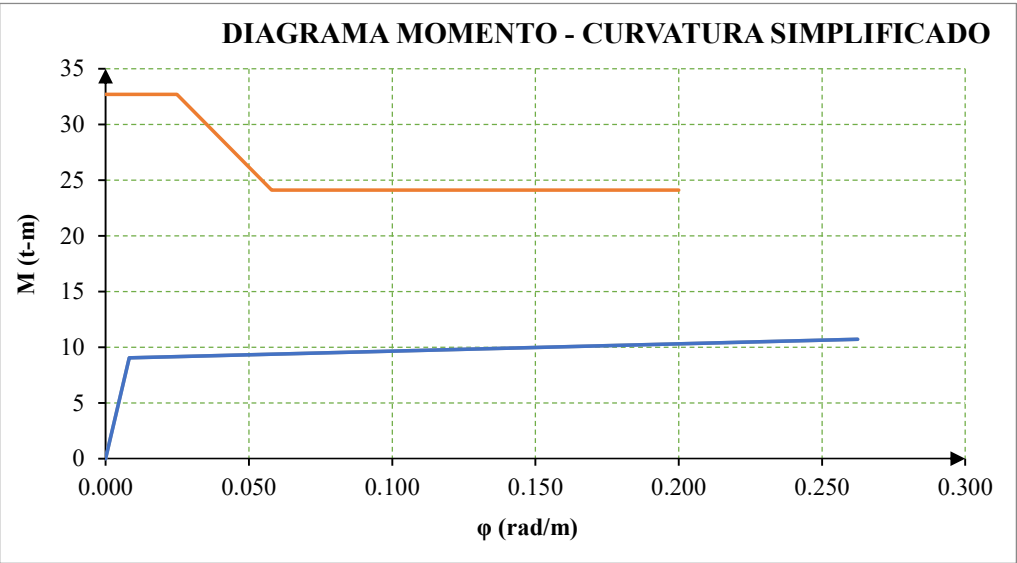
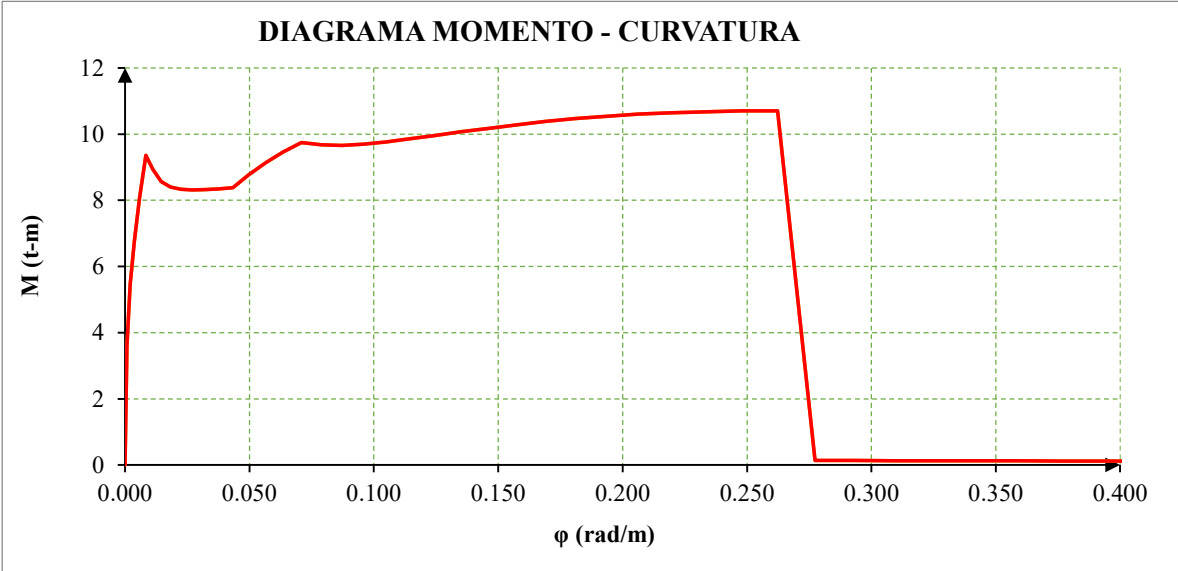
DIAGRAMA MOMENTO CURVATURA DE LA VIGA V-2 30CMX40CM

MOMENT CURVATURE (M-f) GRAPH - Kgf, cm, C

Axial Load = 0
 Moment Angle = 0

Results For Exact-Integration

fy(Initial) = 8.564E-05
 My = 932274
 fmax = 5.314E-03
 Mmax = 10706
 fconcrete = 7.135E-04
 Mconcrete = 974092
 fsteel = 2.678E-03
 Msteel = 691006



kgf-cm											T-m	
Concrete Str	Neutral Axi	Steel Strain	Tendon Stra	Concrete Cc	Steel Comp	Steel Tensid	Prestress Fo	Net Force	Curvature	Moment	Curvature	Moment
-0.0135000	13.4491	0.0567	0	-13735	-23644	37369	0	-8.9308	0.002065	1059964	0.2065	10.59964
-0.0144000	13.4721	0.0604	0	-13441	-24123	37546	0	-17.9371	0.002198	1064652	0.2198	10.64652
-0.0152000	13.4951	0.0642	0	-13156	-24517	37674	0	0.9934	0.002336	1067644	0.2336	10.67644
-0.0161000	13.5171	0.0682	0	-12882	-24873	37756	0	1.5703	0.002478	1069659	0.2478	10.69659
-0.0170000	13.5384	0.0723	0	-12620	-25174	37796	0	2.5176	0.002624	1070486	0.2624	10.70486
-0.0161000	14.2023	0.0782	0	-11640	0	11666	0	25.8558	0.002774	13306	0.2774	0.13306
-0.0170000	14.1908	0.0826	0	-11617	0	11615	0	-2.5224	0.002928	13416	0.2928	0.13416
-0.0180000	14.1805	0.087	0	-11586	0	11583	0	-3.0409	0.003087	13157	0.3087	0.13157
-0.0189000	14.1709	0.0915	0	-11551	0	11548	0	-3.2932	0.003249	12913	0.3249	0.12913
-0.0199000	14.162	0.0962	0	-11511	0	11507	0	-3.5077	0.003416	12682	0.3416	0.12682
-0.0210000	14.1537	0.101	0	-11466	0	11463	0	-3.7052	0.003587	12464	0.3587	0.12464
-0.0220000	14.1459	0.1059	0	-11418	0	11414	0	-3.8953	0.003763	12257	0.3763	0.12257
-0.0231000	14.1386	0.1109	0	-11365	0	11361	0	-4.0611	0.003942	12057	0.3942	0.12057
-0.0242000	14.1318	0.1161	0	-11308	0	11304	0	-4.2146	0.004125	11865	0.4125	0.11865
-0.0253000	14.1254	0.1213	0	-11248	0	11244	0	-4.347	0.004313	11678	0.4313	0.11678
-0.0265000	14.1193	0.1267	0	-11185	0	11177	0	-7.8555	0.004505	11544	0.4505	0.11544
-0.0277000	14.1136	0.1322	0	-11118	0	11103	0	-15.2562	0.004701	11467	0.4701	0.11467
-0.0289000	14.1082	0.1378	0	-11048	0	11021	0	-26.5948	0.004901	11449	0.4901	0.11449
-0.0301000	14.1034	0.1435	0	-10973	0	10974	0	1.0398	0.005106	10888	0.5106	0.10888
-0.0314000	14.0986	0.1493	0	-10896	0	10898	0	1.7736	0.005314	10706	0.5314	0.10706

DIAGRAMA MOMENTO CURVATURA DE LA VIGA V-2 30CMX40CM

MOMENT CURVATURE (M-f) GRAPH - Kgf, cm, C

Axial Load = 0

Moment Angle = 180

Results For Exact-Integration

fy(Initial) = 9.300E-05

My = 1354922

fmax = 5.314E-03

Mmax = 40724

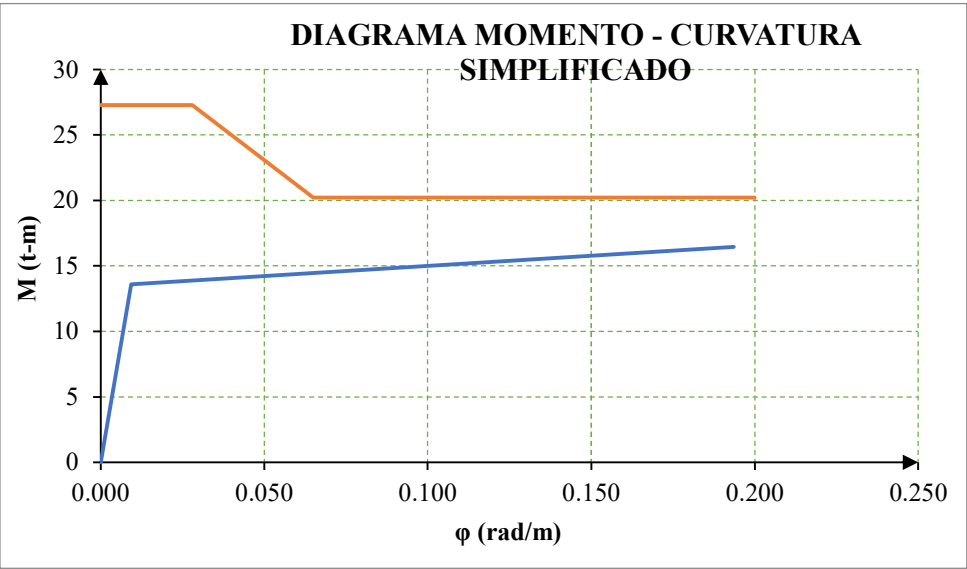
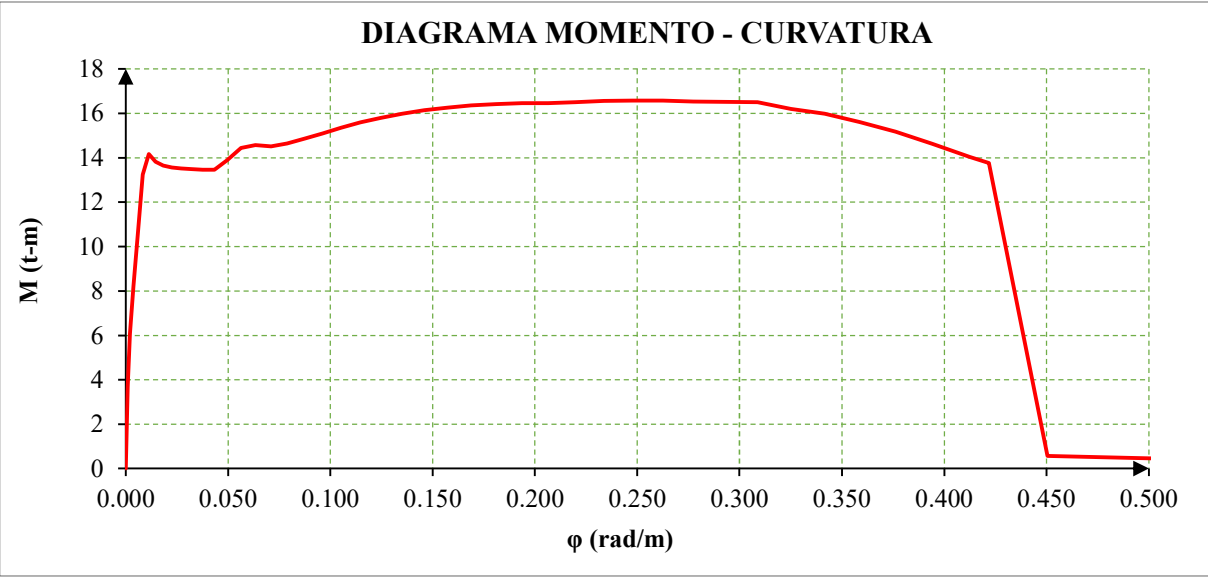
fconcrete = 5.857E-04

Mconcrete = 1448818

fsteel = N/A

Msteel = N/A

kgf-cm											T-m	
Concrete St	Neutral Axi	Steel Strain	Tendon Stra	Concrete Co	Steel Comp	Steel Tensid	Prestress Fc	Net Force	Curvature	Moment	Curvature	Moment
0.0000000	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
-0.0001626	0.5053	1.21E-04	0	-1140	-1378	2515.7935	0	-1.4709	8.34E-06	370816	0.0008343	3.70816
-0.0003406	3.6689	3.69E-04	0	-5034	-2637	7661.2356	0	-9.2699	2.09E-05	607816	0.002086	6.07816
-0.0005364	5.7129	7.40E-04	0	-11583	-3807	15387	0	-3.4766	3.75E-05	822551	0.003754	8.22551
-0.0007645	6.9097	1.22E-03	0	-20350	-5067	25389	0	-27.3371	5.84E-05	1062724	0.00584	10.62724
-0.0010300	7.6564	1.81E-03	0	-30641	-6476	37091	0	-25.7514	8.34E-05	1324723	0.008343	13.24723
-0.0012520	8.8872	2.58E-03	0	-35783	-7046	42813	0	-15.8781	1.13E-04	1416867	0.01126	14.16867
-0.0014210	10.2638	3.54E-03	0	-36140	-6675	42813	0	-1.3576	1.46E-04	1381443	0.0146	13.81443
-0.0016080	11.2416	4.63E-03	0	-36637	-6195	42813	0	-19.0693	1.84E-04	1364878	0.01835	13.64878
-0.0018110	11.9589	5.85E-03	0	-37204	-5626	42813	0	-16.754	2.25E-04	1356625	0.02253	13.56625
-0.0020360	12.4891	7.18E-03	0	-37813	-5013	42813	0	-12.6708	2.71E-04	1352394	0.02711	13.52394
-0.0022890	12.8748	8.63E-03	0	-38402	-4422	42813	0	-11.5938	3.21E-04	1349659	0.03212	13.49659
-0.0025700	13.1539	1.02E-02	0	-38934	-3887	42813	0	-7.8638	3.75E-04	1347382	0.03754	13.47382
-0.0028840	13.3518	1.19E-02	0	-39427	-3441	42862	0	-5.3131	0.0004338	1346702	0.04338	13.46702
-0.0032880	13.3759	1.36E-02	0	-40640	-3791	44430	0	-0.3873	0.0004964	1389032	0.04964	13.89032
-0.0037580	13.3275	1.54E-02	0	-41873	-4634	46516	0	9.0279	0.0005631	1445147	0.05631	14.45147
-0.0045210	12.8697	1.70E-02	0	-39473	-8769	48213	0	-29.0652	0.000634	1456702	0.0634	14.56702
-0.0054720	12.2835	1.86E-02	0	-34820	-14893	49711	0	-1.6505	0.0007091	1451527	0.07091	14.51527
-0.0063780	11.9096	2.04E-02	0	-31133	-20086	51222	0	2.5446	0.0007884	1464840	0.07884	14.6484
-0.0072680	11.6629	2.24E-02	0	-28170	-24493	52689	0	26.3326	0.0008718	1487141	0.08718	14.87141
-0.0083780	11.2676	2.42E-02	0	-28755	-25200	53948	0	-7.6165	0.0009594	1509801	0.09594	15.09801
-0.0094790	10.9827	2.63E-02	0	-29969	-25200	55167	0	-2.1157	0.001051	1535800	0.1051	15.358
-0.0107000	10.7023	2.83E-02	0	-31085	-25200	56284	0	-1.0813	0.001147	1559219	0.1147	15.59219
-0.0119000	10.4198	3.05E-02	0	-32130	-25200	57300	0	-30.3676	0.001247	1580171	0.1247	15.80171
-0.0133000	10.1421	3.26E-02	0	-33056	-25200	58223	0	-32.9444	0.001352	1598212	0.1352	15.98212
-0.0148000	9.8621	3.48E-02	0	-33887	-25200	59057	0	-30.0126	0.00146	1613535	0.146	16.13535
-0.0164000	9.5748	0.0371	0	-34631	-25200	59805	0	-26.635	0.001573	1626138	0.1573	16.26138



INCORPORACIÓN DEL CORTANTE EN EL DIAGRAMA M-φ

LONGITUD =2.4m

φ (rad/m)	M (t-m)
0	27.28
0.028	27.28
0.065	20.22
0.2	20.22

CONSTRUCCIÓN DE LA BILINEAL

	rad/cm	rad/m
M'y	1354922	13.54922
φ'y	0.000093	0.0093
Maci(ec=0.003)	1358856.2	13.588562
φy		0.009327

φ (rad/m)	M (t-m)
0	0
0.009327	13.588562
0.1936	16.46284

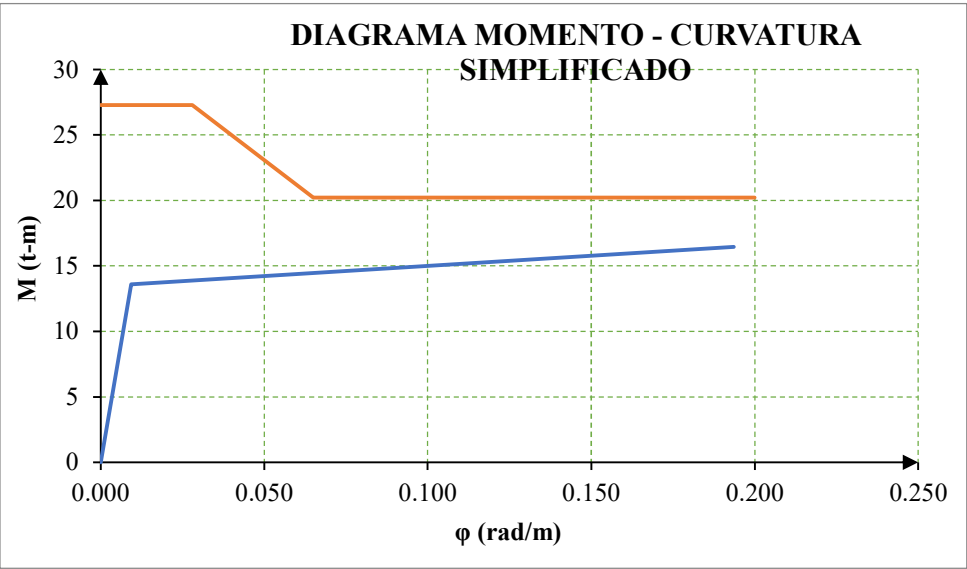
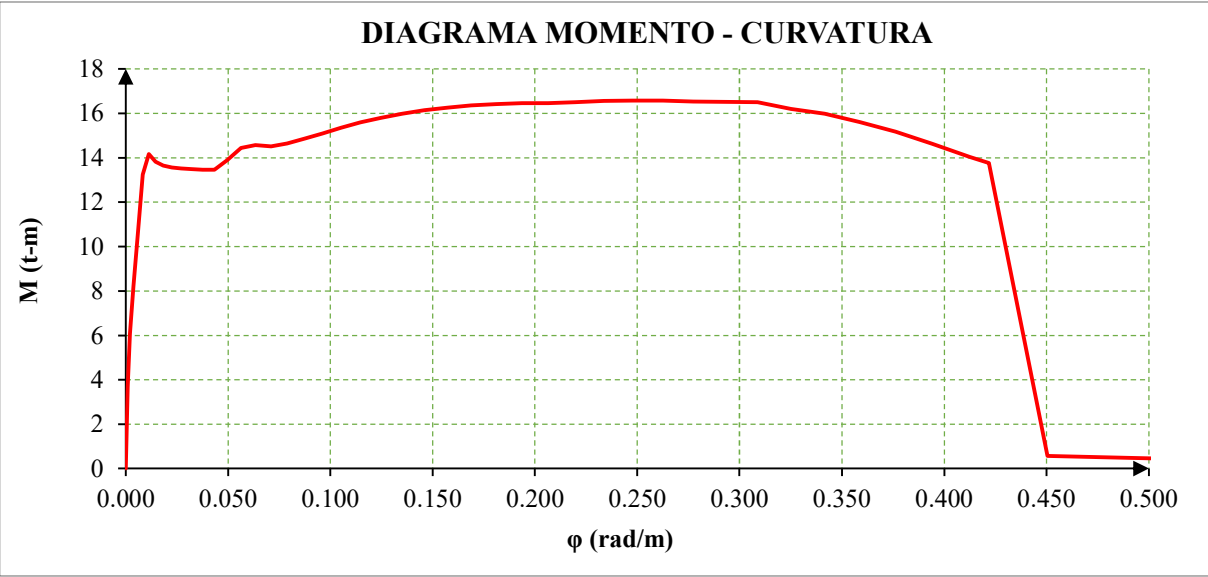
DIAGRAMA MOMENTO CURVATURA DE LA VIGA V-2 30CMX40CM

MOMENT CURVATURE (M-f) GRAPH - Kgf, cm, C

Axial Load = 0
 Moment Angle = 180

Results For Exact-Integration

fy(Initial) = 9.300E-05
 My = 1354922
 fmax = 5.314E-03
 Mmax = 40724
 fconcrete = 5.857E-04
 Mconcrete = 1448818
 fsteel = N/A
 Msteel = N/A



kgf-cm											T-m	
Concrete St	Neutral Axi	Steel Strain	Tendon Stra	Concrete Cc	Steel Comp	Steel Tensid	Prestress Fc	Net Force	Curvature	Moment	Curvature	Moment
-0.0181000	9.2748	0.0393	0	-35294	-25200	60470	0	-23.397	0.001689	1635943	0.1689	16.35943
-0.0200000	8.9551	0.0416	0	-35875	-25200	61054	0	-21.5235	0.00181	1642751	0.181	16.42751
-0.0221000	8.606	0.0438	0	-36377	-25200	61559	0	-17.1679	0.001936	1646284	0.1936	16.46284
-0.0243000	8.2273	0.0459	0	-36748	-25252	61995	0	-5.2348	0.002065	1646648	0.2065	16.46648
-0.0265000	7.9605	0.0483	0	-36559	-25869	62419	0	-8.7784	0.002198	1650448	0.2198	16.50448
-0.0286000	7.7604	0.0508	0	-36024	-26795	62809	0	-9.7416	0.002336	1655525	0.2336	16.55525
-0.0309000	7.5246	0.0533	0	-35407	-27742	63134	0	-14.7382	0.002478	1657845	0.2478	16.57845
-0.0335000	7.2398	0.0557	0	-34674	-28737	63396	0	-14.4177	0.002624	1656907	0.2624	16.56907
-0.0363000	6.916	0.058	0	-33869	-29740	63607	0	-3.2594	0.002774	1653630	0.2774	16.5363
-0.0392000	6.6113	0.0604	0	-33144	-30666	63785	0	-25.3535	0.002928	1651437	0.2928	16.51437
-0.0421000	6.3472	0.0628	0	-32449	-31490	63934	0	-4.4076	0.003087	1649808	0.3087	16.49808
-0.0476000	5.3445	0.0629	0	-30885	-33043	63937	0	9.5557	0.003249	1620279	0.3249	16.20279
-0.0530000	4.476	0.0631	0	-29696	-34232	63951	0	22.3564	0.003416	1598326	0.3416	15.98326
-0.0607000	3.0753	0.0613	0	-28280	-35559	63844	0	4.3821	0.003587	1561002	0.3587	15.61002
-0.0698000	1.4569	0.0582	0	-26963	-36624	63618	0	31.3288	0.003763	1517563	0.3763	15.17563
-0.0807000	-0.4664	0.0533	0	-25736	-37384	63136	0	15.3806	0.003942	1463517	0.3942	14.63517
-0.0925000	-2.4291	0.0477	0	-24591	-37749	62328	0	-12.7656	0.004125	1403635	0.4125	14.03635
-0.0983000	-3.2868	0.0452	0	-24044	-37798	61860	0	18.116	0.004219	1375744	0.4219	13.75744
-0.1521000	-13.758	1.09E-03	0	-22693	0	22665	0	-27.3866	0.004505	57307	0.4505	0.57307
-0.1588000	-13.7775	1.05E-03	0	-21759	0	21751	0	-8.2522	0.004701	52661	0.4701	0.52661
-0.1656000	-13.7952	1.00E-03	0	-20882	0	20872	0	-10.6205	0.004901	48226	0.4901	0.48226
-0.1726000	-13.8111	9.64E-04	0	-20059	0	20048	0	-10.6419	0.005106	44276	0.5106	0.44276
-0.1798000	-13.8256	9.27E-04	0	-19283	0	19273	0	-10.613	0.005314	40724	0.5314	0.40724

DIAGRAMA MOMENTO CURVATURA DE LA VIGA V-2 30CMX50CM CORTE 1-1

MOMENT CURVATURE (M-φ) GRAPH - Kgf, cm, C

Axial Load = 0

Moment Angle = 0

Results For Exact-Integration

fy(Initial) = 6.539E-05

My = 1317884

fmax = 3.916E-03

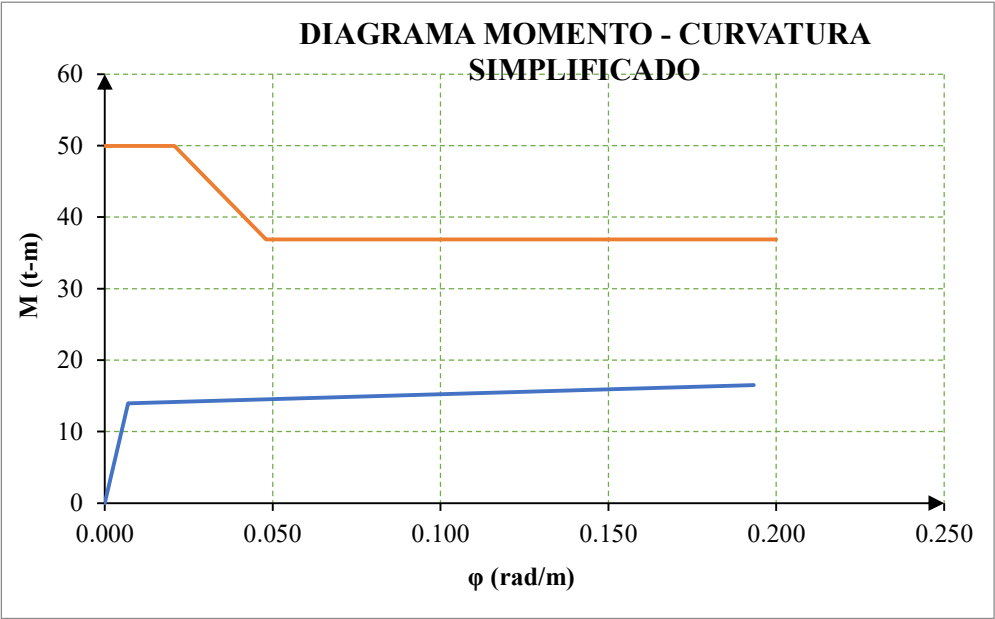
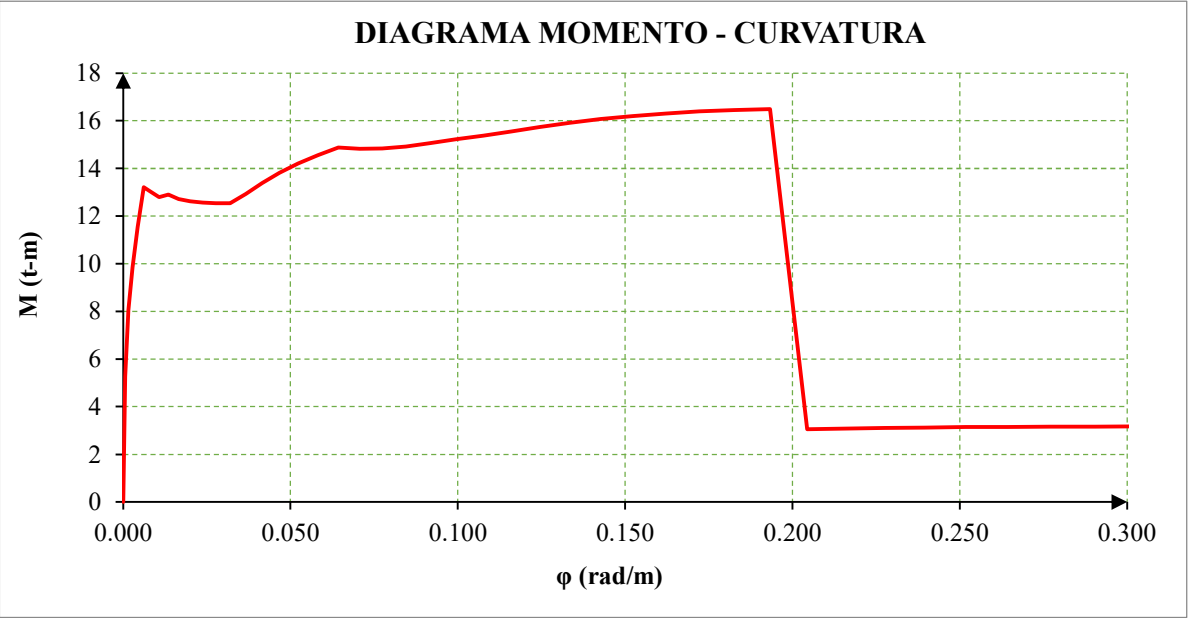
Mmax = 11888

fconcrete = 6.462E-04

Mconcrete = 1487154

fsteel = 1.993E-03

Msteel = 929839



kgf-cm											T-m	
Concrete Str	Neutral Axi	Steel Strain	Tendon Stra	Concrete Co	Steel Comp	Steel Tensid	Prestress Fc	Net Force	Curvature	Moment	Curvature	Moment
0.000000	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
-0.000147	1.0347	1.23E-04	0	-267.278	-1729	1459.5224	0	-536.8923	6.15E-06	527260	0.0006147	5.2726
-0.000301	5.4281	3.75E-04	0	-1539	-3266	4785.953	0	-18.2575	1.54E-05	805708	0.001537	8.05708
-0.000454	8.5888	7.63E-04	0	-5587	-4509	10088	0	-8.6373	2.77E-05	985537	0.002766	9.85537
-0.000617	10.6592	1.28E-03	0	-11577	-5620	17194	0	-3.1745	4.30E-05	1154312	0.004303	11.54312
-0.000793	12.0995	1.91E-03	0	-19109	-6642	25714	0	-36.3195	6.15E-05	1321544	0.006147	13.21544
-0.000930	13.7995	2.72E-03	0	-23124	-6757	29873	0	-8.427	8.30E-05	1301461	0.008299	13.01461
-0.001068	15.0754	3.67E-03	0	-25734	-6610	32322	0	-22.7584	1.08E-04	1279520	0.01076	12.7952
-0.001224	15.9509	4.73E-03	0	-28230	-6456	34684	0	-2.1798	1.35E-04	1290855	0.01352	12.90855
-0.001361	16.8015	5.94E-03	0	-28986	-5713	34684	0	-15.7407	1.66E-04	1271797	0.0166	12.71797
-0.001510	17.4421	7.28E-03	0	-29824	-4873	34684	0	-12.8901	2.00E-04	1261439	0.01998	12.61439
-0.001673	17.9306	8.74E-03	0	-30731	-3963	34684	0	-9.6709	2.37E-04	1256186	0.02367	12.56186
-0.001852	18.3053	1.03E-02	0	-31682	-3009	34684	0	-6.9701	2.77E-04	1253803	0.02766	12.53803
-0.002049	18.5884	1.20E-02	0	-32665	-2060	34720	0	-5.1503	3.20E-04	1254338	0.03197	12.54338
-0.002295	18.7244	1.38E-02	0	-34149	-1579	35724	0	-3.0122	3.66E-04	1293175	0.03658	12.93175
-0.002575	18.7941	1.57E-02	0	-35586	-1338	36919	0	-4.1288	0.0004149	1339167	0.04149	13.39167
-0.002882	18.8322	1.77E-02	0	-36810	-1228	38034	0	-3.1711	0.0004672	1381538	0.04672	13.81538
-0.003215	18.8478	1.98E-02	0	-37826	-1246	39070	0	-2.4531	0.0005225	1420320	0.05225	14.2032
-0.003574	18.8481	2.20E-02	0	-38638	-1382	40027	0	7.1502	0.0005809	1455426	0.05809	14.55426
-0.003959	18.8364	2.43E-02	0	-39263	-1646	40927	0	18.3163	0.0006424	1487481	0.06424	14.87481
-0.004648	18.4251	2.65E-02	0	-35504	-6364	41857	0	-10.9837	0.0007069	1481930	0.07069	14.8193
-0.005346	18.0981	2.87E-02	0	-31890	-10937	42837	0	9.5959	0.0007746	1483466	0.07746	14.83466
-0.006026	17.871	3.12E-02	0	-28842	-14940	43783	0	0.6933	0.0008452	1492925	0.08452	14.92925
-0.006692	17.7178	3.37E-02	0	-26247	-18448	44684	0	-11.3253	0.000919	1506720	0.0919	15.0672
-0.007349	17.6204	3.65E-02	0	-24021	-21509	45534	0	4.2165	0.0009959	1522305	0.09959	15.22305
-0.008001	17.5624	0.0393	0	-22093	-24212	46323	0	18.7085	0.001076	1538693	0.1076	15.38693
-0.008658	17.5282	0.0423	0	-20514	-26534	47052	0	4.1051	0.001159	1555629	0.1159	15.55629

INCORPORACIÓN DEL CORTANTE EN EL DIAGRAMA M-φ

LONGITUD =2.85

φ (rad/m)	M (t-m)
0	49.98
0.0208	49.98
0.048	36.88
0.2	36.88

CONSTRUCCION DE LA BILINEAL

	rad/cm	rad/m
M'y	1317884	13.17884
φ'y	0.000065	0.006539
Maci(ec=0.003)	1395280.6	13.952806
φy		0.006923

φ (rad/m)	M (t-m)
0	0
0.006923	13.952806
0.1933	16.49202

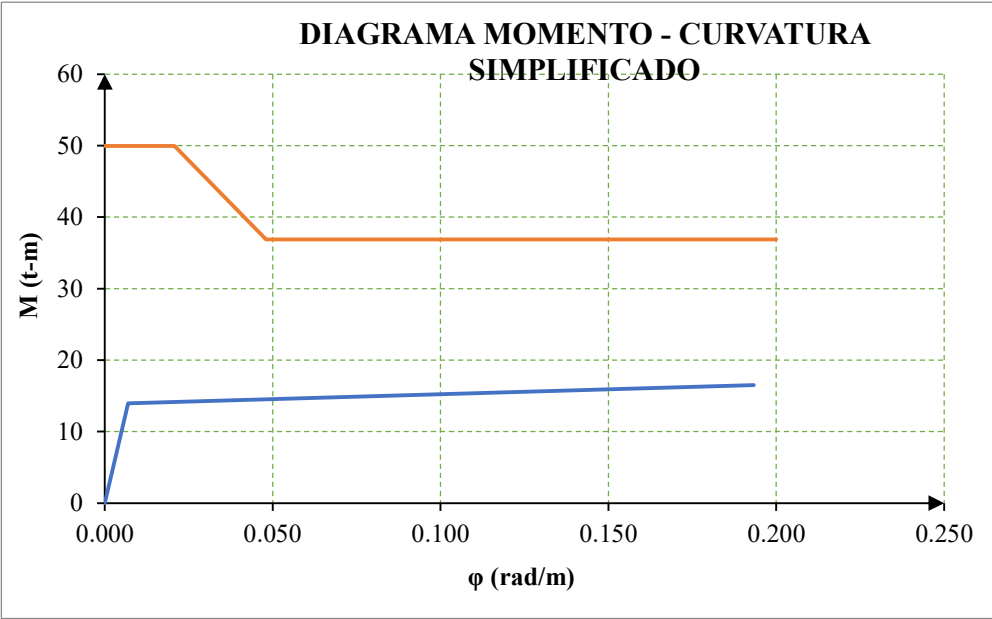
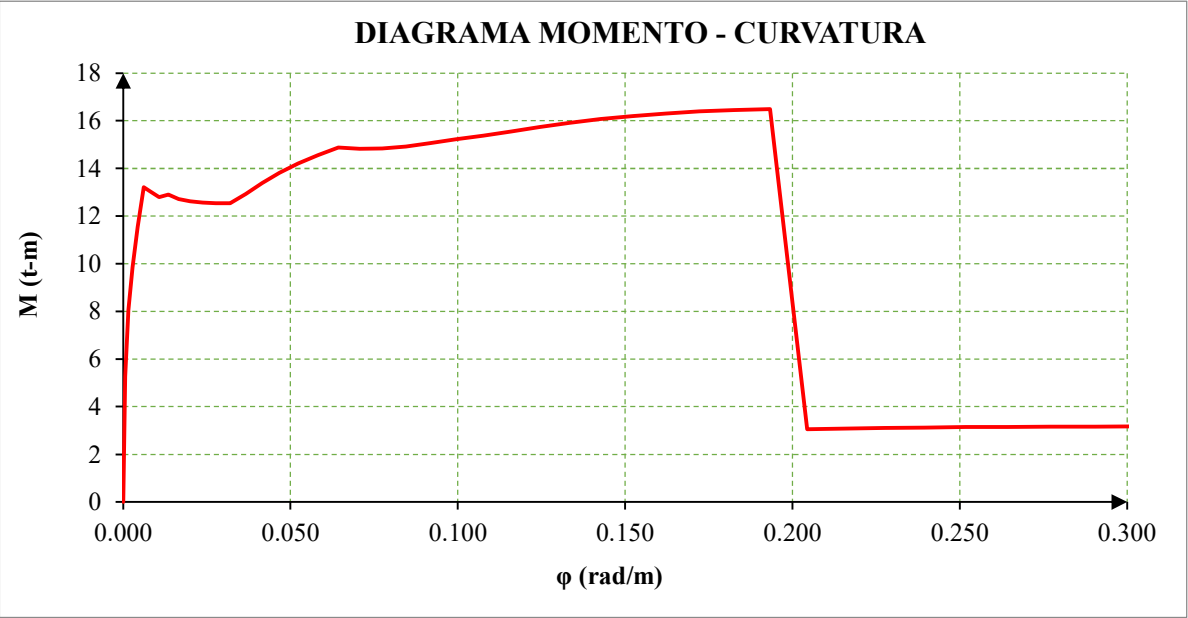
DIAGRAMA MOMENTO CURVATURA DE LA VIGA V-2 30CMX50CM CORTE 1-1

MOMENT CURVATURE (M-f) GRAPH - Kgf, cm, C

Axial Load = 0
 Moment Angle = 0

Results For Exact-Integration

fy(Initial) = 6.539E-05
 My = 1317884
 fmax = 3.916E-03
 Mmax = 11888
 fconcrete = 6.462E-04
 Mconcrete = 1487154
 fsteel = 1.993E-03
 Msteel = 929839



kgf-cm											T-m	
Concrete St	Neutral Axi	Steel Strain	Tendon Stra	Concrete Cc	Steel Comp	Steel Tensid	Prestress Fc	Net Force	Curvature	Moment	Curvature	Moment
-0.009254	17.5664	0.0455	0	-20063	-27679	47734	0	-8.463	0.001245	1575063	0.1245	15.75063
-0.009861	17.6076	0.0488	0	-19613	-28732	48348	0	2.595	0.001334	1591954	0.1334	15.91954
-0.010500	17.65	0.0523	0	-19171	-29716	48894	0	6.4906	0.001426	1606874	0.1426	16.06874
-0.011100	17.693	0.0558	0	-18739	-30631	49374	0	3.4068	0.001521	1619843	0.1521	16.19843
-0.011800	17.7377	0.0595	0	-18312	-31445	49791	0	33.3784	0.00162	1630231	0.162	16.30231
-0.012400	17.7792	0.0633	0	-17911	-32245	50146	0	-10.1155	0.001721	1640011	0.1721	16.40011
-0.013300	17.698	0.067	0	-18171	-32245	50416	0	-0.9962	0.001826	1645148	0.1826	16.45148
-0.014300	17.6181	0.0708	0	-18409	-32245	50635	0	-19.7367	0.001933	1649202	0.1933	16.49202
-0.012400	18.9334	0.0775	0	-13094	-2132	15264	0	38.639	0.002044	304607	0.2044	3.04607
-0.013100	18.9282	0.0818	0	-12987	-2424	15411	0	-0.3503	0.002158	307692	0.2158	3.07692
-0.013800	18.925	0.0863	0	-12877	-2670	15545	0	-1.8948	0.002274	309864	0.2274	3.09864
-0.014600	18.9224	0.0908	0	-12764	-2908	15666	0	-5.7813	0.002394	311877	0.2394	3.11877
-0.015300	18.9204	0.0955	0	-12650	-3138	15775	0	-13.1919	0.002517	313745	0.2517	3.13745
-0.016100	18.9188	0.1002	0	-12536	-3362	15871	0	-27.0434	0.002643	315533	0.2643	3.15533
-0.016900	18.9186	0.1051	0	-12421	-3533	15956	0	1.372	0.002772	316329	0.2772	3.16329
-0.017700	18.9182	0.1101	0	-12306	-3721	16029	0	2.3326	0.002905	317441	0.2905	3.17441
-0.018500	18.9181	0.1153	0	-12189	-3899	16092	0	3.9972	0.00304	318357	0.304	3.18357
-0.019300	18.9183	0.1205	0	-12073	-4065	16144	0	6.5407	0.003178	319065	0.3178	3.19065
-0.020200	18.9188	0.1259	0	-11955	-4220	16186	0	10.2229	0.00332	319572	0.332	3.19572
-0.021100	18.9195	0.1314	0	-11838	-4364	16218	0	15.4534	0.003464	319875	0.3464	3.19875
-0.022000	18.9205	0.1369	0	-11721	-4495	16240	0	24.4051	0.003612	319935	0.3612	3.19935
-0.022900	18.9217	0.1427	0	-11604	-4614	16254	0	35.9154	0.003762	319778	0.3762	3.19778
-0.022800	19.18	0.1495	0	-11031	0	11036	0	4.2478	0.003916	11888	0.3916	0.11888

DIAGRAMA MOMENTO CURVATURA DE LA VIGA V-2 30CMX50CM CORTE 1-1

MOMENT CURVATURE (M-f) GRAPH - Kgf, cm, C

Axial Load = 0

Moment Angle = 180

Results For Exact-Integration

fy(Initial) = 6.766E-05

My = 1584917

fmax = 3.916E-03

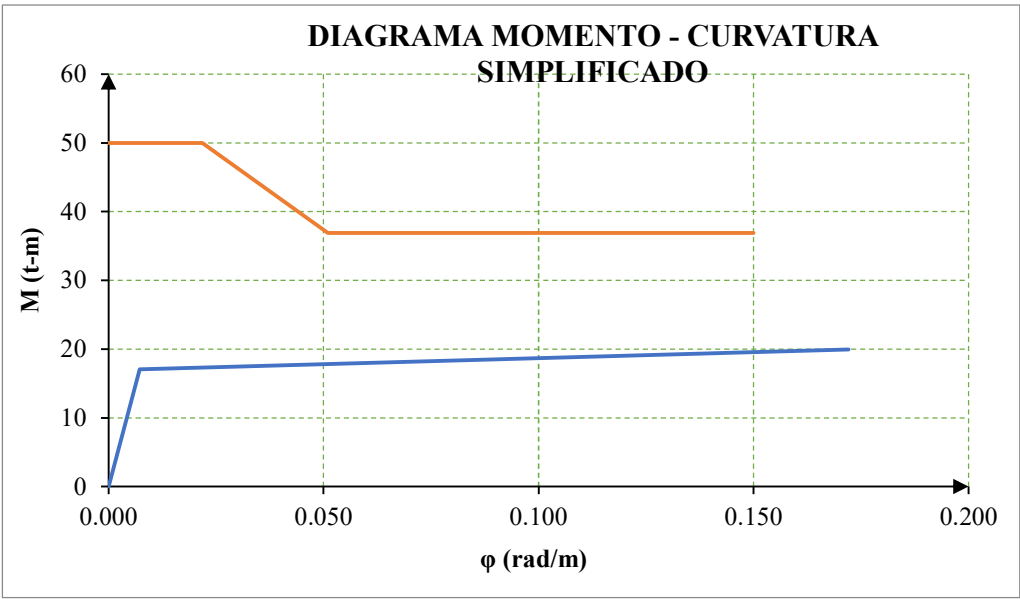
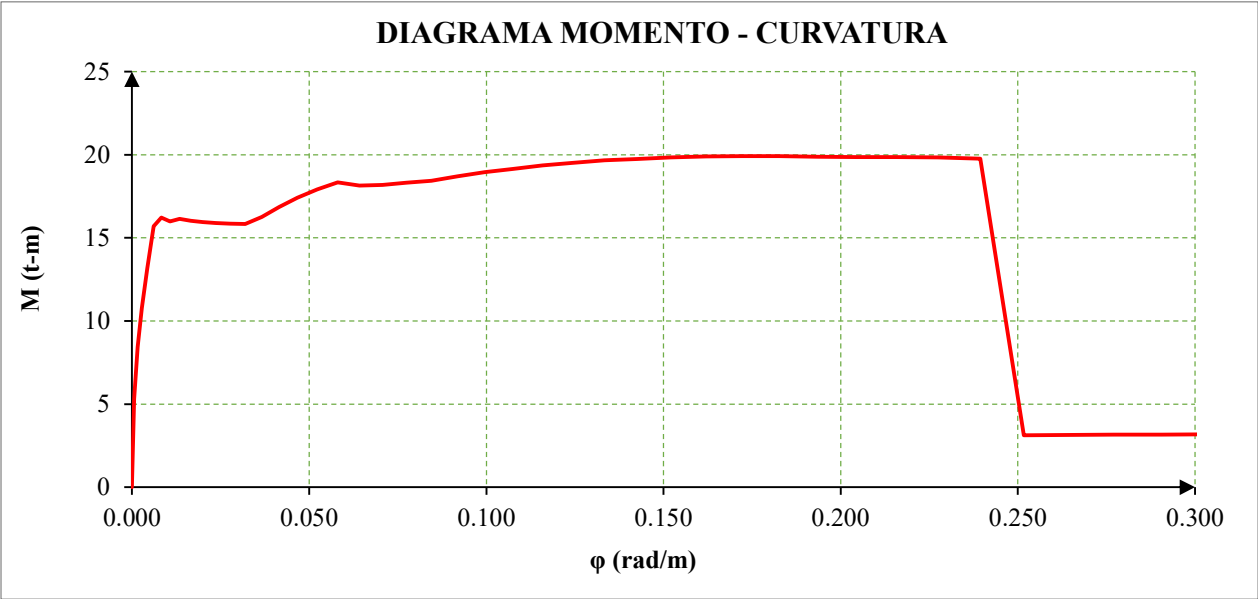
Mmax = 11275

fconcrete = 5.728E-04

Mconcrete = 1827294

fsteel = 2.397E-03

Msteel = 1938740



kgf-cm											T-m	
Concrete St	Neutral Axi	Steel Strain	Tendon Stra	Concrete Co	Steel Comp	Steel Tensid	Prestress Fc	Net Force	Curvature	Moment	Curvature	Moment
0.000000	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
-0.000150	0.6605	1.21E-04	0	-609.4613	-1305	1913.7435	0	-1.0469	6.15E-06	531262	0.0006147	5.31262
-0.000310	4.8082	3.66E-04	0	-3607	-2525	6117.9404	0	-14.3199	1.54E-05	842382	0.001537	8.42382
-0.000477	7.7512	7.40E-04	0	-9120	-3603	12716	0	-6.395	2.77E-05	1075863	0.002766	10.75863
-0.000662	9.6198	1.23E-03	0	-16793	-4673	21464	0	-2.2927	4.30E-05	1316314	0.004303	13.16314
-0.000868	10.8738	1.84E-03	0	-26136	-5784	31890	0	-30.2713	6.15E-05	1569928	0.006147	15.69928
-0.001039	12.4782	2.61E-03	0	-31440	-6267	37696	0	-10.3864	8.30E-05	1622081	0.008299	16.22081
-0.001194	13.9027	3.54E-03	0	-33780	-6349	40098	0	-30.4236	1.08E-04	1599121	0.01076	15.99121
-0.001370	14.8716	4.58E-03	0	-36203	-6465	42645	0	-22.1711	1.35E-04	1614083	0.01352	16.14083
-0.001531	15.7776	5.77E-03	0	-36894	-6193	43084	0	-2.5643	1.66E-04	1603902	0.0166	16.03902
-0.001698	16.5025	7.09E-03	0	-37320	-5777	43084	0	-13.6888	2.00E-04	1593960	0.01998	15.9396
-0.001879	17.0625	8.54E-03	0	-37786	-5309	43084	0	-11.0414	2.37E-04	1588329	0.02367	15.88329
-0.002076	17.495	1.01E-02	0	-38272	-4820	43084	0	-9.0879	2.77E-04	1585041	0.02766	15.85041
-0.002295	17.8211	1.18E-02	0	-38758	-4363	43113	0	-7.652	3.20E-04	1583777	0.03197	15.83777
-0.002569	17.9755	1.35E-02	0	-39907	-4339	44243	0	-3.0044	3.66E-04	1625391	0.03658	16.25391
-0.002890	18.0347	1.54E-02	0	-41220	-4638	45854	0	-3.7	0.0004149	1685416	0.04149	16.85416
-0.003241	18.0638	1.73E-02	0	-42296	-5064	47359	0	-1.3462	0.0004672	1740793	0.04672	17.40793
-0.003619	18.0731	1.94E-02	0	-43133	-5608	48762	0	22.1035	0.0005225	1791377	0.05225	17.91377
-0.004061	18.0085	2.15E-02	0	-43378	-6669	50040	0	-6.7569	0.0005809	1833096	0.05809	18.33096
-0.004918	17.3443	2.33E-02	0	-38715	-12314	51029	0	0.7781	0.0006424	1815224	0.06424	18.15224
-0.005721	16.9074	2.54E-02	0	-34927	-17126	52019	0	-34.6102	0.0007069	1817724	0.07069	18.17724
-0.006509	16.5969	2.76E-02	0	-31811	-21290	53105	0	4.0891	0.0007746	1831352	0.07746	18.31352
-0.007530	16.091	2.97E-02	0	-30287	-23845	54130	0	-2.5079	0.0008452	1842898	0.08452	18.42898
-0.008421	15.8364	3.20E-02	0	-31358	-23845	55201	0	-1.7102	0.000919	1869914	0.0919	18.69914
-0.009380	15.5805	3.44E-02	0	-32379	-23845	56183	0	-41.6602	0.0009959	1894800	0.09959	18.948
-0.010400	15.3428	3.69E-02	0	-33241	-23845	57085	0	-1.3141	0.001076	1915876	0.1076	19.15876
-0.011500	15.094	0.0395	0	-34090	-23845	57901	0	-34.7674	0.001159	1935228	0.1159	19.35228

INCORPORACIÓN DEL CORTANTE EN EL DIAGRAMA M-φ

L=2.85

φ (rad/m)	M (t-m)
0	49.98
0.0218	49.98
0.051	36.88
0.15	36.88

CONSTRUCCION DE LA BILINEAL

	rad/cm	rad/m
M'y	1584917	15.84917
φ'y	0.000068	0.006766
Maci(ec=0.003)	1702770.6	17.027706
φy		0.007269

φ (rad/m)	M (t-m)
0	0
0.007269	17.027706
0.1721	19.92117

DIAGRAMA MOMENTO CURVATURA DE LA VIGA V-2 30CMX50CM CORTE 1-1

MOMENT CURVATURE (M-f) GRAPH - Kgf, cm, C

Axial Load = 0

Moment Angle = 180

Results For Exact-Integration

fy(Initial) = 6.766E-05

My = 1584917

fmax = 3.916E-03

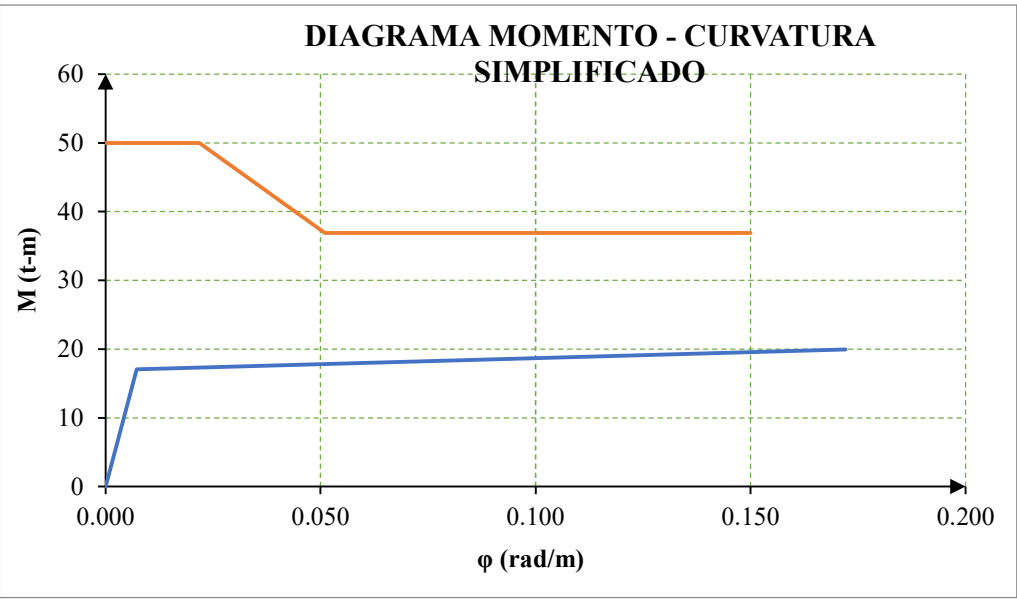
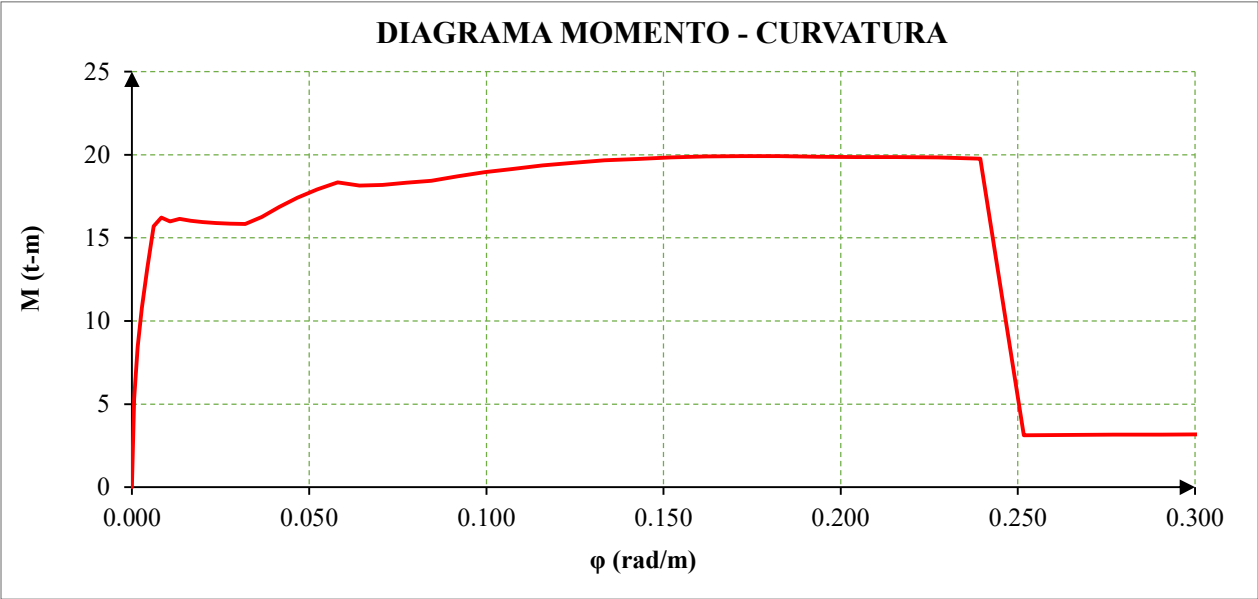
Mmax = 11275

fconcrete = 5.728E-04

Mconcrete = 1827294

fsteel = 2.397E-03

Msteel = 1938740



kgf-cm											T-m	
Concrete St	Neutral Axi	Steel Strain	Tendon Stra	Concrete Co	Steel Comp	Steel Tensid	Prestress Fc	Net Force	Curvature	Moment	Curvature	Moment
-0.012600	14.8509	0.0421	0	-34832	-23845	58640	0	-37.0979	0.001245	1951471	0.1245	19.51471
-0.013900	14.6059	0.0448	0	-35497	-23845	59305	0	-36.4358	0.001334	1965025	0.1334	19.65025
-0.015200	14.3556	0.0476	0	-36088	-23845	59899	0	-34.3922	0.001426	1975921	0.1426	19.75921
-0.016600	14.0966	0.0504	0	-36608	-23845	60422	0	-31.1328	0.001521	1984118	0.1521	19.84118
-0.018100	13.8236	0.0532	0	-37062	-23845	60878	0	-29.5275	0.00162	1989559	0.162	19.89559
-0.019700	13.5302	0.056	0	-37450	-23845	61267	0	-28.4142	0.001721	1992117	0.1721	19.92117
-0.021500	13.2068	0.0588	0	-37772	-23845	61590	0	-27.0997	0.001826	1991523	0.1826	19.91523
-0.023500	12.8558	0.0616	0	-37977	-23888	61855	0	-10.1398	0.001933	1987751	0.1933	19.87751
-0.025400	12.5843	0.0646	0	-37755	-24362	62104	0	-12.5838	0.002044	1986173	0.2044	19.86173
-0.027200	12.3857	0.0677	0	-37192	-25153	62335	0	-10.0325	0.002158	1986123	0.2158	19.86123
-0.029200	12.1496	0.0708	0	-36555	-25980	62508	0	-26.5957	0.002274	1983549	0.2274	19.83549
-0.031500	11.8643	0.0739	0	-35807	-26840	62626	0	-21.3139	0.002394	1977444	0.2394	19.77444
-0.015400	18.898	0.0954	0	-12798	-2972	15772	0	2.5678	0.002517	313345	0.2517	3.13345
-0.016100	18.895	0.1002	0	-12688	-3213	15869	0	-31.8355	0.002643	315520	0.2643	3.1552
-0.016900	18.8947	0.1051	0	-12572	-3380	15954	0	1.5678	0.002772	316225	0.2772	3.16225
-0.017700	18.894	0.1101	0	-12458	-3566	16027	0	3.2321	0.002905	317326	0.2905	3.17326
-0.018600	18.8937	0.1152	0	-12342	-3743	16090	0	5.3315	0.00304	318237	0.304	3.18237
-0.019400	18.8938	0.1204	0	-12225	-3909	16143	0	8.5822	0.003178	318934	0.3178	3.18934
-0.020300	18.8943	0.1258	0	-12107	-4064	16185	0	13.2625	0.00332	319427	0.332	3.19427
-0.021100	18.8951	0.1313	0	-11989	-4208	16217	0	19.8781	0.003464	319708	0.3464	3.19708
-0.022000	18.8962	0.1369	0	-11870	-4340	16240	0	30.3734	0.003612	319742	0.3612	3.19742
-0.023000	18.8966	0.1426	0	-11750	-4505	16253	0	-1.4191	0.003762	320409	0.3762	3.20409
-0.022600	19.2367	0.1497	0	-10695	0	10734	0	39.2183	0.003916	11275	0.3916	0.11275

DIAGRAMA MOMENTO CURVATURA DE LA VIGA V-2 30CMX50CM CORTE 2-2

MOMENT CURVATURE (M-φ) GRAPH - Kgf, cm, C

Axial Load = 0

Moment Angle = 0

Results For Exact-Integration

fy(Initial) = 6.689E-05

My = 1717300

fmax = 3.916E-03

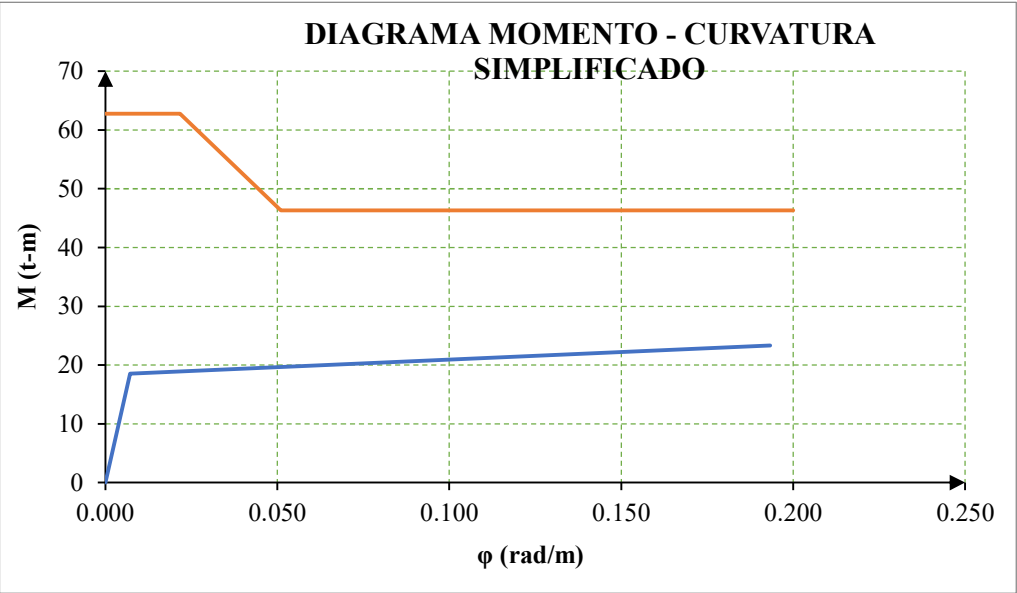
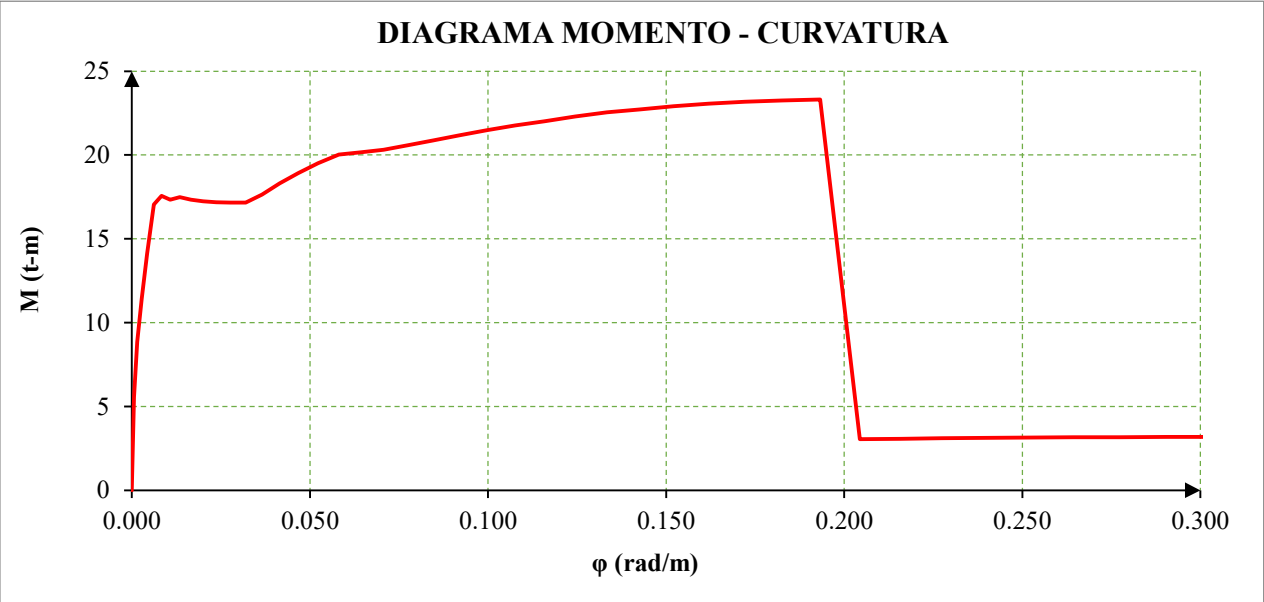
Mmax = 12371

fconcrete = 5.863E-04

Mconcrete = 2004022

fsteel = 1.987E-03

Msteel = 1352581



kgf-cm											T-m	
Concrete Str	Neutral Axi	Steel Strain	Tendon Stra	Concrete Co	Steel Comp	Steel Tensid	Prestress Fc	Net Force	Curvature	Moment	Curvature	Moment
0.000000	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
-0.000146	1.2211	1.24E-04	0	-710.9379	-2905	2198.4671	0	-1417	6.15E-06	557185	0.0006147	5.57185
-0.000301	5.3976	3.75E-04	0	-1407	-5556	6948.7906	0	-14.1756	1.54E-05	884494	0.001537	8.84494
-0.000463	8.2818	7.55E-04	0	-6440	-7880	14314	0	-5.6887	2.77E-05	1141200	0.002766	11.412
-0.000642	10.0775	1.25E-03	0	-13853	-10204	24017	0	-41.0326	4.30E-05	1413736	0.004303	14.13736
-0.000843	11.283	1.86E-03	0	-22959	-12608	35532	0	-34.8188	6.15E-05	1704172	0.006147	17.04172
-0.001005	12.8906	2.65E-03	0	-27933	-13475	41399	0	-9.108	8.30E-05	1756260	0.008299	17.5626
-0.001154	14.2737	3.58E-03	0	-30328	-13513	43818	0	-23.0038	1.08E-04	1733427	0.01076	17.33427
-0.001324	15.2109	4.63E-03	0	-32791	-13619	46394	0	-15.4813	1.35E-04	1748985	0.01352	17.48985
-0.001481	16.0771	5.82E-03	0	-33714	-12894	46606	0	-1.5407	1.66E-04	1734489	0.0166	17.34489
-0.001650	16.7399	7.14E-03	0	-34614	-12001	46606	0	-8.8724	2.00E-04	1724878	0.01998	17.24878
-0.001836	17.2432	8.58E-03	0	-35563	-11050	46606	0	-6.9114	2.37E-04	1719862	0.02367	17.19862
-0.002040	17.6263	1.01E-02	0	-36513	-10099	46606	0	-6.1203	2.77E-04	1717284	0.02766	17.17284
-0.002266	17.9115	1.18E-02	0	-37400	-9247	46642	0	-4.9465	3.20E-04	1716862	0.03197	17.16862
-0.002542	18.0503	1.36E-02	0	-38689	-9232	47920	0	-1.8566	3.66E-04	1764472	0.03658	17.64472
-0.002857	18.1147	1.54E-02	0	-39950	-9763	49711	0	-2.5655	0.0004149	1831489	0.04149	18.31489
-0.003198	18.1554	1.74E-02	0	-40919	-10488	51384	0	-22.2539	0.0004672	1893845	0.04672	18.93845
-0.003562	18.1833	1.94E-02	0	-41604	-11341	52946	0	1.0397	0.0005225	1950652	0.05225	19.50652
-0.003950	18.2008	2.16E-02	0	-42047	-12339	54391	0	5.3994	0.0005809	2002951	0.05809	20.02951
-0.004522	17.9608	2.37E-02	0	-37908	-17742	55641	0	-8.4377	0.0006424	2015153	0.06424	20.15153
-0.005109	17.7729	2.60E-02	0	-33824	-23054	56879	0	0.8636	0.0007069	2031735	0.07069	20.31735
-0.005699	17.6424	2.84E-02	0	-30344	-27945	58313	0	23.933	0.0007746	2058309	0.07746	20.58309
-0.006286	17.5627	3.09E-02	0	-27368	-32285	59657	0	4.256	0.0008452	2088191	0.08452	20.88191
-0.006872	17.5229	3.36E-02	0	-24809	-36074	60915	0	32.8079	0.000919	2118190	0.0919	21.1819
-0.007461	17.5074	3.64E-02	0	-22585	-39500	62078	0	-8.0056	0.0009959	2148847	0.09959	21.48847
-0.008057	17.5106	3.93E-02	0	-20645	-42502	63138	0	-8.3035	0.001076	2177209	0.1076	21.77209
-0.008658	17.5279	0.0423	0	-19048	-45048	64105	0	8.4334	0.001159	2203587	0.1159	22.03587

INCORPORACIÓN DEL CORTANTE EN EL DIAGRAMA M-φ

L=3.58

φ (rad/m)	M (t-m)
0	62.79
0.0217	62.79
0.051	46.32
0.2	46.32

CONSTRUCCION DE LA BILINEAL

	rad/cm	rad/m
M'y	1717300	17.173
φ'y	0.000067	0.006689
Maci(ec=0.003)	1857638.3	18.576383
φy		0.007236

φ (rad/m)	M (t-m)
0	0
0.007236	18.576383
0.1933	23.32509

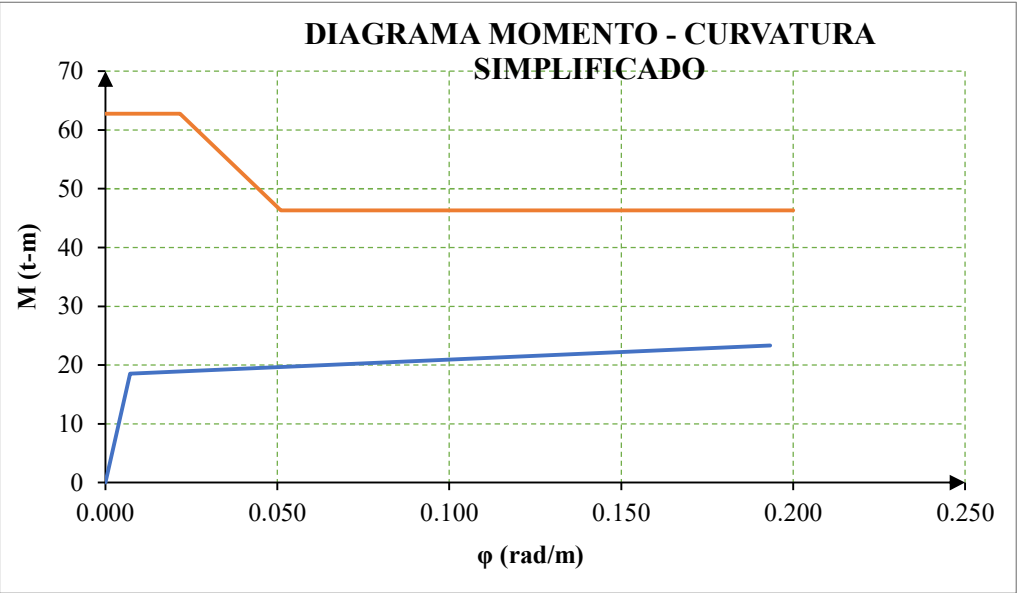
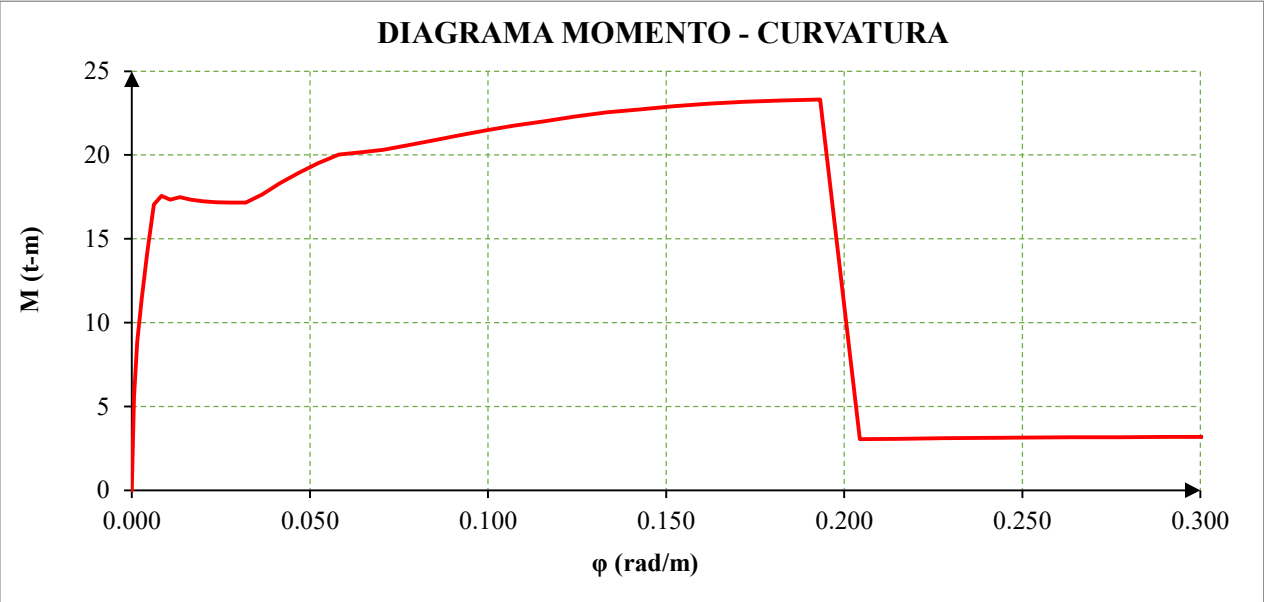
DIAGRAMA MOMENTO CURVATURA DE LA VIGA V-2 30CMX50CM CORTE 2-2

MOMENT CURVATURE (M-f) GRAPH - Kgf, cm, C

Axial Load = 0
 Moment Angle = 0

Results For Exact-Integration

fy(Initial) = 6.689E-05
 My = 1717300
 fmax = 3.916E-03
 Mmax = 12371
 fconcrete = 5.863E-04
 Mconcrete = 2004022
 fsteel = 1.987E-03
 Msteel = 1352581



kgf-cm											T-m	
Concrete St	Neutral Axi	Steel Strain	Tendon Stra	Concrete Co	Steel Comp	Steel Tensid	Prestress Fc	Net Force	Curvature	Moment	Curvature	Moment
-0.009233	17.5827	0.0455	0	-18500	-46484	64985	0	1.5675	0.001245	2230533	0.1245	22.30533
-0.009821	17.6375	0.0489	0	-17968	-47792	65768	0	8.2074	0.001334	2253979	0.1334	22.53979
-0.010400	17.6918	0.0523	0	-17458	-48977	66455	0	20.4779	0.001426	2274174	0.1426	22.74174
-0.011000	17.7446	0.0559	0	-16968	-50065	67048	0	15.1663	0.001521	2291564	0.1521	22.91564
-0.011700	17.796	0.0596	0	-16502	-51056	67554	0	-3.2496	0.00162	2306274	0.162	23.06274
-0.012300	17.8457	0.0634	0	-16053	-51953	67976	0	-30.1444	0.001721	2318292	0.1721	23.18292
-0.013000	17.8949	0.0674	0	-15619	-52710	68315	0	-13.154	0.001826	2326730	0.1826	23.2673
-0.013600	17.9425	0.0714	0	-15203	-53369	68577	0	5.1702	0.001933	2332509	0.1933	23.32509
-0.012400	18.9563	0.0776	0	-12929	-2375	15268	0	-36.1433	0.002044	306140	0.2044	3.0614
-0.013000	18.9549	0.0819	0	-12812	-2588	15415	0	15.5736	0.002158	307517	0.2158	3.07517
-0.013800	18.9527	0.0863	0	-12693	-2856	15549	0	-1.0646	0.002274	309978	0.2274	3.09978
-0.014500	18.9513	0.0909	0	-12576	-3098	15670	0	-4.1137	0.002394	311977	0.2394	3.11977
-0.015200	18.9502	0.0955	0	-12458	-3330	15778	0	-10.7744	0.002517	313827	0.2517	3.13827
-0.016000	18.9494	0.1003	0	-12341	-3556	15874	0	-22.6513	0.002643	315578	0.2643	3.15578
-0.016800	18.9487	0.1052	0	-12223	-3777	15959	0	-41.37	0.002772	317261	0.2772	3.17261
-0.017600	18.9492	0.1102	0	-12109	-3921	16032	0	1.7259	0.002905	317573	0.2905	3.17573
-0.018400	18.9493	0.1154	0	-11992	-4099	16094	0	2.8996	0.00304	318492	0.304	3.18492
-0.019200	18.9495	0.1206	0	-11877	-4264	16146	0	4.9159	0.003178	319208	0.3178	3.19208
-0.020100	18.9499	0.126	0	-11762	-4418	16187	0	7.9049	0.00332	319721	0.332	3.19721
-0.021000	18.9505	0.1315	0	-11647	-4560	16219	0	12.1921	0.003464	320036	0.3464	3.20036
-0.021800	18.9511	0.1371	0	-11532	-4691	16241	0	18.1449	0.003612	320148	0.3612	3.20148
-0.022800	18.9519	0.1428	0	-11419	-4808	16254	0	26.9095	0.003762	320037	0.3762	3.20037
-0.023100	19.1105	0.1492	0	-11526	0	11500	0	-26.1535	0.003916	12371	0.3916	0.12371

DIAGRAMA MOMENTO CURVATURA DE LA VIGA V-2 30CMX50CM CORTE 2-2

MOMENT CURVATURE (M-φ) GRAPH - Kgf, cm, C

Axial Load = 0

Moment Angle = 180

Results For Exact-Integration

fy(Initial) = 7.192E-05

My = 2321365

fmax = 3.916E-03

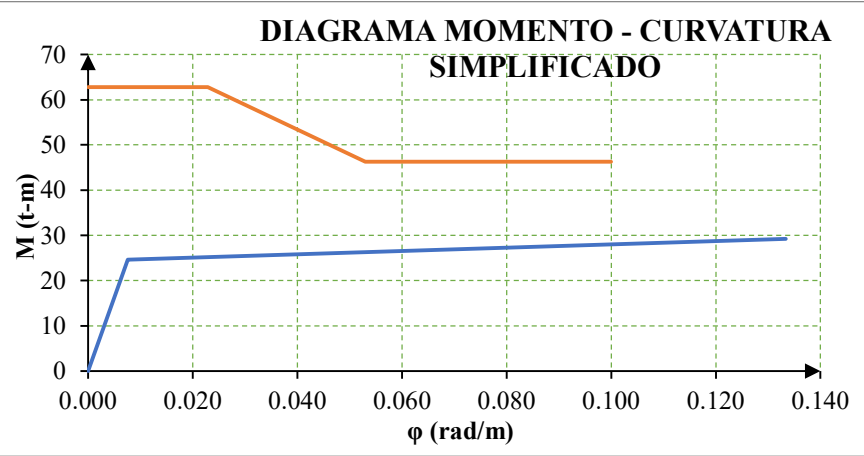
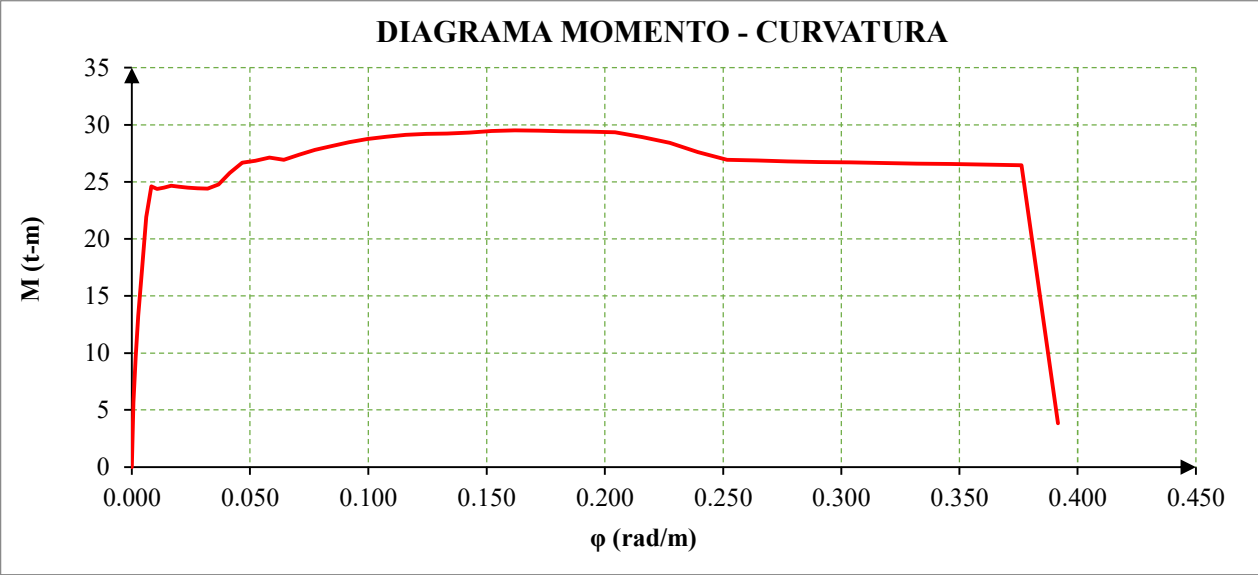
Mmax = 383556

fconcrete = 4.713E-04

Mconcrete = 2669275

fsteel = N/A

Msteel = N/A



kgf-cm											T-m	
Concrete Str	Neutral Axi	Steel Strain	Tendon Stra	Concrete Co	Steel Comp	Steel Tensid	Prestress Fc	Net Force	Curvature	Moment	Curvature	Moment
0.000000	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
-0.000151	0.4104	1.19E-04	0	-1190	-1985	3184.6978	0	9.978	6.15E-06	565837	0.0006147	5.65837
-0.000321	4.1018	3.55E-04	0	-5800	-3976	9768.1266	0	-7.8582	1.54E-05	960835	0.001537	9.60835
-0.000509	6.5941	7.08E-04	0	-13822	-5960	19779	0	-3.0888	2.77E-05	1324835	0.002766	13.24835
-0.000729	8.0542	1.16E-03	0	-24616	-8180	32770	0	-26.9713	4.30E-05	1735690	0.004303	17.3569
-0.000987	8.9499	1.72E-03	0	-37400	-10730	48106	0	-23.9957	6.15E-05	2191105	0.006147	21.91105
-0.001230	10.1756	2.42E-03	0	-46474	-12718	59180	0	-12.1886	8.30E-05	2459478	0.008299	24.59478
-0.001414	11.8568	3.32E-03	0	-48138	-13345	61449	0	-34.2248	1.08E-04	2436741	0.01076	24.36741
-0.001619	13.0284	4.33E-03	0	-49904	-14025	63904	0	-25.1121	1.35E-04	2450741	0.01352	24.50741
-0.001835	13.9469	5.47E-03	0	-51011	-14565	65574	0	-2.2025	1.66E-04	2465681	0.0166	24.65681
-0.002044	14.7667	6.75E-03	0	-50901	-14688	65574	0	-15.0714	2.00E-04	2456966	0.01998	24.56966
-0.002274	15.3918	8.14E-03	0	-50757	-14830	65574	0	-13.3011	2.37E-04	2450686	0.02367	24.50686
-0.002525	15.8735	9.65E-03	0	-50563	-15020	65574	0	-9.1783	2.77E-04	2445680	0.02766	24.4568
-0.002797	16.2507	1.13E-02	0	-50318	-15263	65574	0	-6.2	3.20E-04	2441447	0.03197	24.41447
-0.003120	16.4711	1.30E-02	0	-50589	-16064	66652	0	-0.474	3.66E-04	2478083	0.03658	24.78083
-0.003517	16.523	1.47E-02	0	-51525	-17849	69375	0	1.2308	0.0004149	2576441	0.04149	25.76441
-0.003944	16.5587	1.66E-02	0	-52107	-19807	71942	0	28.1879	0.0004672	2668113	0.04672	26.68113
-0.004696	16.0127	1.83E-02	0	-46903	-27107	74002	0	-7.5287	0.0005225	2683640	0.05225	26.8364
-0.005472	15.5808	2.01E-02	0	-42017	-33941	75970	0	11.7654	0.0005809	2711198	0.05809	27.11198
-0.006931	14.2109	2.13E-02	0	-41470	-35768	77225	0	-12.6057	0.0006424	2691438	0.06424	26.91438
-0.007915	13.8034	2.32E-02	0	-43161	-35768	78923	0	-5.5538	0.0007069	2737095	0.07069	27.37095
-0.008986	13.399	2.51E-02	0	-44722	-35768	80488	0	-1.7977	0.0007746	2778413	0.07746	27.78413
-0.010200	12.9868	2.70E-02	0	-46191	-35768	81919	0	-39.9493	0.0008452	2815424	0.08452	28.15424
-0.011400	12.5752	2.90E-02	0	-47505	-35768	83232	0	-39.9135	0.000919	2847257	0.0919	28.47257
-0.012800	12.1507	3.10E-02	0	-48702	-35768	84433	0	-37.2274	0.0009959	2874046	0.09959	28.74046
-0.014300	11.7006	3.30E-02	0	-49808	-35768	85564	0	-11.4444	0.001076	2895616	0.1076	28.95616
-0.016000	11.1995	0.035	0	-50877	-35768	86627	0	-18.0704	0.001159	2911678	0.1159	29.11678

INCORPORACIÓN DEL CORTANTE EN EL DIAGRAMA M-φ

L=3.58

φ (rad/m)	M (t-m)
0	62.79
0.0229	62.79
0.053	46.32
0.1	46.32

CONSTRUCCION DE LA BILINEAL

BILINEAL	rad/cm	rad/m
M'y	2321365	23.21365
φ'y	0.000072	0.007192
Maci(ec=0.003)	2464472.1	24.644721
φy		0.007635

φ (rad/m)	M (t-m)
0	0
0.007635	24.644721
0.1334	29.22605

DIAGRAMA MOMENTO CURVATURA DE LA VIGA V-2 30CMX50CM CORTE 2-2

MOMENT CURVATURE (M-f) GRAPH - Kgf, cm, C

Axial Load = 0

Moment Angle = 180

Results For Exact-Integration

fy(Initial) = 7.192E-05

My = 2321365

fmax = 3.916E-03

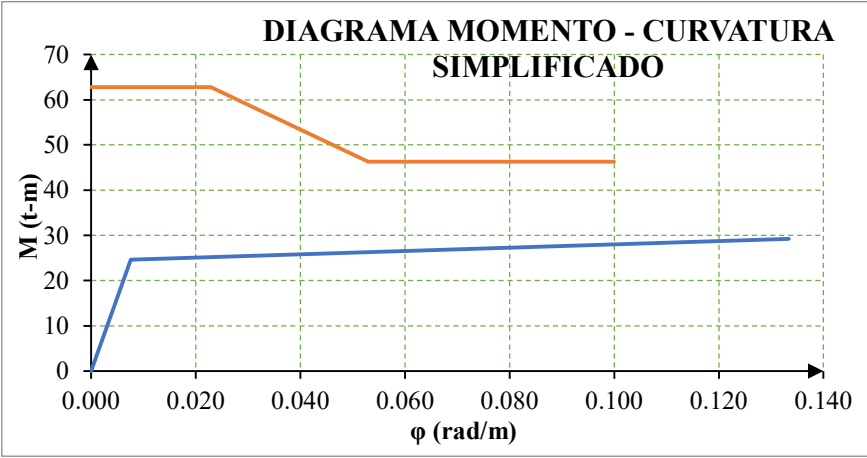
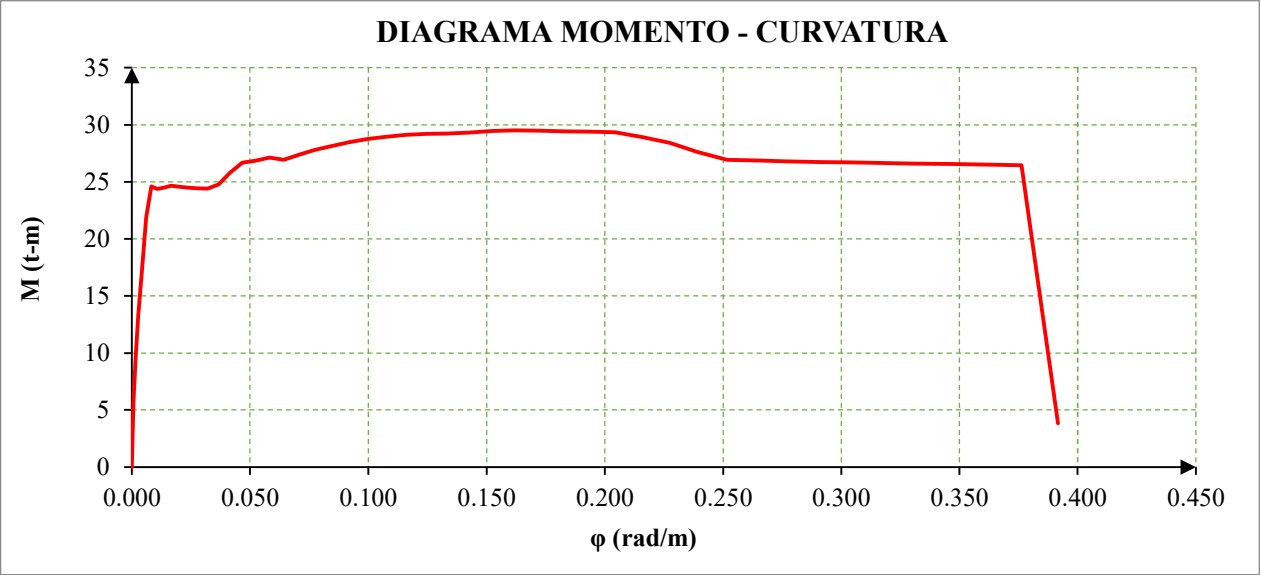
Mmax = 383556

fconcrete = 4.713E-04

Mconcrete = 2669275

fsteel = N/A

Msteel = N/A



kgf-cm											T-m	
Concrete St	Neutral Axi	Steel Strain	Tendon Stra	Concrete Co	Steel Comp	Steel Tensid	Prestress Fc	Net Force	Curvature	Moment	Curvature	Moment
-0.017900	10.6579	0.0369	0	-51793	-35768	87544	0	-16.706	0.001245	2920662	0.1245	29.20662
-0.019900	10.0737	0.0388	0	-52484	-35838	88317	0	-5.4551	0.001334	2922605	0.1334	29.22605
-0.021900	9.6409	0.0408	0	-52335	-36792	89125	0	-2.6187	0.001426	2932670	0.1426	29.3267
-0.023900	9.2803	0.043	0	-51687	-38231	89907	0	-11.3983	0.001521	2945603	0.1521	29.45603
-0.026100	8.8624	0.0451	0	-50856	-39705	90550	0	-10.9274	0.00162	2951740	0.162	29.5174
-0.028700	8.3425	0.0471	0	-49803	-41255	91017	0	-41.4825	0.001721	2948996	0.1721	29.48996
-0.031400	7.8157	0.049	0	-48650	-42737	91397	0	10.0886	0.001826	2943367	0.1826	29.43367
-0.034200	7.2964	0.0508	0	-47574	-44126	91707	0	7.0547	0.001933	2938912	0.1933	29.38912
-0.037200	6.7791	0.0527	0	-46524	-45417	91945	0	3.7853	0.002044	2933943	0.2044	29.33943
-0.041400	5.8067	0.0535	0	-44580	-47046	91652	0	26.516	0.002158	2894076	0.2158	28.94076
-0.046800	4.4184	0.0533	0	-42743	-48795	91544	0	6.1962	0.002274	2841478	0.2274	28.41478
-0.054100	2.3947	0.0512	0	-40603	-50603	91210	0	3.4937	0.002394	2759099	0.2394	27.59099
-0.060900	0.7919	0.0498	0	-38636	-51772	90424	0	16.3733	0.002517	2693234	0.2517	26.93234
-0.064500	0.6162	0.0519	0	-36806	-52182	88990	0	1.9648	0.002643	2685440	0.2643	26.8544
-0.068000	0.4677	0.054	0	-35104	-52529	87635	0	2.6805	0.002772	2679145	0.2772	26.79145
-0.071600	0.3404	0.0562	0	-33518	-52821	86312	0	-26.8287	0.002905	2673839	0.2905	26.73839
-0.075300	0.2333	0.0585	0	-32037	-53063	85100	0	-0.0966	0.00304	2669204	0.304	26.69204
-0.079000	0.1396	0.0608	0	-30654	-53260	83922	0	8.7733	0.003178	2664764	0.3178	26.64764
-0.082800	0.0581	0.0633	0	-29358	-53413	82784	0	12.7068	0.00332	2660367	0.332	26.60367
-0.086700	-0.0193	0.0657	0	-28018	-53879	81910	0	12.5837	0.003464	2655598	0.3464	26.55598
-0.090600	-0.0897	0.0683	0	-26704	-55308	82013	0	0.7367	0.003612	2650490	0.3612	26.5049
-0.094600	-0.1481	0.0709	0	-25495	-56575	82076	0	5.8957	0.003762	2645065	0.3762	26.45065
-0.170700	-18.602	1.56E-03	0	-24975	-16257	41231	0	-1.3736	0.003916	383556	0.3916	3.83556

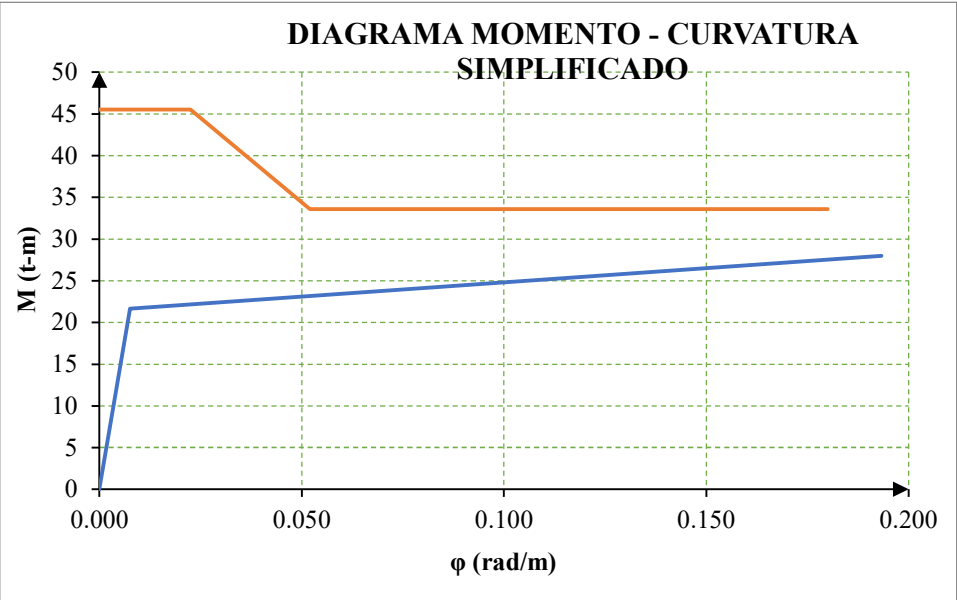
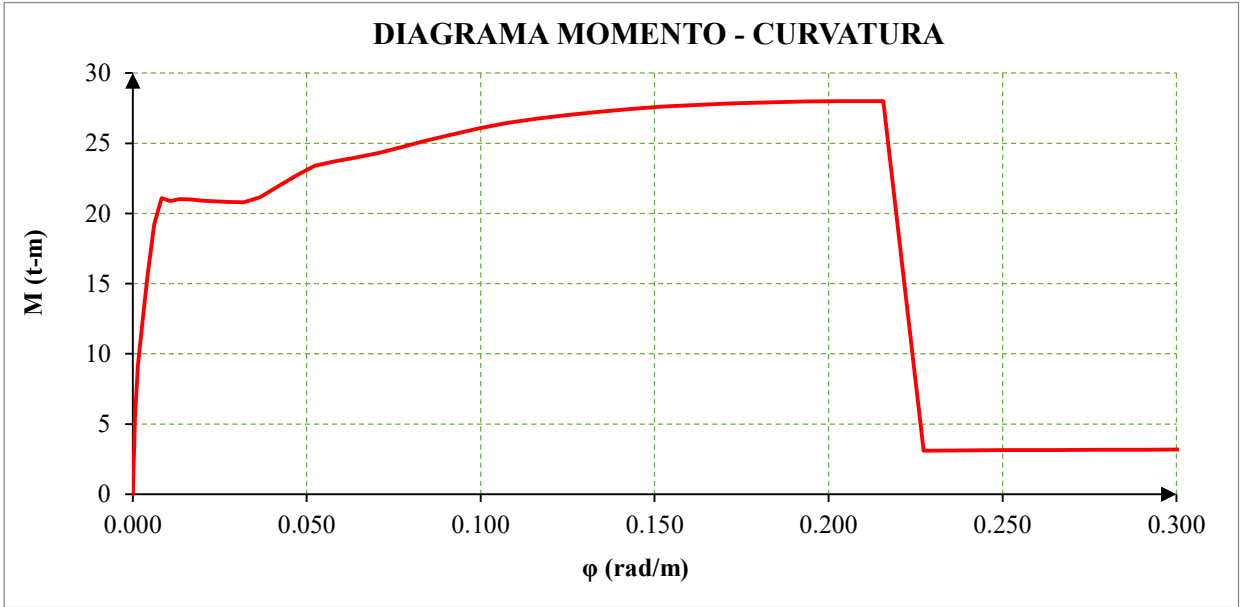
DIAGRAMA MOMENTO CURVATURA DE LA VIGA V-2 30CMX50CM CORTE 4-4

MOMENT CURVATURE (M-φ) GRAPH - Kgf, cm, C

Axial Load = 0
 Moment Angle = 0

Results For Exact-Integration

fy(Initial) = 6.884E-05
 My = 1988258
 fmax = 3.916E-03
 Mmax = 12371
 fconcrete = 5.358E-04
 Mconcrete = 2347139
 fsteel = 2.174E-03
 Msteel = 2454411



kgf-cm											T-m	
Concrete St	Neutral Axi	Steel Strain	Tendon Stra	Concrete Co	Steel Comp	Steel Tensid	Prestress Fc	Net Force	Curvature	Moment	Curvature	Moment
0.000000	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
-0.000147	1.0494	1.23E-04	0	-309.5626	-2933	2661.4997	0	-580.8326	6.15E-06	564837	0.0006147	5.64837
-0.000307	5.0114	3.69E-04	0	-2649	-5714	8352.205	0	-10.6347	1.54E-05	920464	0.001537	9.20464
-0.000479	7.7012	7.39E-04	0	-8808	-8307	17111	0	-4.1266	2.77E-05	1223829	0.002766	12.23829
-0.000674	9.328	1.22E-03	0	-17541	-11061	28570	0	-32.3025	4.30E-05	1557915	0.004303	15.57915
-0.000899	10.3755	1.81E-03	0	-28133	-14091	42196	0	-27.7064	6.15E-05	1924603	0.006147	19.24603
-0.001105	11.6801	2.55E-03	0	-35575	-16145	51708	0	-11.463	8.30E-05	2110410	0.008299	21.1041
-0.001268	13.211	3.47E-03	0	-37564	-16551	54087	0	-28.5593	1.08E-04	2087625	0.01076	20.87625
-0.001451	14.2698	4.50E-03	0	-39623	-17002	56605	0	-19.7106	1.35E-04	2101945	0.01352	21.01945
-0.001631	15.1705	5.67E-03	0	-40554	-16893	57445	0	-1.5187	1.66E-04	2100335	0.0166	21.00335
-0.001817	15.9072	6.97E-03	0	-41033	-16422	57445	0	-9.7085	2.00E-04	2090867	0.01998	20.90867
-0.002019	16.4702	8.40E-03	0	-41541	-15912	57445	0	-8.0053	2.37E-04	2085381	0.02367	20.85381
-0.002241	16.8986	9.93E-03	0	-42003	-15450	57445	0	-7.7767	2.77E-04	2081593	0.02766	20.81593
-0.002485	17.225	1.16E-02	0	-42386	-15080	57461	0	-4.9936	3.20E-04	2079027	0.03197	20.79027
-0.002774	17.4147	1.33E-02	0	-43112	-15411	58522	0	-1.6528	3.66E-04	2116659	0.03658	21.16659
-0.003112	17.5009	1.51E-02	0	-44025	-16532	60555	0	-1.6241	0.0004149	2190055	0.04149	21.90055
-0.003481	17.5491	1.71E-02	0	-44744	-18015	62741	0	-17.6457	0.0004672	2267868	0.04672	22.67868
-0.003874	17.5857	1.91E-02	0	-45170	-19640	64792	0	-18.9644	0.0005225	2340027	0.05225	23.40027
-0.004428	17.3772	2.11E-02	0	-41536	-25053	66581	0	-8.4363	0.0005809	2371326	0.05809	23.71326
-0.005032	17.1667	2.32E-02	0	-36940	-31297	68237	0	0.7386	0.0006424	2397651	0.06424	23.97651
-0.005624	17.0451	2.55E-02	0	-33084	-36727	69826	0	15.1589	0.0007069	2432071	0.07069	24.32071
-0.006218	16.9719	2.79E-02	0	-29813	-41731	71540	0	-3.5952	0.0007746	2474452	0.07746	24.74452
-0.006827	16.9235	3.04E-02	0	-27020	-46260	73250	0	-30.2509	0.0008452	2519396	0.08452	25.19396
-0.007432	16.9134	3.30E-02	0	-24628	-50252	74843	0	-36.9972	0.000919	2563514	0.0919	25.63514
-0.008026	16.9405	3.58E-02	0	-22786	-53530	76325	0	8.746	0.0009959	2605932	0.09959	26.05932
-0.008738	16.8776	3.86E-02	0	-22898	-54735	77621	0	-12.1533	0.001076	2645486	0.1076	26.45486
-0.009683	16.6439	0.0413	0	-23961	-54735	78694	0	-2.2109	0.001159	2674796	0.1159	26.74796

INCORPORACIÓN DEL CORTANTE EN EL DIAGRAMA M-φ

L=2.85

φ (rad/m)	M (t-m)
0	45.54
0.0225	45.54
0.052	33.6
0.18	33.6

CONSTRUCCION DE LA BILINEAL

	rad/cm	rad/m
M'y	1988258	19.88258
φ'y	0.000069	0.006884
Maci(ec=0.003)	2165734.4	21.657344
φy		0.007498

φ (rad/m)	M (t-m)
0	0
0.007498	21.657344
0.1933	27.97553

DIAGRAMA MOMENTO CURVATURA DE LA VIGA V-2 30CMX50CM CORTE 4-4

MOMENT CURVATURE (M-φ) GRAPH - Kgf, cm, C

Axial Load = 0

Moment Angle = 0

Results For Exact-Integration

fy(Initial) = 6.884E-05

My = 1988258

fmax = 3.916E-03

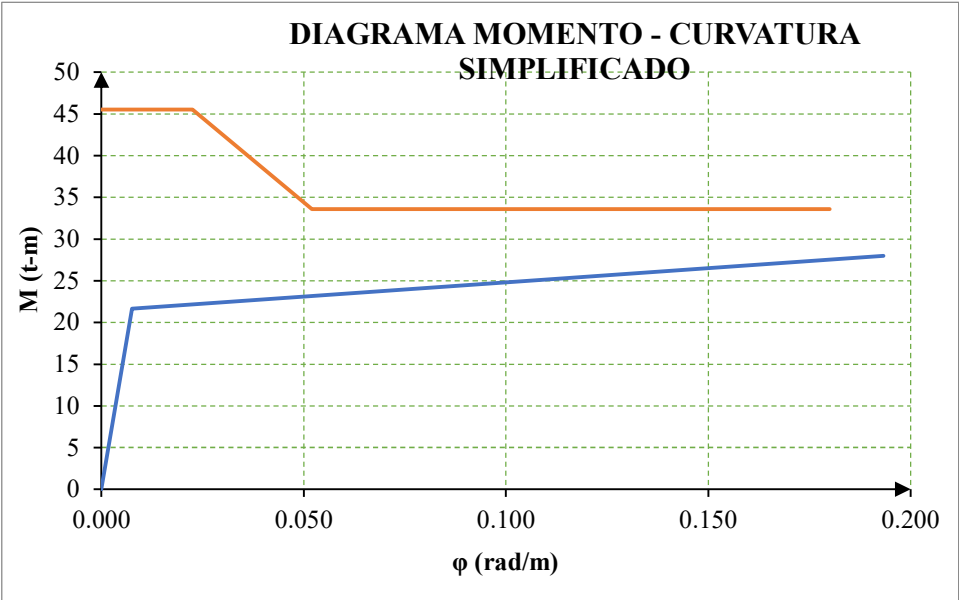
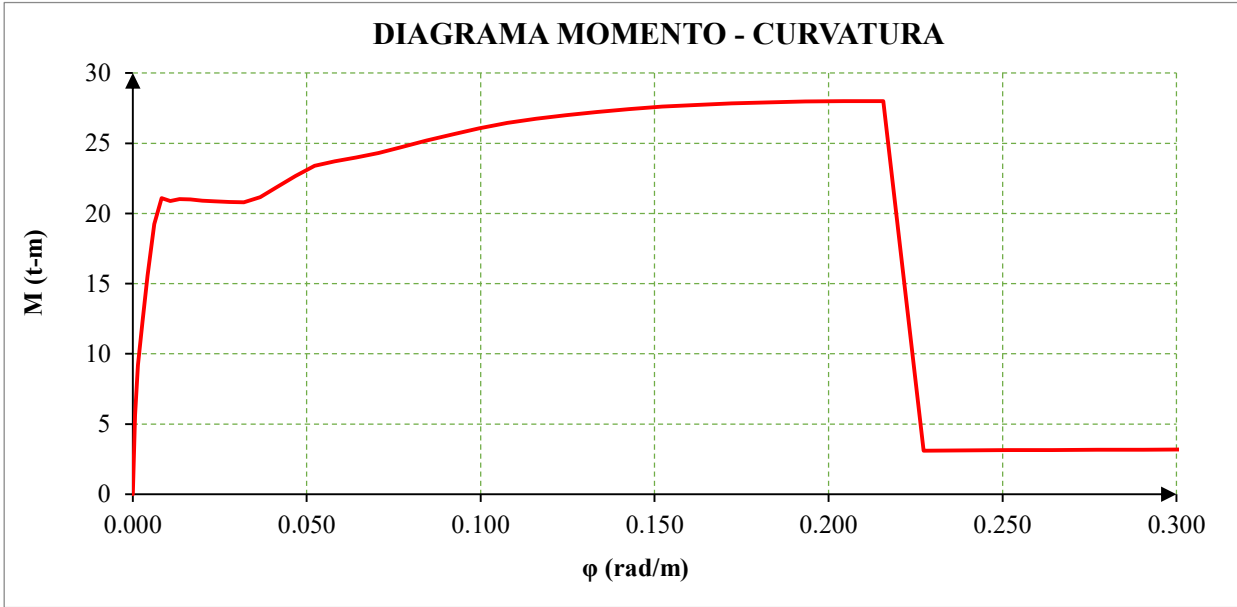
Mmax = 12371

fconcrete = 5.358E-04

Mconcrete = 2347139

fsteel = 2.174E-03

Msteel = 2454411



kgf-cm											T-m	
Concrete St	Neutral Axi	Steel Strain	Tendon Stra	Concrete Co	Steel Comp	Steel Tensid	Prestress Fc	Net Force	Curvature	Moment	Curvature	Moment
-0.010700	16.413	0.0441	0	-24960	-54735	79658	0	-36.6335	0.001245	2701225	0.1245	27.01225
-0.011700	16.1958	0.0469	0	-25831	-54735	80527	0	-38.6006	0.001334	2723943	0.1334	27.23943
-0.012900	15.9866	0.0499	0	-26604	-54735	81303	0	-36.3257	0.001426	2743433	0.1426	27.43433
-0.014000	15.7832	0.0529	0	-27287	-54735	81989	0	-33.3192	0.001521	2759890	0.1521	27.5989
-0.015300	15.5842	0.056	0	-27886	-54735	82590	0	-31.2397	0.00162	2773428	0.162	27.73428
-0.016500	15.3878	0.0592	0	-28403	-54735	83109	0	-29.9672	0.001721	2784170	0.1721	27.8417
-0.017900	15.1928	0.0624	0	-28842	-54735	83549	0	-28.4128	0.001826	2792186	0.1826	27.92186
-0.019300	14.9966	0.0657	0	-29206	-54735	83914	0	-27.4385	0.001933	2797553	0.1933	27.97553
-0.020900	14.7967	0.0691	0	-29500	-54735	84209	0	-25.9394	0.002044	2800373	0.2044	28.00373
-0.022500	14.5891	0.0725	0	-29727	-54735	84436	0	-25.8014	0.002158	2800693	0.2158	28.00693
-0.013800	18.9523	0.0863	0	-12692	-2883	15549	0	-26.3978	0.002274	310457	0.2274	3.10457
-0.014500	18.9513	0.0909	0	-12576	-3099	15670	0	-4.6723	0.002394	311987	0.2394	3.11987
-0.015200	18.9502	0.0955	0	-12458	-3330	15778	0	-11.0109	0.002517	313832	0.2517	3.13832
-0.016000	18.9494	0.1003	0	-12341	-3556	15874	0	-22.6957	0.002643	315579	0.2643	3.15579
-0.016800	18.9487	0.1052	0	-12223	-3777	15959	0	-41.3774	0.002772	317261	0.2772	3.17261
-0.017600	18.9492	0.1102	0	-12109	-3921	16032	0	1.7259	0.002905	317573	0.2905	3.17573
-0.018400	18.9493	0.1154	0	-11992	-4099	16094	0	2.8996	0.00304	318492	0.304	3.18492
-0.019200	18.9495	0.1206	0	-11877	-4264	16146	0	4.9159	0.003178	319208	0.3178	3.19208
-0.020100	18.9499	0.126	0	-11762	-4418	16187	0	7.9049	0.00332	319721	0.332	3.19721
-0.021000	18.9505	0.1315	0	-11647	-4560	16219	0	12.1921	0.003464	320036	0.3464	3.20036
-0.021800	18.9511	0.1371	0	-11532	-4691	16241	0	18.1449	0.003612	320148	0.3612	3.20148
-0.022800	18.9519	0.1428	0	-11419	-4808	16254	0	26.9095	0.003762	320037	0.3762	3.20037
-0.023100	19.1105	0.1492	0	-11526	0	11500	0	-26.1535	0.003916	12371	0.3916	0.12371

DIAGRAMA MOMENTO CURVATURA DE LA VIGA V-2 30CMX50CM CORTE 4-4

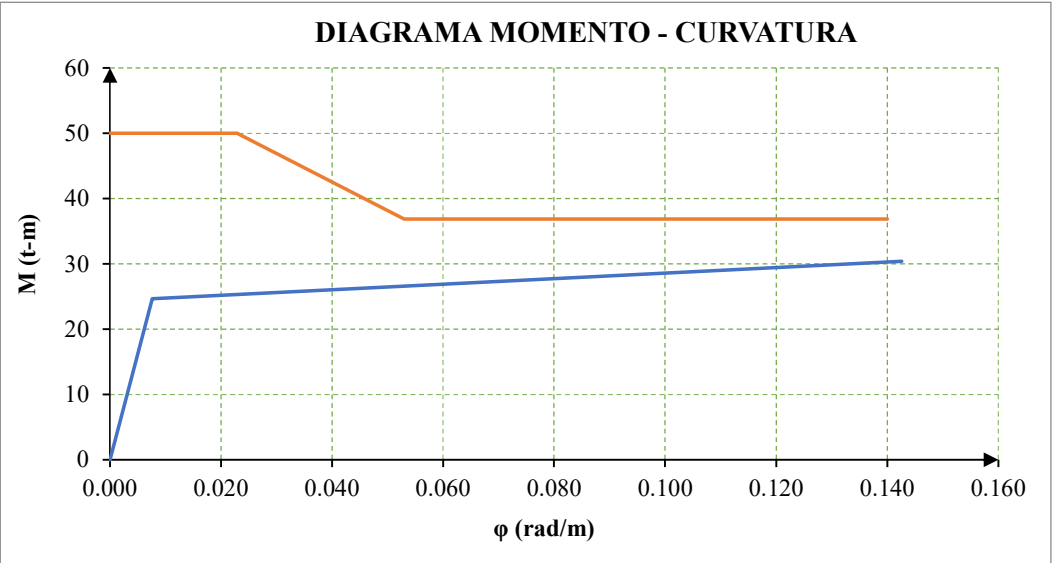
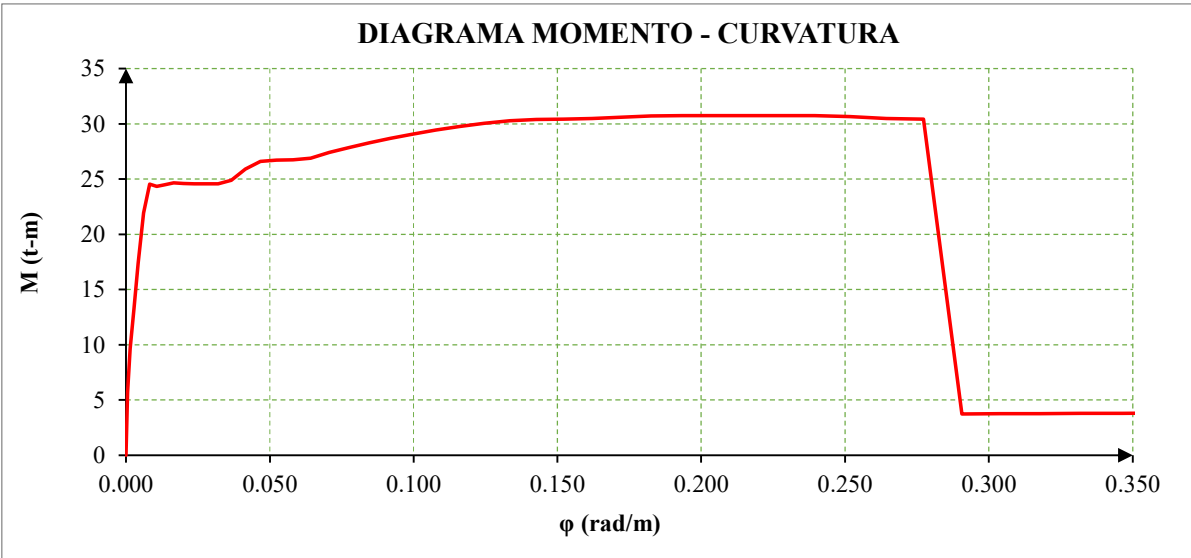
MOMENT CURVATURE (M-f) GRAPH - Kgf, cm, C

Axial Load = 0

Moment Angle = 180

Results For Exact-Integration

fy(Initial) = 7.158E-05
My = 2316907
fmax = 3.916E-03
Mmax = 382469
fconcrete = 4.495E-04
Mconcrete = 2636367
fstee = 2.774E-03
Msteel = 3012057



kgf-cm											T-m	
Concrete Str	Neutral Axi	Steel Strain	Tendon Stra	Concrete Cc	Steel Comp	Steel Tensid	Prestress Fo	Net Force	Curvature	Moment	Curvature	Moment
0.000000	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
-0.000150	0.5799	1.20E-04	0	-789.2215	-2401	3217.8769	0	27.8929	6.15E-06	569864	0.0006147	5.69864
-0.000319	4.2758	3.58E-04	0	-5144	-4717	9853.2797	0	-7.6079	1.54E-05	964451	0.001537	9.64451
-0.000505	6.7573	7.13E-04	0	-12990	-6936	19923	0	-2.9636	2.77E-05	1328131	0.002766	13.28131
-0.000723	8.2083	1.17E-03	0	-23630	-9377	32981	0	-25.9695	4.30E-05	1739226	0.004303	17.39226
-0.000977	9.1003	1.73E-03	0	-36254	-12154	48385	0	-22.8726	6.15E-05	2194994	0.006147	21.94994
-0.001217	10.3329	2.43E-03	0	-45167	-14093	59249	0	-11.1606	8.30E-05	2454562	0.008299	24.54562
-0.001403	11.9584	3.33E-03	0	-47226	-14312	61507	0	-30.5206	1.08E-04	2433065	0.01076	24.33065
-0.001612	13.0807	4.34E-03	0	-49404	-14557	63939	0	-22.1595	1.35E-04	2448655	0.01352	24.48655
-0.001834	13.9503	5.47E-03	0	-50977	-14599	65574	0	-1.8139	1.66E-04	2465495	0.0166	24.65495
-0.002056	14.709	6.74E-03	0	-51441	-14888	66320	0	-9.0882	2.00E-04	2460069	0.01998	24.60069
-0.002304	15.2664	8.11E-03	0	-51815	-15345	67152	0	-9.1603	2.37E-04	2457706	0.02367	24.57706
-0.002577	15.6826	9.59E-03	0	-52093	-15937	68024	0	-6.0599	2.77E-04	2456670	0.02766	24.5667
-0.002878	15.9971	1.12E-02	0	-52268	-16670	68934	0	-4.2093	3.20E-04	2456470	0.03197	24.5647
-0.003227	16.178	1.29E-02	0	-52757	-17925	70669	0	-12.6138	3.66E-04	2490147	0.03658	24.90147
-0.003651	16.2008	1.46E-02	0	-53815	-20171	73990	0	4.0654	0.0004149	2589606	0.04149	25.89606
-0.004179	16.0559	1.64E-02	0	-52829	-23886	76698	0	-17.2451	0.0004672	2660304	0.04672	26.60304
-0.004939	15.5475	1.81E-02	0	-46934	-31014	77969	0	21.4796	0.0005225	2670379	0.05225	26.70379
-0.005902	14.8395	1.97E-02	0	-42333	-35768	78084	0	-17.1514	0.0005809	2674475	0.05809	26.74475
-0.006974	14.1433	2.13E-02	0	-41910	-35768	77667	0	-11.1113	0.0006424	2689679	0.06424	26.89679
-0.007868	13.8703	2.32E-02	0	-42731	-36250	78964	0	-16.141	0.0007069	2739097	0.07069	27.39097
-0.008813	13.622	2.53E-02	0	-43348	-37308	80624	0	-32.7259	0.0007746	2785442	0.07746	27.85442
-0.009804	13.4008	2.74E-02	0	-43765	-38433	82165	0	-33.2077	0.0008452	2828321	0.08452	28.28321
-0.010800	13.2025	2.96E-02	0	-44009	-39625	83604	0	-30.1835	0.000919	2867880	0.0919	28.6788
-0.011900	13.0121	3.19E-02	0	-44155	-40945	85091	0	-9.0083	0.0009959	2905785	0.09959	29.05785
-0.013100	12.8337	3.42E-02	0	-44188	-42370	86545	0	-12.7363	0.001076	2941633	0.1076	29.41633
-0.014300	12.6777	0.0367	0	-44071	-43831	87888	0	-13.961	0.001159	2974135	0.1159	29.74135
-0.015500	12.5354	0.0393	0	-43850	-45259	89120	0	11.7534	0.001245	3002913	0.1245	30.02913
-0.016800	12.3787	0.0419	0	-43644	-46606	90223	0	-27.0757	0.001334	3028203	0.1334	30.28203
-0.018600	11.9306	0.0441	0	-44429	-46606	91001	0	-33.9087	0.001426	3038124	0.1426	30.38124

INCORPORACIÓN DEL CORTANTE EN EL DIAGRAMA M-φ

L=2.85

φ (rad/m)	M (t-m)
0	49.98
0.0229	49.98
0.053	36.88
0.14	36.88

CONSTRUCCION DE LA BILINEAL

BILINEAL	rad/cm	rad/m
M'y	2316907	23.16907
φ'y	0.0000716	0.007158
Maci(ec=0.003)	2468242.5	24.682425
φy		0.007626

φ (rad/m)	M (t-m)
0	0
0.007626	24.682425
0.1426	30.38124

DIAGRAMA MOMENTO CURVATURA DE LA VIGA V-2 30CMX50CM CORTE 4-4

MOMENT CURVATURE (M-f) GRAPH - Kgf, cm, C

Axial Load = 0

Moment Angle = 180

Results For Exact-Integration

fy(Initial) = 7.158E-05

My = 2316907

fmax = 3.916E-03

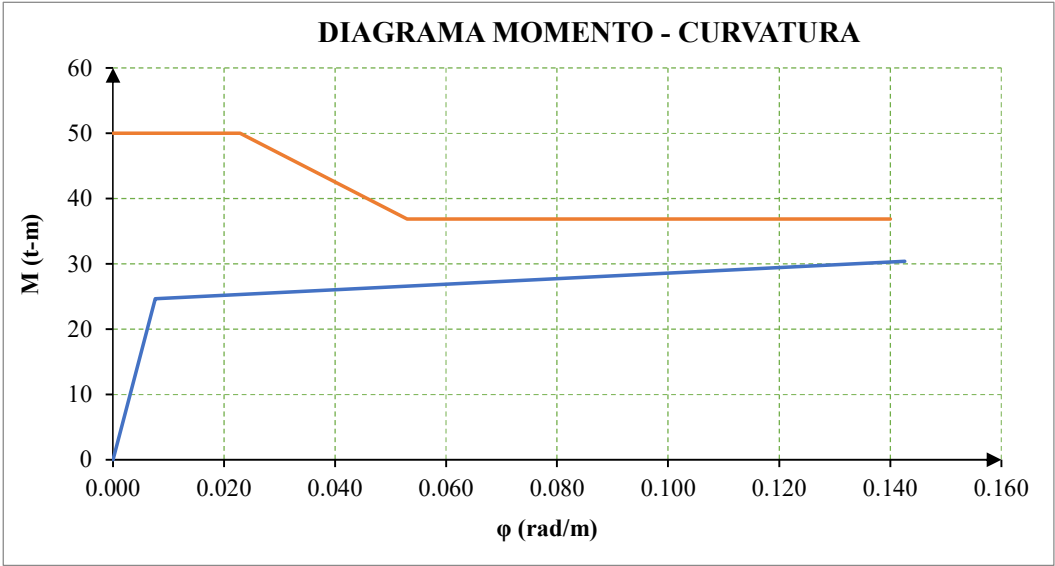
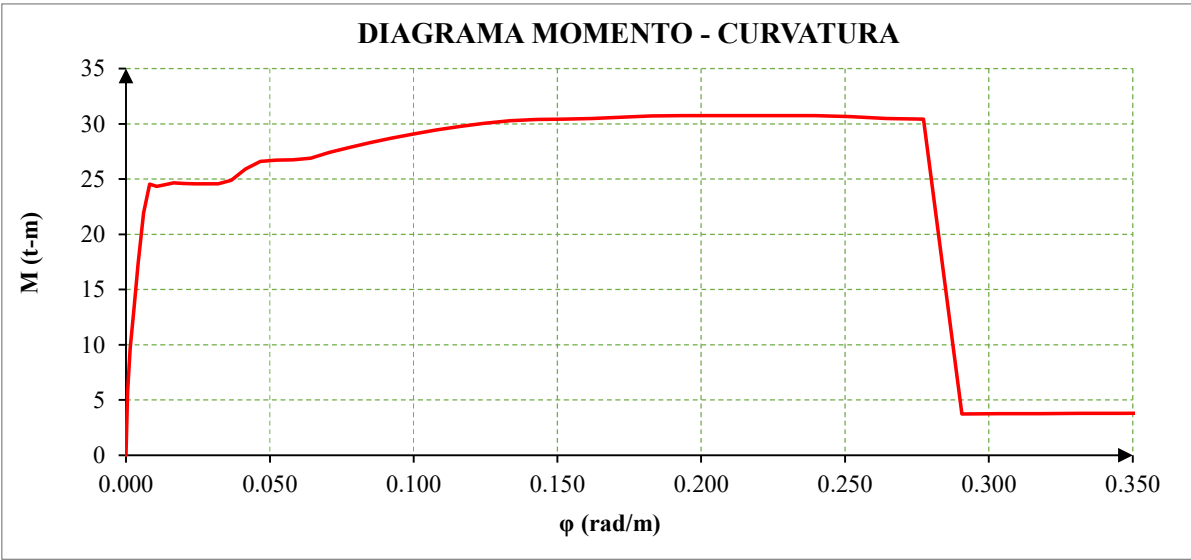
Mmax = 382469

fconcrete = 4.495E-04

Mconcrete = 2636367

fsteel = 2.774E-03

Msteel = 3012057



kgf-cm											T-m	
Concrete Str	Neutral Axi	Steel Strain	Tendon Stra	Concrete Cc	Steel Comp	Steel Tensio	Prestress Fo	Net Force	Curvature	Moment	Curvature	Moment
-0.020600	11.4406	0.0463	0	-45073	-46606	91660	0	-19.8499	0.001521	3041749	0.1521	30.41749
-0.022600	11.0345	0.0486	0	-45148	-47158	92288	0	-18.351	0.00162	3047673	0.162	30.47673
-0.024500	10.7917	0.0513	0	-44535	-48425	92951	0	-9.0649	0.001721	3060896	0.1721	30.60896
-0.026400	10.5179	0.0539	0	-43808	-49720	93509	0	-18.8485	0.001826	3069928	0.1826	30.69928
-0.028600	10.1979	0.0564	0	-42943	-51042	93961	0	-24.2188	0.001933	3073917	0.1933	30.73917
-0.031000	9.8363	0.0589	0	-41941	-52386	94316	0	-11.2426	0.002044	3073331	0.2044	30.73331
-0.033400	9.5029	0.0615	0	-41004	-53625	94626	0	-4.1037	0.002158	3073533	0.2158	30.73533
-0.036000	9.187	0.0641	0	-40110	-54779	94882	0	-7.3702	0.002274	3073736	0.2274	30.73736
-0.038600	8.8768	0.0667	0	-39205	-55913	95085	0	-32.6414	0.002394	3073287	0.2394	30.73287
-0.041600	8.4891	0.0692	0	-37769	-57461	95192	0	-38.5038	0.002517	3064328	0.2517	30.64328
-0.045000	7.9941	0.0714	0	-35987	-59192	95189	0	10.4477	0.002643	3047578	0.2643	30.47578
-0.048000	7.6889	0.074	0	-34799	-60478	95245	0	-31.8194	0.002772	3042694	0.2772	30.42694
-0.018300	18.7019	0.1095	0	-12264	-15038	27281	0	-21.4884	0.002905	373220	0.2905	3.7322
-0.019100	18.7066	0.1146	0	-12094	-15491	27544	0	-41.1532	0.00304	375583	0.304	3.75583
-0.020000	18.7126	0.1199	0	-11926	-15864	27791	0	1.9836	0.003178	376551	0.3178	3.76551
-0.020900	18.7179	0.1252	0	-11760	-16264	28025	0	2.3299	0.00332	378128	0.332	3.78128
-0.021700	18.7232	0.1307	0	-11594	-16649	28247	0	2.866	0.003464	379507	0.3464	3.79507
-0.022600	18.7287	0.1363	0	-11430	-17018	28452	0	3.3808	0.003612	380680	0.3612	3.8068
-0.023600	18.7341	0.142	0	-11267	-17373	28645	0	4.5616	0.003762	381658	0.3762	3.81658
-0.024500	18.7395	0.1478	0	-11107	-17714	28825	0	4.9852	0.003916	382469	0.3916	3.82469

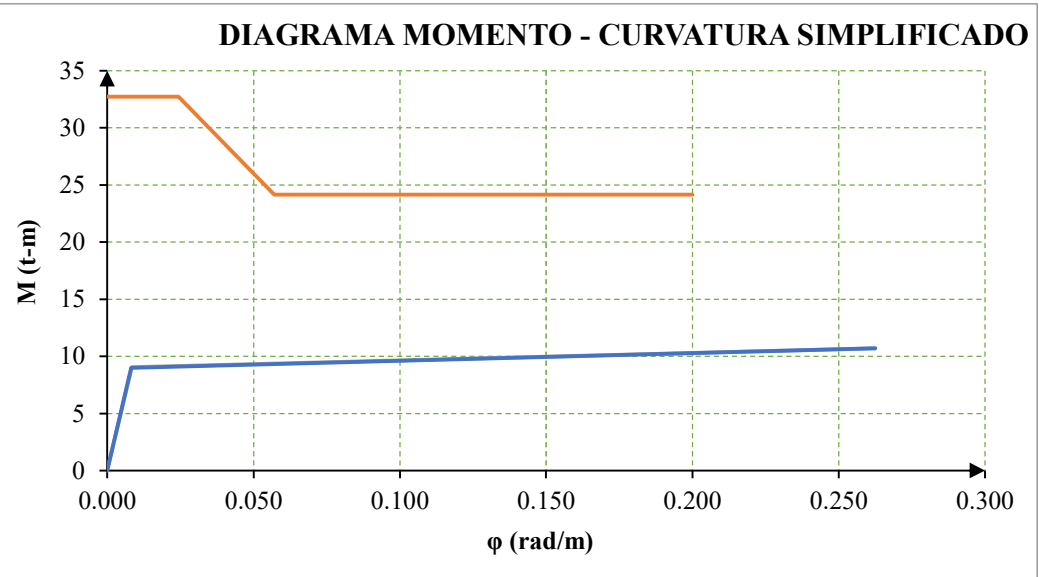
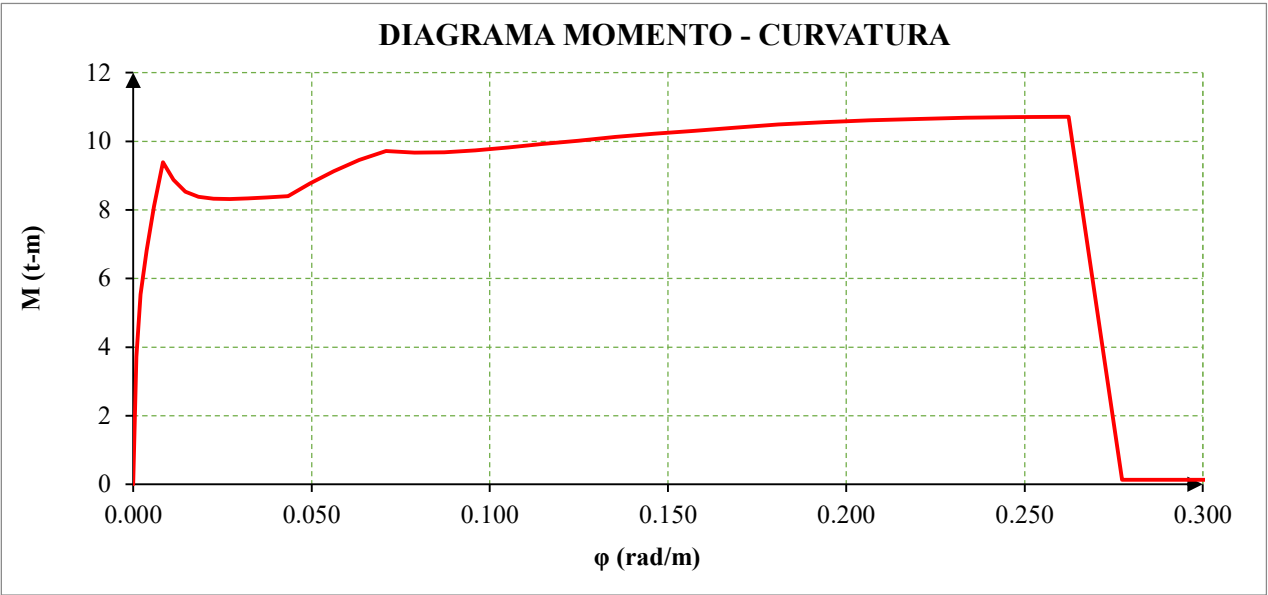
DIAGRAMA MOMENTO CURVATURA DE LA VIGA V-3 30CMX40CM

MOMENT CURVATURE (M-f) GRAPH - Kgf, cm, C

Axial Load = 0
 Moment Angle = 0

Results For Exact-Integration

fy(Initial) = 8.463E-05
 My = 937092
 fmax = 5.314E-03
 Mmax = 10528
 fconcrete = 7.023E-04
 Mconcrete = 969330
 fsteel = 2.673E-03
 Msteel = 725222



kgf-cm											T-m	
Concrete St	Neutral Axi	Steel Strain	Tendon Stra	Concrete Co	Steel Comp	Steel Tensid	Prestress Fc	Net Force	Curvature	Moment	Curvature	Moment
0.000000	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
-0.000153	1.6408	1.31E-04	0	-1615	-3215	1596.7358	0	-3233	8.34E-06	371855	0.0008343	3.71855
-0.000307	5.3	4.03E-04	0	-716.0431	-5658	4925.7582	0	-1449	2.09E-05	553880	0.002086	5.5388
-0.000461	7.7112	8.15E-04	0	-2619	-7362	9974.8886	0	-6.228	3.75E-05	681652	0.003754	6.81652
-0.000629	9.2234	1.36E-03	0	-7901	-8698	16598	0	-1.8799	5.84E-05	809825	0.00584	8.09825
-0.000813	10.2548	2.02E-03	0	-14600	-9743	24321	0	-21.7717	8.34E-05	939223	0.008343	9.39223
-0.000938	11.6708	2.89E-03	0	-17027	-8180	25200	0	-7.4211	1.13E-04	887717	0.01126	8.87717
-0.001074	12.6418	3.89E-03	0	-19031	-6183	25200	0	-13.8243	1.46E-04	852882	0.0146	8.52882
-0.001232	13.2897	5.01E-03	0	-21144	-4065	25200	0	-9.6739	1.84E-04	837564	0.01835	8.37564
-0.001411	13.7344	6.25E-03	0	-23341	-1866	25200	0	-6.9317	2.25E-04	831961	0.02253	8.31961
-0.001615	14.0435	7.60E-03	0	-25572	0	25568	0	-3.8339	2.71E-04	831337	0.02711	8.31337
-0.001845	14.2555	9.08E-03	0	-27762	0	27759	0	-2.8118	3.21E-04	833203	0.03212	8.33203
-0.002107	14.3878	1.07E-02	0	-29757	0	29740	0	-16.5734	3.75E-04	836185	0.03754	8.36185
-0.002404	14.4575	1.23E-02	0	-31450	0	31448	0	-2.4974	0.0004338	839961	0.04338	8.39961
-0.002761	14.4379	1.41E-02	0	-33305	0	33303	0	-2.0078	0.0004964	877613	0.04964	8.77613
-0.003152	14.4022	1.60E-02	0	-34824	0	34820	0	-4.4197	0.0005631	913129	0.05631	9.13129
-0.003576	14.3597	1.80E-02	0	-36017	0	36021	0	4.4393	0.000634	945211	0.0634	9.45211
-0.004042	14.2994	2.01E-02	0	-36598	0	36598	0	-0.2831	0.0007091	971746	0.07091	9.71746
-0.004671	14.0752	2.21E-02	0	-32767	0	32758	0	-9.2757	0.0007884	966416	0.07884	9.66416
-0.005318	13.9003	2.43E-02	0	-29063	-2709	31785	0	12.7323	0.0008718	967309	0.08718	9.67309
-0.005972	13.775	2.66E-02	0	-25869	-6730	32599	0	0.319	0.0009594	973178	0.09594	9.73178
-0.006635	13.6884	2.91E-02	0	-23140	-10213	33353	0	0.3326	0.001051	981642	0.1051	9.81642
-0.007308	13.6295	3.17E-02	0	-20792	-13252	34044	0	0.2552	0.001147	991497	0.1147	9.91497
-0.007994	13.5908	3.44E-02	0	-18757	-15914	34672	0	1.1528	0.001247	1001858	0.1247	10.01858
-0.008694	13.5671	3.73E-02	0	-16986	-18245	35236	0	3.9149	0.001352	1012038	0.1352	10.12038
-0.009411	13.5542	0.0402	0	-15437	-20296	35738	0	5.2788	0.00146	1021749	0.146	10.21749
-0.010100	13.5491	0.0433	0	-14069	-22110	36179	0	0.2109	0.001573	1030794	0.1573	10.30794
-0.010900	13.5578	0.0466	0	-13284	-23293	36564	0	-13.4116	0.001689	1039931	0.1689	10.39931
-0.011600	13.5765	0.0499	0	-12986	-23905	36892	0	1.6557	0.00181	1048269	0.181	10.48269

INCORPORACIÓN DEL CORTANTE EN EL DIAGRAMA M-φ

L=2.4m

φ (rad/m)	M (t-m)
0	32.74
0.0244	32.74
0.057	24.15
0.2	24.15

CONSTRUCCION DE LA BILINEAL

BILINEAL	rad/cm	rad/m
M'y	937092	9.37092
φ'y	0.000085	0.008463
Maci(ec=0.003)	899322.3	8.9932227
φy		0.008122

φ (rad/m)	M (t-m)
0	0
0.008122	8.9932227
0.2624	10.71215

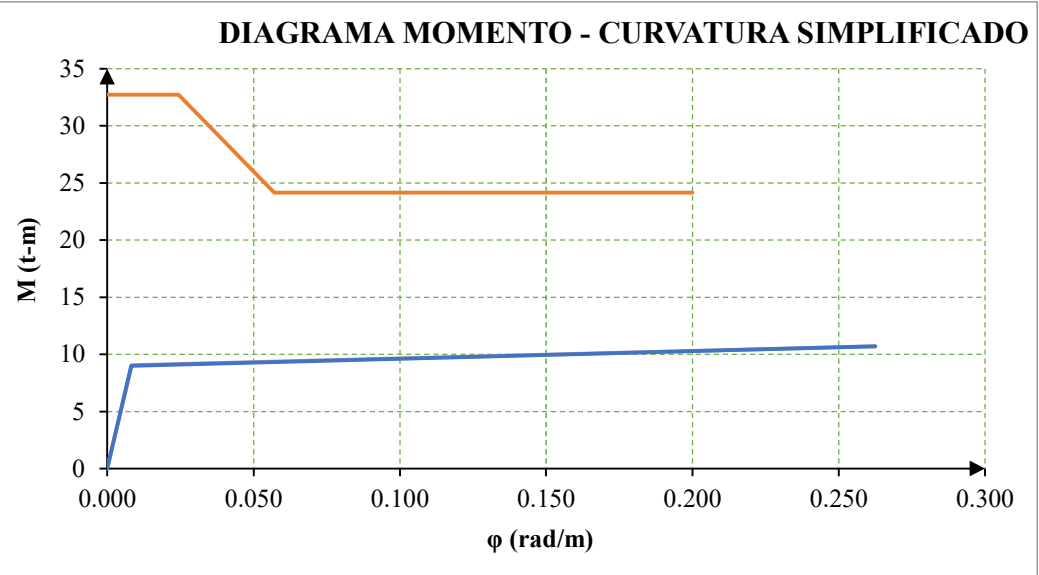
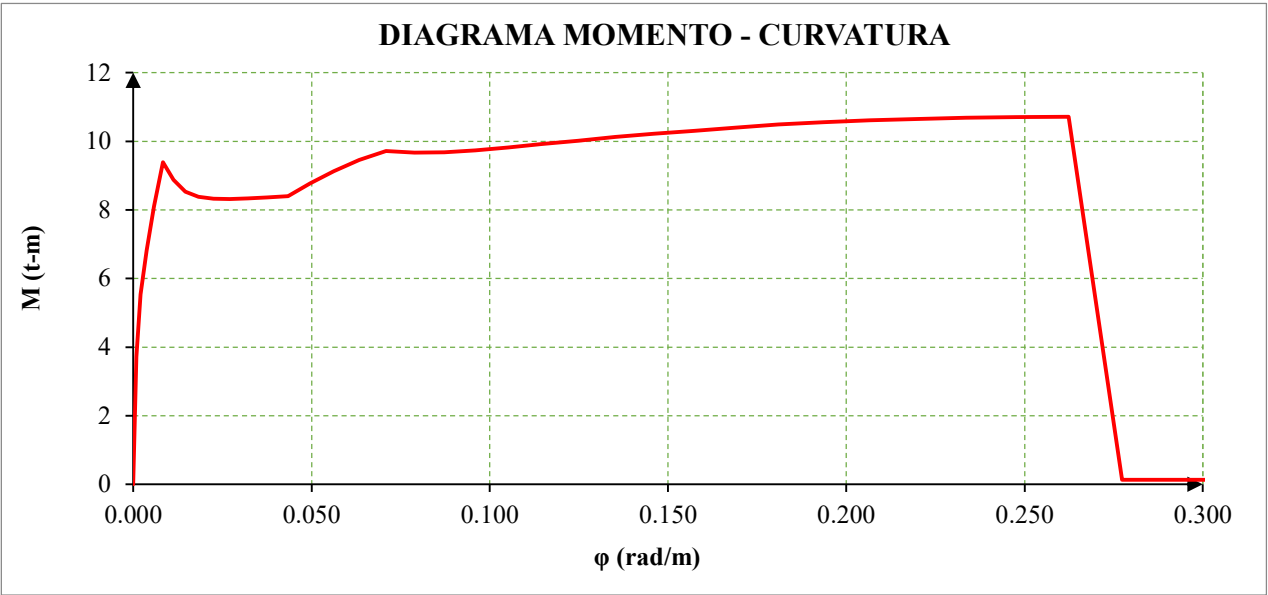
DIAGRAMA MOMENTO CURVATURA DE LA VIGA V-3 30CMX40CM

MOMENT CURVATURE (M-f) GRAPH - Kgf, cm, C

Axial Load = 0
 Moment Angle = 0

Results For Exact-Integration

fy(Initial) = 8.463E-05
 My = 937092
 fmax = 5.314E-03
 Mmax = 10528
 fconcrete = 7.023E-04
 Mconcrete = 969330
 fsteel = 2.673E-03
 Msteel = 725222



kgf-cm											T-m	
Concrete St	Neutral Axi	Steel Strain	Tendon Stra	Concrete Co	Steel Comp	Steel Tensid	Prestress Fc	Net Force	Curvature	Moment	Curvature	Moment
-0.012400	13.5947	0.0534	0	-12700	-24463	37167	0	3.9765	0.001936	1055362	0.1936	10.55362
-0.013200	13.6125	0.057	0	-12426	-24951	37388	0	10.7124	0.002065	1060970	0.2065	10.6097
-0.014000	13.6299	0.0607	0	-12168	-25371	37559	0	20.8089	0.002198	1065210	0.2198	10.6521
-0.014800	13.6463	0.0646	0	-11920	-25764	37683	0	-1.1108	0.002336	1068615	0.2336	10.68615
-0.015700	13.6624	0.0685	0	-11683	-26081	37762	0	-2.0478	0.002478	1070499	0.2478	10.70499
-0.016600	13.678	0.0726	0	-11456	-26345	37797	0	-3.7114	0.002624	1071215	0.2624	10.71215
-0.016300	14.1402	0.0781	0	-12129	0	12127	0	-2.5873	0.002774	13663	0.2774	0.13663
-0.017200	14.1322	0.0824	0	-12083	0	12076	0	-6.3019	0.002928	13423	0.2928	0.13423
-0.018100	14.1249	0.0868	0	-12032	0	12026	0	-6.3935	0.003087	13155	0.3087	0.13155
-0.019100	14.1181	0.0914	0	-11978	0	11971	0	-6.6551	0.003249	12907	0.3249	0.12907
-0.020100	14.1118	0.096	0	-11921	0	11914	0	-6.9052	0.003416	12675	0.3416	0.12675
-0.021100	14.106	0.1008	0	-11860	0	11853	0	-7.1397	0.003587	12455	0.3587	0.12455
-0.022200	14.1005	0.1057	0	-11796	0	11788	0	-7.3276	0.003763	12246	0.3763	0.12246
-0.023300	14.0953	0.1107	0	-11729	0	11717	0	-11.505	0.003942	12100	0.3942	0.121
-0.024400	14.0905	0.1159	0	-11659	0	11637	0	-22.7003	0.004125	12061	0.4125	0.12061
-0.025500	14.0861	0.1211	0	-11586	0	11587	0	0.9544	0.004313	11540	0.4313	0.1154
-0.026700	14.0819	0.1265	0	-11510	0	11512	0	1.5816	0.004505	11347	0.4505	0.11347
-0.027800	14.078	0.132	0	-11432	0	11434	0	2.6431	0.004701	11151	0.4701	0.11151
-0.029000	14.0743	0.1376	0	-11351	0	11355	0	4.2073	0.004901	10952	0.4901	0.10952
-0.030300	14.0708	0.1433	0	-11267	0	11273	0	6.4736	0.005106	10745	0.5106	0.10745
-0.031500	14.0675	0.1492	0	-11180	0	11190	0	9.6717	0.005314	10528	0.5314	0.10528

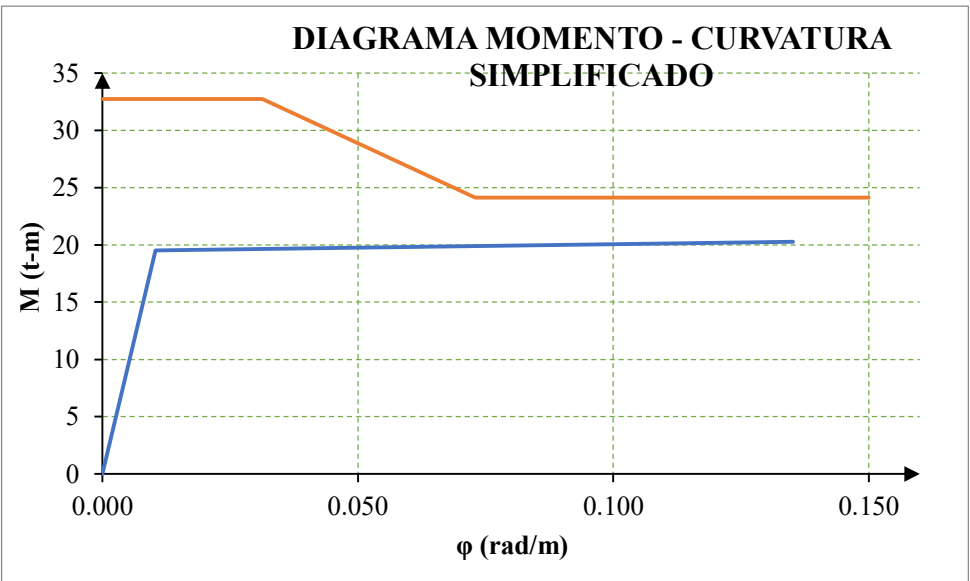
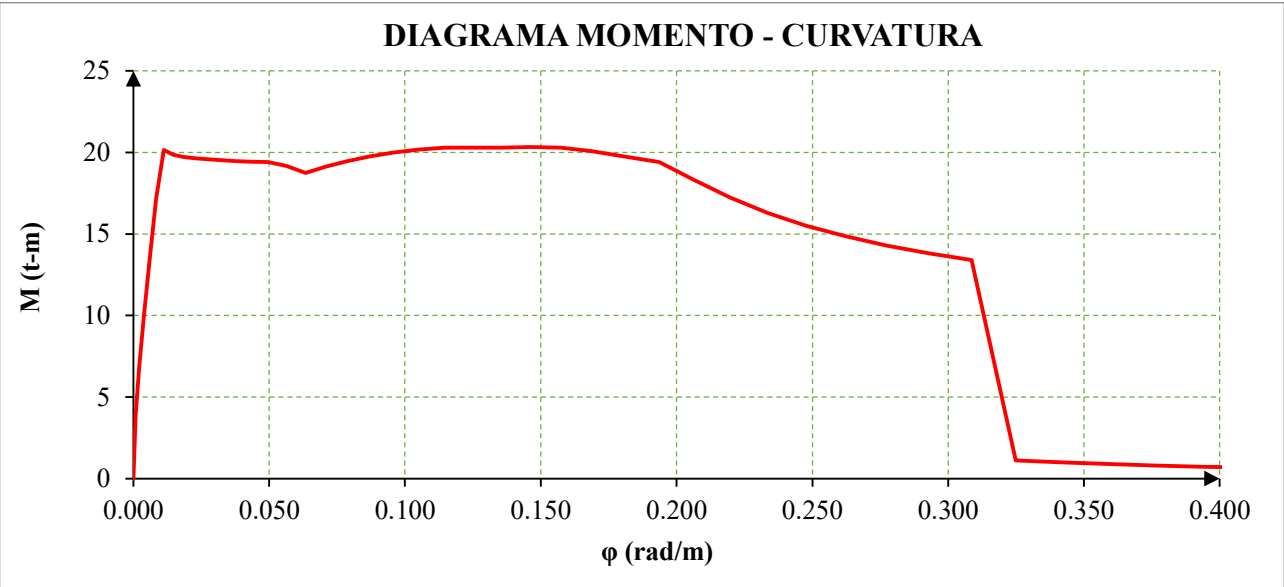
DIAGRAMA MOMENTO CURVATURA DE LA VIGA V-3 30CMX40CM

MOMENT CURVATURE (M-f) GRAPH - Kgf, cm, C

Axial Load = 0
 Moment Angle = 180

Results For Exact-Integration

fy(Initial) = 1.016E-04
 My = 1902224
 fmax = 5.314E-03
 Mmax = 39629
 fconcrete = 4.759E-04
 Mconcrete = 1942375
 fsteel = N/A
 Msteel = N/A



kgf-cm											T-m	
Concrete St	Neutral Axi	Steel Strain	Tendon Stra	Concrete Co	Steel Comp	Steel Tensid	Prestress Fc	Net Force	Curvature	Moment	Curvature	Moment
0.00000	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
-0.00017	0.0606	1.17E-04	0	-2236	-1423	3658.02	0	-0.9626	8.34E-06	388978	0.000834	3.88978
-0.00036	2.806	3.51E-04	0	-8078	-2857	10931	0	-4.5861	2.09E-05	682342	0.002086	6.82342
-0.00058	4.4868	6.94E-04	0	-17276	-4370	21644	0	-1.6108	3.75E-05	982752	0.003754	9.82752
-0.00085	5.3801	1.13E-03	0	-29153	-6160	35297	0	-15.2542	5.84E-05	1330256	0.00584	13.30256
-0.00118	5.8413	1.66E-03	0	-42891	-8328	51204	0	-15.6014	8.34E-05	1716995	0.008343	17.16995
-0.00152	6.4726	2.31E-03	0	-53866	-10373	64219	0	-19.6319	1.13E-04	2015144	0.01126	20.15144
-0.00175	8.0435	3.22E-03	0	-53580	-10640	64219	0	-1.5717	1.46E-04	1986068	0.0146	19.86068
-0.00199	9.1689	4.25E-03	0	-53393	-10849	64219	0	-22.6543	1.84E-04	1972185	0.01835	19.72185
-0.00226	9.9849	5.40E-03	0	-53177	-11066	64219	0	-23.3597	2.25E-04	1963816	0.02253	19.63816
-0.00255	10.5823	6.67E-03	0	-52897	-11338	64219	0	-16.2753	2.71E-04	1957491	0.02711	19.57491
-0.00288	11.0293	8.04E-03	0	-52555	-11675	64219	0	-10.7105	3.21E-04	1952287	0.03212	19.52287
-0.00324	11.3698	9.52E-03	0	-52145	-12082	64219	0	-7.1524	3.75E-04	1947656	0.03754	19.47656
-0.00363	11.6343	1.11E-02	0	-51651	-12557	64219	0	10.5592	0.0004338	1943071	0.04338	19.43071
-0.00418	11.5794	1.27E-02	0	-50277	-14701	64951	0	-27.3278	0.0004964	1942037	0.04964	19.42037
-0.00529	10.614	1.39E-02	0	-44099	-23014	67135	0	21.9478	0.0005631	1918291	0.05631	19.18291
-0.00695	9.0415	1.46E-02	0	-43255	-25200	68459	0	3.4168	0.000634	1874607	0.0634	18.74607
-0.00814	8.5168	1.60E-02	0	-45491	-25200	70690	0	-1.5023	0.0007091	1912976	0.07091	19.12976
-0.00947	7.9872	1.73E-02	0	-47585	-25200	72762	0	-23.487	0.0007884	1947391	0.07884	19.47391
-0.01090	7.4569	1.87E-02	0	-49479	-25200	74656	0	-22.4218	0.0008718	1976576	0.08718	19.76576
-0.01260	6.9127	2.01E-02	0	-51199	-25200	76387	0	-12.4235	0.0009594	2000326	0.09594	20.00326
-0.01440	6.3376	2.14E-02	0	-52772	-25200	77941	0	-31.1547	0.001051	2017927	0.1051	20.17927
-0.01640	5.7382	2.26E-02	0	-54102	-25200	79314	0	11.7845	0.001147	2028148	0.1147	20.28148
-0.01860	5.0757	2.38E-02	0	-55258	-25200	80481	0	23.8153	0.001247	2029713	0.1247	20.29713
-0.02110	4.4163	2.49E-02	0	-55901	-25626	81528	0	0.6808	0.001352	2028386	0.1352	20.28386
-0.02350	3.8799	2.61E-02	0	-55671	-26927	82613	0	15.5768	0.00146	2034184	0.146	20.34184
-0.02640	3.2386	0.0271	0	-55182	-28271	83456	0	2.9983	0.001573	2028910	0.1573	20.2891
-0.02970	2.4356	0.0278	0	-54292	-29684	83982	0	5.7195	0.001689	2007244	0.1689	20.07244
-0.03350	1.5023	0.0281	0	-53101	-31088	84214	0	25.7311	0.00181	1973032	0.181	19.73032

INCORPORACIÓN DEL CORTANTE EN EL DIAGRAMA M-φ

L=2.4m

φ (rad/m)	M (t-m)
0	32.74
0.0313	32.74
0.073	24.15
0.15	24.15

CONSTRUCCION DE LA BILINEAL

	rad/cm	rad/m
M'y	1902224	19.02224
φ'y	0.000102	0.01016
Maci(ec=0.003)	1950751.9	19.507519
φy		0.010419

φ (rad/m)	M (t-m)
0	0
0.010419	19.507519
0.1352	20.28386

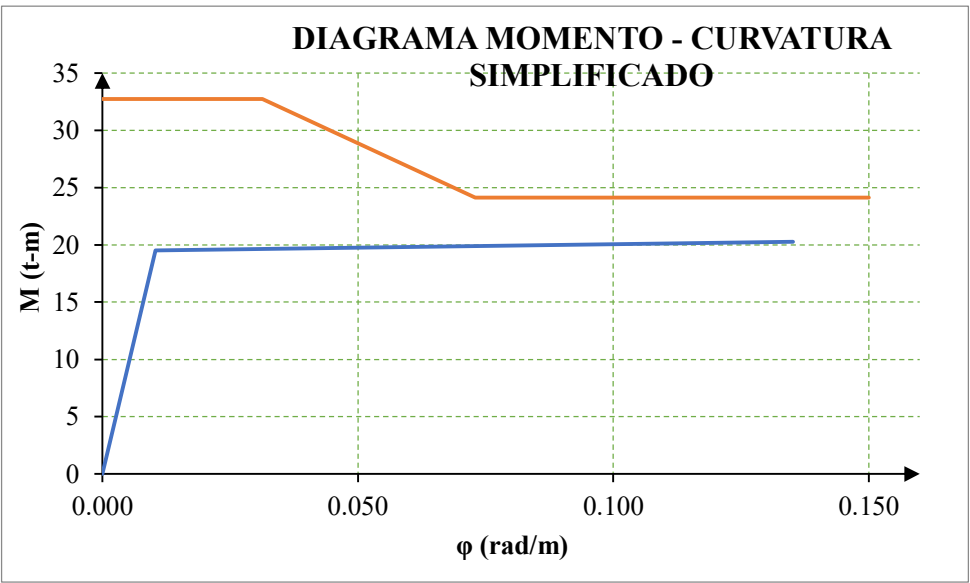
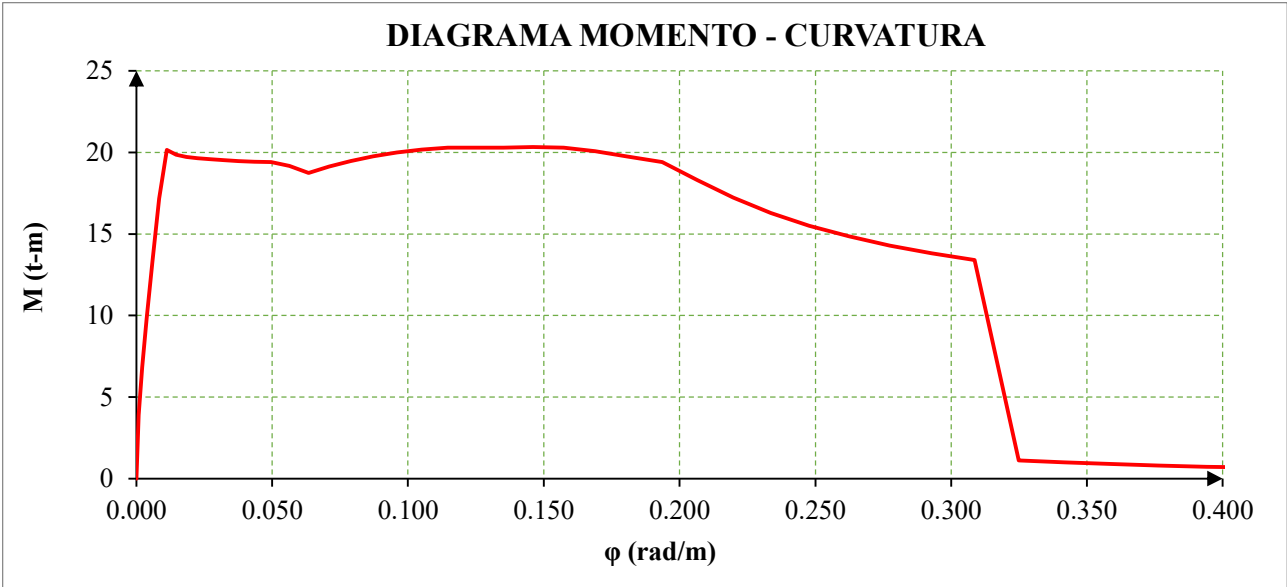
DIAGRAMA MOMENTO CURVATURA DE LA VIGA V-3 30CMX40CM

MOMENT CURVATURE (M-f) GRAPH - Kgf, cm, C

Axial Load = 0
 Moment Angle = 180

Results For Exact-Integration

fy(Initial) = 1.016E-04
 My = 1902224
 fmax = 5.314E-03
 Mmax = 39629
 fconcrete = 4.759E-04
 Mconcrete = 1942375
 fsteel = N/A
 Msteel = N/A



kgf-cm											T-m	
Concrete St	Neutral Axi	Steel Strain	Tendon Stra	Concrete Co	Steel Comp	Steel Tensid	Prestress Fc	Net Force	Curvature	Moment	Curvature	Moment
-0.03760	0.5861	0.0282	0	-51974	-32345	84345	0	25.8822	0.001936	1940994	0.1936	19.40994
-0.04360	-1.1093	0.0266	0	-49133	-33900	83050	0	16.5831	0.002065	1831489	0.2065	18.31489
-0.05010	-2.7815	0.0247	0	-46150	-35154	81317	0	13.407	0.002198	1721634	0.2198	17.21634
-0.05660	-4.2328	0.0228	0	-43430	-36072	79493	0	-9.09	0.002336	1628391	0.2336	16.28391
-0.06310	-5.4666	0.0211	0	-40944	-36729	77668	0	-5.6692	0.002478	1550421	0.2478	15.50421
-0.06960	-6.5082	0.0197	0	-38666	-37189	75884	0	28.807	0.002624	1485388	0.2624	14.85388
-0.07600	-7.4078	0.0183	0	-36573	-37500	74096	0	23.0671	0.002774	1429207	0.2774	14.29207
-0.08250	-8.1774	0.0171	0	-34645	-37690	72340	0	3.9647	0.002928	1380758	0.2928	13.80758
-0.08900	-8.8406	0.0159	0	-32866	-37784	70625	0	-25.0925	0.003087	1338435	0.3087	13.38435
-0.10950	-13.6889	1.01E-03	0	-31495	0	31523	0	28.3915	0.003249	110521	0.3249	1.10521
-0.11520	-13.7187	9.61E-04	0	-29979	0	29973	0	-6.4414	0.003416	99107	0.3416	0.99107
-0.12110	-13.7447	9.16E-04	0	-28572	0	28564	0	-7.6561	0.003587	89501	0.3587	0.89501
-0.12710	-13.7677	8.74E-04	0	-27263	0	27255	0	-8.0429	0.003763	81044	0.3763	0.81044
-0.13320	-13.7882	8.35E-04	0	-26043	0	26035	0	-8.3671	0.003942	73567	0.3942	0.73567
-0.13950	-13.8065	7.98E-04	0	-24905	0	24896	0	-8.673	0.004125	66934	0.4125	0.66934
-0.14590	-13.8228	7.64E-04	0	-23841	0	23832	0	-8.9803	0.004313	61034	0.4313	0.61034
-0.15240	-13.8375	7.32E-04	0	-22845	0	22836	0	-9.0943	0.004505	55774	0.4505	0.55774
-0.15910	-13.8506	7.02E-04	0	-21911	0	21902	0	-9.2954	0.004701	51069	0.4701	0.51069
-0.16600	-13.8624	6.74E-04	0	-21035	0	21025	0	-9.6604	0.004901	46847	0.4901	0.46847
-0.17290	-13.8731	6.48E-04	0	-20211	0	20201	0	-10.1645	0.005106	43051	0.5106	0.43051
-0.18010	-13.8828	6.23E-04	0	-19436	0	19425	0	-10.8123	0.005314	39629	0.5314	0.39629

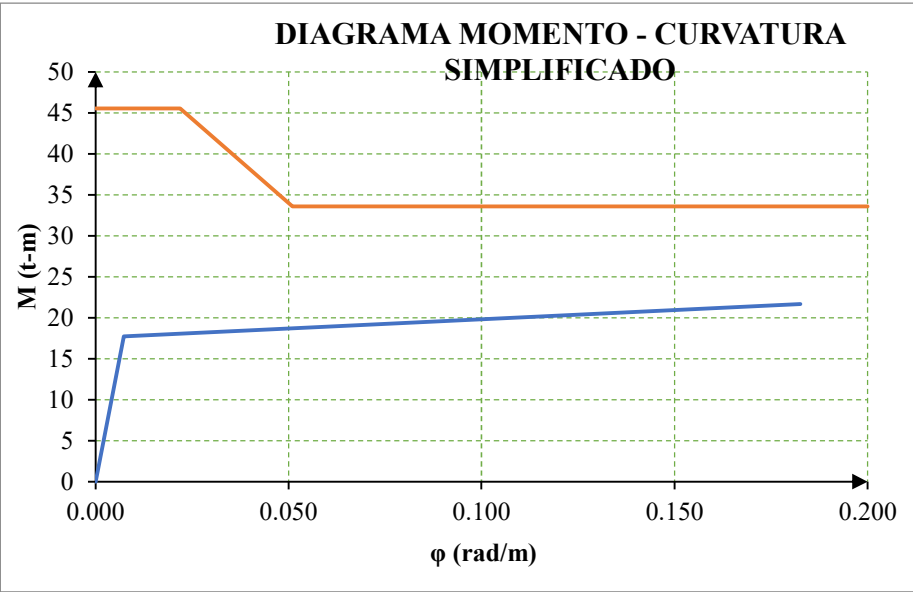
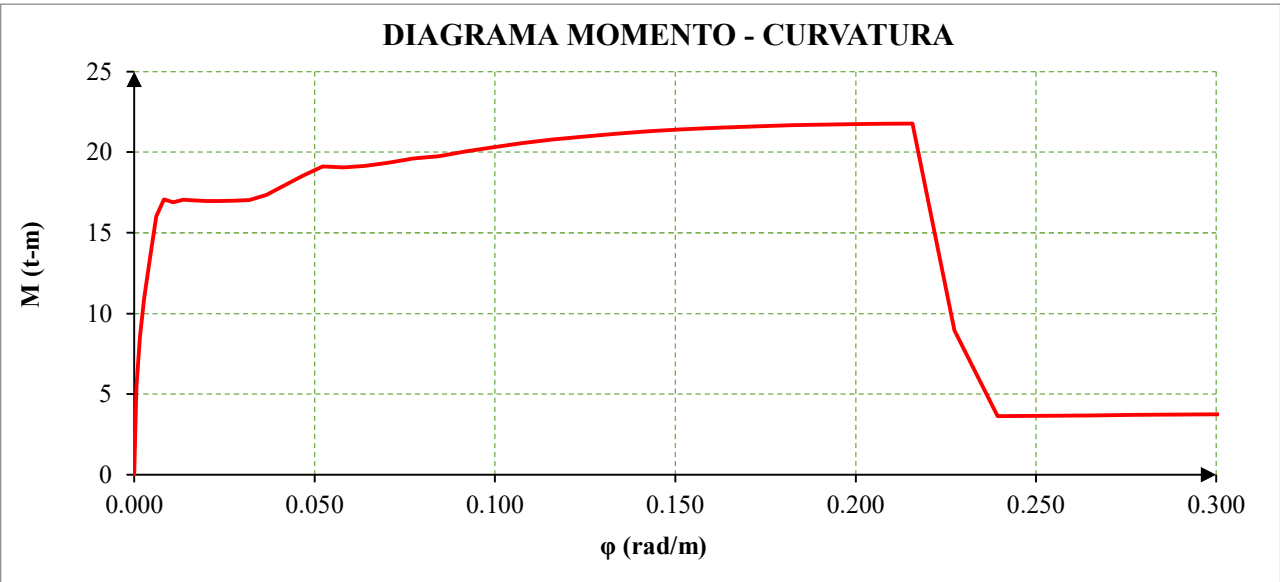
DIAGRAMA MOMENTO CURVATURA DE LA VIGA V-3 30CMX50CM CORTE 2-2

MOMENT CURVATURE (M-f) GRAPH - Kgf, cm, C

Axial Load = 0
 Moment Angle = 0

Results For Exact-Integration

fy(Initial) = 6.745E-05
 My = 1631646
 fmax = 3.916E-03
 Mmax = 382469
 fconcrete = 5.252E-04
 Mconcrete = 1911763
 fsteel = 2.185E-03
 Msteel = 1874512



kgf-cm											T-m	
Concrete St	Neutral Axi	Steel Strain	Tendon Stra	Concrete Co	Steel Comp	Steel Tensid	Prestress Fc	Net Force	Curvature	Moment	Curvature	Moment
0.000000	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
-0.000147	1.043	1.23E-04	0	-295.254	-2336	2028.1375	0	-603.4595	6.15E-06	542703	0.000615	5.42703
-0.000304	5.2068	3.72E-04	0	-2148	-4393	6526.9462	0	-14.2093	1.54E-05	854224	0.001537	8.54224
-0.000468	8.0846	7.49E-04	0	-7462	-6105	13561	0	-5.655	2.77E-05	1090991	0.002766	10.90991
-0.000651	9.8834	1.24E-03	0	-15115	-7746	22859	0	-1.8495	4.30E-05	1337853	0.004303	13.37853
-0.000856	11.0684	1.85E-03	0	-24577	-9417	33969	0	-24.8304	6.15E-05	1602041	0.006147	16.02041
-0.001043	12.4265	2.61E-03	0	-31314	-10162	41467	0	-8.5758	8.30E-05	1708615	0.008299	17.08615
-0.001204	13.8062	3.53E-03	0	-34052	-9814	43841	0	-25.2132	1.08E-04	1688249	0.01076	16.88249
-0.001388	14.7369	4.56E-03	0	-36877	-10013	46873	0	-16.8989	1.35E-04	1705608	0.01352	17.05608
-0.001568	15.5517	5.74E-03	0	-38331	-9940	48233	0	-38.4207	1.66E-04	1703071	0.0166	17.03071
-0.001759	16.1949	7.03E-03	0	-39465	-9733	49185	0	-12.7514	2.00E-04	1698248	0.01998	16.98248
-0.001971	16.671	8.44E-03	0	-40639	-9573	50205	0	-7.4361	2.37E-04	1698573	0.02367	16.98573
-0.002208	17.0178	9.96E-03	0	-41755	-9523	51271	0	-7.1447	2.77E-04	1700977	0.02766	17.00977
-0.002473	17.2642	1.16E-02	0	-42750	-9636	52382	0	-5.0549	3.20E-04	1704361	0.03197	17.04361
-0.002783	17.3916	1.33E-02	0	-43945	-10217	54160	0	-2.135	3.66E-04	1735291	0.03658	17.35291
-0.003143	17.4258	1.51E-02	0	-45250	-11344	56593	0	-1.6234	0.0004149	1792432	0.04149	17.92432
-0.003541	17.4199	1.70E-02	0	-46354	-12821	59136	0	-37.6079	0.0004672	1855071	0.04672	18.55071
-0.003969	17.4048	1.90E-02	0	-47117	-14475	61599	0	6.2083	0.0005225	1911986	0.05225	19.11986
-0.004662	16.9754	2.09E-02	0	-42227	-20425	62644	0	-8.0133	0.0005809	1907055	0.05809	19.07055
-0.005351	16.6696	2.29E-02	0	-37827	-25997	63825	0	1.7633	0.0006424	1915522	0.06424	19.15522
-0.006041	16.454	2.51E-02	0	-34172	-30948	65117	0	-3.04	0.0007069	1934527	0.07069	19.34527
-0.006728	16.3131	2.74E-02	0	-31129	-35465	66616	0	22.258	0.0007746	1961300	0.07746	19.613
-0.007733	15.8514	2.95E-02	0	-30897	-35768	66653	0	-11.3609	0.0008452	1975350	0.08452	19.7535
-0.008611	15.6305	3.18E-02	0	-31764	-35768	67530	0	-1.8224	0.000919	2004516	0.0919	20.04516
-0.009535	15.4254	3.43E-02	0	-32499	-35768	68255	0	-12.1015	0.0009959	2031489	0.09959	20.31489
-0.010500	15.2389	3.68E-02	0	-33088	-35768	68834	0	-22.2295	0.001076	2055926	0.1076	20.55926
-0.011500	15.0684	0.0395	0	-33546	-35768	69290	0	-23.4081	0.001159	2077827	0.1159	20.77827
-0.012600	14.9126	0.0422	0	-33882	-35768	69630	0	-19.6495	0.001245	2097249	0.1245	20.97249
-0.013600	14.77	0.045	0	-34104	-35768	69858	0	-14.1807	0.001334	2114359	0.1334	21.14359

INCORPORACIÓN DEL CORTANTE EN EL DIAGRAMA M-φ

L=2.85m

φ (rad/m)	M (t-m)
0	45.54
0.0219	45.54
0.051	33.6
0.2	33.6

CONSTRUCCION DE LA BILINEAL

	rad/cm	rad/m
M'y	1631646	16.31646
φ'y	0.000067	0.006745
Maci(ec=0.003)	1769734.3	17.697343
φy		0.007316

φ (rad/m)	M (t-m)
0	0
0.007316	17.697343
0.1826	21.67787

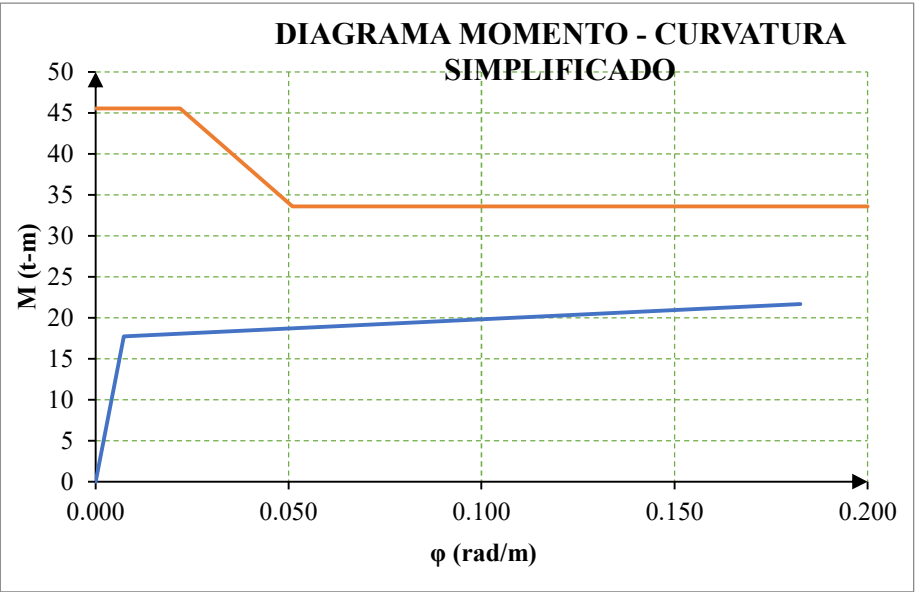
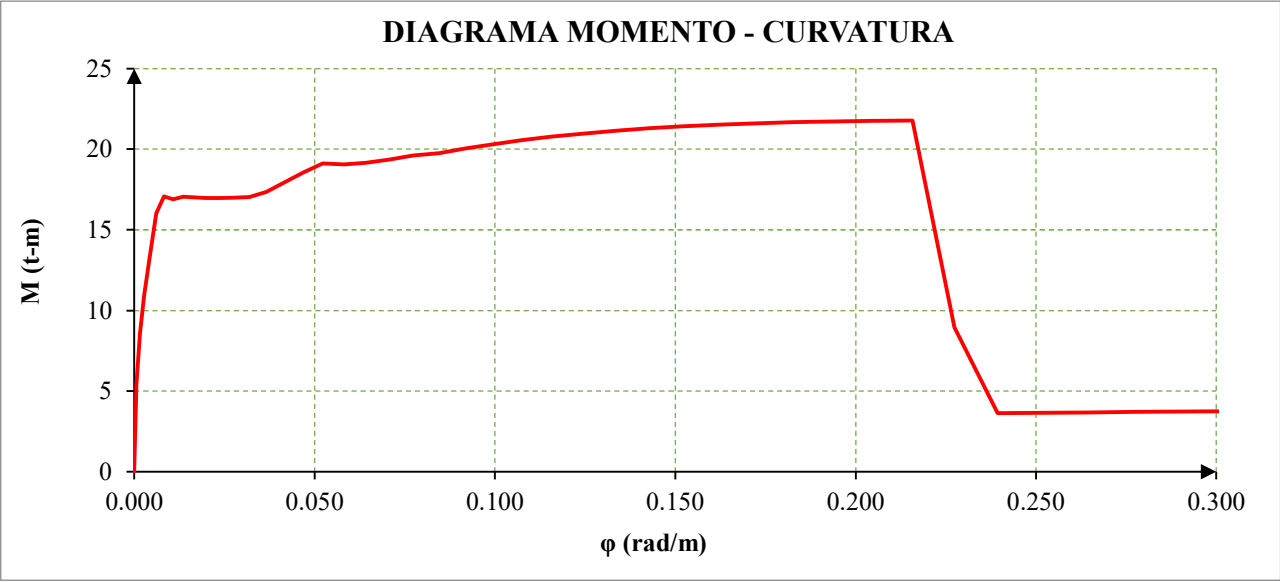
DIAGRAMA MOMENTO CURVATURA DE LA VIGA V-3 30CMX50CM CORTE 2-2

MOMENT CURVATURE (M-f) GRAPH - Kgf, cm, C

Axial Load = 0
 Moment Angle = 0

Results For Exact-Integration

fy(Initial) = 6.745E-05
 My = 1631646
 fmax = 3.916E-03
 Mmax = 382469
 fconcrete = 5.252E-04
 Mconcrete = 1911763
 fsteel = 2.185E-03
 Msteel = 1874512



kgf-cm											T-m	
Concrete St	Neutral Axi	Steel Strain	Tendon Stra	Concrete Co	Steel Comp	Steel Tensid	Prestress Fc	Net Force	Curvature	Moment	Curvature	Moment
-0.014800	14.6398	0.048	0	-34220	-35768	69981	0	-7.0731	0.001426	2129201	0.1426	21.29201
-0.015900	14.5208	0.051	0	-34237	-35768	70006	0	1.3655	0.001521	2141899	0.1521	21.41899
-0.017200	14.4122	0.0541	0	-34162	-35768	69939	0	9.8277	0.00162	2152508	0.162	21.52508
-0.018400	14.3132	0.0573	0	-33999	-35768	69785	0	17.4259	0.001721	2161122	0.1721	21.61122
-0.019700	14.2232	0.0607	0	-33756	-35768	69550	0	25.6091	0.001826	2167787	0.1826	21.67787
-0.021000	14.1413	0.0641	0	-33438	-35768	69240	0	34.0921	0.001933	2172606	0.1933	21.72606
-0.022400	14.0649	0.0676	0	-33069	-35768	68835	0	-1.8504	0.002044	2176197	0.2044	21.76197
-0.023800	13.9895	0.0712	0	-32533	-35887	68413	0	-6.652	0.002158	2177523	0.2158	21.77523
-0.015300	18.2839	0.0848	0	-14321	-28201	42555	0	32.6312	0.002274	895474	0.2274	8.95474
-0.015100	18.6753	0.0902	0	-12972	-13501	26475	0	2.2868	0.002394	364569	0.2394	3.64569
-0.015900	18.684	0.0949	0	-12787	-13815	26597	0	-4.7231	0.002517	366586	0.2517	3.66586
-0.016700	18.6924	0.0996	0	-12607	-14119	26715	0	-11.2837	0.002643	368425	0.2643	3.68425
-0.017500	18.6971	0.1045	0	-12436	-14585	27004	0	-17.0832	0.002772	370930	0.2772	3.7093
-0.018300	18.7018	0.1095	0	-12265	-15043	27281	0	-26.5188	0.002905	373315	0.2905	3.73315
-0.019100	18.7066	0.1146	0	-12094	-15490	27544	0	-40.5771	0.00304	375572	0.304	3.75572
-0.020000	18.7126	0.1199	0	-11926	-15864	27791	0	1.9839	0.003178	376551	0.3178	3.76551
-0.020900	18.7179	0.1252	0	-11760	-16264	28025	0	2.3299	0.00332	378128	0.332	3.78128
-0.021700	18.7232	0.1307	0	-11594	-16649	28247	0	2.866	0.003464	379507	0.3464	3.79507
-0.022600	18.7287	0.1363	0	-11430	-17018	28452	0	3.3808	0.003612	380680	0.3612	3.8068
-0.023600	18.7341	0.142	0	-11267	-17373	28645	0	4.5616	0.003762	381658	0.3762	3.81658
-0.024500	18.7395	0.1478	0	-11107	-17714	28825	0	4.9852	0.003916	382469	0.3916	3.82469

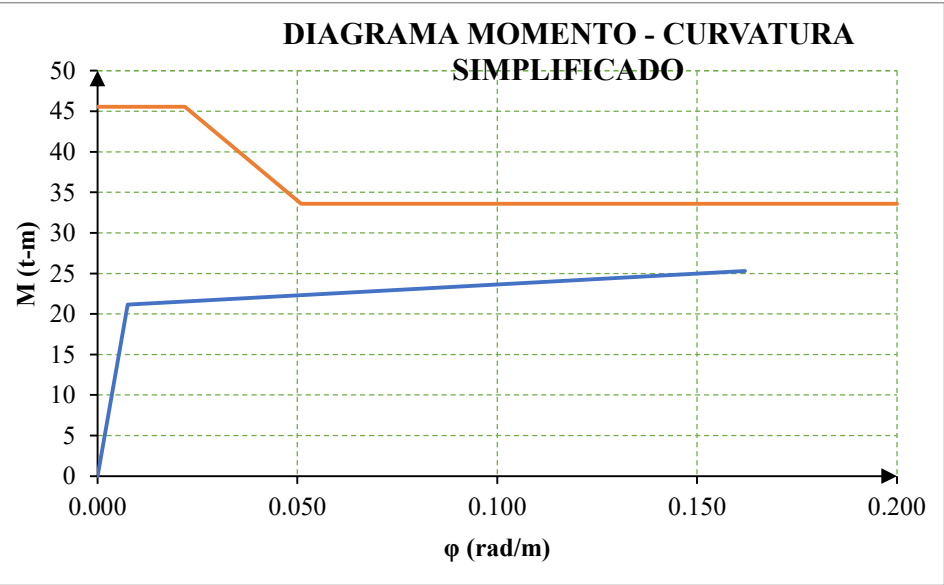
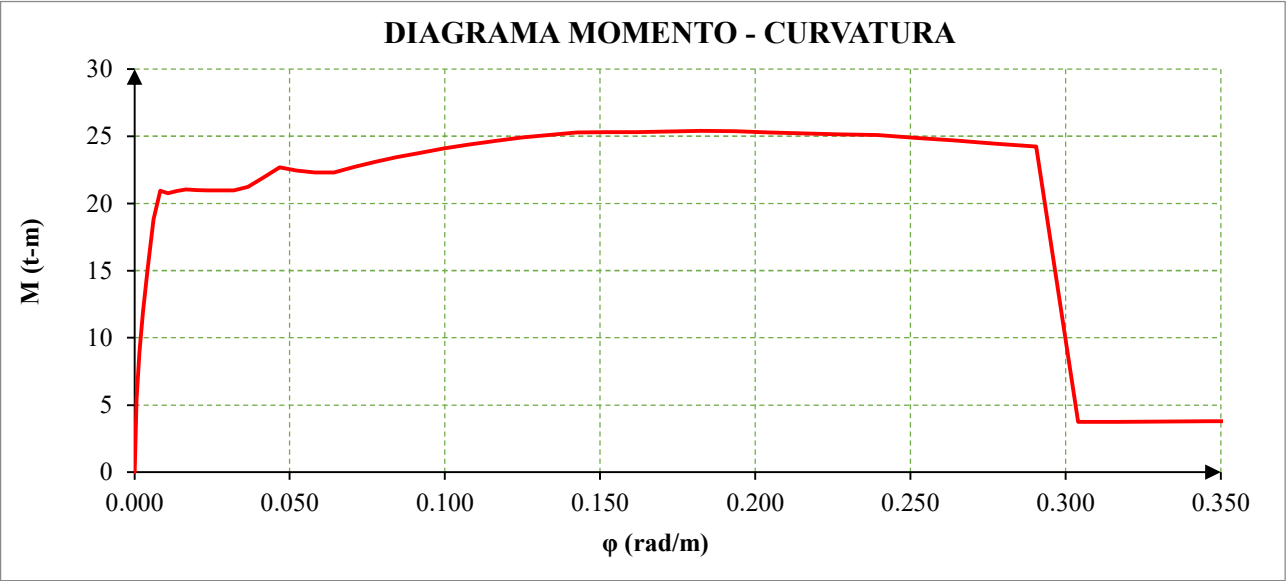
DIAGRAMA MOMENTO CURVATURA DE LA VIGA V-3 30CMX50CM CORTE 2-2

MOMENT CURVATURE (M-f) GRAPH - Kgf, cm, C

Axial Load = 0
Moment Angle = 180

Results For Exact-Integration

fy(Initial) = 7.030E-05 7.03E-05 0.007030
My = 1968565
fmax = 3.916E-03
Mmax = 381692
fconcrete = 4.673E-04
Mconcrete = 2267823
fstee = 2.910E-03
Msteel = 2339632



kgf-cm											T-m	
Concrete St	Neutral Axi	Steel Strain	Tendon Stra	Concrete Co	Steel Comp	Steel Tensid	Prestress Fc	Net Force	Curvature	Moment	Curvature	Moment
0.000000	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
-0.000150	0.5914	1.20E-04	0	-765.0505	-1818	2582.9511	0	-0.5947	6.15E-06	547525	0.000615	5.47525
-0.000316	4.4722	3.61E-04	0	-4629	-3503	8121.0336	0	-10.2303	1.54E-05	897608	0.001537	8.97608
-0.000495	7.1205	7.23E-04	0	-11644	-5023	16662	0	-4.0058	2.77E-05	1195833	0.002766	11.95833
-0.000701	8.7144	1.19E-03	0	-21254	-6613	27834	0	-32.6465	4.30E-05	1522981	0.004303	15.22981
-0.000939	9.7205	1.77E-03	0	-32793	-8365	41129	0	-29.1116	6.15E-05	1881878	0.006147	18.81878
-0.001170	10.9056	2.48E-03	0	-41642	-9571	51206	0	-6.059	8.30E-05	2093161	0.008299	20.93161
-0.001352	12.4358	3.38E-03	0	-44124	-9526	53648	0	-2.1203	1.08E-04	2076493	0.01076	20.76493
-0.001556	13.4937	4.39E-03	0	-46633	-9472	56086	0	-18.6001	1.35E-04	2092512	0.01352	20.92512
-0.001769	14.3426	5.53E-03	0	-48288	-9458	57744	0	-1.9387	1.66E-04	2104348	0.0166	21.04348
-0.001984	15.0687	6.81E-03	0	-48967	-9610	58569	0	-8.9583	2.00E-04	2099286	0.01998	20.99286
-0.002224	15.6021	8.19E-03	0	-49611	-9840	59441	0	-10.2913	2.37E-04	2097608	0.02367	20.97608
-0.002492	15.9923	9.68E-03	0	-50173	-10180	60346	0	-7.7381	2.77E-04	2097140	0.02766	20.9714
-0.002788	16.2788	1.13E-02	0	-50642	-10643	61279	0	-5.451	3.20E-04	2097357	0.03197	20.97357
-0.003131	16.4392	1.30E-02	0	-51374	-11460	62833	0	-1.132	3.66E-04	2123362	0.03658	21.23362
-0.003542	16.4648	1.47E-02	0	-52522	-12871	65395	0	1.9817	0.0004149	2192054	0.04149	21.92054
-0.003998	16.442	1.66E-02	0	-53522	-14622	68168	0	24.0185	0.0004672	2267870	0.04672	22.6787
-0.004854	15.71	1.81E-02	0	-47619	-20890	68506	0	-2.4947	0.0005225	2245395	0.05225	22.45395
-0.005842	14.9438	1.97E-02	0	-42986	-25200	68181	0	-4.1518	0.0005809	2231251	0.05809	22.31251
-0.006929	14.2135	2.13E-02	0	-42203	-25200	67410	0	7.6183	0.0006424	2231645	0.06424	22.31645
-0.007800	13.967	2.33E-02	0	-42909	-25323	68227	0	-5.0256	0.0007069	2271548	0.07069	22.71548
-0.008723	13.7381	2.54E-02	0	-43433	-26268	69661	0	-38.8948	0.0007746	2309258	0.07746	23.09258
-0.009690	13.5355	2.75E-02	0	-43765	-27266	70996	0	-35.4993	0.0008452	2343911	0.08452	23.43911
-0.010700	13.3519	2.97E-02	0	-43946	-28335	72251	0	-29.7388	0.000919	2376100	0.0919	23.761
-0.011800	13.1681	3.20E-02	0	-44065	-29560	73615	0	-10.4565	0.0009959	2407913	0.09959	24.07913
-0.012900	12.998	3.44E-02	0	-44064	-30873	74921	0	-15.9496	0.001076	2437805	0.1076	24.37805
-0.014100	12.8531	0.0369	0	-43901	-32193	76135	0	40.2713	0.001159	2464264	0.1159	24.64264
-0.015300	12.7124	0.0395	0	-43672	-33619	77251	0	-40.3926	0.001245	2489673	0.1245	24.89673
-0.016600	12.5916	0.0421	0	-43319	-34962	78278	0	-3.8781	0.001334	2510934	0.1334	25.10934

INCORPORACIÓN DEL CORTANTE EN EL DIAGRAMA M-φ

L=2.85m

φ (rad/m)	M (t-m)
0	45.54
0.0219	45.54
0.051	33.6
0.2	33.6

CONSTRUCCIONDE LA BILINEAL

	rad/cm	rad/m
M'y	1968565	19.68565
φ'y	0.000070	0.00703
Maci(ec=0.003)	2113430.1	21.134301
φy		0.007547

φ (rad/m)	M (t-m)
0	0
0.007547	21.134301
0.162	25.31538

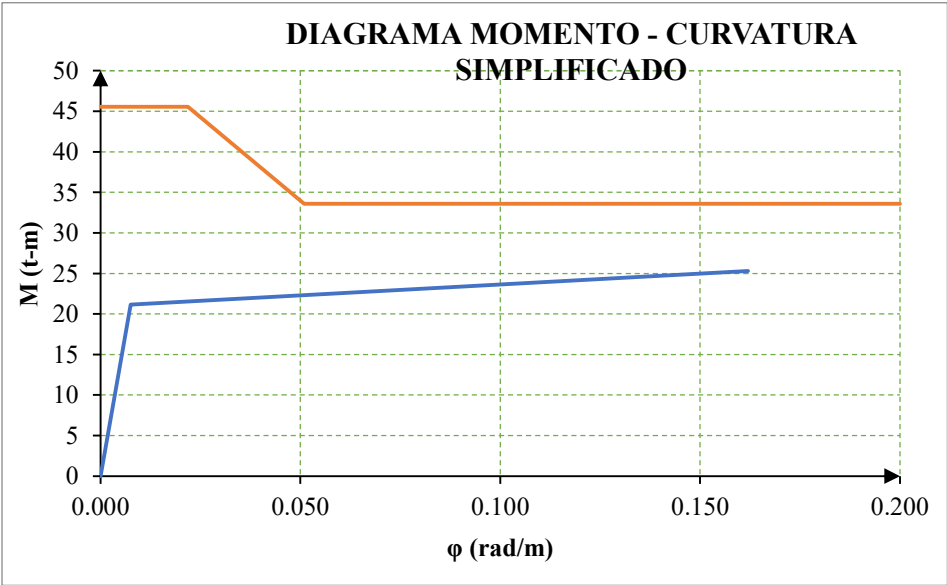
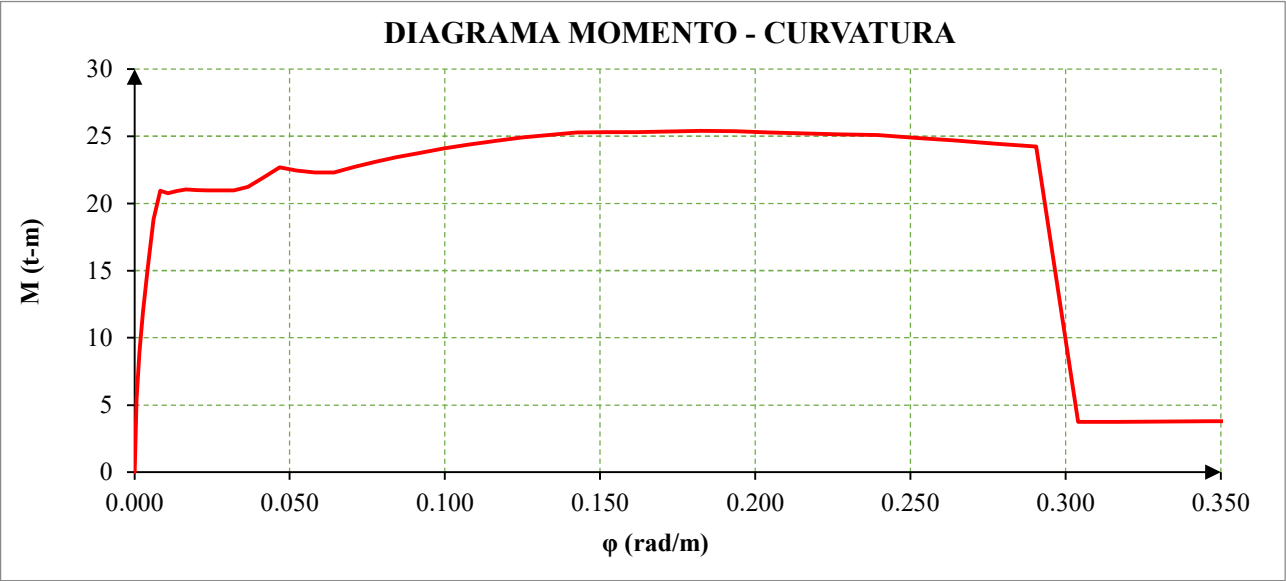
DIAGRAMA MOMENTO CURVATURA DE LA VIGA V-3 30CMX50CM CORTE 2-2

MOMENT CURVATURE (M-f) GRAPH - Kgf, cm, C

Axial Load = 0
 Moment Angle = 180

Results For Exact-Integration

fy(Initial) = 7.030E-05 7.03E-05 0.007030
 My = 1968565
 fmax = 3.916E-03
 Mmax = 381692
 fconcrete = 4.673E-04
 Mconcrete = 2267823
 fsteel = 2.910E-03
 Msteel = 2339632



kgf-cm											T-m	
Concrete St	Neutral Axi	Steel Strain	Tendon Stra	Concrete Co	Steel Comp	Steel Tensid	Prestress Fc	Net Force	Curvature	Moment	Curvature	Moment
-0.017900	12.4143	0.0448	0	-43138	-36039	79169	0	-7.246	0.001426	2527769	0.1426	25.27769
-0.019800	11.9694	0.0471	0	-43778	-36039	79792	0	-25.1375	0.001521	2532001	0.1521	25.32001
-0.021900	11.4999	0.0494	0	-44205	-36127	80322	0	-10.4966	0.00162	2531538	0.162	25.31538
-0.023800	11.1618	0.0519	0	-43965	-36868	80869	0	35.7986	0.001721	2535788	0.1721	25.35788
-0.025900	10.8201	0.0544	0	-43487	-37870	81346	0	-11.1427	0.001826	2539596	0.1826	25.39596
-0.028200	10.4264	0.0569	0	-42835	-38908	81725	0	-16.9077	0.001933	2537799	0.1933	25.37799
-0.030800	9.9472	0.0592	0	-42008	-39992	81994	0	-5.0367	0.002044	2529497	0.2044	25.29497
-0.033500	9.4735	0.0614	0	-41221	-41014	82212	0	-23.0752	0.002158	2521788	0.2158	25.21788
-0.036300	9.0246	0.0637	0	-40462	-41952	82394	0	-20.4758	0.002274	2514717	0.2274	25.14717
-0.039200	8.6462	0.0662	0	-39646	-42909	82570	0	14.9731	0.002394	2509565	0.2394	25.09565
-0.042800	8.0017	0.068	0	-37946	-44582	82535	0	6.5223	0.002517	2486136	0.2517	24.86136
-0.046400	7.4434	0.0699	0	-36507	-45993	82505	0	5.0909	0.002643	2468570	0.2643	24.6857
-0.050600	6.7466	0.0714	0	-34876	-47446	82331	0	8.8266	0.002772	2444696	0.2772	24.44696
-0.055100	6.0408	0.0727	0	-33326	-48749	82086	0	10.8462	0.002905	2421737	0.2905	24.21737
-0.019400	18.607	0.1143	0	-12825	-14616	27445	0	3.9538	0.00304	373711	0.304	3.73711
-0.020300	18.6132	0.1195	0	-12653	-15040	27695	0	2.5785	0.003178	375553	0.3178	3.75553
-0.021200	18.6191	0.1249	0	-12483	-15471	27932	0	-22.7573	0.00332	377646	0.332	3.77646
-0.022100	18.626	0.1303	0	-12311	-15849	28153	0	-6.7594	0.003464	378757	0.3464	3.78757
-0.023000	18.6328	0.1359	0	-12142	-16225	28362	0	-4.2885	0.003612	379934	0.3612	3.79934
-0.023900	18.6392	0.1416	0	-11975	-16607	28559	0	-22.7996	0.003762	381320	0.3762	3.8132
-0.024900	18.6466	0.1474	0	-11806	-16933	28741	0	2.2893	0.003916	381692	0.3916	3.81692

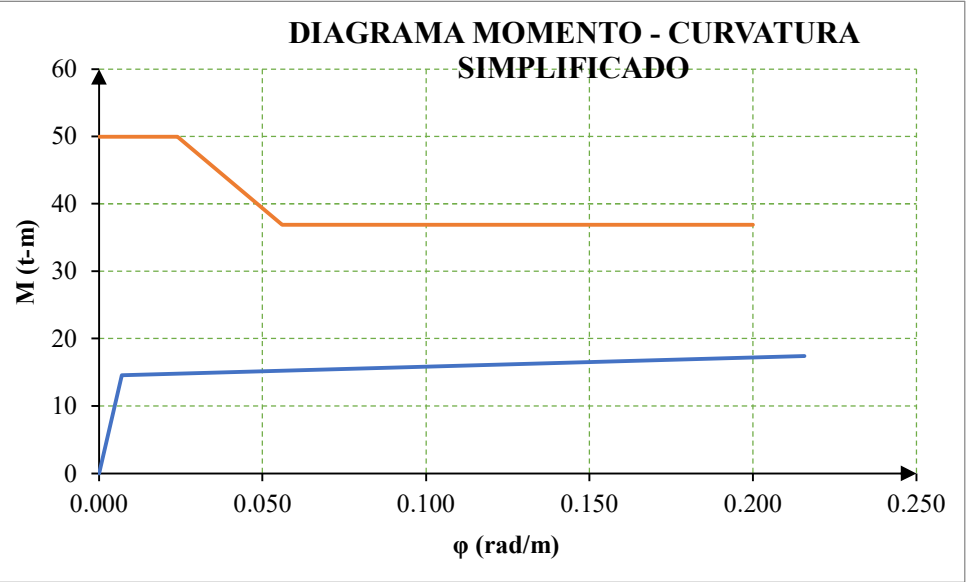
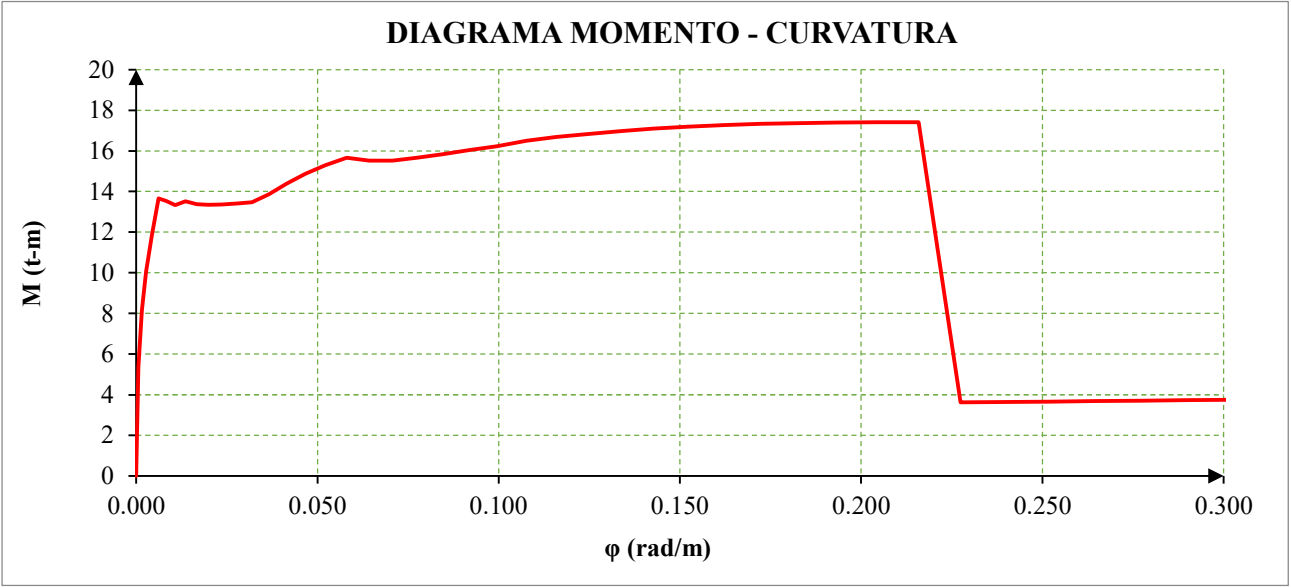
DIAGRAMA MOMENTO CURVATURA DE LA VIGA V-3 30CMX50CM CORTE 3-3

MOMENT CURVATURE (M-f) GRAPH - Kgf, cm, C

Axial Load = 0
 Moment Angle = 0

Results For Exact-Integration

fy(Initial) = 6.544E-05
 My = 1363182
 fmax = 3.916E-03
 Mmax = 382469
 fconcrete = 5.780E-04
 Mconcrete = 1563963
 fsteel = 2.160E-03
 Msteel = 1718954



kgf-cm											T-m	
Concrete St	Neutral Axi	Steel Strain	Tendon Stra	Concrete Co	Steel Comp	Steel Tensid	Prestress Fc	Net Force	Curvature	Moment	Curvature	Moment
0.00000	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
-0.00015	1.2385	1.24E-04	0	-745.3972	-2309	1562.4695	0	-1492	6.15E-06	534822	0.000615	5.34822
-0.00030	5.6141	3.78E-04	0	-849.1098	-4251	5082.9534	0	-17.2311	1.54E-05	817091	0.001537	8.17091
-0.00045	8.7135	7.67E-04	0	-4947	-5712	10650	0	-7.765	2.77E-05	1004273	0.002766	10.04273
-0.00061	10.716	1.28E-03	0	-11144	-6935	18076	0	-2.6634	4.30E-05	1184253	0.004303	11.84253
-0.00079	12.0915	1.91E-03	0	-18983	-7993	26945	0	-31.3181	6.15E-05	1365556	0.006147	13.65556
-0.00094	13.7218	2.72E-03	0	-23472	-7729	31194	0	-7.1589	8.30E-05	1352668	0.008299	13.52668
-0.00108	14.9408	3.65E-03	0	-26572	-7584	34138	0	-18.6391	1.08E-04	1333594	0.01076	13.33594
-0.00125	15.7424	4.70E-03	0	-29658	-7651	37279	0	-30.5447	1.35E-04	1351482	0.01352	13.51482
-0.00141	16.5121	5.89E-03	0	-31081	-7172	38233	0	-19.3646	1.66E-04	1338287	0.0166	13.38287
-0.00158	17.0742	7.21E-03	0	-32600	-6682	39271	0	-10.5655	2.00E-04	1334591	0.01998	13.34591
-0.00178	17.4869	8.64E-03	0	-34170	-6219	40382	0	-6.8508	2.37E-04	1336333	0.02367	13.36333
-0.00200	17.7871	1.02E-02	0	-35731	-5827	41553	0	-4.9236	2.77E-04	1340905	0.02766	13.40905
-0.00224	17.9944	1.18E-02	0	-37208	-5583	42786	0	-4.8722	3.20E-04	1347437	0.03197	13.47437
-0.00253	18.0759	1.36E-02	0	-38933	-5870	44800	0	-3.255	3.66E-04	1387201	0.03658	13.87201
-0.00287	18.0934	1.54E-02	0	-40546	-6533	47076	0	-3.1047	0.0004149	1439129	0.04149	14.39129
-0.00323	18.0855	1.73E-02	0	-41859	-7420	49280	0	0.4567	0.0004672	1487086	0.04672	14.87086
-0.00362	18.0671	1.94E-02	0	-42845	-8466	51314	0	2.7233	0.0005225	1530959	0.05225	15.30959
-0.00402	18.0805	2.15E-02	0	-43063	-9277	52332	0	-7.5788	0.0005809	1565679	0.05809	15.65679
-0.00471	17.6725	2.36E-02	0	-38344	-14810	53169	0	14.8447	0.0006424	1551638	0.06424	15.51638
-0.00537	17.4053	2.57E-02	0	-34406	-19578	53994	0	9.3986	0.0007069	1552018	0.07069	15.52018
-0.00603	17.2177	2.81E-02	0	-31084	-23973	55051	0	-6.6013	0.0007746	1565214	0.07746	15.65214
-0.00668	17.0985	3.05E-02	0	-28269	-27855	56090	0	-34.1473	0.0008452	1583869	0.08452	15.83869
-0.00733	17.0251	3.31E-02	0	-25866	-31190	57066	0	9.6152	0.000919	1603270	0.0919	16.0327
-0.00798	16.991	3.58E-02	0	-23798	-34172	57981	0	11.0543	0.0009959	1624483	0.09959	16.24483
-0.00855	17.0518	3.88E-02	0	-23159	-35701	58861	0	1.3175	0.001076	1650418	0.1076	16.50418
-0.00939	16.893	0.0416	0	-23807	-35768	59571	0	-3.7935	0.001159	1668313	0.1159	16.68313
-0.01030	16.731	0.0445	0	-24444	-35768	60210	0	-1.3848	0.001245	1683796	0.1245	16.83796
-0.01120	16.5688	0.0474	0	-25048	-35768	60785	0	-30.7623	0.001334	1697769	0.1334	16.97769

INCORPORACIÓN DEL CORTANTE EN EL DIAGRAMA M-φ

L=2.85m

φ (rad/m)	M (t-m)
0	49.98
0.024	49.98
0.056	36.88
0.2	36.88

CONSTRUCCION DE LA BILINEAL

	rad/cm	rad/m
M'y	1363182	13.63182
φ'y	0.000065	0.006544
Maci(ec=0.003)	1456783.5	14.567835
φy		0.006993

φ (rad/m)	M (t-m)
0	0
0.006993	14.567835
0.2158	17.4179

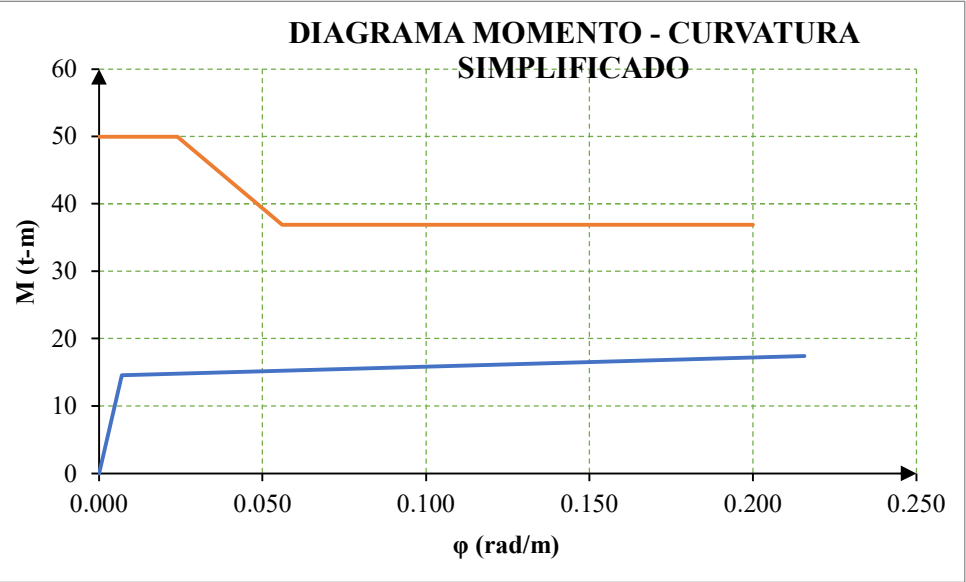
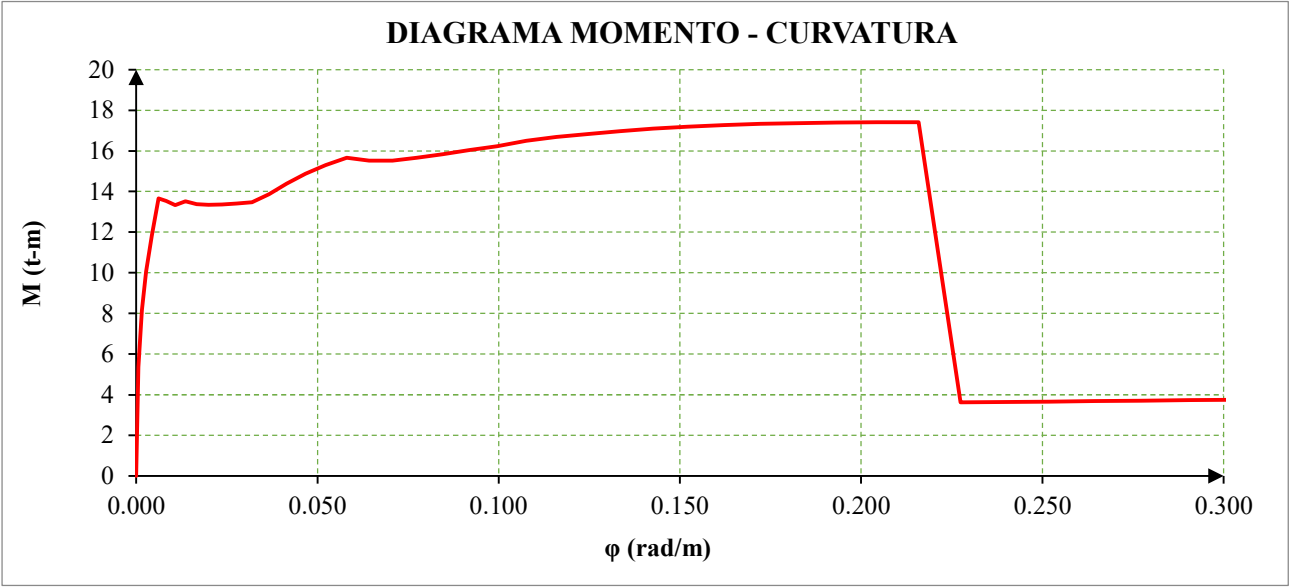
DIAGRAMA MOMENTO CURVATURA DE LA VIGA V-3 30CMX50CM CORTE 3-3

MOMENT CURVATURE (M-f) GRAPH - Kgf, cm, C

Axial Load = 0
 Moment Angle = 0

Results For Exact-Integration

fy(Initial) = 6.544E-05
 My = 1363182
 fmax = 3.916E-03
 Mmax = 382469
 fconcrete = 5.780E-04
 Mconcrete = 1563963
 fsteel = 2.160E-03
 Msteel = 1718954



kgf-cm											T-m	
Concrete St	Neutral Axi	Steel Strain	Tendon Stra	Concrete Cc	Steel Comp	Steel Tensid	Prestress Fc	Net Force	Curvature	Moment	Curvature	Moment
-0.01220	16.4158	0.0505	0	-25568	-35768	61303	0	-32.7181	0.001426	1709434	0.1426	17.09434
-0.01330	16.2672	0.0537	0	-26025	-35768	61760	0	-32.5651	0.001521	1719182	0.1521	17.19182
-0.01440	16.1215	0.0569	0	-26427	-35768	62164	0	-30.7979	0.00162	1727132	0.162	17.27132
-0.01550	15.9784	0.0602	0	-26773	-35768	62516	0	-24.389	0.001721	1733295	0.1721	17.33295
-0.01670	15.8465	0.0636	0	-27021	-35768	62819	0	31.0494	0.001826	1737098	0.1826	17.37098
-0.01800	15.7007	0.0671	0	-27281	-35768	63071	0	22.5865	0.001933	1740143	0.1933	17.40143
-0.01930	15.5562	0.0706	0	-27481	-35768	63277	0	29.0032	0.002044	1741384	0.2044	17.41384
-0.02070	15.3935	0.0742	0	-27691	-35768	63437	0	-21.6278	0.002158	1741790	0.2158	17.4179
-0.01440	18.6662	0.0857	0	-13160	-13187	26350	0	3.0382	0.002274	362513	0.2274	3.62513
-0.01510	18.6752	0.0902	0	-12972	-13505	26475	0	-2.6689	0.002394	364662	0.2394	3.64662
-0.01590	18.684	0.0949	0	-12787	-13815	26597	0	-4.7262	0.002517	366586	0.2517	3.66586
-0.01670	18.6924	0.0996	0	-12607	-14119	26715	0	-11.2837	0.002643	368425	0.2643	3.68425
-0.01750	18.6971	0.1045	0	-12436	-14585	27004	0	-17.0832	0.002772	370930	0.2772	3.7093
-0.01830	18.7018	0.1095	0	-12265	-15043	27281	0	-26.5188	0.002905	373315	0.2905	3.73315
-0.01910	18.7066	0.1146	0	-12094	-15490	27544	0	-40.5771	0.00304	375572	0.304	3.75572
-0.02000	18.7126	0.1199	0	-11926	-15864	27791	0	1.9839	0.003178	376551	0.3178	3.76551
-0.02090	18.7179	0.1252	0	-11760	-16264	28025	0	2.3299	0.00332	378128	0.332	3.78128
-0.02170	18.7232	0.1307	0	-11594	-16649	28247	0	2.866	0.003464	379507	0.3464	3.79507
-0.02260	18.7287	0.1363	0	-11430	-17018	28452	0	3.3808	0.003612	380680	0.3612	3.8068
-0.02360	18.7341	0.142	0	-11267	-17373	28645	0	4.5616	0.003762	381658	0.3762	3.81658
-0.02450	18.7395	0.1478	0	-11107	-17714	28825	0	4.9852	0.003916	382469	0.3916	3.82469

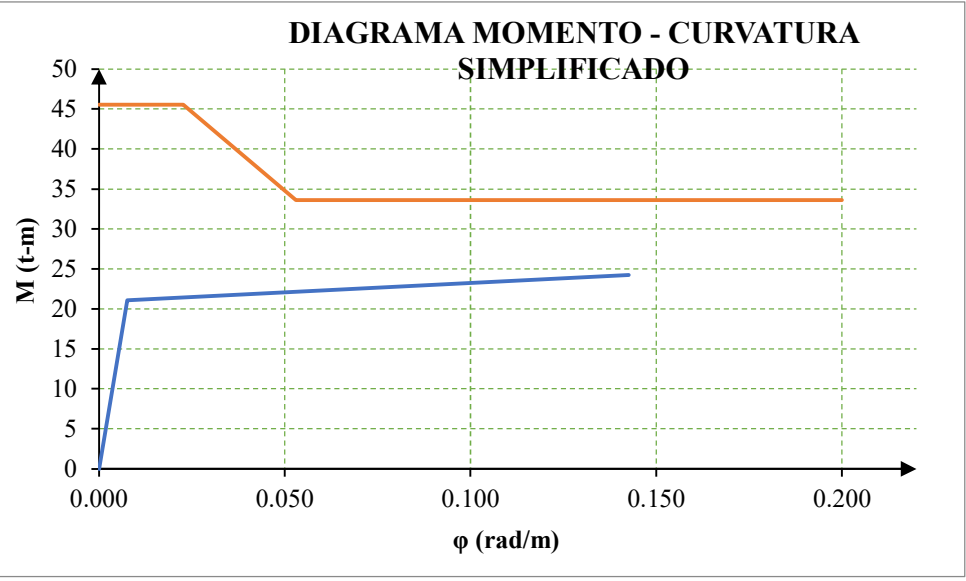
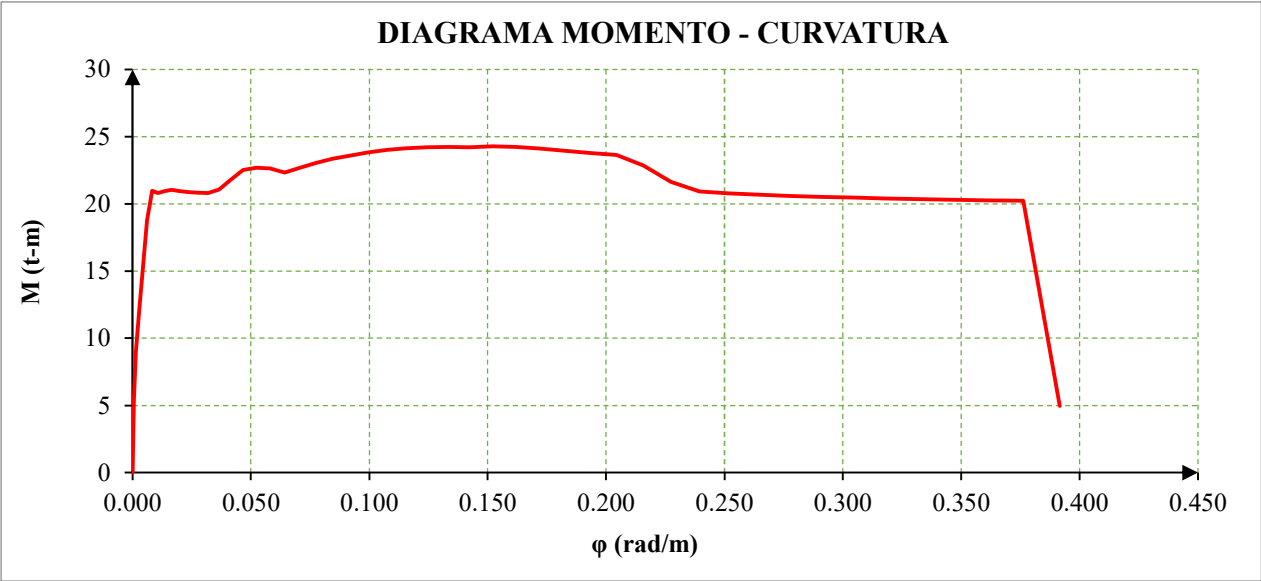
DIAGRAMA MOMENTO CURVATURA DE LA VIGA V-3 30CMX50CM CORTE 3-3

MOMENT CURVATURE (M-f) GRAPH - Kgf, cm, C

Axial Load = 0
Moment Angle = 180

Results For Exact-Integration

fy(Initial) = 7.059E-05
My = 1971327
fmax = 3.916E-03
Mmax = 497493
fconcrete = 4.839E-04
Mconcrete = 2257649
fstee = N/A
Msteel = N/A



kgf-cm											T-m	
Concrete St	Neutral Axi	Steel Strain	Tendon Stra	Concrete Cc	Steel Comp	Steel Tensid	Prestress Fc	Net Force	Curvature	Moment	Curvature	Moment
0.00000	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
-0.00015	0.4219	1.19E-04	0	-1167	-1397	2553.8851	0	-10.4585	6.15E-06	543508	0.000615	5.43508
-0.00032	4.2948	3.58E-04	0	-5290	-2765	8044.9949	0	-10.5505	1.54E-05	894369	0.001537	8.94369
-0.00050	6.9566	7.18E-04	0	-12464	-4077	16536	0	-4.1511	2.77E-05	1193301	0.002766	11.93301
-0.00071	8.5637	1.19E-03	0	-22192	-5495	27653	0	-34.2907	4.30E-05	1520671	0.004303	15.20671
-0.00095	9.5782	1.76E-03	0	-33841	-7087	40897	0	-30.6985	6.15E-05	1879665	0.006147	18.79665
-0.00118	10.7708	2.47E-03	0	-42743	-8356	51092	0	-6.7048	8.30E-05	2095880	0.008299	20.9588
-0.00136	12.353	3.37E-03	0	-44854	-8749	53601	0	-2.4934	1.08E-04	2079422	0.01076	20.79422
-0.00156	13.4627	4.39E-03	0	-46924	-9163	56065	0	-21.2936	1.35E-04	2093732	0.01352	20.93732
-0.00177	14.3685	5.54E-03	0	-48042	-9406	57445	0	-2.4727	1.66E-04	2103035	0.0166	21.03035
-0.00196	15.1671	6.83E-03	0	-48091	-9370	57445	0	-15.2706	2.00E-04	2094061	0.01998	20.94061
-0.00218	15.7783	8.23E-03	0	-48130	-9329	57445	0	-14.7212	2.37E-04	2088091	0.02367	20.88091
-0.00242	16.2452	9.75E-03	0	-48132	-9324	57445	0	-10.8832	2.77E-04	2083384	0.02766	20.83384
-0.00268	16.6064	1.14E-02	0	-48091	-9362	57445	0	-7.6777	3.20E-04	2079424	0.03197	20.79424
-0.00299	16.8184	1.31E-02	0	-48524	-9764	58286	0	-1.9138	3.66E-04	2107572	0.03658	21.07572
-0.00337	16.8834	1.49E-02	0	-49495	-10746	60231	0	-9.6993	0.0004149	2176713	0.04149	21.76713
-0.00379	16.8941	1.68E-02	0	-50379	-12038	62401	0	-15.8721	0.0004672	2252069	0.04672	22.52069
-0.00449	16.4053	1.85E-02	0	-47625	-16588	64178	0	-34.564	0.0005225	2270509	0.05225	22.70509
-0.00539	15.7192	2.02E-02	0	-42692	-23003	65718	0	22.5508	0.0005809	2266176	0.05809	22.66176
-0.00686	14.3156	2.14E-02	0	-41555	-25200	66746	0	-8.4703	0.0006424	2234134	0.06424	22.34134
-0.00781	13.9497	2.33E-02	0	-43020	-25200	68217	0	-2.9924	0.0007069	2271103	0.07069	22.71103
-0.00884	13.5853	2.52E-02	0	-44380	-25200	69578	0	-1.5726	0.0007746	2304792	0.07746	23.04792
-0.00996	13.2132	2.72E-02	0	-45666	-25200	70824	0	-41.164	0.0008452	2335139	0.08452	23.35139
-0.01120	12.8478	2.93E-02	0	-46784	-25200	71983	0	-1.4713	0.000919	2361019	0.0919	23.61019
-0.01250	12.4579	3.13E-02	0	-47868	-25200	73038	0	-29.575	0.0009959	2383403	0.09959	23.83403
-0.01400	12.0274	3.34E-02	0	-48949	-25200	74135	0	-14.1744	0.001076	2402050	0.1076	24.0205
-0.01560	11.5659	0.0354	0	-49933	-25200	75110	0	-23.4439	0.001159	2415643	0.1159	24.15643
-0.01730	11.0707	0.0374	0	-50777	-25200	75955	0	-22.3822	0.001245	2423258	0.1245	24.23258
-0.01930	10.5221	0.0394	0	-51481	-25200	76666	0	-14.9491	0.001334	2423954	0.1334	24.23954

INCORPORACIÓN DEL CORTANTE EN EL DIAGRAMA M-φ

L=2.85m

φ (rad/m)	M (t-m)
0	45.54
0.0227	45.54
0.053	33.6
0.2	33.6

CONSTRUCCION DE LA BILINEAL

	rad/cm	rad/m
M'y	1971327	19.71327
φ'y	0.000071	0.007059
Maci(ec=0.003)	2108862.6	21.088626
φy		0.007551

φ (rad/m)	M (t-m)
0	0
0.007551	21.088626
0.1426	24.22686

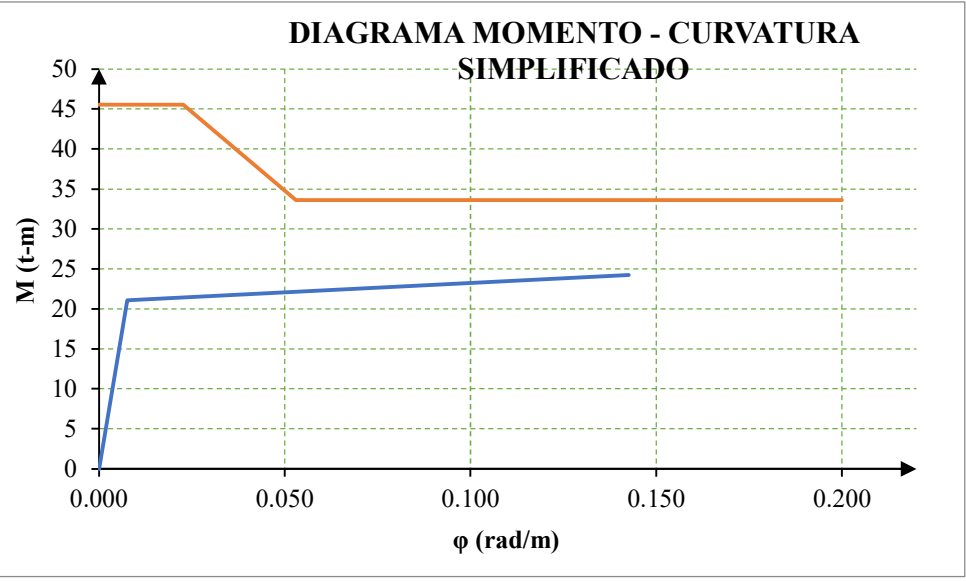
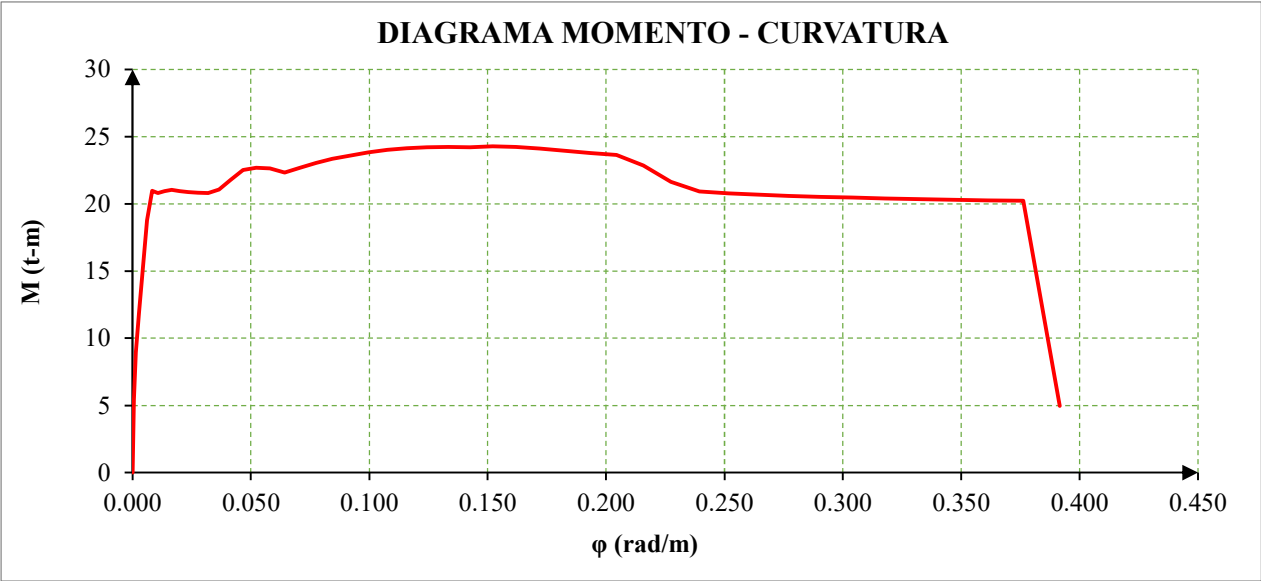
DIAGRAMA MOMENTO CURVATURA DE LA VIGA V-3 30CMX50CM CORTE 3-3

MOMENT CURVATURE (M-f) GRAPH - Kgf, cm, C

Axial Load = 0
 Moment Angle = 180

Results For Exact-Integration

fy(Initial) = 7.059E-05
 My = 1971327
 fmax = 3.916E-03
 Mmax = 497493
 fconcrete = 4.839E-04
 Mconcrete = 2257649
 fsteel = N/A
 Msteel = N/A



kgf-cm											T-m	
Concrete St	Neutral Axi	Steel Strain	Tendon Stra	Concrete Cc	Steel Comp	Steel Tensid	Prestress Fc	Net Force	Curvature	Moment	Curvature	Moment
-0.02140	9.9919	0.0413	0	-51744	-25547	77308	0	16.4083	0.001426	2422686	0.1426	24.22686
-0.02350	9.5723	0.0435	0	-51338	-26632	77961	0	-9.3347	0.001521	2427938	0.1521	24.27938
-0.02580	9.0825	0.0455	0	-50731	-27754	78477	0	-8.205	0.00162	2425742	0.162	24.25742
-0.02840	8.4727	0.0473	0	-49863	-28944	78817	0	9.3842	0.001721	2413128	0.1721	24.13128
-0.03140	7.7857	0.0489	0	-48867	-30137	79011	0	6.7115	0.001826	2394955	0.1826	23.94955
-0.03460	7.1269	0.0505	0	-47924	-31221	79153	0	8.23	0.001933	2378928	0.1933	23.78928
-0.03780	6.4883	0.0521	0	-47023	-32212	79238	0	2.8099	0.002044	2364214	0.2044	23.64214
-0.04360	4.8066	0.0514	0	-45057	-33753	78769	0	-40.2284	0.002158	2285053	0.2158	22.85053
-0.05170	2.2681	0.0484	0	-42743	-35366	78135	0	26.3129	0.002274	2163962	0.2274	21.63962
-0.05800	0.79	0.0474	0	-40622	-36206	76833	0	4.4364	0.002394	2091799	0.2394	20.91799
-0.06150	0.5888	0.0493	0	-38652	-36533	75186	0	1.2837	0.002517	2078718	0.2517	20.78718
-0.06500	0.4228	0.0513	0	-36822	-36812	73638	0	3.8541	0.002643	2068451	0.2643	20.68451
-0.06850	0.2788	0.0534	0	-35120	-37050	72153	0	-16.9352	0.002772	2059994	0.2772	20.59994
-0.07220	0.157	0.0556	0	-33534	-37250	70786	0	1.5154	0.002905	2052992	0.2905	20.52992
-0.07580	0.0513	0.0579	0	-32054	-37415	69479	0	9.9085	0.00304	2046958	0.304	20.46958
-0.07960	-0.0511	0.0602	0	-30477	-38405	68897	0	14.7873	0.003178	2041223	0.3178	20.41223
-0.08350	-0.141	0.0626	0	-28989	-40115	69104	0	0.4419	0.00332	2035944	0.332	20.35944
-0.08730	-0.2157	0.0651	0	-27627	-41659	69283	0	-3.3304	0.003464	2031059	0.3464	20.31059
-0.09130	-0.2789	0.0676	0	-26374	-43076	69431	0	-19.5212	0.003612	2026325	0.3612	20.26325
-0.09530	-0.3311	0.0702	0	-25222	-44352	69548	0	-26.0123	0.003762	2021609	0.3762	20.21609
-0.15300	-14.0662	0.0193	0	-24652	-17395	42029	0	-18.3147	0.003916	497493	0.3916	4.97493

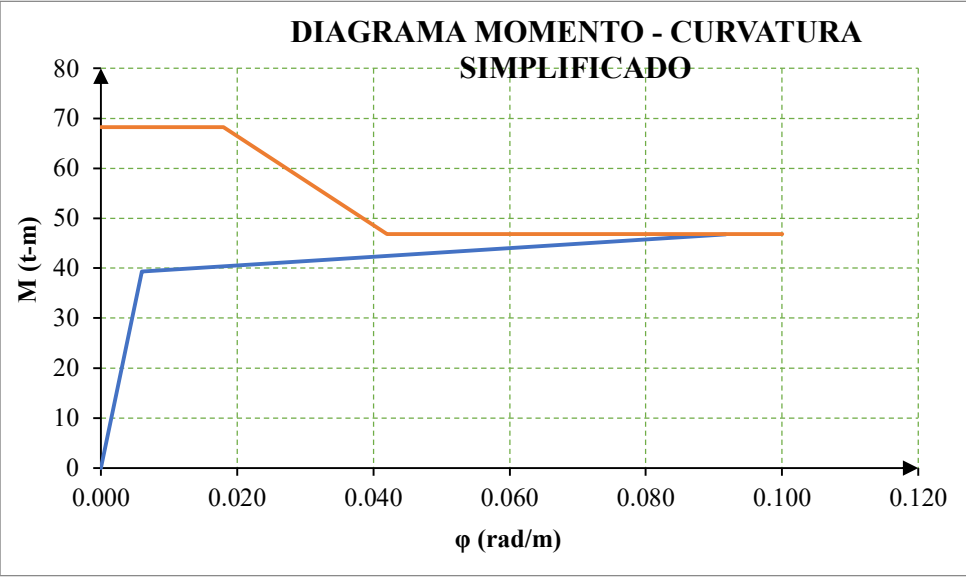
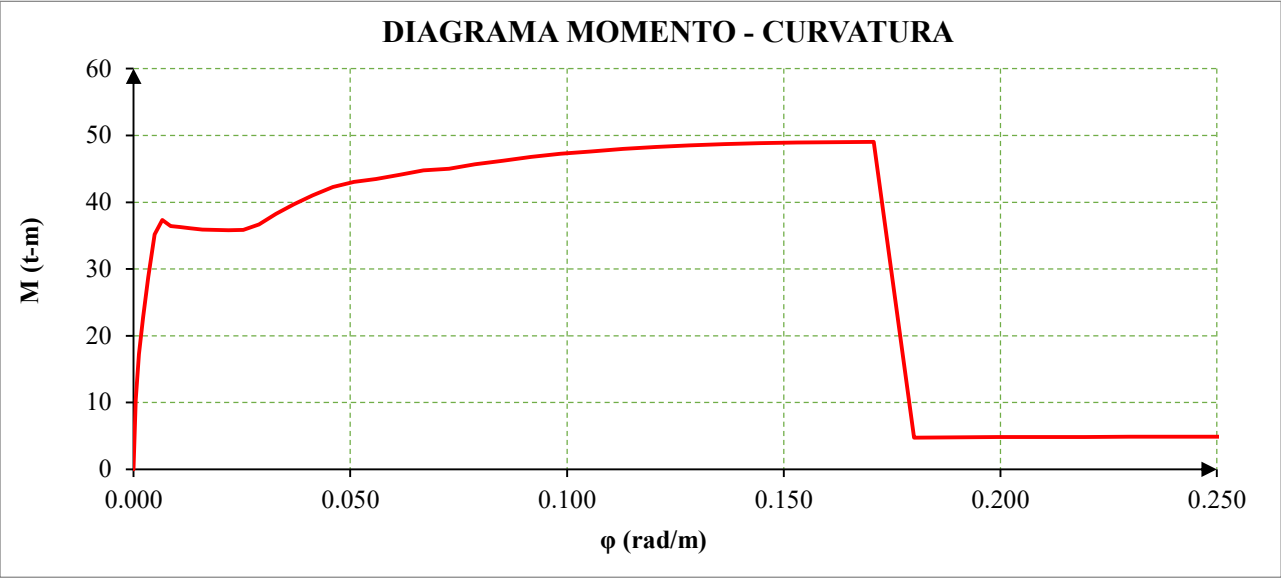
DIAGRAMA MOMENTO CURVATURA DE LA VIGA V-3 40CMX60CM CORTE 2-2

MOMENT CURVATURE (M-f) GRAPH - Kgf, cm, C

Axial Load = 0
 Moment Angle = 0

Results For Exact-Integration

fy(Initial) = 5.482E-05
 My = 3596412
 fmax = 3.100E-03
 Mmax = 497587
 fconcrete = 4.816E-04
 Mconcrete = 4260208
 fsteel = 1.714E-03
 Msteel = 4624663



kgf-cm											T-m	
Concrete St	Neutral Axi	Steel Strain	Tendon Stra	Concrete Cc	Steel Comp	Steel Tensid	Prestress Fc	Net Force	Curvature	Moment	Curvature	Moment
0.000000	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
-0.000141	1.0301	1.22E-04	0	-374.0711	-4199	3824.9542	0	-748.2783	4.87E-06	1048189	0.000487	10.48189
-0.000295	5.7705	3.62E-04	0	-3452	-8229	11664	0	-17.0279	1.22E-05	1725550	0.001217	17.2555
-0.000456	9.1833	7.27E-04	0	-11858	-11872	23722	0	-7.8213	2.19E-05	2278058	0.00219	22.78058
-0.000636	11.3193	1.20E-03	0	-24009	-15605	39554	0	-59.9707	3.41E-05	2873748	0.003407	28.73748
-0.000840	12.7464	1.79E-03	0	-38852	-19560	58361	0	-51.4121	4.87E-05	3518964	0.004867	35.18964
-0.001009	14.6369	2.54E-03	0	-47778	-21520	69281	0	-17.037	6.57E-05	3733245	0.00657	37.33245
-0.001144	16.5643	3.46E-03	0	-50250	-21439	71645	0	-43.4933	8.52E-05	3639611	0.008516	36.39611
-0.001295	17.902	4.49E-03	0	-52867	-21317	74152	0	-31.8407	1.07E-04	3624594	0.01071	36.24594
-0.001449	18.9743	5.65E-03	0	-54489	-20619	75058	0	-49.9496	1.31E-04	3609185	0.01314	36.09185
-0.001608	19.8359	6.93E-03	0	-55621	-20537	76136	0	-20.8009	1.58E-04	3589994	0.01582	35.89994
-0.001783	20.4848	8.34E-03	0	-56799	-20537	77327	0	-8.4725	1.87E-04	3582750	0.01874	35.8275
-0.001974	20.9839	9.85E-03	0	-58013	-20596	78602	0	-6.9849	2.19E-04	3581563	0.0219	35.81563
-0.002186	21.3637	1.15E-02	0	-59155	-20803	79951	0	-6.4599	2.53E-04	3583700	0.02531	35.837
-0.002440	21.573	1.32E-02	0	-60918	-21913	82829	0	-1.8039	2.90E-04	3666008	0.02896	36.66008
-0.002741	21.6545	1.50E-02	0	-63045	-24025	87066	0	-3.6862	3.29E-04	3820506	0.03285	38.20506
-0.003067	21.7073	1.69E-02	0	-64695	-26440	91133	0	-2.6082	3.70E-04	3965362	0.03699	39.65362
-0.003416	21.7409	1.89E-02	0	-65915	-29138	95027	0	-26.1649	0.0004137	4100964	0.04137	41.00964
-0.003787	21.7655	2.10E-02	0	-66717	-32042	98770	0	11.5918	0.0004599	4225540	0.04599	42.2554
-0.004266	21.6123	2.32E-02	0	-63713	-37861	101565	0	-7.6719	0.0005086	4303431	0.05086	43.03431
-0.004842	21.3488	2.54E-02	0	-57281	-46263	103558	0	14.6067	0.0005597	4346878	0.05597	43.46878
-0.005422	21.1578	2.77E-02	0	-51867	-53921	105769	0	-17.9353	0.0006132	4406227	0.06132	44.06227
-0.006002	21.0308	3.01E-02	0	-47296	-60956	108208	0	-43.6077	0.0006692	4475322	0.06692	44.75322
-0.006894	20.5239	3.24E-02	0	-43724	-64219	107887	0	-56.1695	0.0007276	4502579	0.07276	45.02579
-0.007622	20.3325	3.50E-02	0	-44947	-64219	109164	0	-2.9646	0.0007884	4564975	0.07884	45.64975
-0.008377	20.1638	3.76E-02	0	-46075	-64219	110284	0	-9.6606	0.0008516	4623492	0.08516	46.23492
-0.009164	20.0098	0.0404	0	-47012	-64219	111211	0	-20.0596	0.0009173	4675823	0.09173	46.75823
-0.009982	19.871	0.0432	0	-47761	-64219	111963	0	-16.8206	0.0009855	4721712	0.09855	47.21712
-0.010800	19.7456	0.0462	0	-48340	-64219	112554	0	-6.0967	0.001056	4761696	0.1056	47.61696

INCORPORACIÓN DEL CORTANTE EN EL DIAGRAMA M-φ

L=2.85m

φ (rad/m)	M (t-m)
0	68.21
0.018	68.21
0.042	46.85
0.1	46.85

CONSTRUCCION DE LA BILINEAL

	rad/cm	rad/m
M'y	3596412	35.96412
φ'y	0.000055	0.005482
Maci(ec=0.003)	3935591.0	39.35591
φy		0.005999

φ (rad/m)	M (t-m)
0	0
0.005999	39.35591
0.09173	46.75823

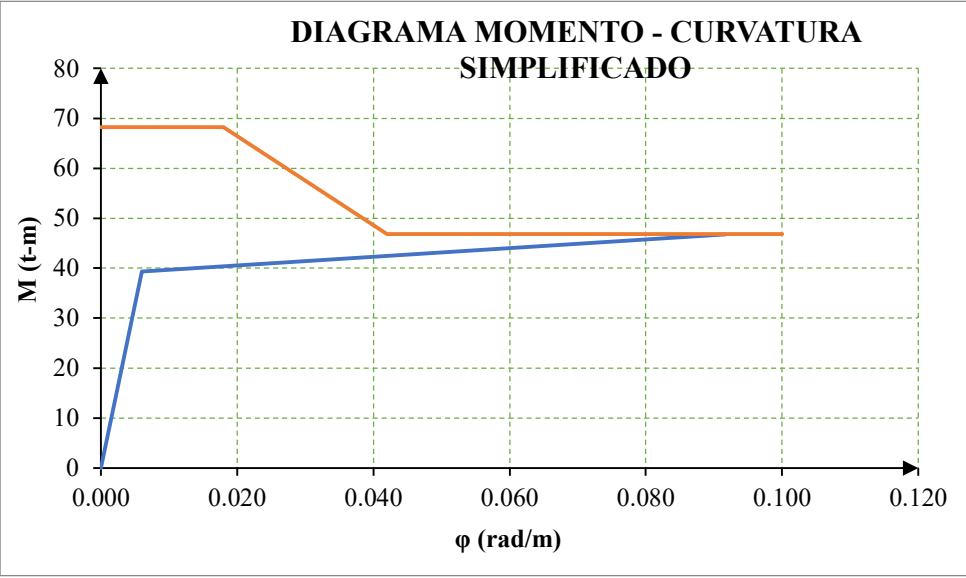
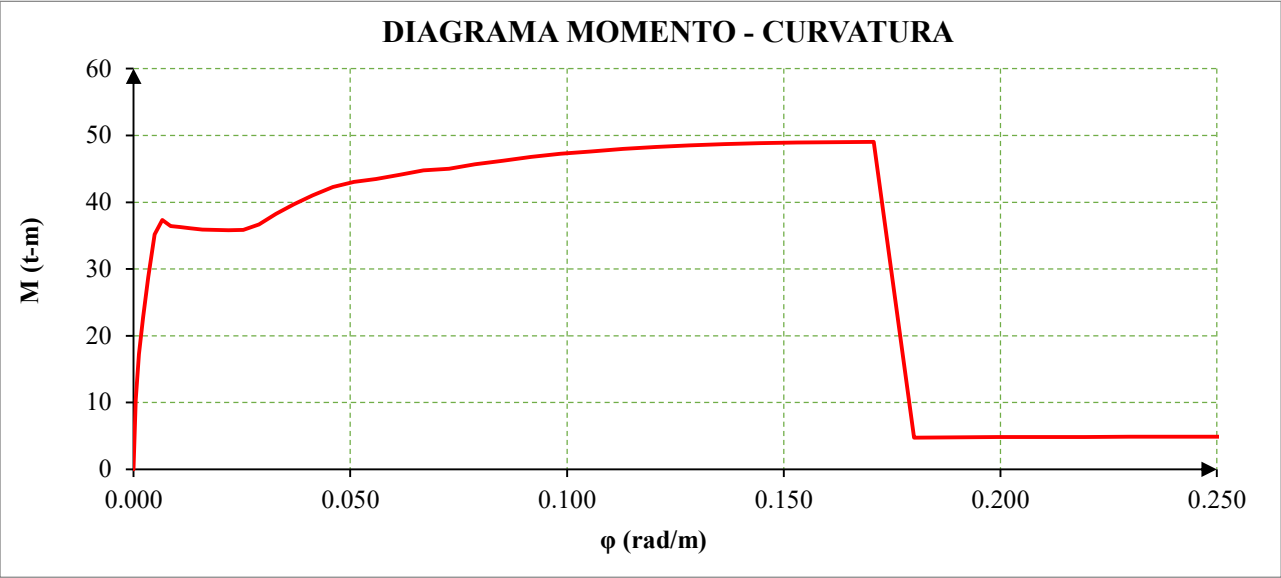
DIAGRAMA MOMENTO CURVATURA DE LA VIGA V-3 40CMX60CM CORTE 2-2

MOMENT CURVATURE (M-f) GRAPH - Kgf, cm, C

Axial Load = 0
 Moment Angle = 0

Results For Exact-Integration

fy(Initial) = 5.482E-05
 My = 3596412
 fmax = 3.100E-03
 Mmax = 497587
 fconcrete = 4.816E-04
 Mconcrete = 4260208
 fsteel = 1.714E-03
 Msteel = 4624663



kgf-cm											T-m	
Concrete St	Neutral Axi	Steel Strain	Tendon Stra	Concrete Cc	Steel Comp	Steel Tensid	Prestress Fc	Net Force	Curvature	Moment	Curvature	Moment
-0.011700	19.6323	0.0493	0	-48766	-64219	112991	0	5.2906	0.001129	4796121	0.1129	47.96121
-0.012600	19.5301	0.0524	0	-49050	-64219	113284	0	14.8065	0.001204	4825226	0.1204	48.25226
-0.013500	19.4386	0.0557	0	-49200	-64219	113444	0	24.9043	0.001282	4849087	0.1282	48.49087
-0.014500	19.3565	0.0591	0	-49230	-64219	113484	0	35.2348	0.001363	4868083	0.1363	48.68083
-0.015500	19.2833	0.0626	0	-49148	-64219	113410	0	42.4042	0.001445	4882382	0.1445	48.82382
-0.016500	19.2183	0.0661	0	-48963	-64219	113234	0	51.3399	0.001531	4892103	0.1531	48.92103
-0.017500	19.1604	0.0698	0	-48687	-64219	112957	0	50.9627	0.001618	4897596	0.1618	48.97596
-0.018600	19.1054	0.0736	0	-48346	-64219	112537	0	-27.8686	0.001708	4900351	0.1708	49.00351
-0.011300	23.7436	0.086	0	-17879	-14397	32328	0	51.5963	0.001801	476824	0.1801	4.76824
-0.011800	23.751	0.0905	0	-17725	-14717	32452	0	9.6834	0.001896	480279	0.1896	4.80279
-0.012400	23.759	0.0952	0	-17570	-14978	32562	0	14.1807	0.001993	482373	0.1993	4.82373
-0.013000	23.7667	0.1	0	-17415	-15222	32661	0	23.2238	0.002093	484093	0.2093	4.84093
-0.013700	23.7743	0.1049	0	-17261	-15448	32747	0	37.9323	0.002195	485433	0.2195	4.85433
-0.014300	23.7816	0.1099	0	-17108	-15657	32822	0	57.0484	0.002299	486420	0.2299	4.8642
-0.015000	23.7876	0.115	0	-16958	-15936	32891	0	-2.8774	0.002407	489087	0.2407	4.89087
-0.015600	23.794	0.1203	0	-16807	-16164	32967	0	-4.2126	0.002516	490199	0.2516	4.90199
-0.016300	23.7989	0.1256	0	-16657	-16482	33130	0	-8.0028	0.002628	491630	0.2628	4.9163
-0.017000	23.8018	0.1311	0	-16503	-16952	33444	0	-11.2899	0.002742	493618	0.2742	4.93618
-0.017700	23.8047	0.1367	0	-16348	-17410	33743	0	-15.6745	0.002859	495392	0.2859	4.95392
-0.018400	23.8077	0.1424	0	-16191	-17862	34031	0	-21.8304	0.002978	496992	0.2978	4.96992
-0.019200	23.8111	0.1482	0	-16034	-18264	34302	0	3.6154	0.0031	497587	0.31	4.97587

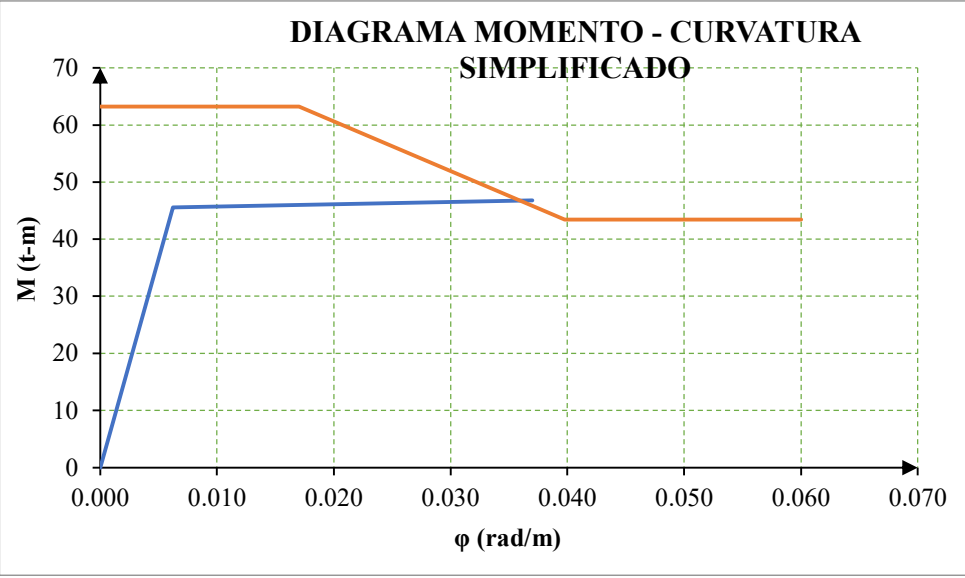
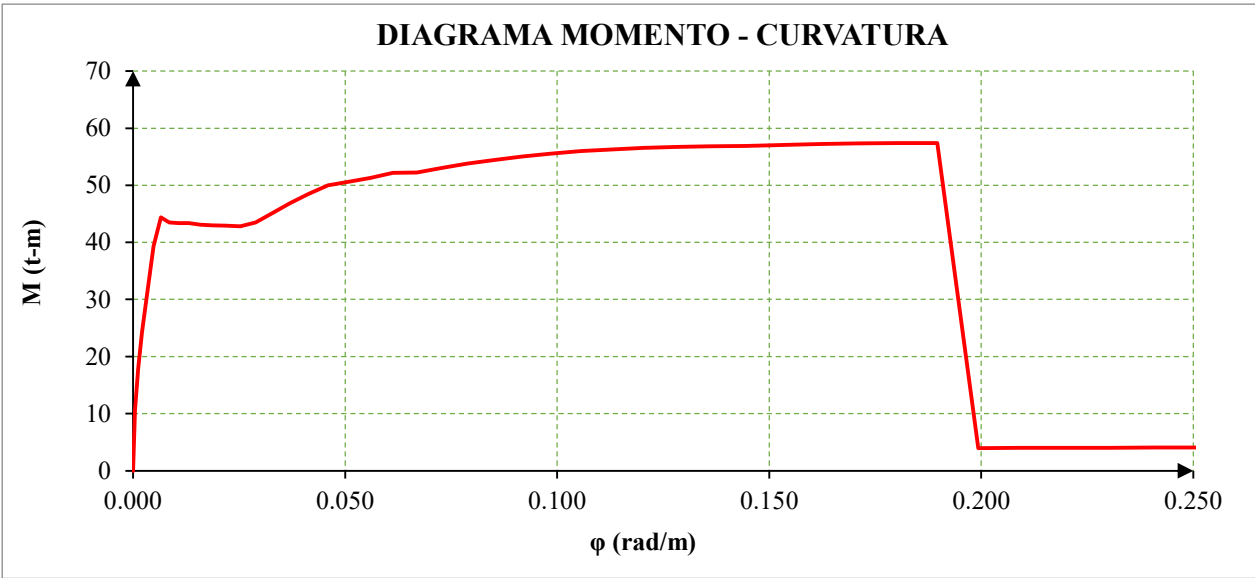
DIAGRAMA MOMENTO CURVATURA DE LA VIGA V-3 40CMX60CM CORTE 2-2

MOMENT CURVATURE (M-f) GRAPH - Kgf, cm, C

Axial Load = 0
 Moment Angle = 180

Results For Exact-Integration

fy(Initial) = 5.679E-05
 My = 4175088
 fmax = 3.100E-03
 Mmax = 18991
 fconcrete = 4.627E-04
 Mconcrete = 4999584
 fsteel = 1.899E-03
 Msteel = 5549016



kgf-cm											T-m	
Concrete St	Neutral Axi	Steel Strain	Tendon Stra	Concrete Co	Steel Comp	Steel Tensid	Prestress Fc	Net Force	Curvature	Moment	Curvature	Moment
0.00000	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
-0.00014	0.6051	1.20E-04	0	-930.303	-3550	4527.9017	0	47.3276	4.87E-06	1054326	0.000487	10.54326
-0.00030	5.068	3.54E-04	0	-6572	-7182	13742	0	-12.7176	1.22E-05	1786845	0.001217	17.86845
-0.00048	8.2578	7.06E-04	0	-17108	-10750	27853	0	-5.9526	2.19E-05	2429495	0.00219	24.29495
-0.00067	10.2032	1.17E-03	0	-31678	-14656	46285	0	-49.0461	3.41E-05	3142646	0.003407	31.42646
-0.00090	11.4463	1.73E-03	0	-49234	-19050	68242	0	-42.4736	4.87E-05	3933189	0.004867	39.33189
-0.00112	12.9229	2.43E-03	0	-62786	-22692	85467	0	-11.3377	6.57E-05	4440140	0.00657	44.4014
-0.00127	15.0821	3.33E-03	0	-64102	-23682	87780	0	-4.0311	8.52E-05	4347868	0.008516	43.47868
-0.00143	16.609	4.35E-03	0	-65626	-24674	90268	0	-31.9532	1.07E-04	4332827	0.01071	43.32827
-0.00160	17.7977	5.49E-03	0	-66503	-25411	91858	0	-56.993	1.31E-04	4332160	0.01314	43.3216
-0.00177	18.8075	6.77E-03	0	-66276	-25608	91858	0	-26.2815	1.58E-04	4309930	0.01582	43.0993
-0.00195	19.5959	8.17E-03	0	-66144	-25729	91858	0	-15.5831	1.87E-04	4297038	0.01874	42.97038
-0.00214	20.2155	9.68E-03	0	-66028	-25843	91858	0	-13.0563	2.19E-04	4288672	0.0219	42.88672
-0.00235	20.7038	1.13E-02	0	-65858	-26009	91858	0	-9.481	2.53E-04	4282129	0.02531	42.82129
-0.00260	21.0212	1.30E-02	0	-66358	-26895	93251	0	-1.9799	2.90E-04	4343066	0.02896	43.43066
-0.00291	21.1567	1.48E-02	0	-67796	-29123	96916	0	-2.7806	3.29E-04	4510810	0.03285	45.1081
-0.00324	21.2471	1.67E-02	0	-68942	-31747	100741	0	52.2763	3.70E-04	4682873	0.03699	46.82873
-0.00359	21.3161	1.87E-02	0	-69701	-34616	104326	0	8.1698	0.0004137	4845815	0.04137	48.45815
-0.00397	21.3786	2.09E-02	0	-70049	-37590	107670	0	31.2298	0.0004599	4995901	0.04599	49.95901
-0.00457	21.023	2.29E-02	0	-63317	-47205	110493	0	-29.2581	0.0005086	5058913	0.05086	50.58913
-0.00517	20.7569	2.50E-02	0	-57115	-56002	113159	0	41.8883	0.0005597	5129527	0.05597	51.29527
-0.00577	20.5978	2.73E-02	0	-51948	-63822	115772	0	1.9897	0.0006132	5216084	0.06132	52.16084
-0.00712	19.3675	2.90E-02	0	-53283	-64219	117494	0	-8.196	0.0006692	5221703	0.06692	52.21703
-0.00797	19.0432	3.13E-02	0	-55584	-64219	119799	0	-4.3753	0.0007276	5304256	0.07276	53.04256
-0.00889	18.7248	3.37E-02	0	-57686	-64219	121903	0	-2.2249	0.0007884	5378144	0.07884	53.78144
-0.00988	18.4019	3.61E-02	0	-59661	-64219	123815	0	-64.9271	0.0008516	5444735	0.08516	54.44735
-0.01090	18.0955	0.0386	0	-61343	-64219	125560	0	-2.2235	0.0009173	5501456	0.09173	55.01456
-0.01200	17.7734	0.0412	0	-62958	-64219	127122	0	-55.2566	0.0009855	5551839	0.09855	55.51839
-0.01330	17.4526	0.0438	0	-64365	-64219	128522	0	-61.7041	0.001056	5593786	0.1056	55.93786

INCORPORACIÓN DEL CORTANTE EN EL DIAGRAMA M-φ

L=2.85m

φ (rad/m)	M (t-m)
0	63.25
0.017037	63.25
0.039753	43.44
0.06	43.44

CONSTRUCCION DE LA BILINEAL

	rad/cm	rad/m
M'y	4175088	41.75088
φ'y	0.000057	0.005679
Maci(ec=0.003)	4560044.9	45.600449
φy		0.006203

φ (rad/m)	M (t-m)
0	0
0.006203	45.600449
0.03699	46.82873

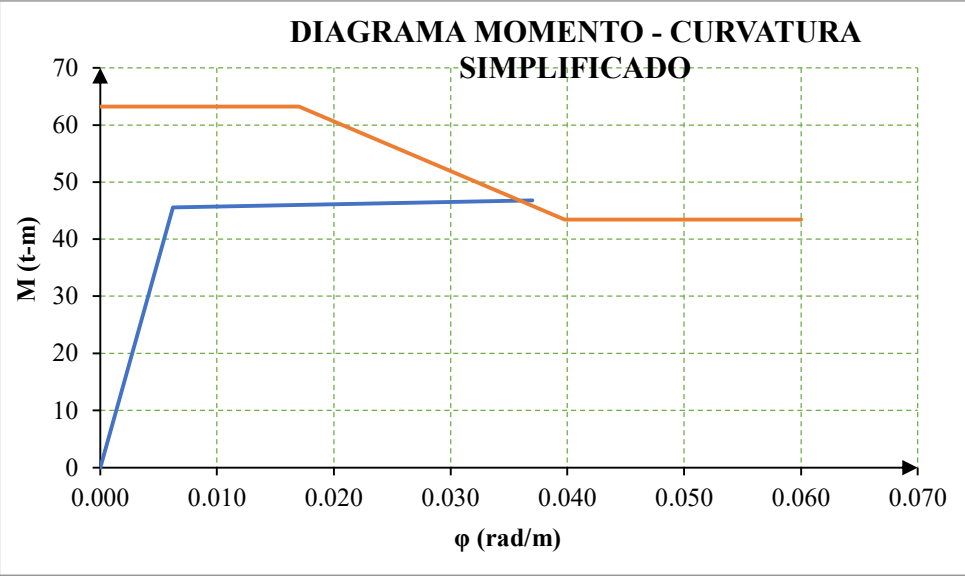
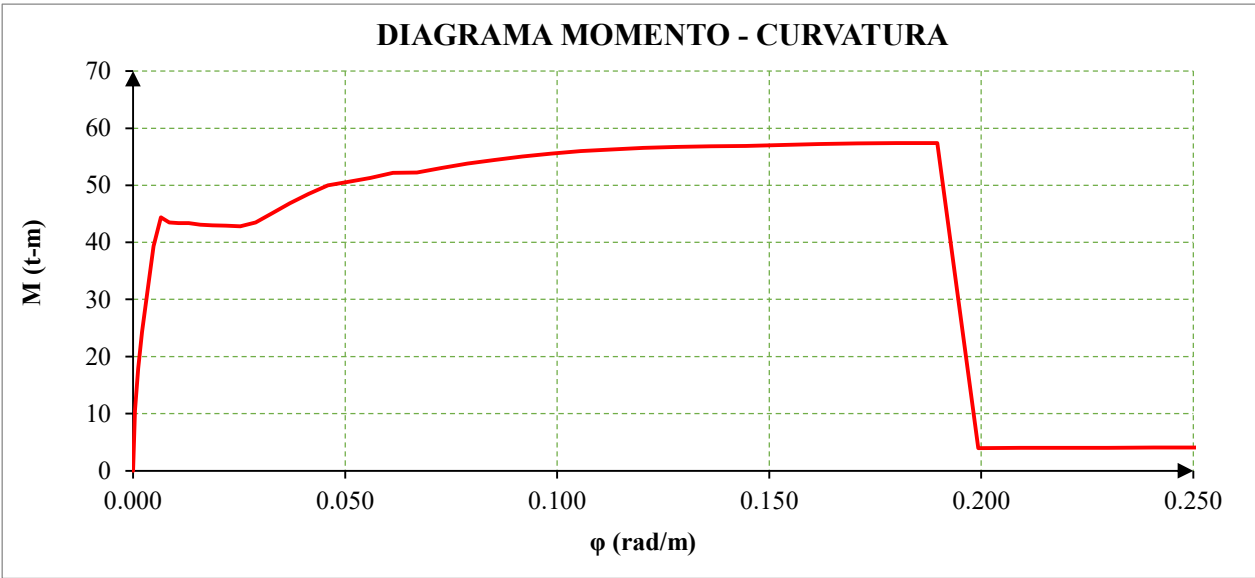
DIAGRAMA MOMENTO CURVATURA DE LA VIGA V-3 40CMX60CM CORTE 2-2

MOMENT CURVATURE (M-f) GRAPH - Kgf, cm, C

Axial Load = 0
 Moment Angle = 180

Results For Exact-Integration

fy(Initial) = 5.679E-05
 My = 4175088
 fmax = 3.100E-03
 Mmax = 18991
 fconcrete = 4.627E-04
 Mconcrete = 4999584
 fsteel = 1.899E-03
 Msteel = 5549016



kgf-cm											T-m	
Concrete St	Neutral Axi	Steel Strain	Tendon Stra	Concrete Cc	Steel Comp	Steel Tensid	Prestress Fc	Net Force	Curvature	Moment	Curvature	Moment
-0.01450	17.1245	0.0464	0	-65606	-64219	129766	0	-58.6671	0.001129	5628000	0.1129	56.28
-0.01590	16.7833	0.0491	0	-66693	-64219	130856	0	-55.9946	0.001204	5654473	0.1204	56.54473
-0.01740	16.4212	0.0518	0	-67636	-64219	131802	0	-53.3045	0.001282	5673234	0.1282	56.73234
-0.01900	16.0284	0.0545	0	-68438	-64219	132606	0	-51.0783	0.001363	5683901	0.1363	56.83901
-0.02080	15.6428	0.0573	0	-68865	-64417	133302	0	19.4867	0.001445	5688435	0.1445	56.88435
-0.02230	15.4084	0.0603	0	-68328	-65681	133964	0	-45.3894	0.001531	5703775	0.1531	57.03775
-0.02380	15.2879	0.0636	0	-67149	-67429	134564	0	-13.6205	0.001618	5721009	0.1618	57.21009
-0.02540	15.1505	0.0669	0	-65886	-69191	135041	0	-35.7321	0.001708	5733395	0.1708	57.33395
-0.02700	15.0011	0.0702	0	-64500	-70947	135406	0	-40.9295	0.001801	5740054	0.1801	57.40054
-0.02880	14.8308	0.0736	0	-62987	-72718	135661	0	-43.8543	0.001896	5741067	0.1896	57.41067
-0.01190	24.031	0.0957	0	-17687	0	17714	0	27.5136	0.001993	399735	0.1993	3.99735
-0.01250	24.0233	0.1005	0	-17362	0	17401	0	39.2849	0.002093	400721	0.2093	4.00721
-0.01310	24.0197	0.1054	0	-17320	0	17313	0	-6.9549	0.002195	403445	0.2195	4.03445
-0.01380	24.017	0.1104	0	-17272	0	17257	0	-14.5625	0.002299	405008	0.2299	4.05008
-0.01440	24.0146	0.1155	0	-17219	0	17192	0	-27.1936	0.002407	406450	0.2407	4.0645
-0.01510	24.0123	0.1208	0	-17161	0	17115	0	-45.8579	0.002516	407813	0.2516	4.07813
-0.01570	24.0111	0.1262	0	-17100	0	17102	0	1.9271	0.002628	407350	0.2628	4.0735
-0.01640	24.0095	0.1317	0	-17034	0	17037	0	2.9673	0.002742	407791	0.2742	4.07791
-0.01710	24.0082	0.1373	0	-16965	0	16969	0	4.7088	0.002859	408004	0.2859	4.08004
-0.01780	24.0069	0.143	0	-16892	0	16899	0	7.1869	0.002978	407990	0.2978	4.0799
-0.01810	24.1643	0.1493	0	-15920	0	15879	0	-41.7641	0.0031	18991	0.31	0.18991

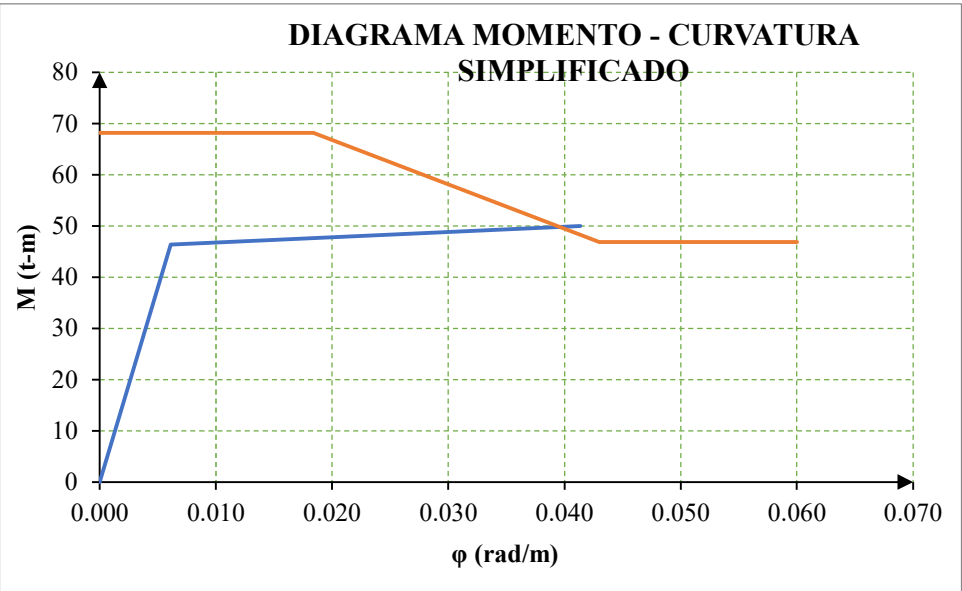
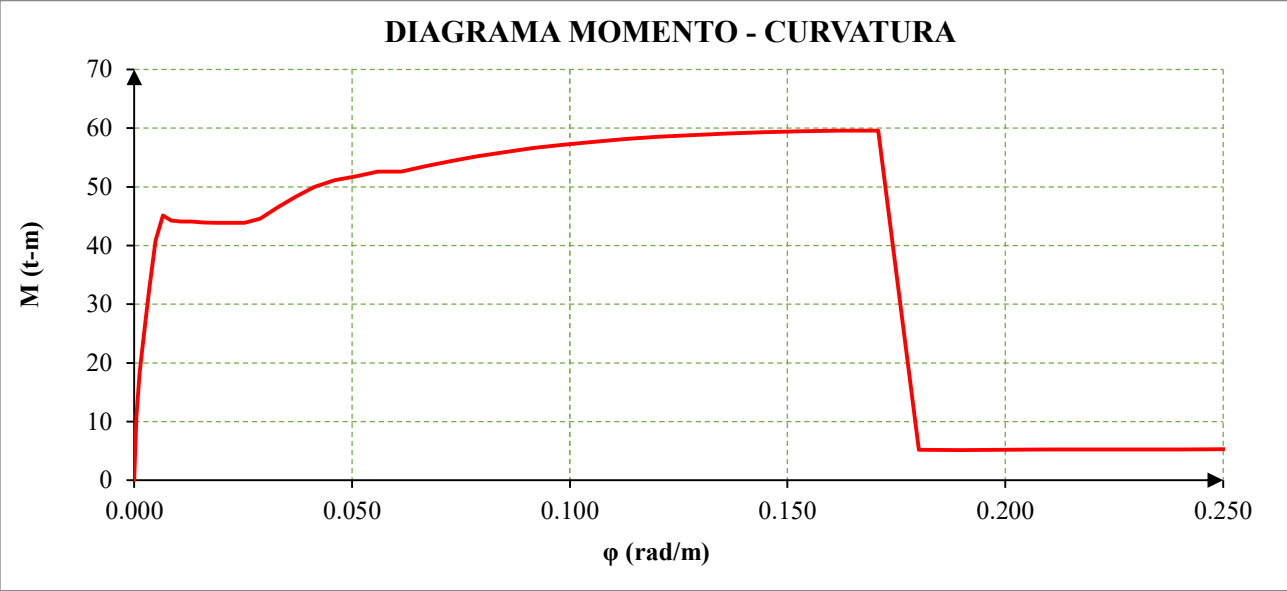
DIAGRAMA MOMENTO CURVATURA DE LA VIGA V-3 40CMX60CM CORTE 4-4

MOMENT CURVATURE (M-f) GRAPH - Kgf, cm, C

Axial Load = 0
 Moment Angle = 0

Results For Exact-Integration

fy(Initial) = 5.645E-05
 My = 4278875
 fmax = 3.100E-03
 Mmax = 532932
 fconcrete = 4.355E-04
 Mconcrete = 5052694
 fsteel = 1.726E-03
 Msteel = 4936686



kgf-cm											T-m	
Concrete St	Neutral Axi	Steel Strain	Tendon Stra	Concrete Cc	Steel Comp	Steel Tensid	Prestress Fc	Net Force	Curvature	Moment	Curvature	Moment
0.000000	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
-0.000142	0.8273	1.21E-04	0	-235.4654	-4541	4774.6589	0	-1.3268	4.87E-06	1076414	0.000487	10.76414
-0.000301	5.3037	3.57E-04	0	-5356	-9022	14366	0	-12.6945	1.22E-05	1829412	0.001217	18.29412
-0.000472	8.4601	7.11E-04	0	-15665	-13285	28944	0	-5.6026	2.19E-05	2500452	0.00219	25.00452
-0.000669	10.3731	1.17E-03	0	-30100	-17878	47933	0	-45.8211	3.41E-05	3250902	0.003407	32.50902
-0.000895	11.6011	1.73E-03	0	-47478	-22985	70423	0	-39.0708	4.87E-05	4081842	0.004867	40.81842
-0.001100	13.26	2.45E-03	0	-59254	-26368	85605	0	-17.4256	6.57E-05	4513094	0.00657	45.13094
-0.001249	15.3307	3.35E-03	0	-61299	-26640	87892	0	-48.0486	8.52E-05	4421684	0.008516	44.21684
-0.001415	16.7817	4.37E-03	0	-63547	-26847	90360	0	-34.4209	1.07E-04	4408122	0.01071	44.08122
-0.001590	17.8985	5.51E-03	0	-65232	-26674	91858	0	-48.9556	1.31E-04	4409132	0.01314	44.09132
-0.001767	18.8255	6.77E-03	0	-66041	-25838	91858	0	-21.793	1.58E-04	4392488	0.01582	43.92488
-0.001961	19.5347	8.16E-03	0	-66943	-26087	93018	0	-12.178	1.87E-04	4385910	0.01874	43.8591
-0.002175	20.0687	9.65E-03	0	-67728	-26845	94568	0	-5.2925	2.19E-04	4384783	0.0219	43.84783
-0.002411	20.4741	1.13E-02	0	-68360	-27822	96177	0	-5.2782	2.53E-04	4385827	0.02531	43.85827
-0.002688	20.7154	1.29E-02	0	-69548	-29656	99142	0	-62.2095	2.90E-04	4461189	0.02896	44.61189
-0.003024	20.7948	1.47E-02	0	-71431	-32829	104258	0	-2.0408	3.29E-04	4651420	0.03285	46.5142
-0.003385	20.8479	1.66E-02	0	-72812	-36351	109150	0	-12.702	3.70E-04	4831825	0.03699	48.31825
-0.003769	20.8897	1.86E-02	0	-73695	-40115	113850	0	39.6658	0.0004137	4999276	0.04137	49.99276
-0.004258	20.7419	2.06E-02	0	-70539	-46718	117268	0	10.4697	0.0004599	5112164	0.04599	51.12164
-0.004865	20.4344	2.26E-02	0	-63346	-55953	119290	0	-9.7381	0.0005086	5177828	0.05086	51.77828
-0.005463	20.2379	2.48E-02	0	-57391	-64219	121563	0	-47.1558	0.0005597	5261288	0.05597	52.61288
-0.006531	19.3489	2.66E-02	0	-53859	-64219	118067	0	-10.9916	0.0006132	5259921	0.06132	52.59921
-0.007252	19.1627	2.89E-02	0	-55111	-64219	119288	0	-41.7678	0.0006692	5353633	0.06692	53.53633
-0.008019	18.9776	3.13E-02	0	-56081	-64408	120426	0	-63.3117	0.0007276	5442162	0.07276	54.42162
-0.008819	18.8143	3.38E-02	0	-56769	-65914	122627	0	-57.2087	0.0007884	5522242	0.07884	55.22242
-0.009649	18.6707	3.63E-02	0	-57225	-67466	124646	0	-46.128	0.0008516	5594938	0.08516	55.94938
-0.010500	18.5456	0.039	0	-57473	-69045	126477	0	-40.9451	0.0009173	5660186	0.09173	56.60186
-0.011400	18.4374	0.0418	0	-57535	-70639	128137	0	-37.3206	0.0009855	5718498	0.09855	57.18498
-0.012300	18.3449	0.0447	0	-57428	-72229	129627	0	-29.6156	0.001056	5769903	0.1056	57.69903

INCORPORACIÓN DEL CORTANTE EN EL DIAGRAMA M-φ

L=2.85m

φ (rad/m)	M (t-m)
0	68.21
0.0184	68.21
0.043	46.85
0.06	46.85

CONSTRUCCION DE LA BILINEAL

	rad/cm	rad/m
M'y	4278875	42.78875
φ'y	0.000056	0.005645
Maci(ec=0.003)	4637832.1	46.378321
φy		0.006119

φ (rad/m)	M (t-m)
0	0
0.006119	46.378321
0.04137	49.99276

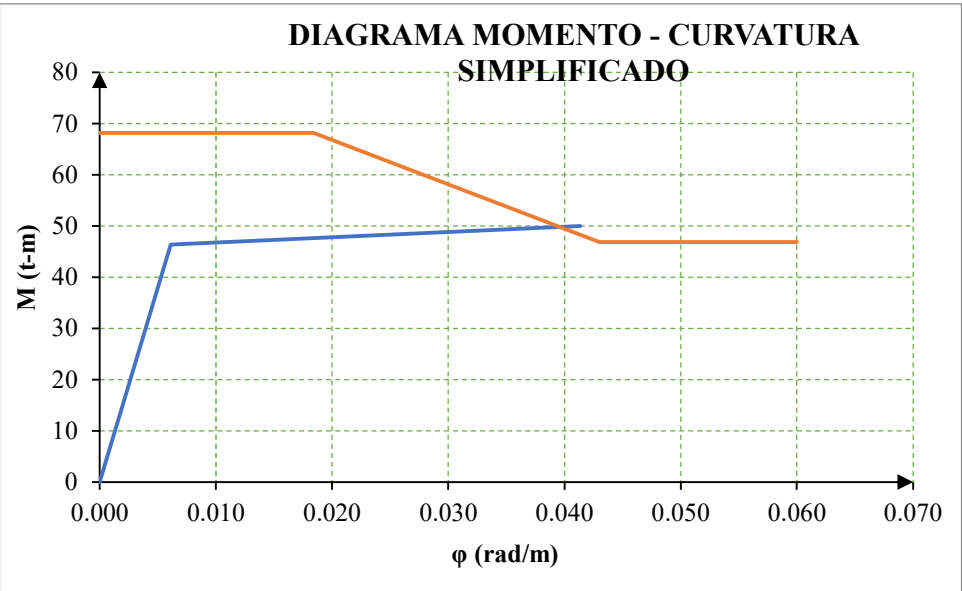
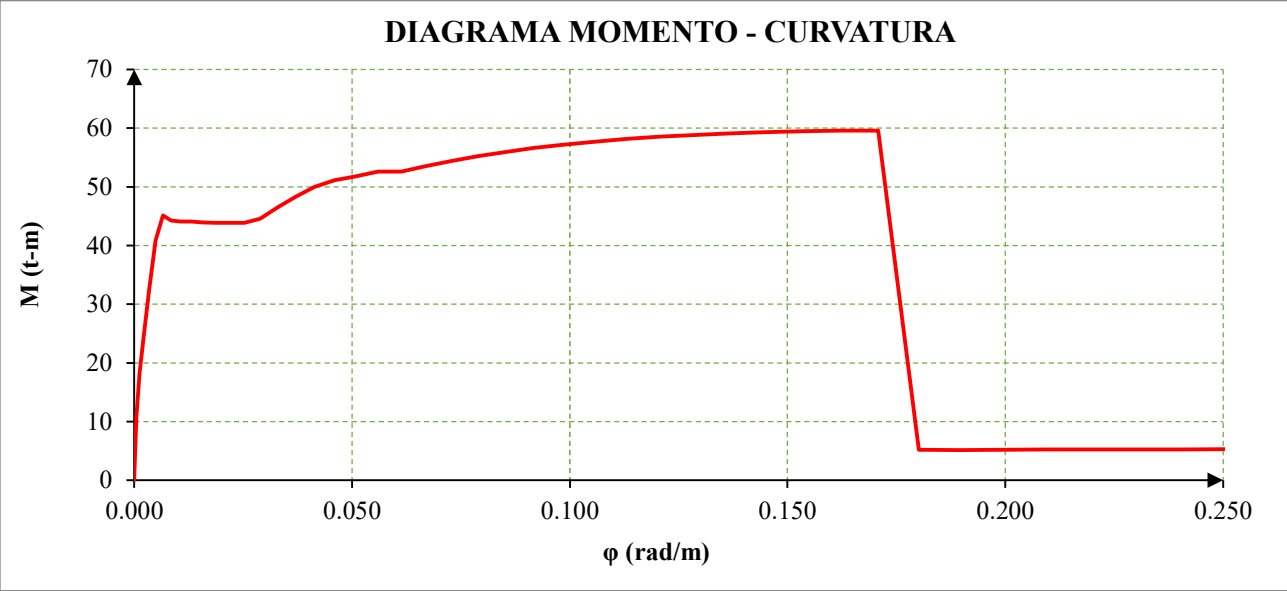
DIAGRAMA MOMENTO CURVATURA DE LA VIGA V-3 40CMX60CM CORTE 4-4

MOMENT CURVATURE (M-f) GRAPH - Kgf, cm, C

Axial Load = 0
 Moment Angle = 0

Results For Exact-Integration

fy(Initial) = 5.645E-05
 My = 4278875
 fmax = 3.100E-03
 Mmax = 532932
 fconcrete = 4.355E-04
 Mconcrete = 5052694
 fsteel = 1.726E-03
 Msteel = 4936686



kgf-cm											T-m	
Concrete St	Neutral Axi	Steel Strain	Tendon Stra	Concrete Co	Steel Comp	Steel Tensid	Prestress Fc	Net Force	Curvature	Moment	Curvature	Moment
-0.013200	18.2669	0.0477	0	-57174	-73803	130951	0	-25.5056	0.001129	5814683	0.1129	58.14683
-0.014200	18.2029	0.0508	0	-56783	-75335	132116	0	-1.0719	0.001204	5852691	0.1204	58.52691
-0.015200	18.1482	0.054	0	-56289	-76865	133128	0	-26.5113	0.001282	5885390	0.1282	58.8539
-0.016200	18.1071	0.0574	0	-55680	-78305	133992	0	7.5072	0.001363	5911090	0.1363	59.1109
-0.017200	18.0755	0.0608	0	-54982	-79689	134710	0	39.4081	0.001445	5930912	0.1445	59.30912
-0.018300	18.0488	0.0644	0	-54226	-81074	135290	0	-9.5149	0.001531	5946657	0.1531	59.46657
-0.019400	18.0316	0.068	0	-53390	-82357	135735	0	-12.8491	0.001618	5956091	0.1618	59.56091
-0.020500	18.0187	0.0718	0	-52508	-83528	136049	0	13.9831	0.001708	5959683	0.1708	59.59683
-0.011500	23.622	0.0857	0	-18202	-21222	39361	0	-63.0287	0.001801	514038	0.1801	5.14038
-0.012100	23.6374	0.0903	0	-17989	-21432	39486	0	64.1273	0.001896	513505	0.1896	5.13505
-0.012700	23.649	0.095	0	-17789	-21812	39598	0	-3.1028	0.001993	517359	0.1993	5.17359
-0.013300	23.6611	0.0997	0	-17591	-22112	39697	0	-5.9824	0.002093	519420	0.2093	5.1942
-0.013900	23.6727	0.1046	0	-17396	-22398	39785	0	-9.3468	0.002195	521232	0.2195	5.21232
-0.014500	23.6838	0.1096	0	-17205	-22670	39861	0	-14.2383	0.002299	522840	0.2299	5.2284
-0.015200	23.6944	0.1148	0	-17017	-22930	39926	0	-21.0851	0.002407	524244	0.2407	5.24244
-0.015800	23.7042	0.12	0	-16831	-23206	40006	0	-30.9941	0.002516	525616	0.2516	5.25616
-0.016500	23.7134	0.1254	0	-16648	-23483	40083	0	-48.4712	0.002628	526973	0.2628	5.26973
-0.017200	23.7189	0.1309	0	-16467	-24035	40504	0	1.9314	0.002742	528229	0.2742	5.28229
-0.017900	23.7236	0.1364	0	-16285	-24639	40927	0	2.2192	0.002859	530528	0.2859	5.30528
-0.018700	23.7284	0.1422	0	-16104	-25220	41328	0	3.7258	0.002978	532527	0.2978	5.32527
-0.019400	23.7338	0.148	0	-15925	-25731	41718	0	62.7854	0.0031	532932	0.31	5.32932

DIAGRAMA MOMENTO CURVATURA DE LA VIGA V-3 40CMX60CM CORTE 4-4

MOMENT CURVATURE (M-f) GRAPH - Kgf, cm, C

Axial Load = 0

Moment Angle = 180

Results For Exact-Integration

fy(Initial) = 5.693E-05

My = 4430807

fmax = 3.100E-03

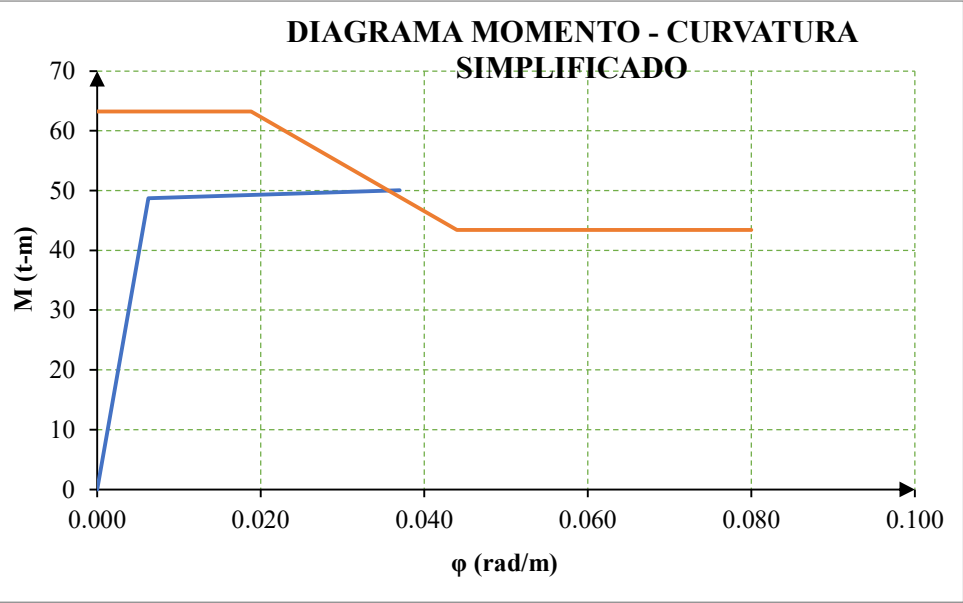
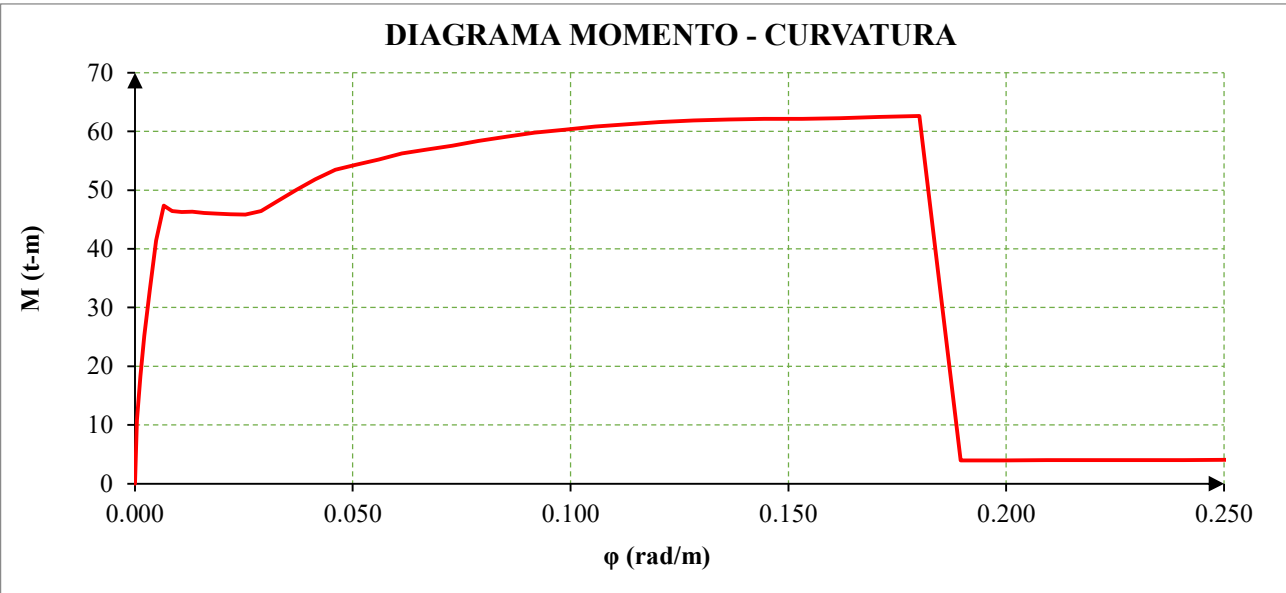
Mmax = 18409

fconcrete = 4.641E-04

Mconcrete = 5356467

fsteel = 1.812E-03

Msteel = 5553340



kgf-cm											T-m	
Concrete St	Neutral Axi	Steel Strain	Tendon Stra	Concrete Co	Steel Comp	Steel Tensid	Prestress Fc	Net Force	Curvature	Moment	Curvature	Moment
0.000000	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
-0.000142	0.7598	1.21E-04	0	-442.4066	-4449	4890.4735	0	-1.3372	4.87E-06	1077344	0.000487	10.77344
-0.000302	5.2005	3.55E-04	0	-5835	-8998	14821	0	-12.156	1.22E-05	1836945	0.001217	18.36945
-0.000475	8.3203	7.08E-04	0	-16457	-13509	29961	0	-5.3512	2.19E-05	2520622	0.00219	25.20622
-0.000674	10.2034	1.17E-03	0	-31243	-18490	49689	0	-44.1724	3.41E-05	3287598	0.003407	32.87598
-0.000906	11.3938	1.72E-03	0	-49090	-24135	73187	0	-38.0113	4.87E-05	4143752	0.004867	41.43752
-0.001131	12.7824	2.42E-03	0	-63372	-28992	92355	0	-9.2186	6.57E-05	4735092	0.00657	47.35092
-0.001280	14.9658	3.32E-03	0	-64511	-30267	94773	0	-4.6832	8.52E-05	4648531	0.008516	46.48531
-0.001443	16.5206	4.34E-03	0	-65795	-31501	97267	0	-29.4869	1.07E-04	4633970	0.01071	46.3397
-0.001613	17.7257	5.48E-03	0	-66524	-32432	98903	0	-52.6729	1.31E-04	4634626	0.01314	46.34626
-0.001780	18.7435	6.76E-03	0	-66221	-32705	98903	0	-23.5463	1.58E-04	4612608	0.01582	46.12608
-0.001960	19.5378	8.16E-03	0	-66028	-32889	98903	0	-13.9648	1.87E-04	4599816	0.01874	45.99816
-0.002154	20.1619	9.67E-03	0	-65850	-33065	98903	0	-11.6439	2.19E-04	4591436	0.0219	45.91436
-0.002365	20.6551	1.13E-02	0	-65613	-33299	98903	0	-8.2379	2.53E-04	4584868	0.02531	45.84868
-0.002610	20.9859	1.30E-02	0	-65947	-34333	100279	0	-1.6999	2.90E-04	4644982	0.02896	46.44982
-0.002911	21.139	1.48E-02	0	-67164	-36970	104132	0	-1.9758	3.29E-04	4820873	0.03285	48.20873
-0.003239	21.2431	1.67E-02	0	-68130	-40111	108300	0	59.2958	3.70E-04	5007654	0.03699	50.07654
-0.003588	21.3269	1.87E-02	0	-68707	-43497	112209	0	4.5016	0.0004137	5185072	0.04137	51.85072
-0.003953	21.4041	2.09E-02	0	-68886	-46960	115860	0	13.4297	0.0004599	5348975	0.04599	53.48975
-0.004492	21.1662	2.30E-02	0	-62346	-56688	119020	0	-14.3413	0.0005086	5435213	0.05086	54.35213
-0.005045	20.9853	2.52E-02	0	-56029	-66003	121988	0	-43.6995	0.0005597	5525642	0.05597	55.25642
-0.005591	20.8828	2.75E-02	0	-50718	-74159	124911	0	34.5086	0.0006132	5623709	0.06132	56.23709
-0.006409	20.4217	2.97E-02	0	-46492	-81019	127476	0	-35.3818	0.0006692	5695283	0.06692	56.95283
-0.007444	19.7685	3.18E-02	0	-48662	-81019	129651	0	-30.4976	0.0007276	5756757	0.07276	57.56757
-0.008312	19.4568	3.43E-02	0	-50898	-81019	131915	0	-2.1632	0.0007884	5838918	0.07884	58.38918
-0.009240	19.1502	3.67E-02	0	-52955	-81019	133972	0	-1.8209	0.0008516	5912554	0.08516	59.12554
-0.010200	18.8422	0.0393	0	-54874	-81019	135833	0	-60.189	0.0009173	5978633	0.09173	59.78633
-0.011300	18.5525	0.0419	0	-56502	-81019	137519	0	-1.8886	0.0009855	6034649	0.09855	60.34649
-0.012400	18.2503	0.0446	0	-58056	-81019	139021	0	-54.0856	0.001056	6084412	0.1056	60.84412

INCORPORACIÓN DEL CORTANTE EN EL DIAGRAMA M-φ

L=2.85m

φ (rad/m)	M (t-m)
0	63.25
0.0188	63.25
0.044	43.44
0.08	43.44

CONSTRUCCION DE LA BILINEAL

	rad/cm	rad/m
M'y	4430807	44.30807
φ'y	0.000057	0.005693
Maci(ec=0.003)	4871554.4	48.715544
φy		0.006259

φ (rad/m)	M (t-m)
0	0
0.006259	48.715544
0.03699	50.07654

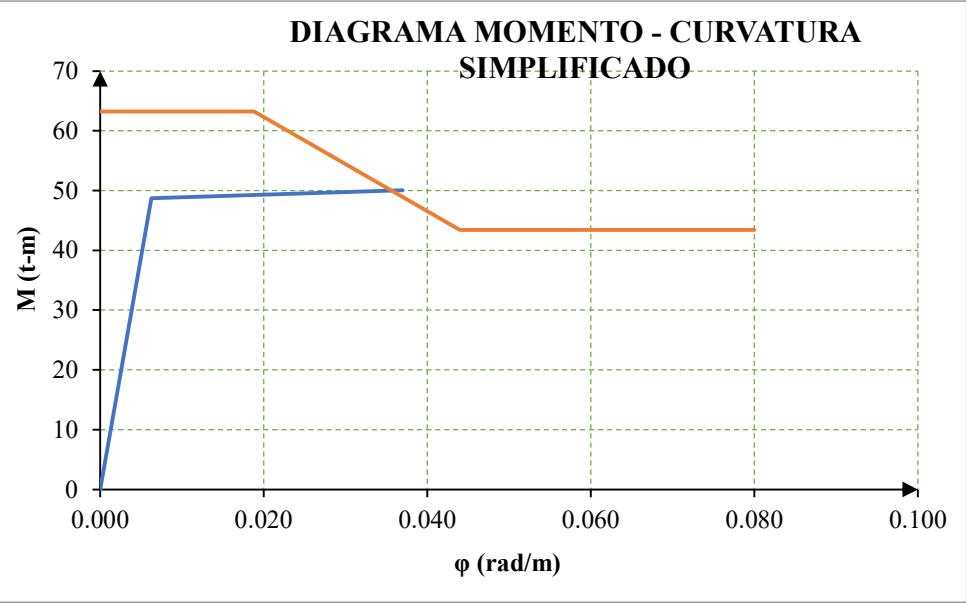
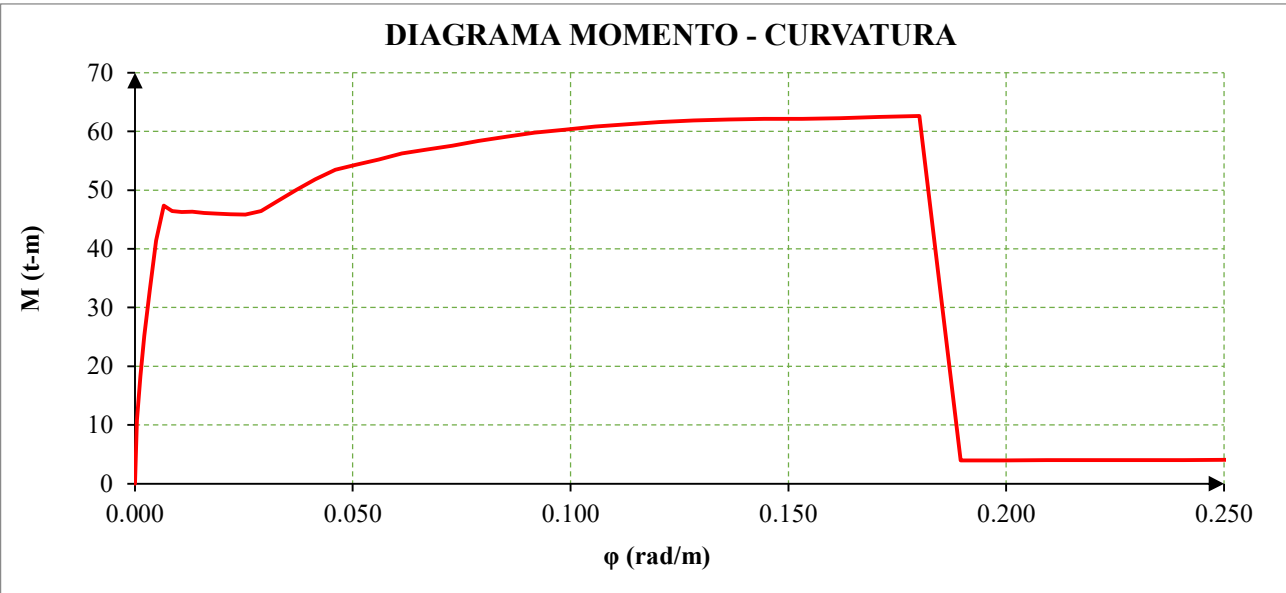
DIAGRAMA MOMENTO CURVATURA DE LA VIGA V-3 40CMX60CM CORTE 4-4

MOMENT CURVATURE (M-f) GRAPH - Kgf, cm, C

Axial Load = 0
 Moment Angle = 180

Results For Exact-Integration

fy(Initial) = 5.693E-05
 My = 4430807
 fmax = 3.100E-03
 Mmax = 18409
 fconcrete = 4.641E-04
 Mconcrete = 5356467
 fsteel = 1.812E-03
 Msteel = 5553340



kgf-cm											T-m	
Concrete St	Neutral Axi	Steel Strain	Tendon Stra	Concrete Co	Steel Comp	Steel Tensid	Prestress Fo	Net Force	Curvature	Moment	Curvature	Moment
-0.013600	17.9533	0.0474	0	-59399	-81019	140359	0	-58.307	0.001129	6125721	0.1129	61.25721
-0.014900	17.6529	0.0502	0	-60574	-81019	141536	0	-57.2565	0.001204	6159374	0.1204	61.59374
-0.016200	17.3442	0.053	0	-61597	-81019	142561	0	-55.4577	0.001282	6185663	0.1282	61.85663
-0.017700	17.022	0.0559	0	-62473	-81019	143440	0	-52.3409	0.001363	6204604	0.1363	62.04604
-0.019300	16.6783	0.0588	0	-63210	-81019	144179	0	-50.6364	0.001445	6216148	0.1445	62.16148
-0.020900	16.3261	0.0617	0	-63702	-81095	144794	0	-2.9898	0.001531	6220605	0.1531	62.20605
-0.022500	16.0971	0.0649	0	-63371	-81992	145351	0	-11.7058	0.001618	6230574	0.1618	62.30574
-0.023800	16.0685	0.0684	0	-62063	-83824	145868	0	-18.0781	0.001708	6249731	0.1708	62.49731
-0.025100	16.045	0.0721	0	-60676	-85580	146253	0	-3.5887	0.001801	6262918	0.1801	62.62918
-0.011300	24.0405	0.0911	0	-18655	0	18696	0	41.426	0.001896	399126	0.1896	3.99126
-0.011900	24.024	0.0957	0	-17686	0	17670	0	-15.9747	0.001993	400650	0.1993	4.0065
-0.012500	24.0181	0.1005	0	-17401	0	17375	0	-26.1098	0.002093	402276	0.2093	4.02276
-0.013100	24.016	0.1054	0	-17354	0	17343	0	-10.6547	0.002195	403524	0.2195	4.03524
-0.013800	24.0137	0.1104	0	-17301	0	17280	0	-20.8516	0.002299	405150	0.2299	4.0515
-0.014400	24.0117	0.1155	0	-17243	0	17206	0	-37.8382	0.002407	406699	0.2407	4.06699
-0.015100	24.0098	0.1208	0	-17181	0	17118	0	-62.9462	0.002516	408218	0.2516	4.08218
-0.015700	24.009	0.1262	0	-17119	0	17122	0	2.7007	0.002628	407327	0.2628	4.07327
-0.016400	24.0077	0.1317	0	-17050	0	17054	0	4.1206	0.002742	407760	0.2742	4.0776
-0.017100	24.0066	0.1373	0	-16978	0	16985	0	6.482	0.002859	407958	0.2859	4.07958
-0.017900	24.0056	0.143	0	-16903	0	16913	0	9.8278	0.002978	407924	0.2978	4.07924
-0.018200	24.1333	0.1492	0	-16274	0	16256	0	-18.122	0.0031	18409	0.31	0.18409

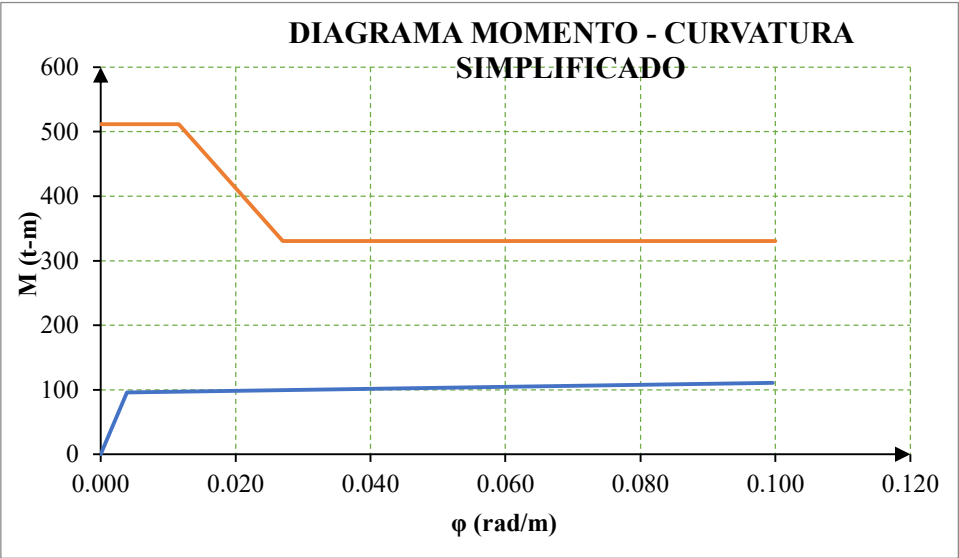
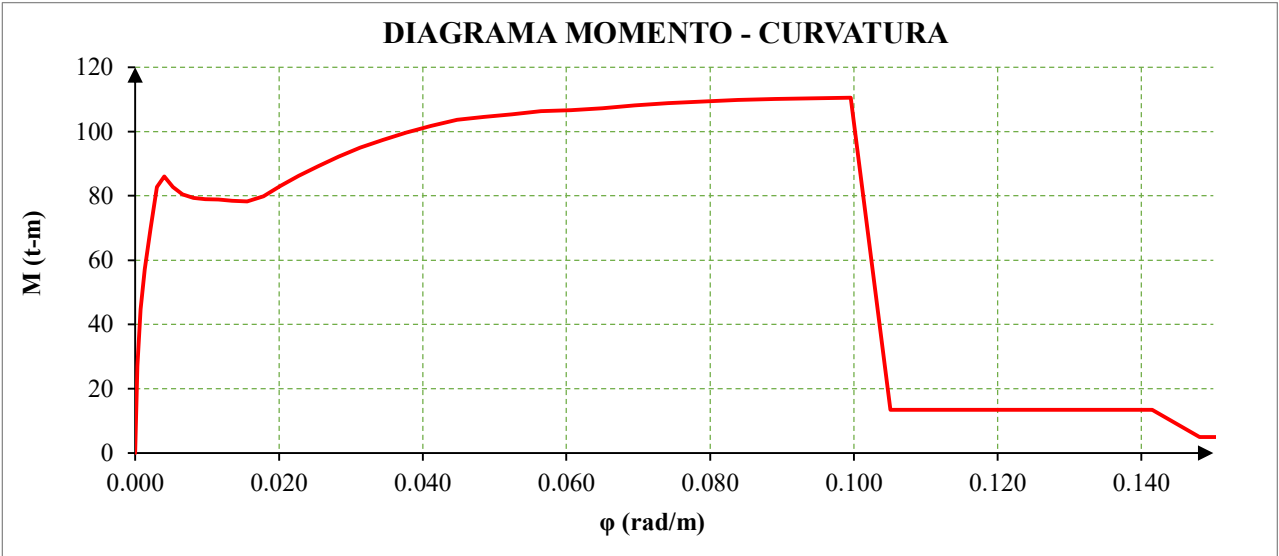
DIAGRAMA MOMENTO CURVATURA DE LA VIGA V-4 50CMX90CM

MOMENT CURVATURE (M-φ) GRAPH - Kgf, cm, C

Axial Load = 0
Moment Angle = 0

Results For Exact-Integration

fy(Initial) = 3.401E-05
My = 8397957
fmax = 1.908E-03
Mmax = 492610
fconcrete = 4.450E-04
Mconcrete = 10345508
fstee = 1.007E-03
Msteel = 9000621



kgf-cm											T-m	
Concrete Str	Neutral Axi	Steel Strain	Tendon Stra	Concrete Cd	Steel Comp	Steel Tensid	Prestress Fo	Net Force	Curvature	Moment	Curvature	Moment
0.000000	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
-0.000132	1.0891	1.20E-04	0	-315.7446	-5427	5214.0129	0	-528.7012	3.00E-06	2707762	0.0002995	27.07762
-0.000276	8.0882	3.53E-04	0	-4686	-10837	15490	0	-33.2056	7.49E-06	4470551	0.0007487	44.70551
-0.000421	13.7286	7.11E-04	0	-15918	-15598	31496	0	-19.9565	1.35E-05	5723555	0.001348	57.23555
-0.000576	17.5061	1.19E-03	0	-32576	-20554	53122	0	-7.6905	2.10E-05	6966501	0.002096	69.66501
-0.000745	20.1407	1.77E-03	0	-53567	-25667	79143	0	-91.4017	3.00E-05	8267846	0.002995	82.67846
-0.000881	23.2182	2.52E-03	0	-66706	-28822	95499	0	-29.8767	4.04E-05	8603826	0.004043	86.03826
-0.000983	26.2484	3.42E-03	0	-70069	-29923	99906	0	-86.1562	5.24E-05	8266198	0.005241	82.66198
-0.001084	28.5481	4.45E-03	0	-71439	-30521	101856	0	-102.9997	6.59E-05	8045262	0.006589	80.45262
-0.001193	30.2497	5.60E-03	0	-72846	-31013	103806	0	-52.385	8.09E-05	7938513	0.008086	79.38513
-0.001310	31.5378	6.87E-03	0	-74421	-31458	105842	0	-36.0872	9.73E-05	7900567	0.009733	79.00567
-0.001433	32.5717	8.25E-03	0	-75670	-31682	107303	0	-48.9221	1.15E-04	7885642	0.01153	78.85642
-0.001554	33.4722	9.77E-03	0	-75983	-31347	107303	0	-26.4145	1.35E-04	7852847	0.01348	78.52847
-0.001682	34.2022	1.14E-02	0	-76421	-31064	107469	0	-16.1572	1.56E-04	7833075	0.01557	78.33075
-0.001835	34.7019	1.31E-02	0	-78219	-31841	110056	0	-4.6448	1.78E-04	7984351	0.01782	79.84351
-0.002021	35.003	1.50E-02	0	-81223	-33592	114811	0	-4.2535	2.02E-04	8316072	0.02021	83.16072
-0.002221	35.2424	1.69E-02	0	-83767	-35556	119317	0	-6.087	2.28E-04	8628990	0.02276	86.2899
-0.002435	35.4327	1.89E-02	0	-85836	-37754	123585	0	-3.8308	2.55E-04	8922219	0.02546	89.22219
-0.002668	35.5727	2.11E-02	0	-87651	-40325	127973	0	-2.5619	2.83E-04	9214943	0.0283	92.14943
-0.002915	35.6854	2.34E-02	0	-89070	-43125	132109	0	-86.4002	3.13E-04	9490499	0.0313	94.90499
-0.003172	35.7889	2.58E-02	0	-89995	-45976	135977	0	4.9182	3.44E-04	9736804	0.03444	97.36804
-0.003442	35.8771	2.83E-02	0	-90607	-48990	139592	0	-4.6833	3.77E-04	9966664	0.03773	99.66664
-0.003724	35.9569	3.09E-02	0	-90899	-52096	142953	0	-41.5427	0.0004118	10176472	0.04118	101.76472
-0.004023	36.0148	3.36E-02	0	-90485	-55564	146041	0	-8.1305	0.0004477	10359516	0.04477	103.59516
-0.004480	35.7653	3.63E-02	0	-82816	-65224	148005	0	-35.2478	0.0004852	10448135	0.04852	104.48135
-0.004935	35.5833	3.91E-02	0	-76162	-73733	149876	0	-19.0805	0.0005241	10540101	0.05241	105.40101
-0.005376	35.4765	0.042	0	-70369	-81361	151809	0	79.0446	0.0005645	10633714	0.05645	106.33714
-0.006228	34.7304	0.0447	0	-65726	-85626	151298	0	-53.6229	0.0006064	10658942	0.06064	106.58942
-0.006905	34.3747	0.0477	0	-66149	-85626	151803	0	28.0659	0.0006499	10723795	0.06499	107.23795

INCORPORACIÓN DEL CORTANTE EN EL DIAGRAMA M-φ

L=12.53m

φ (rad/m)	M (t-m)
0	511.83
0.0116	511.83
0.027	330.43
0.1	330.43

CONSTRUCCION DE LA BILINEAL

	rad/cm	rad/m
M'y	8397957	83.97957
φ'y	0.000034	0.003401
Maci(ec=0.003)	9571961.7	95.719617
φy		0.003876

φ (rad/m)	M (t-m)
0	0
0.003876	95.719617
0.09958	110.49635

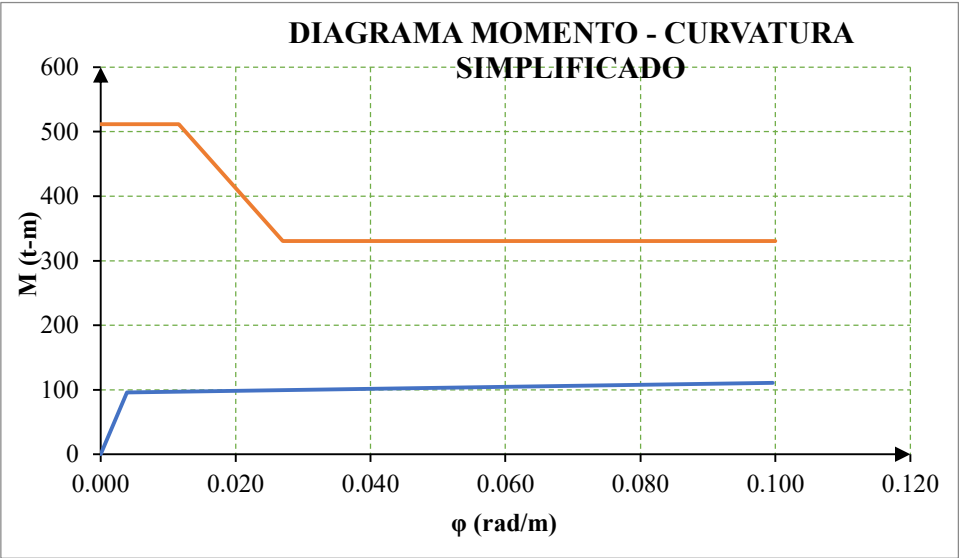
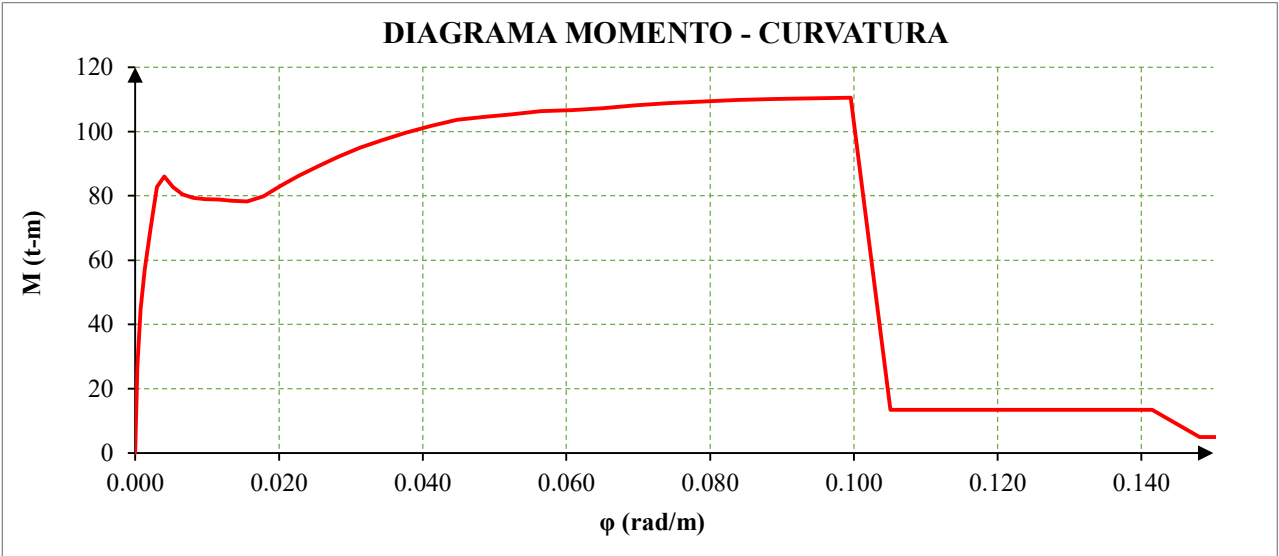
DIAGRAMA MOMENTO CURVATURA DE LA VIGA V-4 50CMX90CM

MOMENT CURVATURE (M-f) GRAPH - Kgf, cm, C

Axial Load = 0
 Moment Angle = 0

Results For Exact-Integration

fy(Initial) = 3.401E-05
 My = 8397957
 fmax = 1.908E-03
 Mmax = 492610
 fconcrete = 4.450E-04
 Mconcrete = 10345508
 fsteel = 1.007E-03
 Msteel = 9000621



kgf-cm											T-m	
Concrete Str	Neutral Axis	Steel Strain	Tendon Str	Concrete Cc	Steel Comp	Steel Tensid	Prestress Fo	Net Force	Curvature	Moment	Curvature	Moment
-0.007473	34.2447	0.0509	0	-67314	-85626	152887	0	-52.7455	0.0006948	10808552	0.06948	108.08552
-0.008060	34.1255	0.0542	0	-68248	-85626	153766	0	-107.8666	0.0007412	10879688	0.07412	108.79688
-0.008666	34.0182	0.0576	0	-68925	-85626	154457	0	-93.8284	0.0007891	10936156	0.07891	109.36156
-0.009291	33.9199	0.0611	0	-69415	-85979	155315	0	-79.349	0.0008385	10980831	0.08385	109.80831
-0.009935	33.8303	0.0648	0	-69731	-86420	156082	0	-69.8261	0.0008895	11014357	0.08895	110.14357
-0.010600	33.7494	0.0685	0	-69884	-86868	156691	0	-60.3903	0.0009419	11037165	0.09419	110.37165
-0.011300	33.6772	0.0724	0	-69883	-87318	157149	0	-51.3842	0.0009958	11049635	0.09958	110.49635
-0.006315	38.9923	0.082	0	-40631	-338.6725	40975	0	5.5707	0.001051	1345970	0.1051	13.4597
-0.006719	38.9363	0.0864	0	-38203	-2934	41231	0	95.0721	0.001108	1339653	0.1108	13.39653
-0.007131	38.8863	0.0909	0	-35949	-5513	41466	0	3.2084	0.001166	1341049	0.1166	13.41049
-0.007545	38.848	0.0955	0	-33894	-7753	41678	0	31.5032	0.001226	1338403	0.1226	13.38403
-0.007964	38.8155	0.1002	0	-31996	-9876	41869	0	-3.05	0.001288	1338471	0.1288	13.38471
-0.008388	38.7898	0.1051	0	-30245	-11805	42038	0	-10.9953	0.001351	1337642	0.1351	13.37642
-0.008817	38.7689	0.11	0	-28626	-13598	42188	0	-35.8233	0.001415	1337475	0.1415	13.37475
-0.008808	39.0524	0.1156	0	-29336	0	29321	0	-15.0682	0.001481	499524	0.1481	4.99524
-0.009249	39.0267	0.1208	0	-27919	0	27934	0	15.3401	0.001548	496768	0.1548	4.96768
-0.009694	39.0055	0.1262	0	-26604	0	26697	0	93.3324	0.001617	492529	0.1617	4.92529
-0.010200	38.9844	0.1316	0	-25339	-1094	26429	0	-4.8058	0.001688	495358	0.1688	4.95358
-0.010600	38.9676	0.1372	0	-24165	-2372	26524	0	-13.2901	0.001759	494954	0.1759	4.94954
-0.011100	38.9532	0.1429	0	-23066	-3570	26611	0	-24.6524	0.001833	494826	0.1833	4.94826
-0.011600	38.9417	0.1487	0	-22048	-4621	26690	0	21.1144	0.001908	492610	0.1908	4.9261

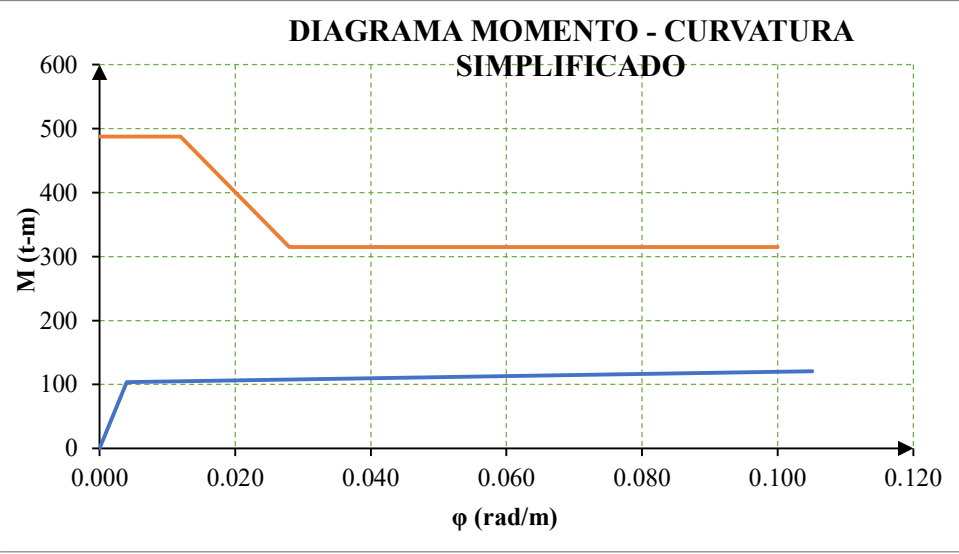
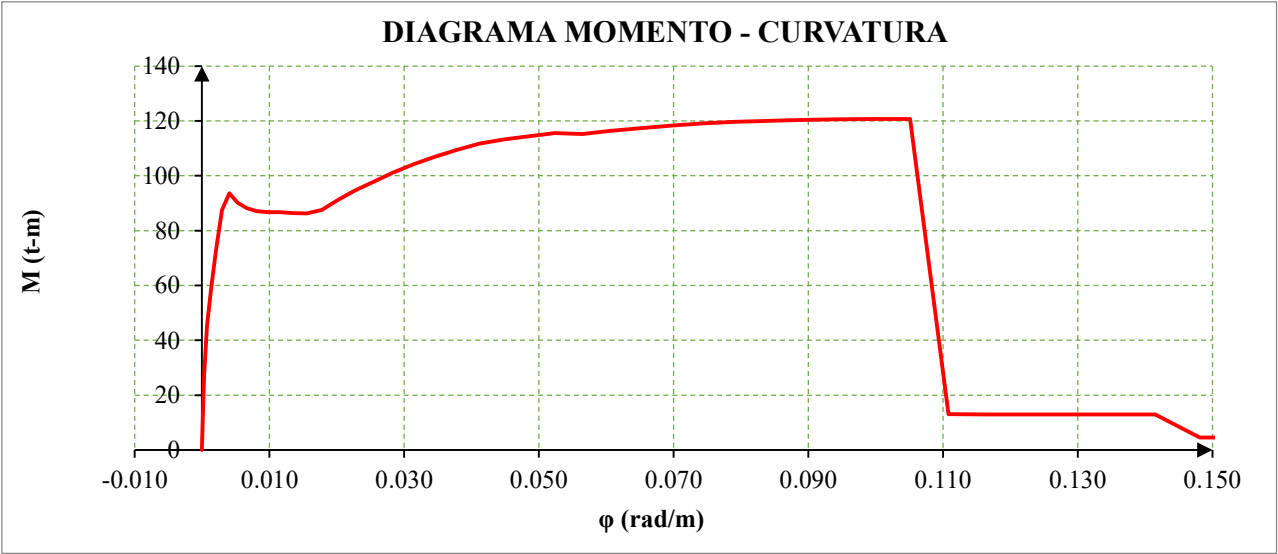
DIAGRAMA MOMENTO CURVATURA DE LA VIGA V-4 50CMX90CM

MOMENT CURVATURE (M-f) GRAPH - Kgf, cm, C

Axial Load = 0
Moment Angle = 180

Results For Exact-Integration

fy(Initial) = 3.449E-05
My = 9022914
fmax = 1.908E-03
Mmax = 445736
fconcrete = 4.239E-04
Mconcrete = 11228291
fsteeel = 1.053E-03
Msteel = 11684358



kgf-cm											T-m	
Concrete Str	Neutral Axi	Steel Strain	Tendon Stra	Concrete Cd	Steel Comp	Steel Tensio	Prestress Fo	Net Force	Curvature	Moment	Curvature	Moment
0.000000	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
-0.000132	0.8129	1.19E-04	0	-695.6456	-4947	5723.9984	0	81.3688	3.00E-06	2713199	0.0002995	27.13199
-0.000280	7.645	3.49E-04	0	-7033	-9971	16975	0	-29.5278	7.49E-06	4537061	0.0007487	45.37061
-0.000430	13.1271	7.03E-04	0	-19937	-14497	34416	0	-17.8331	1.35E-05	5895355	0.001348	58.95355
-0.000592	16.7588	1.17E-03	0	-38528	-19386	57907	0	-6.6455	2.10E-05	7280717	0.002096	72.80717
-0.000771	19.255	1.75E-03	0	-61671	-24585	86172	0	-84.2559	3.00E-05	8759066	0.002995	87.59066
-0.000925	22.1234	2.47E-03	0	-77543	-28368	105880	0	-30.199	4.04E-05	9368106	0.004043	93.68106
-0.001034	25.2751	3.37E-03	0	-80416	-29906	110225	0	-97.3894	5.24E-05	9032204	0.005241	90.32204
-0.001142	27.6609	4.39E-03	0	-81439	-31060	112387	0	-111.4318	6.59E-05	8826047	0.006589	88.26047
-0.001257	29.4544	5.54E-03	0	-82277	-32090	114306	0	-60.6614	8.09E-05	8720458	0.008086	87.20458
-0.001380	30.8215	6.80E-03	0	-83284	-33095	116337	0	-41.6395	9.73E-05	8683145	0.009733	86.83145
-0.001510	31.9055	8.18E-03	0	-84188	-34008	118142	0	-53.9047	1.15E-04	8677131	0.01153	86.77131
-0.001635	32.8702	9.69E-03	0	-83827	-34344	118142	0	-29.4904	1.35E-04	8643995	0.01348	86.43995
-0.001766	33.6582	1.13E-02	0	-83574	-34585	118142	0	-17.3745	1.56E-04	8622946	0.01557	86.22946
-0.001921	34.217	1.30E-02	0	-84606	-35434	120035	0	-4.4605	1.78E-04	8756176	0.01782	87.56176
-0.002115	34.5358	1.49E-02	0	-87349	-37518	124860	0	-7.0427	2.02E-04	9119526	0.02021	91.19526
-0.002324	34.7873	1.68E-02	0	-89616	-39863	129472	0	-7.4261	2.28E-04	9467024	0.02276	94.67024
-0.002548	34.9916	1.88E-02	0	-91386	-42421	133802	0	-4.657	2.55E-04	9792745	0.02546	97.92745
-0.002788	35.1479	2.10E-02	0	-92876	-45323	138197	0	-2.0209	2.83E-04	10114234	0.0283	101.14234
-0.003042	35.2791	2.32E-02	0	-93954	-48412	142332	0	-33.9635	3.13E-04	10416304	0.0313	104.16304
-0.003306	35.4012	2.56E-02	0	-94547	-51527	146146	0	71.9475	3.44E-04	10689269	0.03444	106.89269
-0.003583	35.5047	2.81E-02	0	-94873	-54832	149647	0	-57.8033	3.77E-04	10947846	0.03773	109.47846
-0.003867	35.6092	3.07E-02	0	-94792	-58047	152846	0	7.4252	0.0004118	11176702	0.04118	111.76702
-0.004262	35.481	3.33E-02	0	-90112	-65463	155647	0	71.7867	0.0004477	11329856	0.04477	113.29856
-0.004750	35.2103	3.60E-02	0	-82634	-75576	158106	0	-103.9319	0.0004852	11446229	0.04852	114.46229
-0.005209	35.061	3.88E-02	0	-76197	-84257	160372	0	-82.1226	0.0005241	11564015	0.05241	115.64015
-0.006524	33.4437	0.0409	0	-76195	-85626	161796	0	-24.1493	0.0005645	11526051	0.05645	115.26051
-0.007128	33.2469	0.0438	0	-78006	-85626	163625	0	-6.1701	0.0006064	11639740	0.06064	116.3974
-0.007780	33.0292	0.0468	0	-79862	-85626	165412	0	-74.8391	0.0006499	11743944	0.06499	117.43944

INCORPORACIÓN DEL CORTANTE EN EL DIAGRAMA M-φ

L=12.53m

φ (rad/m)	M (t-m)
0	487.74
0.0119	487.74
0.028	314.88
0.1	314.88

CONSTRUCCION DE LA BILINEAL

	rad/cm	rad/m
M'y	9022914	90.22914
φ'y	0.000034	0.003449
Maci(ec=0.003)	10366355.4	103.66355
φy		0.003963

φ (rad/m)	M (t-m)
0	0
0.003963	103.66355
0.1051	120.76411

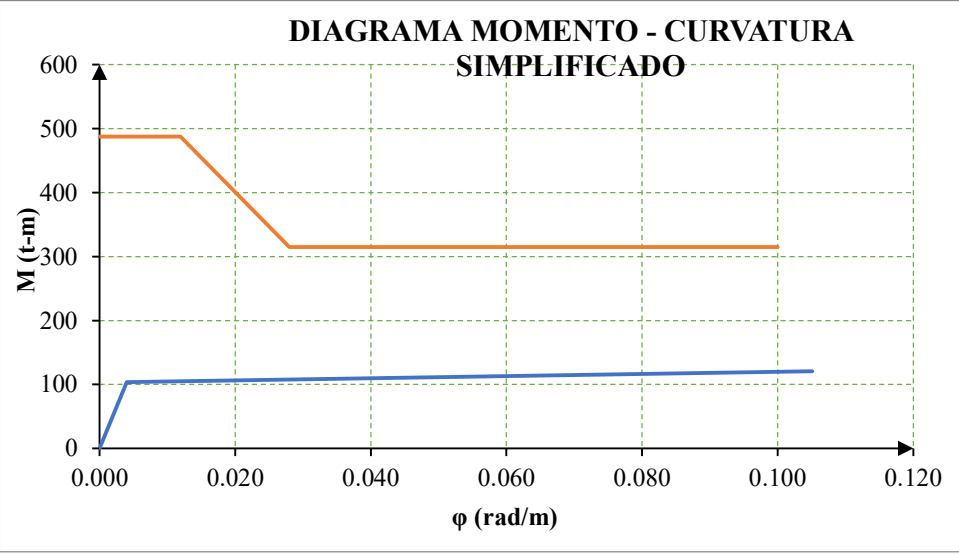
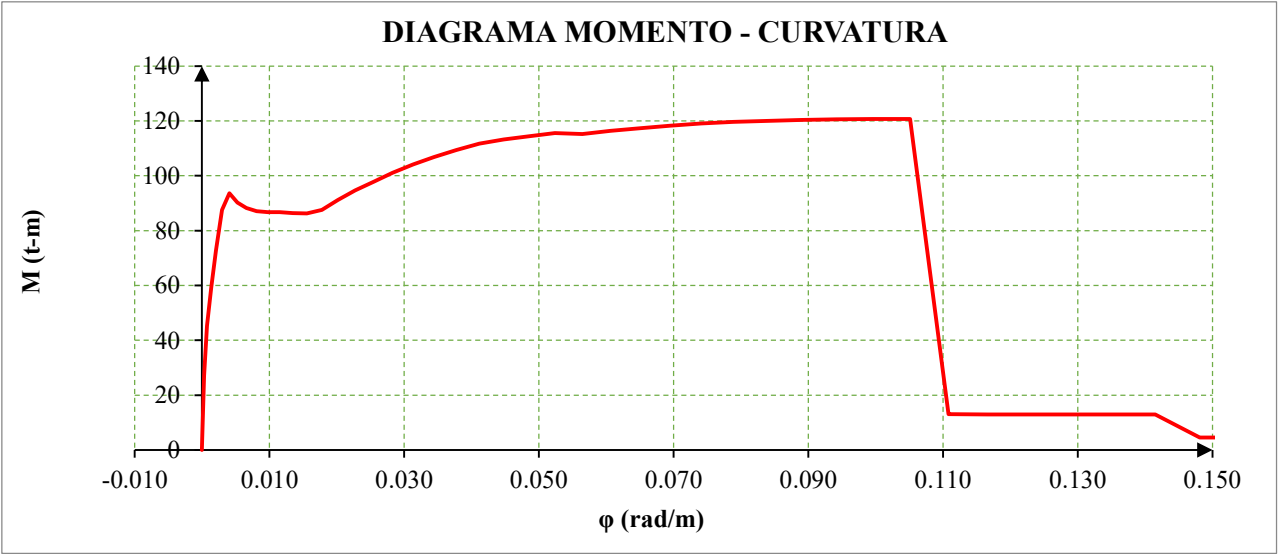
DIAGRAMA MOMENTO CURVATURA DE LA VIGA V-4 50CMX90CM

MOMENT CURVATURE (M-f) GRAPH - Kgf, cm, C

Axial Load = 0
Moment Angle = 180

Results For Exact-Integration

fy(Initial) = 3.449E-05
My = 9022914
fmax = 1.908E-03
Mmax = 445736
fconcrete = 4.239E-04
Mconcrete = 11228291
fsteeel = 1.053E-03
Msteel = 11684358



kgf-cm											T-m	
Concrete St	Neutral Axi	Steel Strain	Tendon Stra	Concrete Cd	Steel Comp	Steel Tensio	Prestress Fo	Net Force	Curvature	Moment	Curvature	Moment
-0.008466	32.8152	0.0499	0	-81506	-85626	167027	0	-104.4348	0.0006948	11832721	0.06948	118.32721
-0.009186	32.6064	0.0531	0	-82923	-85626	168440	0	-108.5787	0.0007412	11906445	0.07412	119.06445
-0.009943	32.4006	0.0563	0	-84136	-85626	169660	0	-101.4613	0.0007891	11966153	0.07891	119.66153
-0.010700	32.1951	0.0597	0	-85163	-85626	170690	0	-98.6968	0.0008385	12012617	0.08385	120.12617
-0.011600	31.9888	0.0631	0	-86012	-85626	171546	0	-91.4699	0.0008895	12046386	0.08895	120.46386
-0.012500	31.7786	0.0667	0	-86697	-85626	172234	0	-88.265	0.0009419	12068085	0.09419	120.68085
-0.013400	31.5632	0.0703	0	-87218	-85626	172762	0	-80.9033	0.0009958	12077926	0.09958	120.77926
-0.014400	31.3381	0.0739	0	-87590	-85626	173135	0	-80.3829	0.001051	12076411	0.1051	120.76411
-0.006440	39.1883	0.0866	0	-39149	0	39107	0	-41.3441	0.001108	1301698	0.1108	13.01698
-0.006838	39.1378	0.0911	0	-37232	0	37349	0	117.3915	0.001166	1292718	0.1166	12.92718
-0.007249	39.0889	0.0958	0	-35435	0	35408	0	-26.7579	0.001226	1295825	0.1226	12.95825
-0.007666	39.0471	0.1005	0	-33539	0	33585	0	46.1314	0.001288	1290861	0.1288	12.90861
-0.008091	39.0095	0.1054	0	-31767	0	31761	0	-5.7875	0.001351	1290881	0.1351	12.90881
-0.008521	38.9783	0.1103	0	-30112	-1275	31373	0	-14.4925	0.001415	1289319	0.1415	12.89319
-0.008546	39.2295	0.1159	0	-29435	0	29403	0	-31.9258	0.001481	451530	0.1481	4.5153
-0.008982	39.1989	0.1211	0	-28205	0	28200	0	-5.2473	0.001548	448520	0.1548	4.4852
-0.009426	39.1717	0.1264	0	-27057	0	27046	0	-10.9986	0.001617	447145	0.1617	4.47145
-0.009873	39.1495	0.1319	0	-25984	0	26094	0	109.794	0.001688	441184	0.1688	4.41184
-0.010300	39.1264	0.1375	0	-24983	0	24945	0	-38.4145	0.001759	445857	0.1759	4.45857
-0.010800	39.1094	0.1432	0	-24044	0	24118	0	74.5037	0.001833	440628	0.1833	4.40628
-0.011300	39.0911	0.149	0	-23166	0	23090	0	-76.2144	0.001908	445736	0.1908	4.45736

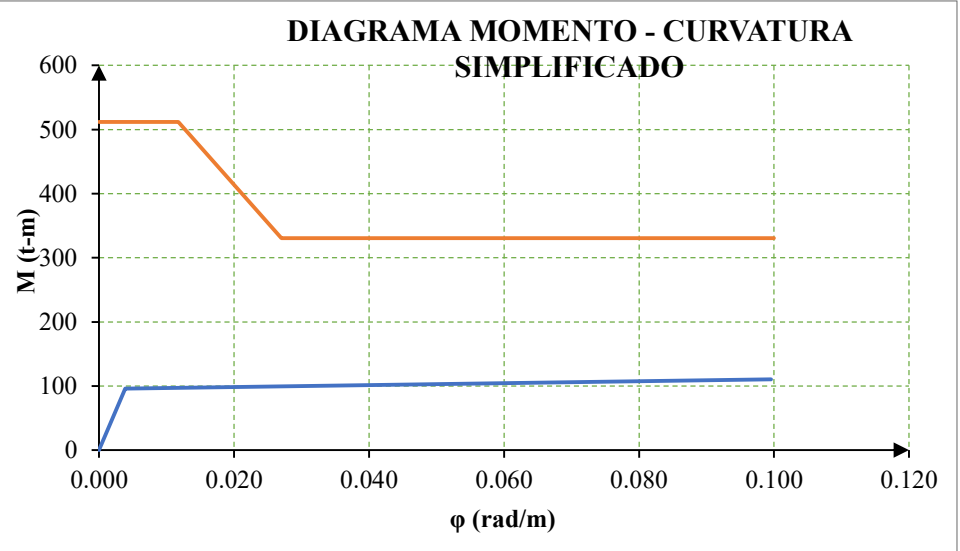
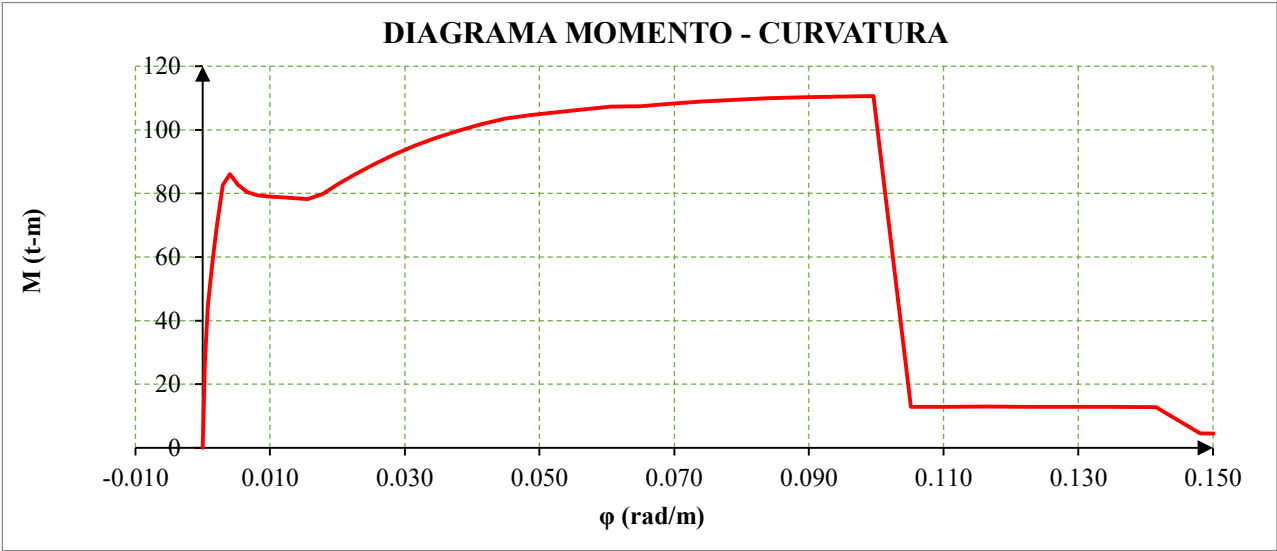
DIAGRAMA MOMENTO CURVATURA DE LA VIGA V-4 50CMX90CM 4TO NIVEL

MOMENT CURVATURE (M-φ) GRAPH - Kgf, cm, C

Axial Load = 0
 Moment Angle = 0

Results For Exact-Integration

fy(Initial) = 3.406E-05
 My = 8398553
 fmax = 1.908E-03
 Mmax = 445988
 fconcrete = 4.545E-04
 Mconcrete = 10374598
 fsteel = 1.007E-03
 Msteel = 9129122



kgf-cm											T-m	
Concrete Str	Neutral Axis	Steel Strain	Tendon Str	Concrete Cd	Steel Comp	Steel Tensid	Prestress Fo	Net Force	Curvature	Moment	Curvature	Moment
0.00000	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
-0.00013	0.9873	1.20E-04	0	-57.667	-5057	5199.7344	0	84.7397	3.00E-06	2698662	0.0002995	26.98662
-0.00028	7.971	3.52E-04	0	-5349	-10132	15449	0	-33.1337	7.49E-06	4461161	0.0007487	44.61161
-0.00042	13.6087	7.09E-04	0	-16799	-14632	31412	0	-20.0375	1.35E-05	5715219	0.001348	57.15219
-0.00058	17.388	1.18E-03	0	-33627	-19374	52993	0	-7.7732	2.10E-05	6959050	0.002096	69.5905
-0.00075	20.025	1.77E-03	0	-54764	-24300	78971	0	-92.7937	3.00E-05	8261526	0.002995	82.61526
-0.00089	23.1023	2.51E-03	0	-67997	-27484	95451	0	-30.5196	4.04E-05	8610588	0.004043	86.10588
-0.00099	26.1576	3.42E-03	0	-71168	-28780	99858	0	-89.6697	5.24E-05	8272772	0.005241	82.72772
-0.00109	28.4812	4.45E-03	0	-72306	-29634	101833	0	-107.3538	6.59E-05	8052507	0.006589	80.52507
-0.00120	30.2071	5.60E-03	0	-73442	-30402	103788	0	-55.3507	8.09E-05	7944856	0.008086	79.44856
-0.00131	31.5175	6.86E-03	0	-74730	-31141	105833	0	-38.2268	9.73E-05	7905807	0.009733	79.05807
-0.00143	32.5731	8.25E-03	0	-75669	-31686	107303	0	-51.6819	1.15E-04	7889518	0.01153	78.89518
-0.00155	33.4968	9.77E-03	0	-75619	-31712	107303	0	-27.9512	1.35E-04	7854518	0.01348	78.54518
-0.00167	34.2493	1.14E-02	0	-75686	-31635	107305	0	-16.6073	1.56E-04	7832378	0.01557	78.32378
-0.00182	34.7668	1.31E-02	0	-77179	-32254	109428	0	-5.1627	1.78E-04	7983663	0.01782	79.83663
-0.00200	35.0855	1.50E-02	0	-79952	-33836	113781	0	-7.0641	2.02E-04	8314155	0.02021	83.14155
-0.00220	35.3425	1.69E-02	0	-82286	-35595	117874	0	-7.2124	2.28E-04	8625871	0.02276	86.25871
-0.00241	35.5496	1.90E-02	0	-84168	-37556	121719	0	-5.7344	2.55E-04	8918024	0.02546	89.18024
-0.00263	35.7046	2.11E-02	0	-85826	-39877	125700	0	-3.0589	2.83E-04	9210128	0.0283	92.10128
-0.00287	35.8352	2.34E-02	0	-87062	-42350	129409	0	-2.9114	3.13E-04	9481386	0.0313	94.81386
-0.00312	35.9471	2.58E-02	0	-87932	-44956	132811	0	-77.6273	3.44E-04	9732398	0.03444	97.32398
-0.00338	36.0551	2.83E-02	0	-88355	-47514	135949	0	79.4898	3.77E-04	9954632	0.03773	99.54632
-0.00365	36.1457	3.09E-02	0	-88573	-50254	138796	0	-31.1864	0.0004118	10165317	0.04118	101.65317
-0.00393	36.2319	3.37E-02	0	-88502	-52991	141384	0	-109.625	0.0004477	10355247	0.04477	103.55247
-0.00434	36.0649	3.64E-02	0	-82788	-60886	143618	0	-56.6632	0.0004852	10461822	0.04852	104.61822
-0.00478	35.8845	3.92E-02	0	-76026	-69592	145625	0	7.5766	0.0005241	10550296	0.05241	105.50296
-0.00522	35.7565	0.0422	0	-70123	-77428	147571	0	19.1587	0.0005645	10643859	0.05645	106.43859
-0.00565	35.6861	0.0453	0	-64952	-84493	149454	0	8.5095	0.0006064	10739003	0.06064	107.39003
-0.00671	34.6773	0.0479	0	-62722	-88064	150669	0	-116.6546	0.0006499	10746145	0.06499	107.46145

INCORPORACIÓN DEL CORTANTE EN EL DIAGRAMA M-φ

L=12.53m

φ (rad/m)	M (t-m)
0	511.83
0.0117	511.83
0.027	330.43
0.1	330.43

CONSTRUCCION DE LA BILINEAL

	rad/cm	rad/m
M'y	8398553	83.98553
φ'y	0.000034	0.003406
Maci(ec=0.003)	9613920.3	96.139203
φy		0.003899

φ (rad/m)	M (t-m)
0	0
0.003899	96.139203
0.09958	110.63334

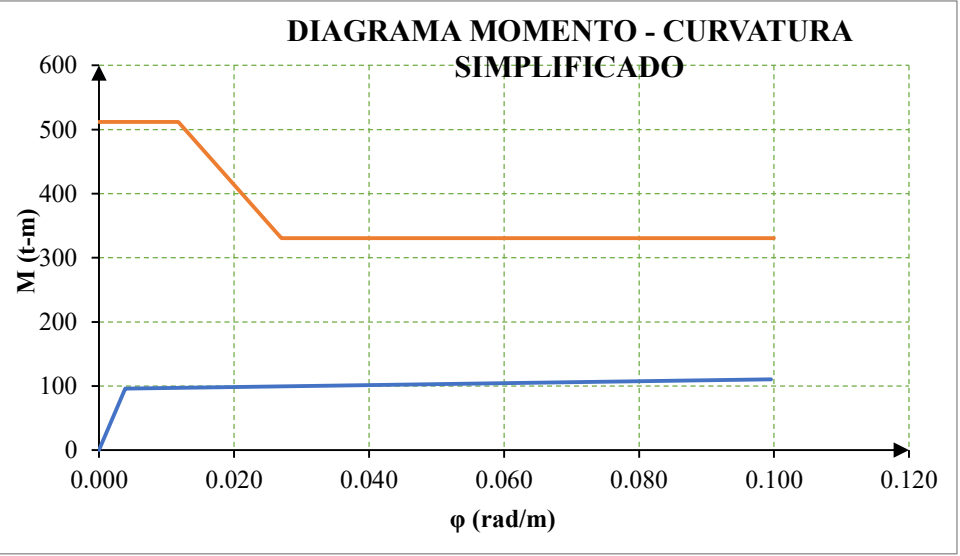
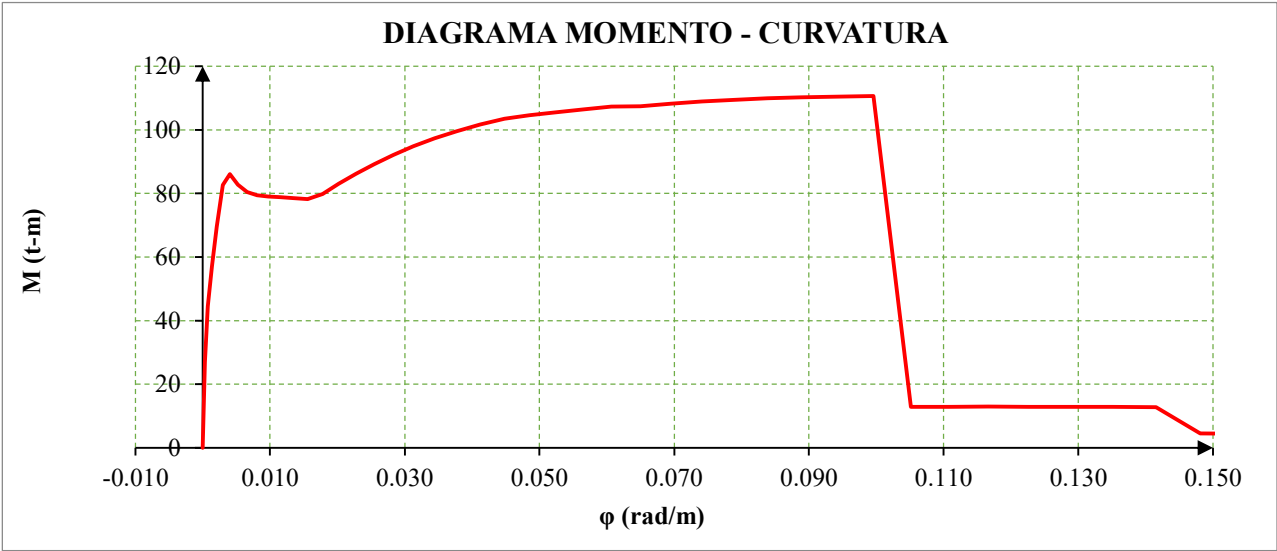
DIAGRAMA MOMENTO CURVATURA DE LA VIGA V-4 50CMX90CM 4TO NIVEL

MOMENT CURVATURE (M-φ) GRAPH - Kgf, cm, C

Axial Load = 0
 Moment Angle = 0

Results For Exact-Integration

fy(Initial) = 3.406E-05
 My = 8398553
 fmax = 1.908E-03
 Mmax = 445988
 fconcrete = 4.545E-04
 Mconcrete = 10374598
 fsteel = 1.007E-03
 Msteel = 9129122



kgf-cm											T-m	
Concrete Str	Neutral Axi	Steel Strain	Tendon Stra	Concrete Cd	Steel Comp	Steel Tensid	Prestress Fo	Net Force	Curvature	Moment	Curvature	Moment
-0.00727	34.5363	0.0511	0	-64070	-88064	152126	0	-7.9957	0.0006948	10824486	0.06948	108.24486
-0.00787	34.3837	0.0544	0	-65427	-88064	153388	0	-102.9854	0.0007412	10896506	0.07412	108.96506
-0.00849	34.248	0.0578	0	-66502	-88064	154472	0	-93.9898	0.0007891	10952502	0.07891	109.52502
-0.00912	34.1188	0.0613	0	-67406	-88064	155387	0	-83.0731	0.0008385	10996739	0.08385	109.96739
-0.00979	33.9958	0.0649	0	-68147	-88064	156136	0	-76.1769	0.0008895	11029588	0.08895	110.29588
-0.01050	33.8788	0.0686	0	-68733	-88064	156729	0	-68.6821	0.0009419	11051663	0.09419	110.51663
-0.01120	33.7674	0.0725	0	-69168	-88064	157172	0	-60.5769	0.0009958	11063334	0.09958	110.63334
-0.00605	39.2477	0.0823	0	-41240	0	41316	0	75.4908	0.001051	1300750	0.1051	13.0075
-0.00644	39.1842	0.0866	0	-39166	0	39162	0	-4.1187	0.001108	1300071	0.1108	13.00071
-0.00685	39.1297	0.0911	0	-37251	0	37135	0	-115.8592	0.001166	1301484	0.1166	13.01484
-0.00726	39.0844	0.0958	0	-35422	0	35300	0	-121.3656	0.001226	1299340	0.1226	12.9934
-0.00767	39.0443	0.1005	0	-33529	0	33503	0	-26.7134	0.001288	1293599	0.1288	12.93599
-0.00809	39.0076	0.1054	0	-31755	0	31666	0	-89.387	0.001351	1294075	0.1351	12.94075
-0.00852	38.979	0.1103	0	-30112	-1274	31373	0	-12.6616	0.001415	1289268	0.1415	12.89268
-0.00856	39.2233	0.1158	0	-29454	0	29416	0	-37.5349	0.001481	451556	0.1481	4.51556
-0.00899	39.1937	0.1211	0	-28223	0	28216	0	-7.031	0.001548	448433	0.1548	4.48433
-0.00943	39.1672	0.1264	0	-27076	0	27065	0	-10.5351	0.001617	446999	0.1617	4.46999
-0.00988	39.1455	0.1319	0	-26003	0	26106	0	103.0855	0.001688	441337	0.1688	4.41337
-0.01030	39.1231	0.1375	0	-25002	0	24959	0	-42.9791	0.001759	445949	0.1759	4.45949
-0.01080	39.1068	0.1432	0	-24062	0	24157	0	95.34	0.001833	439752	0.1833	4.39752
-0.01130	39.0887	0.149	0	-23184	0	23100	0	-84.1433	0.001908	445988	0.1908	4.45988

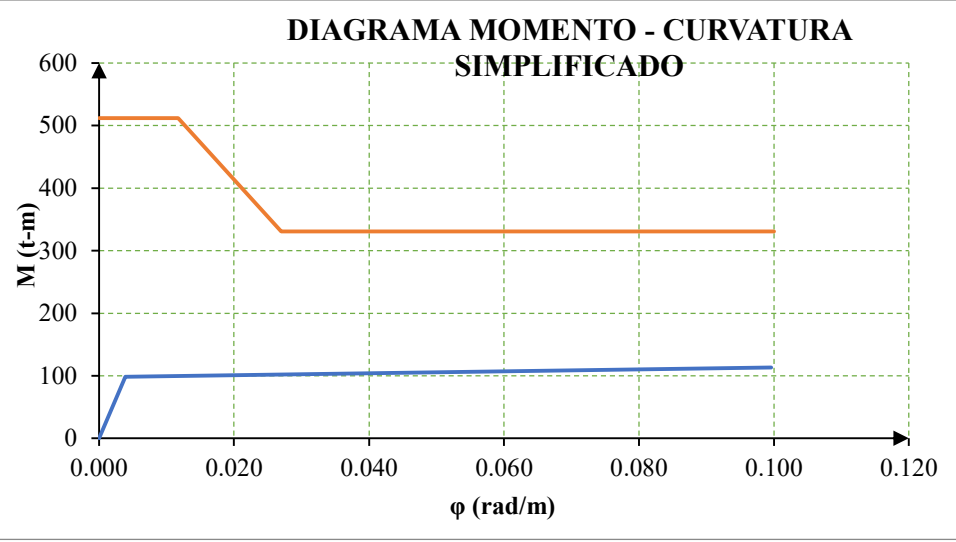
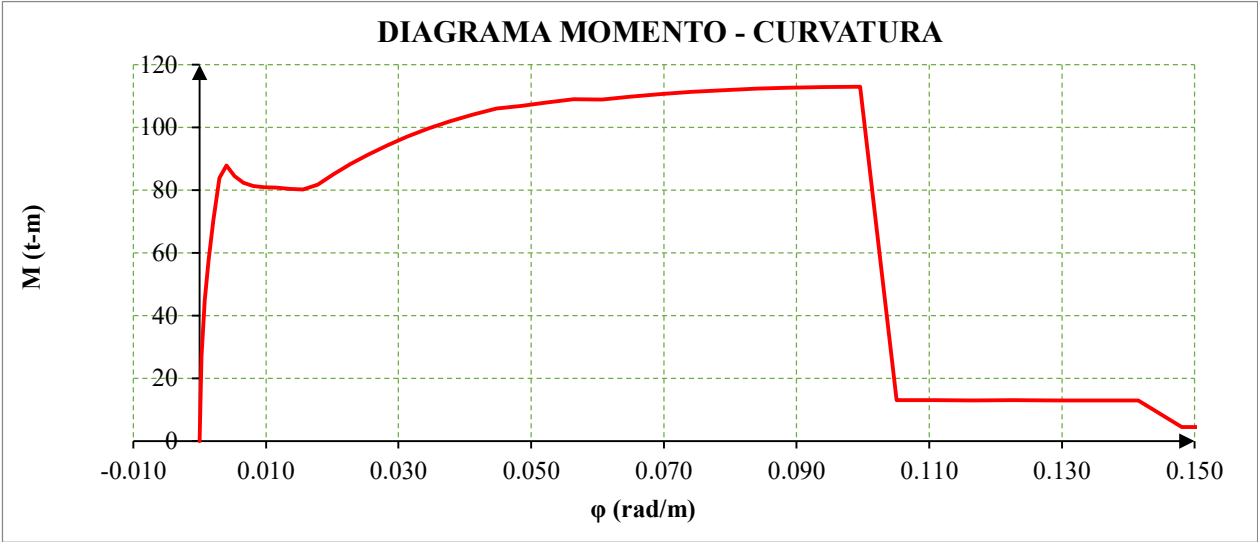
DIAGRAMA MOMENTO CURVATURA DE LA VIGA V-4 50CMX90CM 4TO NIVEL

MOMENT CURVATURE (M-φ) GRAPH - Kgf, cm, C

Axial Load = 0
 Moment Angle = 180

Results For Exact-Integration

fy(Initial) = 3.418E-05
 My = 8552517
 fmax = 1.908E-03
 Mmax = 445736
 fconcrete = 4.482E-04
 Mconcrete = 10605518
 fsteel = 1.010E-03
 Msteel = 8808824



kgf-cm											T-m	
Concrete Str	Neutral Axis	Steel Strain	Tendon Str	Concrete Cc	Steel Comp	Steel Tensid	Prestress Fo	Net Force	Curvature	Moment	Curvature	Moment
0.00000	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
-0.00013	0.916	1.20E-04	0	-318.8096	-4933	5331.2923	0	79.9576	3.00E-06	2700069	0.0002995	27.00069
-0.00028	7.8556	3.51E-04	0	-5958	-9898	15824	0	-32.1534	7.49E-06	4478684	0.0007487	44.78684
-0.00043	13.4522	7.07E-04	0	-17843	-14315	32139	0	-19.4644	1.35E-05	5760305	0.001348	57.60305
-0.00058	17.1932	1.18E-03	0	-35176	-19007	54175	0	-7.4858	2.10E-05	7041472	0.002096	70.41472
-0.00075	19.7944	1.76E-03	0	-56868	-23914	80691	0	-90.8716	3.00E-05	8389718	0.002995	83.89718
-0.00090	22.8347	2.50E-03	0	-70637	-27173	97779	0	-30.2187	4.04E-05	8792706	0.004043	87.92706
-0.00100	25.9149	3.40E-03	0	-73748	-28512	102167	0	-92.7737	5.24E-05	8454937	0.005241	84.54937
-0.00110	28.2547	4.43E-03	0	-74867	-29434	104193	0	-107.8673	6.59E-05	8238413	0.006589	82.38413
-0.00121	29.9985	5.58E-03	0	-75935	-30261	106138	0	-58.043	8.09E-05	8131322	0.008086	81.31322
-0.00133	31.324	6.85E-03	0	-77157	-31061	108178	0	-39.6826	9.73E-05	8092662	0.009733	80.92662
-0.00145	32.3869	8.23E-03	0	-78094	-31701	109742	0	-53.0388	1.15E-04	8079222	0.01153	80.79222
-0.00157	33.3223	9.75E-03	0	-77958	-31812	109742	0	-28.7777	1.35E-04	8044699	0.01348	80.44699
-0.00170	34.0849	1.14E-02	0	-77937	-31823	109742	0	-17.7468	1.56E-04	8022782	0.01557	80.22782
-0.00185	34.6111	1.31E-02	0	-79344	-32514	111853	0	-4.9363	1.78E-04	8173116	0.01782	81.73116
-0.00204	34.9295	1.49E-02	0	-82129	-34210	116332	0	-6.8662	2.02E-04	8512931	0.02021	85.12931
-0.00223	35.1849	1.69E-02	0	-84447	-36101	120541	0	-7.8114	2.28E-04	8833172	0.02276	88.33172
-0.00245	35.3909	1.89E-02	0	-86303	-38196	124494	0	-5.0119	2.55E-04	9133194	0.02546	91.33194
-0.00268	35.5456	2.11E-02	0	-87924	-40643	128564	0	-3.4452	2.83E-04	9432098	0.0283	94.32098
-0.00292	35.6728	2.34E-02	0	-89163	-43290	132366	0	-86.3631	3.13E-04	9713404	0.0313	97.13404
-0.00317	35.7912	2.58E-02	0	-89910	-45944	135861	0	6.2246	3.44E-04	9964760	0.03444	99.6476
-0.00344	35.8939	2.83E-02	0	-90356	-48726	139076	0	-6.8129	3.77E-04	10199212	0.03773	101.99212
-0.00371	35.9879	3.09E-02	0	-90495	-51565	142000	0	-59.1022	0.0004118	10413336	0.04118	104.13336
-0.00399	36.0794	3.36E-02	0	-90325	-54361	144658	0	-27.2991	0.0004477	10604335	0.04477	106.04335
-0.00445	35.8236	3.63E-02	0	-82793	-64066	146913	0	53.6612	0.0004852	10693843	0.04852	106.93843
-0.00492	35.6227	3.91E-02	0	-76116	-72939	148964	0	-90.7626	0.0005241	10794016	0.05241	107.94016
-0.00536	35.51	0.0421	0	-70310	-80635	150925	0	-20.5279	0.0005645	10891255	0.05645	108.91255
-0.00647	34.3269	0.0445	0	-66708	-85626	152273	0	-59.8606	0.0006064	10883812	0.06064	108.83812
-0.00705	34.1583	0.0475	0	-68345	-85626	153964	0	-6.8407	0.0006499	10978981	0.06499	109.78981

INCORPORACIÓN DEL CORTANTE EN EL DIAGRAMA M-φ

L=12.53m

φ (rad/m)	M (t-m)
0	511.83
0.0117	511.83
0.027	330.43
0.1	330.43

CONSTRUCCION DE LA BILINEAL

	rad/cm	rad/m
M'y	8552517	85.52517
φ'y	0.000034	0.003418
Maci(ec=0.003)	9793877.7	97.938777
φy		0.003914

φ (rad/m)	M (t-m)
0	0
0.003914	97.938777
0.09958	113.02237

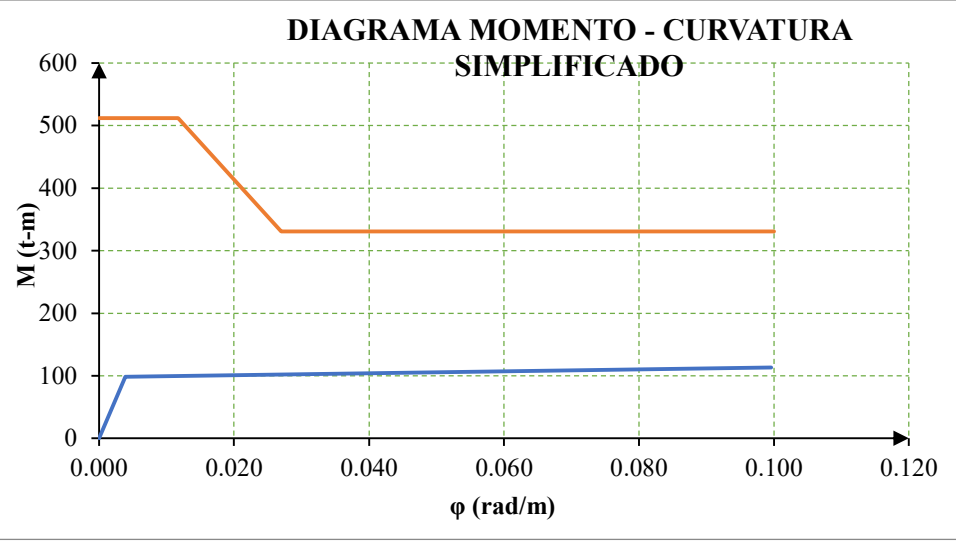
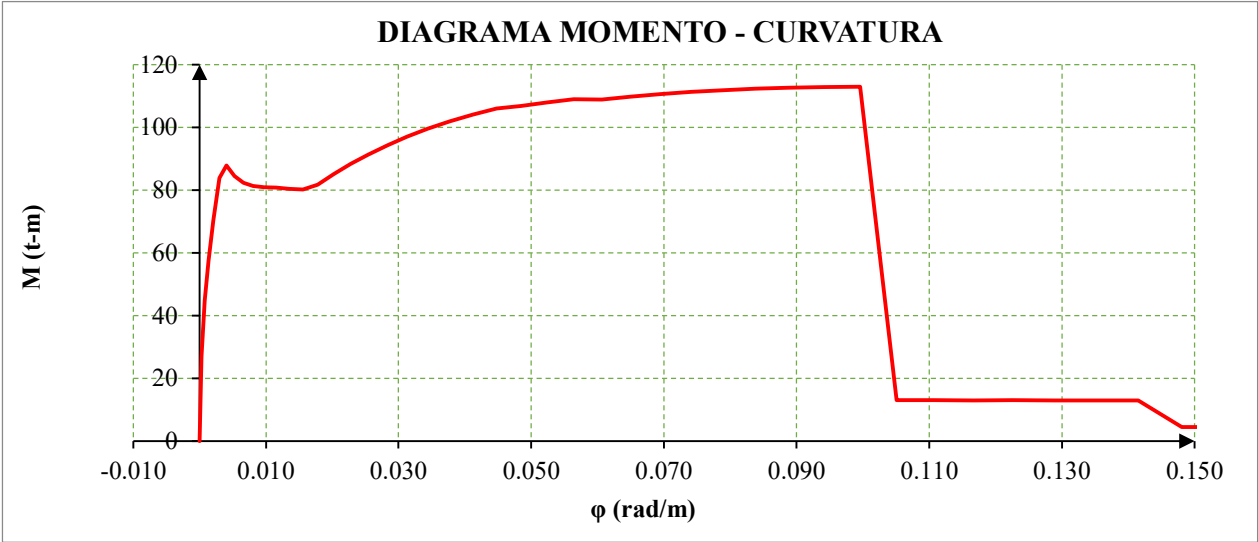
DIAGRAMA MOMENTO CURVATURA DE LA VIGA V-4 50CMX90CM 4TO NIVEL

MOMENT CURVATURE (M-φ) GRAPH - Kgf, cm, C

Axial Load = 0
 Moment Angle = 180

Results For Exact-Integration

fy(Initial) = 3.418E-05
 My = 8552517
 fmax = 1.908E-03
 Mmax = 445736
 fconcrete = 4.482E-04
 Mconcrete = 10605518
 fsteel = 1.010E-03
 Msteel = 8808824



kgf-cm											T-m	
Concrete Str	Neutral Axis	Steel Strain	Tendon Str	Concrete C	Steel Comp	Steel Tensid	Prestress Fo	Net Force	Curvature	Moment	Curvature	Moment
-0.00766	33.9816	0.0507	0	-69934	-85626	155447	0	-112.387	0.0006948	11065285	0.06948	110.65285
-0.00829	33.8216	0.054	0	-71222	-85626	156745	0	-102.595	0.0007412	11134703	0.07412	111.34703
-0.00894	33.6671	0.0573	0	-72329	-85626	157861	0	-93.7627	0.0007891	11191530	0.07891	111.9153
-0.00963	33.5178	0.0608	0	-73261	-85626	158799	0	-87.7929	0.0008385	11236098	0.08385	112.36098
-0.01030	33.3732	0.0644	0	-74027	-85626	159574	0	-78.2917	0.0008895	11269119	0.08895	112.69119
-0.01110	33.2323	0.068	0	-74635	-85626	160187	0	-73.0617	0.0009419	11290976	0.09419	112.90976
-0.01190	33.0947	0.0718	0	-75091	-85626	160649	0	-67.2543	0.0009958	11302237	0.09958	113.02237
-0.00604	39.2548	0.0823	0	-41223	0	41318	0	94.9977	0.001051	1300313	0.1051	13.00313
-0.00644	39.1888	0.0866	0	-39149	0	39130	0	-18.7914	0.001108	1300840	0.1108	13.0084
-0.00684	39.1376	0.0911	0	-37232	0	37339	0	106.5274	0.001166	1293133	0.1166	12.93133
-0.00725	39.0888	0.0958	0	-35434	0	35402	0	-31.5027	0.001226	1296006	0.1226	12.96006
-0.00767	39.0471	0.1005	0	-33539	0	33583	0	44.3708	0.001288	1290928	0.1288	12.90928
-0.00809	39.0095	0.1054	0	-31767	0	31761	0	-6.0853	0.001351	1290893	0.1351	12.90893
-0.00852	38.9783	0.1103	0	-30112	-1276	31373	0	-14.5804	0.001415	1289322	0.1415	12.89322
-0.00855	39.2295	0.1159	0	-29435	0	29403	0	-31.9448	0.001481	451531	0.1481	4.51531
-0.00898	39.1989	0.1211	0	-28205	0	28200	0	-5.2474	0.001548	448520	0.1548	4.4852
-0.00943	39.1717	0.1264	0	-27057	0	27046	0	-10.9985	0.001617	447145	0.1617	4.47145
-0.00987	39.1495	0.1319	0	-25984	0	26094	0	109.7944	0.001688	441184	0.1688	4.41184
-0.01030	39.1264	0.1375	0	-24983	0	24945	0	-38.4145	0.001759	445857	0.1759	4.45857
-0.01080	39.1094	0.1432	0	-24044	0	24118	0	74.5037	0.001833	440628	0.1833	4.40628
-0.01130	39.0911	0.149	0	-23166	0	23090	0	-76.2144	0.001908	445736	0.1908	4.45736

DIAGRAMA MOMENTO CURVATURA DE LA VIGA V-5 30CMX60CM CORTE 1-1

MOMENT CURVATURE (M-f) GRAPH - Kgf, cm, C

Axial Load = 0

Moment Angle = 0 AND 180

Results For Exact-Integration

fy(Initial) = 5.702E-05

My = 3269266

fmax = 3.100E-03

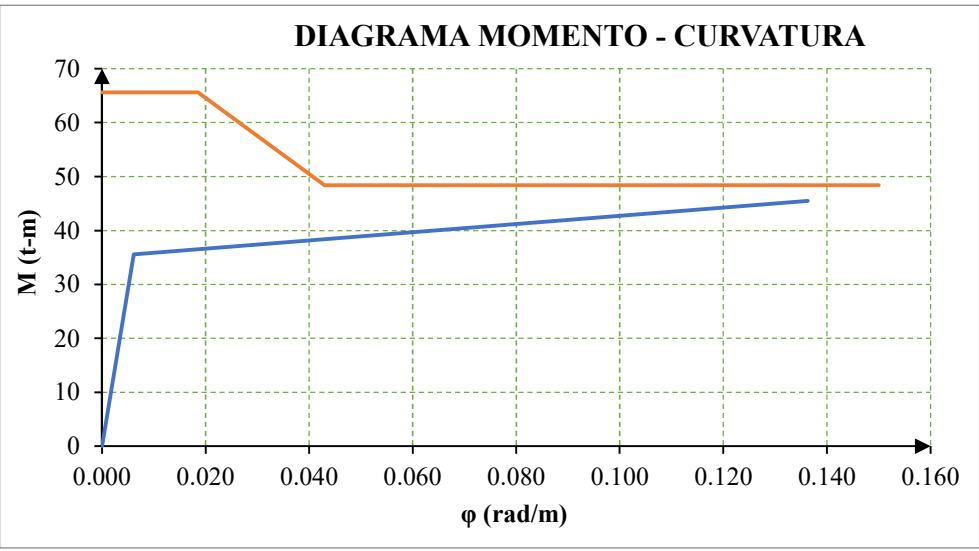
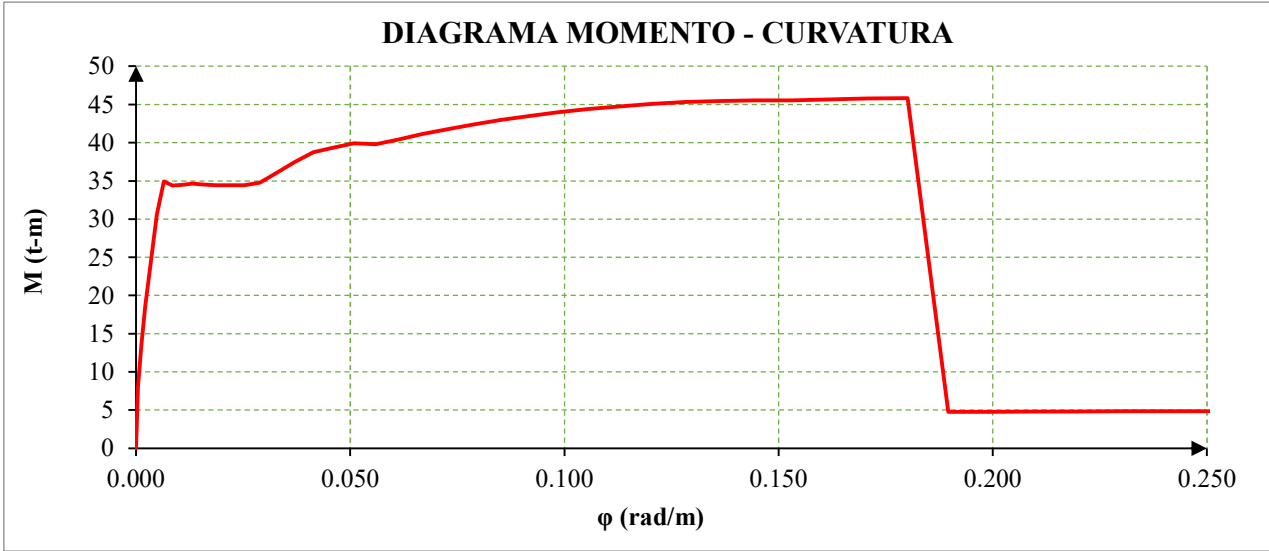
Mmax = 491106

fconcrete = 4.223E-04

Mconcrete = 3883898

fsteel = 1.817E-03

Msteel = 3881364



kgf-cm											T-m	
Concrete Str	Neutral Axis	Steel Strain	Tendon Str	Concrete Cr	Steel Comp	Steel Tensid	Prestress Fd	Net Force	Curvature	Moment	Curvature	Moment
0.000000	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
-0.000142	0.79	1.21E-04	0	-262.447	-3339	3599.7281	0	-1.2956	4.87E-06	803299	0.0004867	8.03299
-0.000302	5.2212	3.56E-04	0	-4322	-6658	10971	0	-8.9361	1.22E-05	1364399	0.001217	13.64399
-0.000475	8.3208	7.08E-04	0	-12378	-9859	22233	0	-3.8539	2.19E-05	1866514	0.00219	18.66514
-0.000675	10.1839	1.17E-03	0	-23591	-13349	36908	0	-32.0787	3.41E-05	2429021	0.003407	24.29021
-0.000907	11.3559	1.72E-03	0	-37130	-17284	54386	0	-27.6198	4.87E-05	3056302	0.004867	30.56302
-0.001136	12.7014	2.41E-03	0	-48192	-20564	68750	0	-6.3443	6.57E-05	3490436	0.00657	34.90436
-0.001297	14.7698	3.30E-03	0	-49973	-21141	71111	0	-2.8552	8.52E-05	3440572	0.008516	34.40572
-0.001475	16.2239	4.31E-03	0	-51853	-21703	73536	0	-20.2371	1.07E-04	3444875	0.01071	34.44875
-0.001664	17.3352	5.43E-03	0	-53312	-22062	75329	0	-45.0589	1.31E-04	3461823	0.01314	34.61823
-0.001849	18.309	6.69E-03	0	-53612	-21734	75329	0	-17.6122	1.58E-04	3449433	0.01582	34.49433
-0.002050	19.0569	8.07E-03	0	-53981	-21445	75416	0	-10.5769	1.87E-04	3444044	0.01874	34.44044
-0.002271	19.6295	9.56E-03	0	-54276	-22162	76453	0	14.7397	2.19E-04	3441238	0.0219	34.41238
-0.002515	20.0622	1.12E-02	0	-54455	-23074	77522	0	-7.8306	2.53E-04	3441469	0.02531	34.41469
-0.002792	20.3569	1.28E-02	0	-54862	-24426	79288	0	-0.3872	2.90E-04	3477182	0.02896	34.77182
-0.003129	20.4734	1.46E-02	0	-55929	-26824	82753	0	-0.5751	3.29E-04	3603614	0.03285	36.03614
-0.003500	20.5373	1.65E-02	0	-56819	-29655	86476	0	2.0079	3.70E-04	3742055	0.03699	37.42055
-0.003894	20.5876	1.84E-02	0	-57370	-32684	90043	0	-10.6321	0.0004137	3872418	0.04137	38.72418
-0.004463	20.2962	2.04E-02	0	-52848	-39197	92015	0	-29.8893	0.0004599	3933787	0.04599	39.33787
-0.005078	20.0146	2.24E-02	0	-47576	-46122	93660	0	-38.2786	0.0005086	3991020	0.05086	39.9102
-0.006167	18.9812	2.41E-02	0	-43413	-47776	91149	0	-40.9023	0.0005597	3979529	0.05597	39.79529
-0.006949	18.6676	2.62E-02	0	-43760	-49353	93100	0	-12.8595	0.0006132	4044104	0.06132	40.44104
-0.007731	18.4461	2.84E-02	0	-44261	-50714	94967	0	-7.8015	0.0006692	4111495	0.06692	41.11495
-0.008564	18.2294	3.07E-02	0	-44683	-52264	96932	0	-14.1906	0.0007276	4178093	0.07276	41.78093
-0.009430	18.0387	3.31E-02	0	-44930	-53872	98776	0	-26.0347	0.0007884	4240230	0.07884	42.4023
-0.010300	17.8754	3.57E-02	0	-45006	-55502	100482	0	-25.6817	0.0008516	4297207	0.08516	42.97207
-0.011200	17.7403	0.0383	0	-44916	-57116	102055	0	23.5519	0.0009173	4348461	0.09173	43.48461
-0.012200	17.6193	0.041	0	-44730	-58789	103489	0	-30.127	0.0009855	4396461	0.09855	43.96461

INCORPORACIÓN DEL CORTANTE EN EL DIAGRAMA M-φ

L=3.30m

φ (rad/m)	M (t-m)
0	65.59
0.018600	65.59
0.043	48.39
0.15	48.39

CONSTRUCCION DE LA BILINEAL

	rad/cm	rad/m
M'y	3269266	32.69266
φ'y	0.000057	0.005702
Maci(ec=0.003)	3555217.2	35.552172
φy		0.006201

φ (rad/m)	M (t-m)
0	0
0.006201	35.552172
0.1363	45.45194

-0.013200	17.5259	0.0439	0	-44399	-60388	104798	0	11.5136	0.001056	4438193	0.1056	44.38193
-0.014200	17.4405	0.0468	0	-44011	-61931	105974	0	32.0842	0.001129	4475244	0.1129	44.75244
-0.015200	17.3674	0.0498	0	-43554	-63483	107026	0	-11.0666	0.001204	4508774	0.1204	45.08774
-0.016400	17.2061	0.0528	0	-43429	-64490	107908	0	-10.8418	0.001282	4533414	0.1282	45.33414
-0.018000	16.8019	0.0556	0	-44118	-64490	108560	0	-47.3707	0.001363	4545194	0.1363	45.45194
-0.019700	16.3741	0.0584	0	-44657	-64490	109110	0	-36.929	0.001445	4550370	0.1445	45.5037
-0.021500	15.9744	0.0612	0	-44853	-64700	109586	0	34.0499	0.001531	4551901	0.1531	45.51901
-0.023000	15.779	0.0644	0	-44264	-65793	110061	0	4.1918	0.001618	4563787	0.1618	45.63787
-0.024500	15.6509	0.0677	0	-43390	-67092	110469	0	-12.5611	0.001708	4575191	0.1708	45.75191
-0.026100	15.517	0.0712	0	-42432	-68379	110786	0	-24.9107	0.001801	4582498	0.1801	45.82498
-0.012200	23.5668	0.0902	0	-13461	-19013	32434	0	-39.6974	0.001896	474881	0.1896	4.74881
-0.012800	23.5815	0.0948	0	-13245	-19311	32546	0	-10.2292	0.001993	476484	0.1993	4.76484
-0.013400	23.595	0.0996	0	-13037	-19626	32647	0	-16.503	0.002093	478689	0.2093	4.78689
-0.014000	23.6079	0.1045	0	-12835	-19925	32735	0	-25.7852	0.002195	480699	0.2195	4.80699
-0.014700	23.6204	0.1095	0	-12639	-20212	32812	0	-39.5831	0.002299	482578	0.2299	4.82578
-0.015300	23.6334	0.1146	0	-12447	-20429	32877	0	1.737	0.002407	482889	0.2407	4.82889
-0.016000	23.645	0.1199	0	-12261	-20681	32944	0	2.2398	0.002516	484003	0.2516	4.84003
-0.016700	23.6561	0.1252	0	-12080	-20928	33012	0	3.0279	0.002628	484927	0.2628	4.84927
-0.017400	23.664	0.1307	0	-11906	-21339	33249	0	4.7437	0.002742	486492	0.2742	4.86492
-0.018100	23.6704	0.1363	0	-11734	-21819	33558	0	5.0408	0.002859	488273	0.2859	4.88273
-0.018800	23.677	0.142	0	-11564	-22277	33846	0	5.5197	0.002978	489788	0.2978	4.89788
-0.019600	23.6834	0.1478	0	-11395	-22726	34127	0	5.7881	0.0031	491106	0.31	4.91106

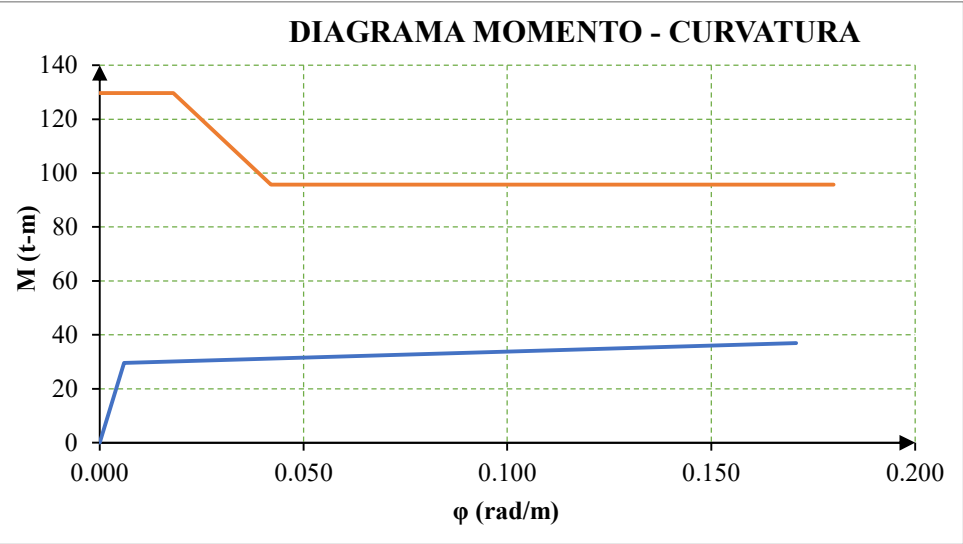
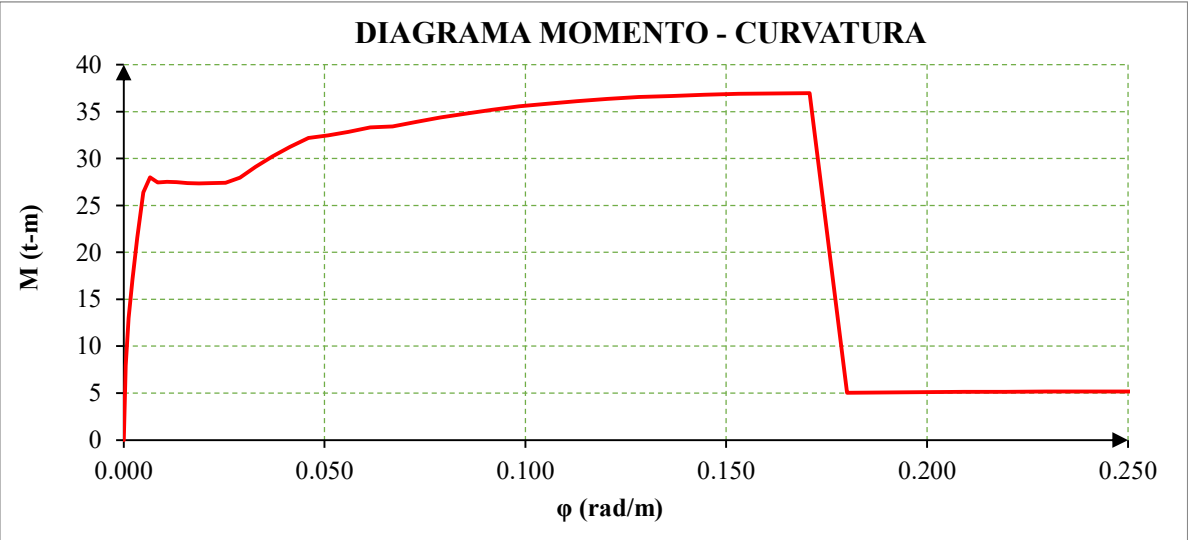
DIAGRAMA MOMENTO CURVATURA DE LA VIGA V-6 30CMX60CM CORTE 1-1

MOMENT CURVATURE (M-f) GRAPH - Kgf, cm, C

Axial Load = 0
 Moment Angle = 0

Results For Exact-Integration

fy(Initial) = 5.471E-05
 My = 2696441
 fmax = 3.100E-03
 Mmax = 527773
 fconcrete = 4.623E-04
 Mconcrete = 3219888
 fsteel = 1.718E-03
 Msteel = 3359228



kgf-cm											T-m	
Concrete Str	Neutral Axi	Steel Strain	Tendon Stra	Concrete Cd	Steel Comp	Steel Tensid	Prestress Fd	Net Force	Curvature	Moment	Curvature	Moment
0.00000	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
-0.00014	1.2121	1.23E-04	0	-697.4576	-3570	2872.4338	0	-1395	4.87E-06	791079	0.0004867	7.91079
-0.00029	5.9626	3.65E-04	0	-1918	-6918	8823.7372	0	-12.5267	1.22E-05	1297050	0.001217	12.9705
-0.00045	9.3494	7.30E-04	0	-8121	-9877	17992	0	-5.5307	2.19E-05	1709659	0.00219	17.09659
-0.00063	11.4564	1.21E-03	0	-17201	-12871	30029	0	-42.5245	3.41E-05	2155466	0.003407	21.55466
-0.00083	12.8572	1.79E-03	0	-28343	-16019	44326	0	-35.8875	4.87E-05	2638868	0.004867	26.38868
-0.00101	14.69	2.54E-03	0	-35339	-17443	52770	0	-10.9636	6.57E-05	2800979	0.00657	28.00979
-0.00115	16.513	3.45E-03	0	-37903	-17218	55093	0	-27.4335	8.52E-05	2745544	0.008516	27.45544
-0.00131	17.7616	4.47E-03	0	-40568	-17001	57549	0	-20.3442	1.07E-04	2750073	0.01071	27.50073
-0.00148	18.7757	5.62E-03	0	-42332	-16237	58529	0	-40.154	1.31E-04	2748473	0.01314	27.48473
-0.00164	19.6055	6.90E-03	0	-43558	-16095	59638	0	-14.5477	1.58E-04	2737047	0.01582	27.37047
-0.00183	20.2207	8.29E-03	0	-44784	-16397	61177	0	-3.3679	1.87E-04	2734815	0.01874	27.34815
-0.00204	20.6834	9.79E-03	0	-45983	-16819	62798	0	-3.8234	2.19E-04	2737272	0.0219	27.37272
-0.00227	21.0273	1.14E-02	0	-47054	-17419	64469	0	-3.9125	2.53E-04	2741327	0.02531	27.41327
-0.00254	21.2189	1.31E-02	0	-48433	-18647	67079	0	-0.7172	2.90E-04	2798075	0.02896	27.98075
-0.00286	21.2851	1.49E-02	0	-50054	-20651	70703	0	-1.8236	3.29E-04	2913850	0.03285	29.1385
-0.00321	21.3243	1.68E-02	0	-51298	-22915	74198	0	-14.7253	3.70E-04	3022856	0.03699	30.22856
-0.00358	21.3486	1.88E-02	0	-52184	-25396	77581	0	1.6003	0.0004137	3124081	0.04137	31.24081
-0.00397	21.3627	2.09E-02	0	-52765	-28083	80855	0	7.3612	0.0004599	3218523	0.04599	32.18523
-0.00454	21.0692	2.29E-02	0	-47621	-34511	82138	0	5.4608	0.0005086	3246486	0.05086	32.46486
-0.00512	20.844	2.51E-02	0	-42943	-40544	83483	0	-3.9508	0.0005597	3283297	0.05597	32.83297
-0.00571	20.6933	2.74E-02	0	-39014	-46140	85140	0	-14.1204	0.0006132	3331106	0.06132	33.31106
-0.00659	20.1586	2.95E-02	0	-35891	-47690	83554	0	-27.7902	0.0006692	3345217	0.06692	33.45217
-0.00733	19.9194	3.20E-02	0	-36129	-47690	83815	0	-3.9369	0.0007276	3390433	0.07276	33.90433
-0.00808	19.7531	3.45E-02	0	-36637	-47690	84350	0	21.9853	0.0007884	3437424	0.07884	34.37424
-0.00885	19.6055	3.71E-02	0	-37014	-47690	84732	0	28.2503	0.0008516	3480355	0.08516	34.80355
-0.00965	19.4761	0.0399	0	-37264	-47690	84993	0	39.2552	0.0009173	3519005	0.09173	35.19005
-0.01050	19.3597	0.0427	0	-37416	-47690	85105	0	-0.7432	0.0009855	3554446	0.09855	35.54446

INCORPORACIÓN DEL CORTANTE EN EL DIAGRAMA M-φ

L=3.05m

φ (rad/m)	M (t-m)
0	129.68
0.018000	129.68
0.042	95.68
0.18	95.68

CONSTRUCCION DE LA BILINEAL

	rad/cm	rad/m
M'y	2696441	26.96441
φ'y	0.000055	0.005471
Maci(ec=0.003)	2957011.3	29.570113
φy		0.006000

φ (rad/m)	M (t-m)
0	0
0.006000	29.570113
0.1708	36.96911

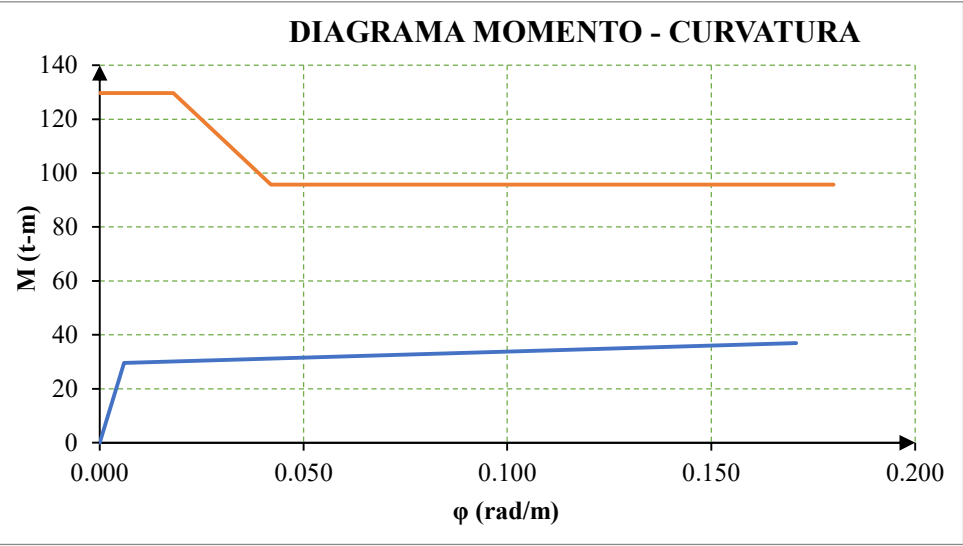
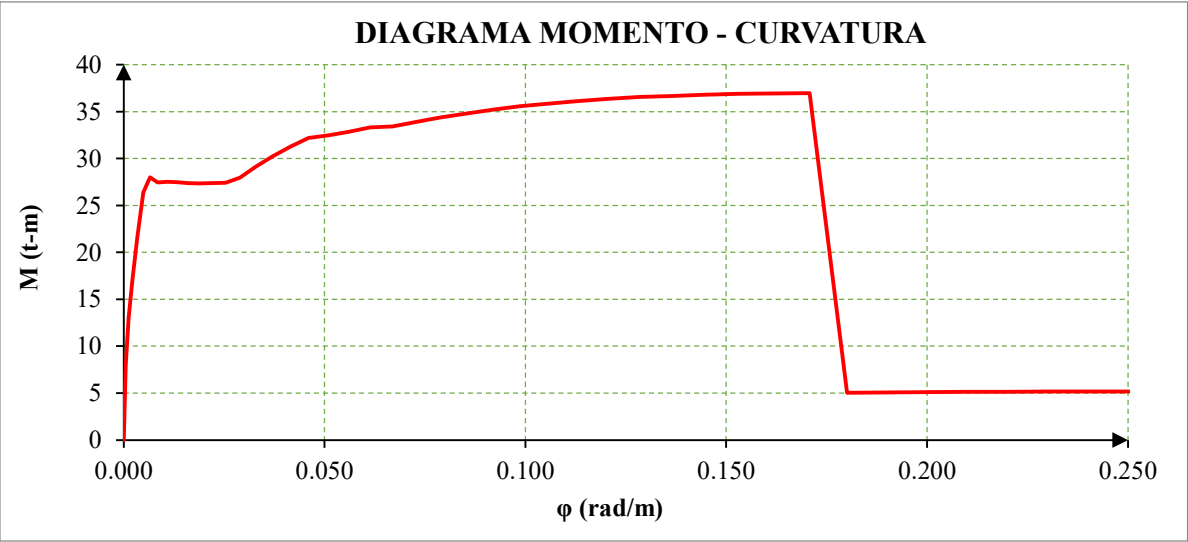
DIAGRAMA MOMENTO CURVATURA DE LA VIGA V-6 30CMX60CM CORTE 1-1

MOMENT CURVATURE (M-f) GRAPH - Kgf, cm, C

Axial Load = 0
 Moment Angle = 0

Results For Exact-Integration

fy(Initial) = 5.471E-05
 My = 2696441
 fmax = 3.100E-03
 Mmax = 527773
 fconcrete = 4.623E-04
 Mconcrete = 3219888
 fsteel = 1.718E-03
 Msteel = 3359228



kgf-cm											T-m	
Concrete St	Neutral Axi	Steel Strain	Tendon Stra	Concrete Cd	Steel Comp	Steel Tensid	Prestress Fd	Net Force	Curvature	Moment	Curvature	Moment
-0.01130	19.2601	0.0457	0	-37453	-47690	85142	0	-0.9575	0.001056	3585120	0.1056	35.8512
-0.01220	19.173	0.0487	0	-37400	-47690	85081	0	-9.6121	0.001129	3611941	0.1129	36.11941
-0.01310	19.0986	0.0519	0	-37265	-47690	84953	0	-2.0518	0.001204	3634637	0.1204	36.34637
-0.01410	19.0267	0.0552	0	-36959	-47690	84635	0	-13.7172	0.001282	3653865	0.1282	36.53865
-0.01500	18.9649	0.0585	0	-36577	-48243	84806	0	-14.6144	0.001363	3669248	0.1363	36.69248
-0.01600	18.9123	0.062	0	-36133	-49159	85286	0	-5.9944	0.001445	3680986	0.1445	36.80986
-0.01700	18.8672	0.0656	0	-35641	-50043	85678	0	-5.239	0.001531	3689506	0.1531	36.89506
-0.01810	18.8293	0.0693	0	-35107	-50889	85990	0	-5.6853	0.001618	3694822	0.1618	36.94822
-0.01910	18.7978	0.0731	0	-34534	-51688	86219	0	-3.5274	0.001708	3696911	0.1708	36.96911
-0.01190	23.3944	0.0853	0	-14073	-25250	39336	0	12.974	0.001801	505047	0.1801	5.05047
-0.01250	23.4155	0.0899	0	-13809	-25652	39464	0	2.5847	0.001896	507969	0.1896	5.07969
-0.01310	23.4361	0.0945	0	-13556	-26019	39578	0	3.0305	0.001993	510351	0.1993	5.10351
-0.01370	23.4559	0.0993	0	-13311	-26366	39680	0	3.6965	0.002093	512468	0.2093	5.12468
-0.01430	23.4748	0.1042	0	-13074	-26692	39770	0	4.351	0.002195	514328	0.2195	5.14328
-0.01500	23.4929	0.1092	0	-12845	-26998	39849	0	4.9483	0.002299	515928	0.2299	5.15928
-0.01560	23.5103	0.1143	0	-12624	-27287	39916	0	5.3592	0.002407	517288	0.2407	5.17288
-0.01630	23.527	0.1196	0	-12409	-27558	39972	0	5.3717	0.002516	518413	0.2516	5.18413
-0.01700	23.5424	0.1249	0	-12201	-27843	40049	0	5.6759	0.002628	519449	0.2628	5.19449
-0.01770	23.5563	0.1304	0	-12002	-28174	40180	0	4.333	0.002742	520610	0.2742	5.2061
-0.01840	23.5651	0.136	0	-11814	-28793	40604	0	-3.5273	0.002859	523197	0.2859	5.23197
-0.01910	23.5737	0.1417	0	-11629	-29400	41018	0	-11.323	0.002978	525561	0.2978	5.25561
-0.01990	23.5822	0.1475	0	-11445	-29993	41415	0	-22.9054	0.0031	527773	0.31	5.27773

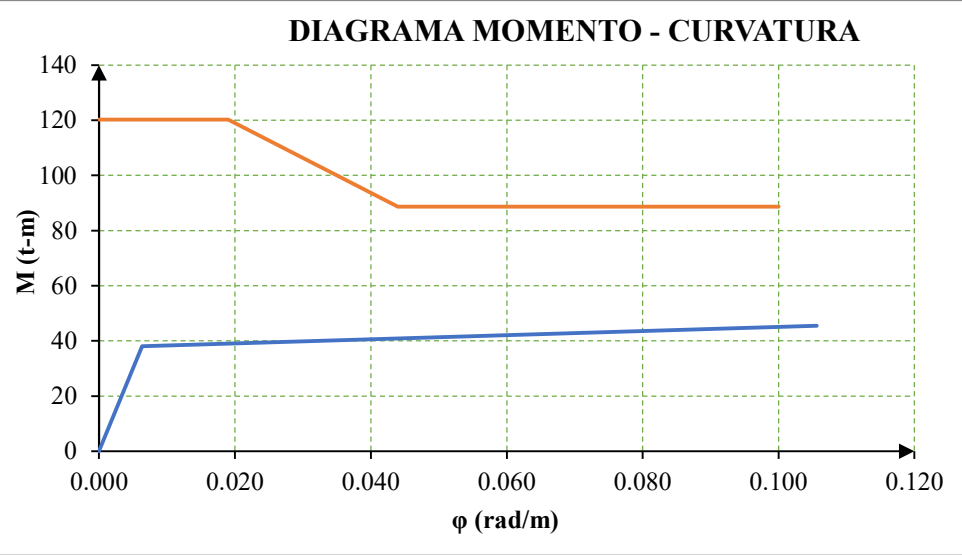
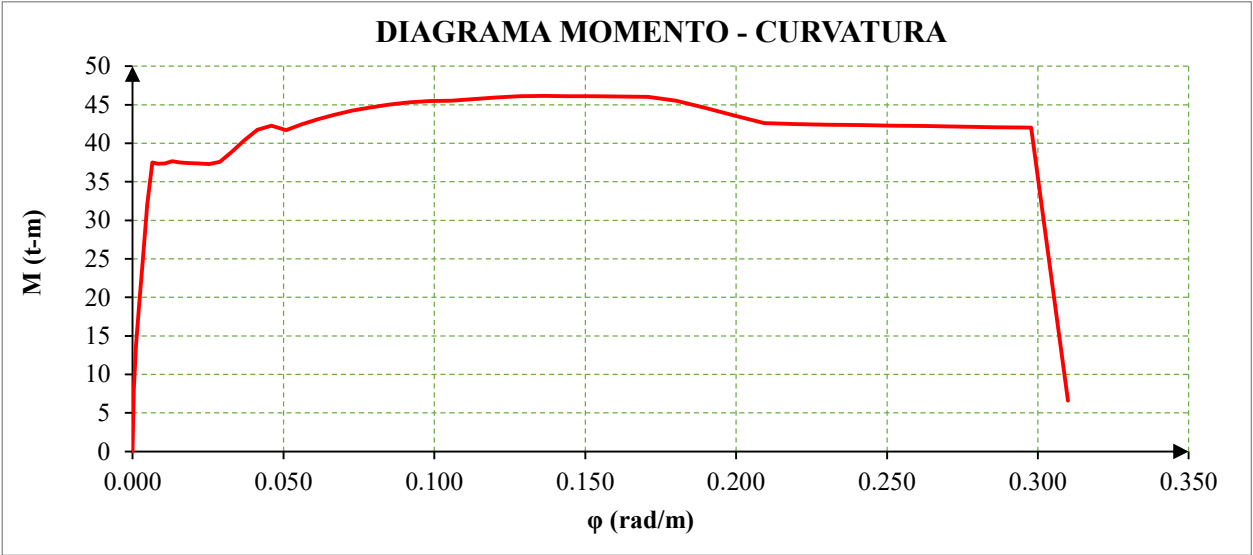
DIAGRAMA MOMENTO CURVATURA DE LA VIGA V-6 30CMX60CM CORTE 1-1

MOMENT CURVATURE (M-f) GRAPH - Kgf, cm, C

Axial Load = 0
 Moment Angle = 180

Results For Exact-Integration

fy(Initial) = 5.844E-05
 My = 3517630
 fmax = 3.100E-03
 Mmax = 657957
 fconcrete = 4.169E-04
 Mconcrete = 4178262
 fsteel = N/A
 Msteel = N/A



kgf-cm											T-m	
Concrete St	Neutral Axi	Steel Strain	Tendon Stra	Concrete Cd	Steel Comp	Steel Tensid	Prestress Fd	Net Force	Curvature	Moment	Curvature	Moment
0.00000	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
-0.00014	0.4038	1.19E-04	0	-1159	-2659	3854.0375	0	36.1825	4.87E-06	799796	0.0004867	7.99796
-0.00031	4.6618	3.49E-04	0	-6266	-5448	11707	0	-7.1764	1.22E-05	1382106	0.001217	13.82106
-0.00049	7.6526	6.93E-04	0	-15408	-8290	23694	0	-3.333	2.19E-05	1918383	0.00219	19.18383
-0.00070	9.4265	1.14E-03	0	-27810	-11496	39277	0	-29.5065	3.41E-05	2524038	0.003407	25.24038
-0.00095	10.5067	1.68E-03	0	-42686	-15206	57867	0	-24.8394	4.87E-05	3204303	0.004867	32.04303
-0.00121	11.6461	2.34E-03	0	-55834	-18794	74622	0	-5.9043	6.57E-05	3750500	0.00657	37.505
-0.00138	13.7825	3.22E-03	0	-57569	-20149	77714	0	-4.4964	8.52E-05	3734755	0.008516	37.34755
-0.00157	15.3697	4.22E-03	0	-58760	-21395	80129	0	-25.7279	1.07E-04	3738974	0.01071	37.38974
-0.00177	16.5607	5.33E-03	0	-59742	-22634	82374	0	-2.0625	1.31E-04	3764033	0.01314	37.64033
-0.00195	17.6452	6.59E-03	0	-59116	-23273	82374	0	-14.859	1.58E-04	3750542	0.01582	37.50542
-0.00216	18.4933	7.96E-03	0	-58497	-23890	82374	0	-13.4959	1.87E-04	3741842	0.01874	37.41842
-0.00237	19.1606	9.45E-03	0	-57844	-24540	82374	0	-9.4667	2.19E-04	3735385	0.0219	37.35385
-0.00261	19.6955	1.11E-02	0	-57157	-25223	82374	0	-6.2316	2.53E-04	3730307	0.02531	37.30307
-0.00287	20.0865	1.28E-02	0	-56777	-26239	83015	0	-0.6122	2.90E-04	3756250	0.02896	37.5625
-0.00320	20.2556	1.45E-02	0	-57410	-28481	85846	0	-44.3878	3.29E-04	3884855	0.03285	38.84855
-0.00357	20.3558	1.64E-02	0	-58005	-31208	89234	0	20.8417	3.70E-04	4033747	0.03699	40.33747
-0.00395	20.4413	1.84E-02	0	-58287	-34085	92416	0	43.7779	0.0004137	4174317	0.04137	41.74317
-0.00461	19.9813	2.02E-02	0	-52750	-42298	95040	0	-7.3435	0.0004599	4230396	0.04599	42.30396
-0.00609	18.0299	2.14E-02	0	-48771	-47690	96497	0	35.5554	0.0005086	4168771	0.05086	41.68771
-0.00699	17.5034	2.32E-02	0	-51050	-47690	98718	0	-21.7106	0.0005597	4243086	0.05597	42.43086
-0.00798	16.9949	2.51E-02	0	-53088	-47690	100775	0	-2.9553	0.0006132	4309572	0.06132	43.09572
-0.00905	16.483	2.71E-02	0	-54980	-47690	102668	0	-1.7884	0.0006692	4369191	0.06692	43.69191
-0.01020	15.9563	2.91E-02	0	-56754	-47690	104402	0	-41.8498	0.0007276	4421805	0.07276	44.21805
-0.01150	15.4212	3.11E-02	0	-58344	-47690	105989	0	-45.8751	0.0007884	4466143	0.07884	44.66143
-0.01290	14.8536	3.31E-02	0	-59821	-47690	107491	0	-21.0688	0.0008516	4502478	0.08516	45.02478
-0.01450	14.2315	0.0351	0	-61213	-47690	108876	0	-26.8457	0.0009173	4530091	0.09173	45.30091
-0.01620	13.5591	0.037	0	-62413	-47690	110080	0	-23.1903	0.0009855	4546797	0.09855	45.46797

INCORPORACIÓN DEL CORTANTE EN EL DIAGRAMA M-φ

L=3.05m

φ (rad/m)	M (t-m)
0	120.25
0.019000	120.25
0.044000	88.72
0.1	88.72

CONSTRUCCION DE LA BILINEAL

	rad/cm	rad/m
M'y	3517630	35.1763
φ'y	0.000058	0.005844
Maci(ec=0.003)	3806522.9	38.065229
φy		0.006324

φ (rad/m)	M (t-m)
0	0
0.006324	38.065229
0.1056	45.52088

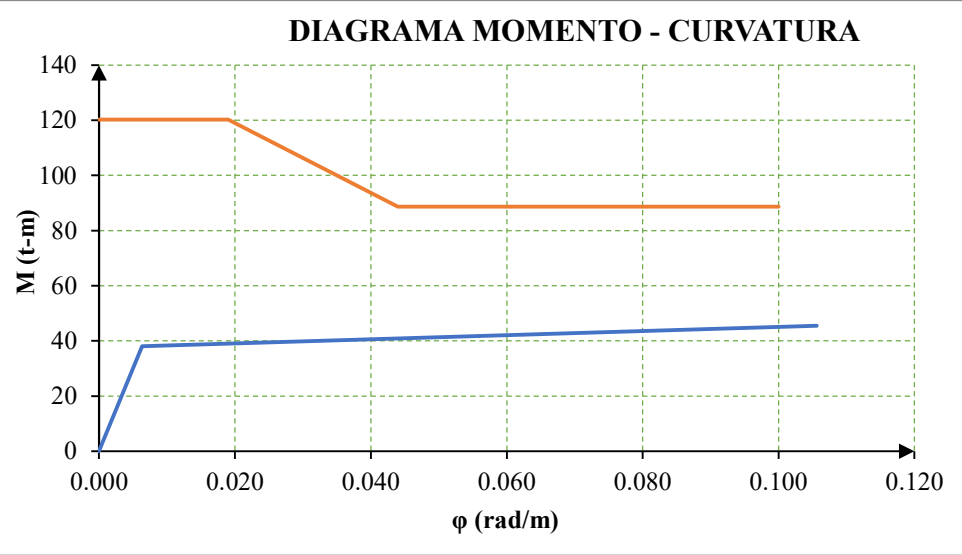
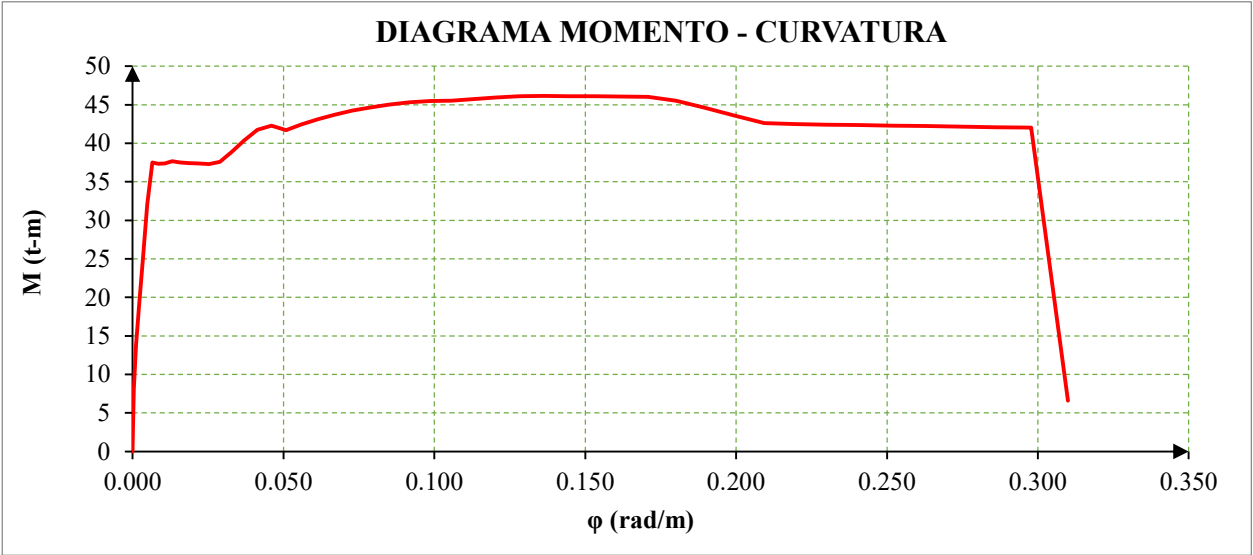
DIAGRAMA MOMENTO CURVATURA DE LA VIGA V-6 30CMX60CM CORTE 1-1

MOMENT CURVATURE (M-f) GRAPH - Kgf, cm, C

Axial Load = 0
 Moment Angle = 180

Results For Exact-Integration

fy(Initial) = 5.844E-05
 My = 3517630
 fmax = 3.100E-03
 Mmax = 657957
 fconcrete = 4.169E-04
 Mconcrete = 4178262
 fsteel = N/A
 Msteel = N/A



kgf-cm											T-m	
Concrete St	Neutral Axi	Steel Strain	Tendon Stra	Concrete Cd	Steel Comp	Steel Tensid	Prestress Fd	Net Force	Curvature	Moment	Curvature	Moment
-0.01810	12.8265	0.0389	0	-63355	-47751	111099	0	-7.3611	0.001056	4552088	0.1056	45.52088
-0.02000	12.2749	0.041	0	-63261	-48901	112157	0	-4.848	0.001129	4569676	0.1129	45.69676
-0.02190	11.8501	0.0432	0	-62445	-50783	113213	0	-16.2286	0.001204	4595228	0.1204	45.95228
-0.02390	11.356	0.0453	0	-61416	-52698	114097	0	-18.1804	0.001282	4610533	0.1282	46.10533
-0.02620	10.7587	0.0474	0	-60100	-54698	114790	0	-7.4965	0.001363	4613321	0.1363	46.13321
-0.02870	10.1447	0.0494	0	-58705	-56625	115372	0	41.9634	0.001445	4612301	0.1445	46.12301
-0.03140	9.5044	0.0513	0	-57355	-58479	115842	0	8.0709	0.001531	4610186	0.1531	46.10186
-0.03410	8.9079	0.0532	0	-56051	-60169	116263	0	43.6753	0.001618	4608958	0.1618	46.08958
-0.03710	8.2837	0.0551	0	-54752	-61771	116574	0	50.0111	0.001708	4604210	0.1708	46.0421
-0.04120	7.1018	0.056	0	-52544	-63775	116283	0	-36.3912	0.001801	4552207	0.1801	45.52207
-0.04690	5.2442	0.0554	0	-49913	-66036	115960	0	9.8474	0.001896	4462764	0.1896	44.62764
-0.05370	3.0676	0.0539	0	-47476	-68033	115557	0	48.218	0.001993	4360664	0.1993	43.60664
-0.06080	0.9682	0.0522	0	-45227	-69501	114686	0	-42.1118	0.002093	4260913	0.2093	42.60913
-0.06420	0.7361	0.0543	0	-43135	-69989	113129	0	5.4951	0.002195	4251024	0.2195	42.51024
-0.06780	0.5346	0.0564	0	-41185	-70398	111587	0	3.756	0.002299	4242913	0.2299	42.42913
-0.07130	0.3604	0.0586	0	-39366	-70735	110075	0	-25.9236	0.002407	4236011	0.2407	42.36011
-0.07490	0.2123	0.0609	0	-37665	-71006	108675	0	3.7385	0.002516	4229920	0.2516	42.2992
-0.07860	0.0819	0.0633	0	-36073	-71216	107306	0	16.4451	0.002628	4224009	0.2628	42.24009
-0.08240	-0.0436	0.0657	0	-34417	-72001	106434	0	15.8883	0.002742	4217546	0.2742	42.17546
-0.08620	-0.1577	0.0682	0	-32803	-73847	106651	0	0.8003	0.002859	4210672	0.2859	42.10672
-0.09010	-0.2532	0.0707	0	-31325	-75496	106824	0	3.308	0.002978	4203494	0.2978	42.03494
-0.15240	-19.15	0.015	0	-29868	-21514	51372	0	-9.6614	0.0031	657957	0.31	6.57957

DIAGRAMA MOMENTO CURVATURA DE LA VIGA V-6 30CMX60CM CORTE 1-1

MOMENT CURVATURE (M-f) GRAPH - Kgf, cm, C

Axial Load = 0

Moment Angle = 0 AND 180

Results For Exact-Integration

fy(Initial) = 5.390E-05

My = 2208706

fmax = 3.100E-03

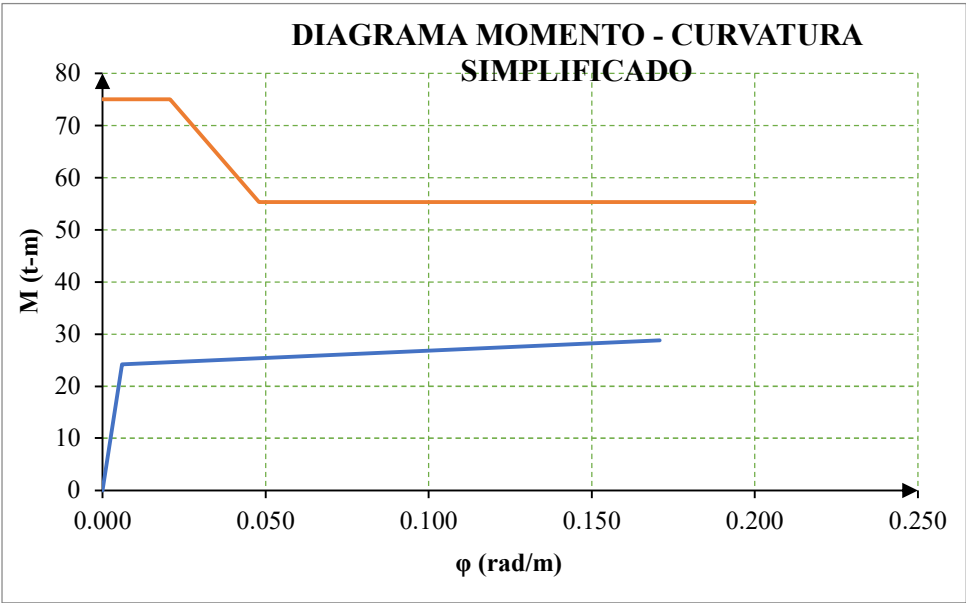
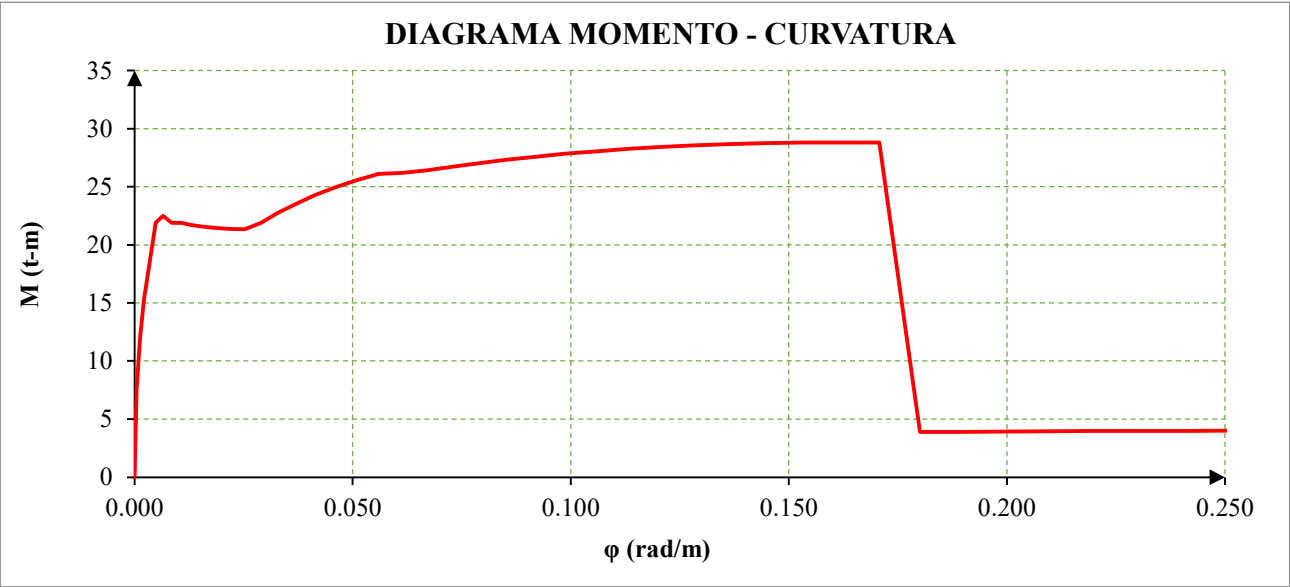
Mmax = 12909

fconcrete = 5.490E-04

Mconcrete = 2598056

fsteel = 1.708E-03

Msteel = 2881386



kgf-cm											T-m	
Concrete Str	Neutral Axi	Steel Strain	Tendon Stra	Concrete Cd	Steel Comp	Steel Tensid	Prestress Fd	Net Force	Curvature	Moment	Curvature	Moment
0.00000	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
-0.00014	0.8338	1.21E-04	0	-177.0872	-1958	2120.4261	0	-14.6913	4.87E-06	749627	0.0004867	7.49627
-0.00029	5.7708	3.62E-04	0	-2826	-3852	6660.435	0	-17.1585	1.22E-05	1199496	0.001217	11.99496
-0.00045	9.4357	7.32E-04	0	-8275	-5539	13806	0	-8.2192	2.19E-05	1523915	0.00219	15.23915
-0.00062	11.8196	1.22E-03	0	-16111	-7207	23315	0	-2.9643	3.41E-05	1850297	0.003407	18.50297
-0.00081	13.4551	1.82E-03	0	-25820	-8913	34695	0	-37.1844	4.87E-05	2191417	0.004867	21.91417
-0.00095	15.4715	2.59E-03	0	-31399	-9731	41118	0	-12.149	6.57E-05	2247708	0.00657	22.47708
-0.00108	17.2769	3.52E-03	0	-33591	-9944	43501	0	-34.2873	8.52E-05	2189613	0.008516	21.89613
-0.00123	18.516	4.55E-03	0	-35853	-10197	46025	0	-24.8521	1.07E-04	2191255	0.01071	21.91255
-0.00137	19.6103	5.73E-03	0	-36591	-10017	46606	0	-2.4116	1.31E-04	2172471	0.01314	21.72471
-0.00150	20.4942	7.04E-03	0	-36990	-9630	46606	0	-14.233	1.58E-04	2154207	0.01582	21.54207
-0.00165	21.1828	8.47E-03	0	-37451	-9167	46606	0	-12.0533	1.87E-04	2143530	0.01874	21.4353
-0.00181	21.7251	1.00E-02	0	-37962	-8653	46606	0	-8.5728	2.19E-04	2137314	0.0219	21.37314
-0.00199	22.1523	1.17E-02	0	-38516	-8121	46631	0	-5.9979	2.53E-04	2134830	0.02531	21.3483
-0.00220	22.3977	1.34E-02	0	-39748	-8058	47803	0	-3.3844	2.90E-04	2189375	0.02896	21.89375
-0.00246	22.5274	1.53E-02	0	-41204	-8402	49601	0	-4.5256	3.29E-04	2274510	0.03285	22.7451
-0.00273	22.618	1.72E-02	0	-42414	-8877	51288	0	-3.3981	3.70E-04	2353852	0.03699	23.53852
-0.00303	22.6812	1.93E-02	0	-43388	-9474	52861	0	-1.8706	0.0004137	2427366	0.04137	24.27366
-0.00335	22.7233	2.15E-02	0	-44150	-10197	54316	0	-31.2752	0.0004599	2495645	0.04599	24.95645
-0.00368	22.7576	2.38E-02	0	-44667	-10974	55661	0	20.9587	0.0005086	2556238	0.05086	25.56238
-0.00408	22.703	2.61E-02	0	-44423	-12607	56994	0	-35.9947	0.0005597	2609121	0.05597	26.09121
-0.00473	22.2798	2.84E-02	0	-39999	-18318	58311	0	-6.1604	0.0006132	2619219	0.06132	26.19219
-0.00536	21.9961	3.08E-02	0	-36282	-23287	59575	0	6.5149	0.0006692	2641190	0.06692	26.4119
-0.00596	21.8078	3.33E-02	0	-33123	-27656	60776	0	-3.2649	0.0007276	2670078	0.07276	26.70078
-0.00656	21.6746	3.60E-02	0	-30422	-31485	61894	0	-12.3402	0.0007884	2700999	0.07884	27.00999
-0.00715	21.6009	3.88E-02	0	-28096	-34856	62936	0	-15.5241	0.0008516	2733023	0.08516	27.33023
-0.00799	21.2885	0.0415	0	-28023	-35768	63785	0	-5.0249	0.0009173	2755872	0.09173	27.55872
-0.00878	21.0918	0.0444	0	-28824	-35768	64590	0	-1.7493	0.0009855	2782229	0.09855	27.82229

INCORPORACIÓN DEL CORTANTE EN EL DIAGRAMA M-φ

L=3.50m

φ (rad/m)	M (t-m)
0	75.02
0.020700	75.02
0.048000	55.35
0.2	55.35

CONSTRUCCION DE LA BILINEAL

	rad/cm	rad/m
M'y	2208706	22.08706
φ'y	0.000054	0.00539
Maci(ec=0.003)	2420682.9	24.206829
φy		0.005907

φ (rad/m)	M (t-m)
0	0
0.005907	24.206829
0.1708	28.81707

DIAGRAMA MOMENTO CURVATURA DE LA VIGA V-6 30CMX60CM CORTE 1-1

MOMENT CURVATURE (M-f) GRAPH - Kgf, cm, C

Axial Load = 0

Moment Angle = 0 AND 180

Results For Exact-Integration

fy(Initial) = 5.390E-05

My = 2208706

fmax = 3.100E-03

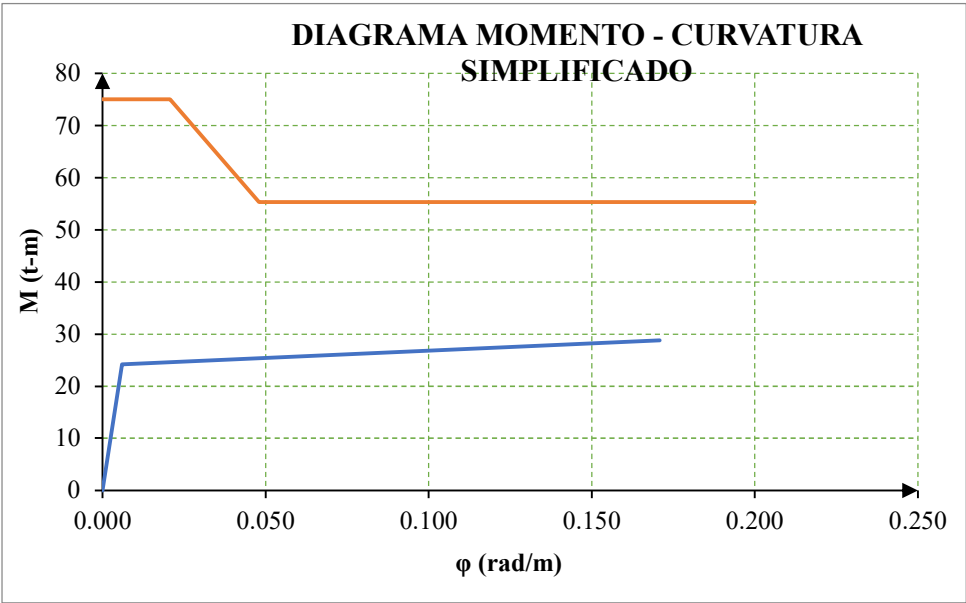
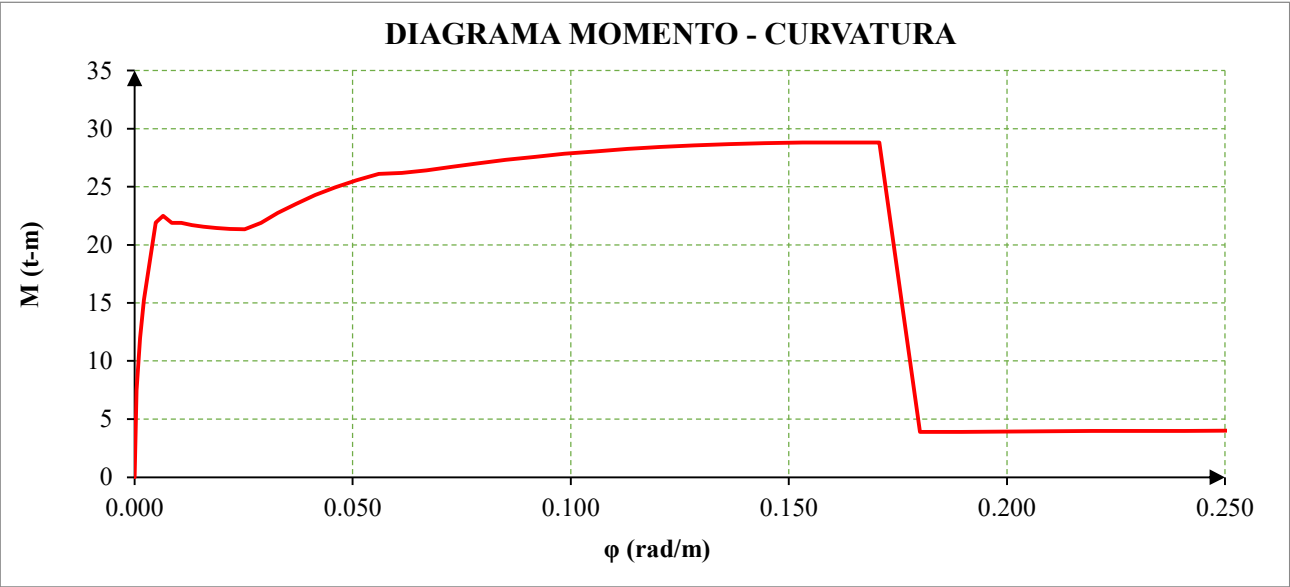
Mmax = 12909

fconcrete = 5.490E-04

Mconcrete = 2598056

fsteel = 1.708E-03

Msteel = 2881386



kgf-cm											T-m	
Concrete Str	Neutral Axis	Steel Strain	Tendon Str	Concrete Cd	Steel Comp	Steel Tensid	Prestress Fd	Net Force	Curvature	Moment	Curvature	Moment
-0.00961	20.8965	0.0474	0	-29579	-35768	65308	0	-38.2067	0.001056	2805935	0.1056	28.05935
-0.01050	20.7141	0.0505	0	-30222	-35768	65949	0	-40.1717	0.001129	2825742	0.1129	28.25742
-0.01140	20.5388	0.0536	0	-30784	-35768	66512	0	-39.7677	0.001204	2842311	0.1204	28.42311
-0.01230	20.3692	0.0569	0	-31271	-35768	67003	0	-35.6952	0.001282	2855802	0.1282	28.55802
-0.01330	20.2032	0.0602	0	-31690	-35768	67424	0	-33.5908	0.001363	2866423	0.1363	28.66423
-0.01440	20.0404	0.0637	0	-32042	-35768	67778	0	-31.9454	0.001445	2874195	0.1445	28.74195
-0.01550	19.8794	0.0672	0	-32330	-35768	68069	0	-29.1166	0.001531	2879249	0.1531	28.79249
-0.01660	19.7186	0.0707	0	-32558	-35768	68297	0	-28.8285	0.001618	2881688	0.1618	28.81688
-0.01780	19.5547	0.0744	0	-32735	-35768	68469	0	-33.9634	0.001708	2881707	0.1708	28.81707
-0.01090	23.9576	0.0864	0	-14224	-1328	15550	0	-0.632	0.001801	391736	0.1801	3.91736
-0.01150	23.9321	0.0909	0	-13430	-2237	15669	0	2.6359	0.001896	392409	0.1896	3.92409
-0.01210	23.9234	0.0955	0	-13112	-2651	15777	0	13.5797	0.001993	393801	0.1993	3.93801
-0.01270	23.9206	0.1003	0	-13007	-2885	15873	0	-19.1288	0.002093	396474	0.2093	3.96474
-0.01330	23.9189	0.1052	0	-12900	-3090	15957	0	-32.4671	0.002195	398446	0.2195	3.98446
-0.01400	23.9189	0.1102	0	-12792	-3237	16031	0	1.3425	0.002299	399045	0.2299	3.99045
-0.01460	23.9185	0.1153	0	-12685	-3406	16093	0	2.3343	0.002407	400202	0.2407	4.00202
-0.01530	23.9185	0.1206	0	-12577	-3563	16145	0	4.6021	0.002516	401096	0.2516	4.01096
-0.01600	23.9187	0.1259	0	-12470	-3709	16186	0	7.1623	0.002628	401760	0.2628	4.0176
-0.01670	23.9193	0.1314	0	-12363	-3844	16218	0	10.8852	0.002742	402181	0.2742	4.02181
-0.01740	23.9201	0.137	0	-12256	-3968	16241	0	16.0569	0.002859	402355	0.2859	4.02355
-0.01810	23.9211	0.1427	0	-12150	-4081	16254	0	23.0221	0.002978	402275	0.2978	4.02275
-0.01790	24.21	0.1495	0	-11303	0	11307	0	3.7471	0.0031	12909	0.31	0.12909

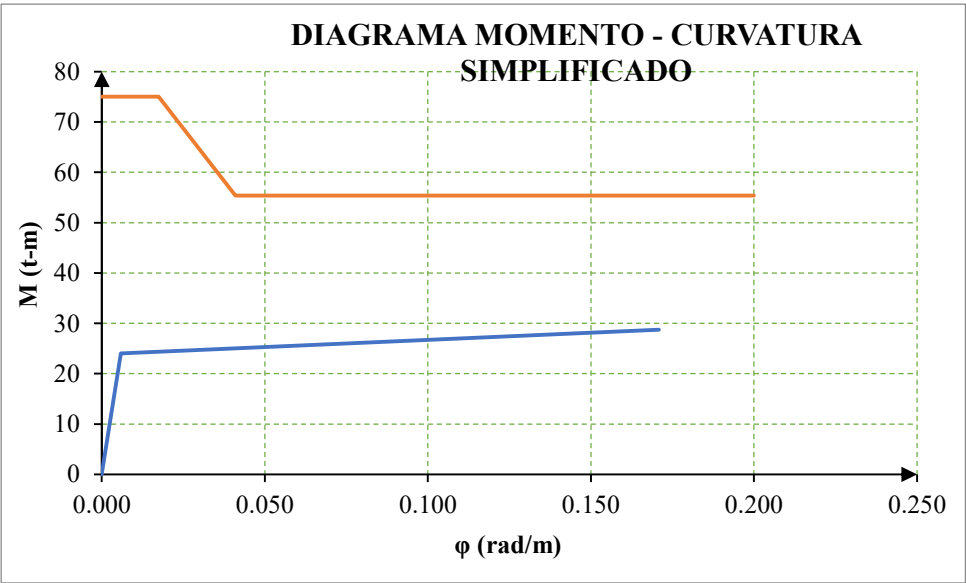
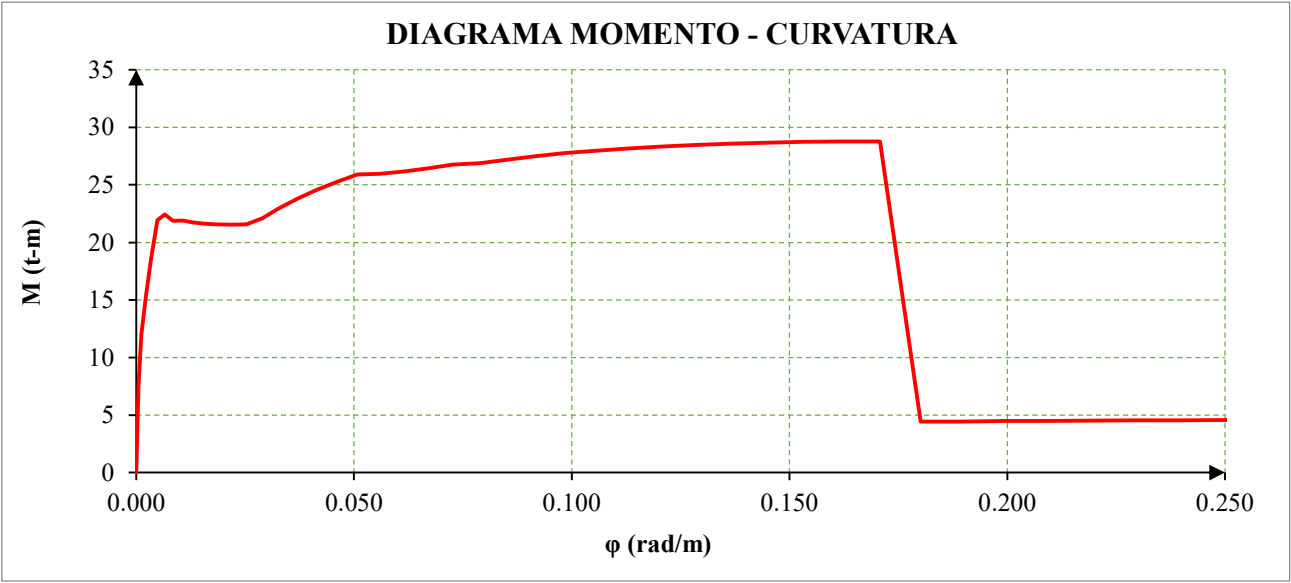
DIAGRAMA MOMENTO CURVATURA DE LA VIGA V-6 30CMX60CM CORTE 2-2

MOMENT CURVATURE (M-f) GRAPH - Kgf, cm, C

Axial Load = 0
 Moment Angle = 0

Results For Exact-Integration

fy(Initial) = 5.371E-05
 My = 2207783
 fmax = 3.100E-03
 Mmax = 459648
 fconcrete = 5.119E-04
 Mconcrete = 2589711
 fsteel = 1.713E-03
 Msteel = 2746256



kgf-cm											T-m	
Concrete Str	Neutral Axi	Steel Strain	Tendon Stra	Concrete Cd	Steel Comp	Steel Tensid	Prestress Fd	Net Force	Curvature	Moment	Curvature	Moment
0.00000	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
-0.00014	1.0255	1.22E-04	0	-261.4493	-2402	2141.5398	0	-522.1072	4.87E-06	755522	0.0004867	7.55522
-0.00029	5.9787	3.65E-04	0	-2093	-4642	6717.6946	0	-16.9472	1.22E-05	1204368	0.001217	12.04368
-0.00045	9.6328	7.37E-04	0	-7368	-6544	13904	0	-7.9647	2.19E-05	1527367	0.00219	15.27367
-0.00061	11.9998	1.23E-03	0	-15102	-8355	23454	0	-2.7902	3.41E-05	1852746	0.003407	18.52746
-0.00080	13.6192	1.83E-03	0	-24750	-10152	34867	0	-35.1147	4.87E-05	2192900	0.004867	21.929
-0.00095	15.6086	2.60E-03	0	-30429	-10748	41165	0	-10.9878	6.57E-05	2243118	0.00657	22.43118
-0.00108	17.3539	3.52E-03	0	-32996	-10568	43534	0	-30.2345	8.52E-05	2186691	0.008516	21.86691
-0.00123	18.5403	4.56E-03	0	-35649	-10411	46038	0	-21.4879	1.07E-04	2190219	0.01071	21.90219
-0.00137	19.5696	5.73E-03	0	-36939	-10110	47000	0	-48.7631	1.31E-04	2175613	0.01314	21.75613
-0.00152	20.3894	7.02E-03	0	-37860	-9918	47763	0	-14.7451	1.58E-04	2160574	0.01582	21.60574
-0.00168	21.0103	8.43E-03	0	-38869	-9729	48589	0	-9.3449	1.87E-04	2154727	0.01874	21.54727
-0.00186	21.4868	9.96E-03	0	-39920	-9559	49473	0	-6.2638	2.19E-04	2153680	0.0219	21.5368
-0.00206	21.8495	1.16E-02	0	-40973	-9451	50420	0	-4.87	2.53E-04	2156063	0.02531	21.56063
-0.00230	22.0461	1.33E-02	0	-42515	-9826	52339	0	-2.5283	2.90E-04	2209748	0.02896	22.09748
-0.00259	22.1304	1.52E-02	0	-44229	-10666	54892	0	-3.3491	3.29E-04	2297267	0.03285	22.97267
-0.00289	22.1789	1.71E-02	0	-45647	-11698	57342	0	-2.8817	3.70E-04	2379062	0.03699	23.79062
-0.00323	22.2031	1.91E-02	0	-46782	-12909	59690	0	-1.0976	0.0004137	2454996	0.04137	24.54996
-0.00358	22.2119	2.13E-02	0	-47643	-14281	61929	0	4.3452	0.0004599	2525053	0.04599	25.25053
-0.00396	22.2122	2.35E-02	0	-48241	-15789	64041	0	10.002	0.0005086	2589279	0.05086	25.89279
-0.00457	21.8309	2.56E-02	0	-43871	-21082	64944	0	-9.1453	0.0005597	2595966	0.05597	25.95966
-0.00520	21.525	2.79E-02	0	-39710	-26355	66078	0	13.1363	0.0006132	2614586	0.06132	26.14586
-0.00582	21.2965	3.03E-02	0	-36199	-31096	67320	0	25.3367	0.0006692	2642582	0.06692	26.42582
-0.00644	21.1438	3.28E-02	0	-33232	-35414	68658	0	11.7067	0.0007276	2676442	0.07276	26.76442
-0.00739	20.6265	3.52E-02	0	-32440	-35768	68200	0	-7.3933	0.0007884	2687224	0.07884	26.87224
-0.00814	20.4374	3.78E-02	0	-33137	-35768	68904	0	-1.1418	0.0008516	2719593	0.08516	27.19593
-0.00893	20.2612	0.0406	0	-33729	-35768	69470	0	-26.7684	0.0009173	2749209	0.09173	27.49209
-0.00975	20.1026	0.0435	0	-34190	-35768	69936	0	-21.9348	0.0009855	2775016	0.09855	27.75016

INCORPORACIÓN DEL CORTANTE EN EL DIAGRAMA M-φ

L=3.50m

φ (rad/m)	M (t-m)
0	75.02
0.017500	75.02
0.041000	55.35
0.2	55.35

CONSTRUCCION DE LA BILINEAL

	rad/cm	rad/m
M'y	2207783	22.07783
φ'y	0.000054	0.005371
Maci(ec=0.003)	2403534.7	24.035347
φy		0.005847

φ (rad/m)	M (t-m)
0	0
0.005847	24.035347
0.1708	28.75949

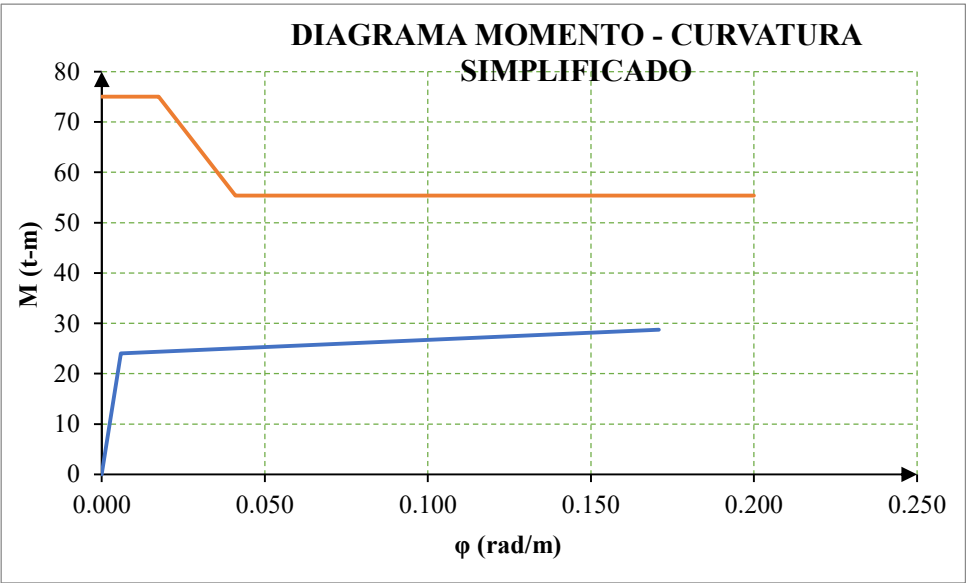
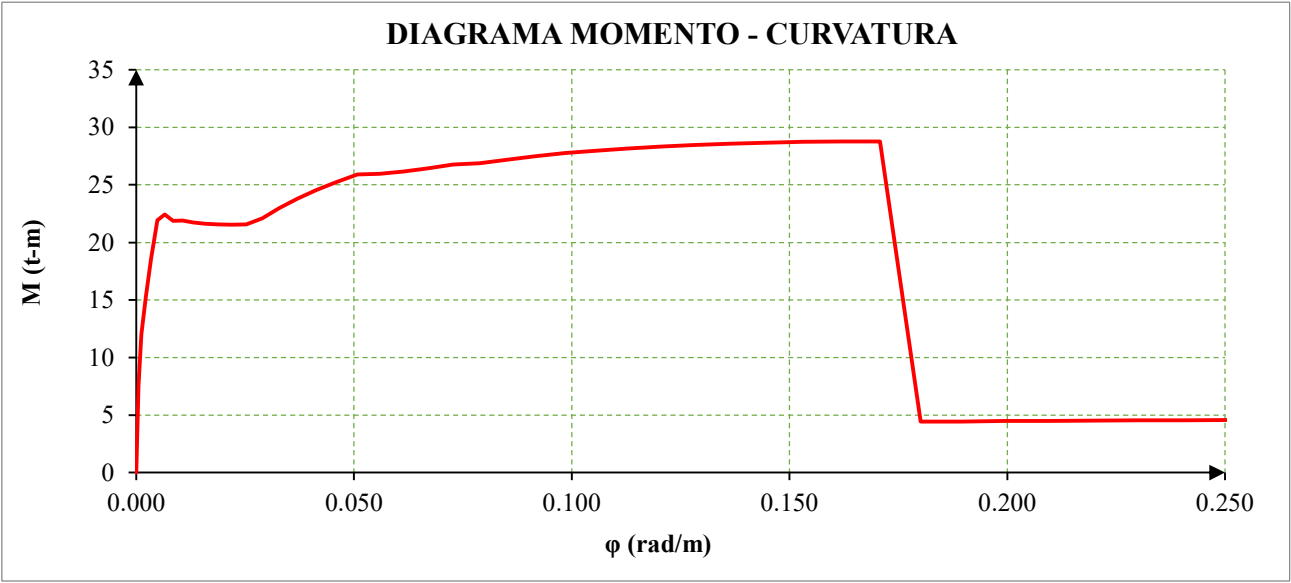
DIAGRAMA MOMENTO CURVATURA DE LA VIGA V-6 30CMX60CM CORTE 2-2

MOMENT CURVATURE (M-f) GRAPH - Kgf, cm, C

Axial Load = 0
 Moment Angle = 0

Results For Exact-Integration

fy(Initial) = 5.371E-05
 My = 2207783
 fmax = 3.100E-03
 Mmax = 459648
 fconcrete = 5.119E-04
 Mconcrete = 2589711
 fsteel = 1.713E-03
 Msteel = 2746256



kgf-cm											T-m	
Concrete St	Neutral Axi	Steel Strain	Tendon Stra	Concrete Cd	Steel Comp	Steel Tensid	Prestress Fd	Net Force	Curvature	Moment	Curvature	Moment
-0.01060	19.9578	0.0464	0	-34543	-35768	70296	0	-14.525	0.001056	2797595	0.1056	27.97595
-0.01150	19.8256	0.0495	0	-34795	-35768	70556	0	-7.4113	0.001129	2817099	0.1129	28.17099
-0.01240	19.7052	0.0526	0	-34952	-35768	70719	0	-0.7564	0.001204	2833589	0.1204	28.33589
-0.01330	19.5956	0.0559	0	-35021	-35768	70796	0	7.4394	0.001282	2847208	0.1282	28.47208
-0.01430	19.4959	0.0593	0	-35008	-35768	70789	0	13.9673	0.001363	2858114	0.1363	28.58114
-0.01530	19.4055	0.0627	0	-34918	-35768	70706	0	20.9464	0.001445	2866304	0.1445	28.66304
-0.01630	19.3235	0.0663	0	-34757	-35768	70552	0	26.8931	0.001531	2871977	0.1531	28.71977
-0.01740	19.2495	0.07	0	-34530	-35768	70330	0	33.0094	0.001618	2875134	0.1618	28.75134
-0.01850	19.1826	0.0738	0	-34241	-35768	70046	0	37.5219	0.001708	2875949	0.1708	28.75949
-0.01150	23.6071	0.0857	0	-14036	-12287	26353	0	29.3504	0.001801	441240	0.1801	4.4124
-0.01210	23.6175	0.0903	0	-13842	-12593	26477	0	42.4949	0.001896	443445	0.1896	4.43445
-0.01270	23.6262	0.0949	0	-13656	-12936	26589	0	-2.4784	0.001993	446784	0.1993	4.46784
-0.01330	23.6361	0.0997	0	-13469	-13224	26689	0	-4.0855	0.002093	448842	0.2093	4.48842
-0.01390	23.6459	0.1046	0	-13287	-13496	26776	0	-6.6809	0.002195	450662	0.2195	4.50662
-0.01460	23.6555	0.1096	0	-13108	-13755	26853	0	-10.6369	0.002299	452281	0.2299	4.52281
-0.01520	23.665	0.1147	0	-12934	-14001	26918	0	-17.1635	0.002407	453710	0.2407	4.5371
-0.01590	23.674	0.1199	0	-12764	-14246	26982	0	-27.4031	0.002516	455047	0.2516	4.55047
-0.01660	23.6827	0.1253	0	-12597	-14481	27041	0	-37.1464	0.002628	456166	0.2628	4.56166
-0.01730	23.6894	0.1308	0	-12435	-14790	27227	0	1.8547	0.002742	456569	0.2742	4.56569
-0.01800	23.6948	0.1364	0	-12276	-15155	27434	0	2.2468	0.002859	457830	0.2859	4.5783
-0.01880	23.7003	0.1421	0	-12118	-15503	27624	0	2.6791	0.002978	458845	0.2978	4.58845
-0.01950	23.7058	0.1479	0	-11963	-15839	27806	0	3.5135	0.0031	459648	0.31	4.59648

DIAGRAMA MOMENTO CURVATURA DE LA VIGA V-6 30CMX60CM CORTE 2-2

MOMENT CURVATURE (M-f) GRAPH - Kgf, cm, C

Axial Load = 0

Moment Angle = 180

Results For Exact-Integration

fy(Initial) = 5.540E-05

My = 2569538

fmax = 3.100E-03

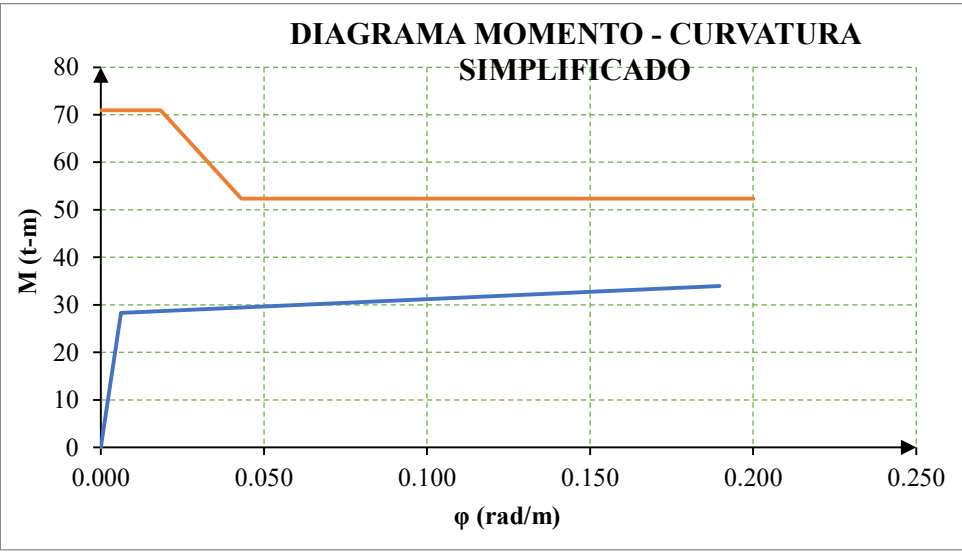
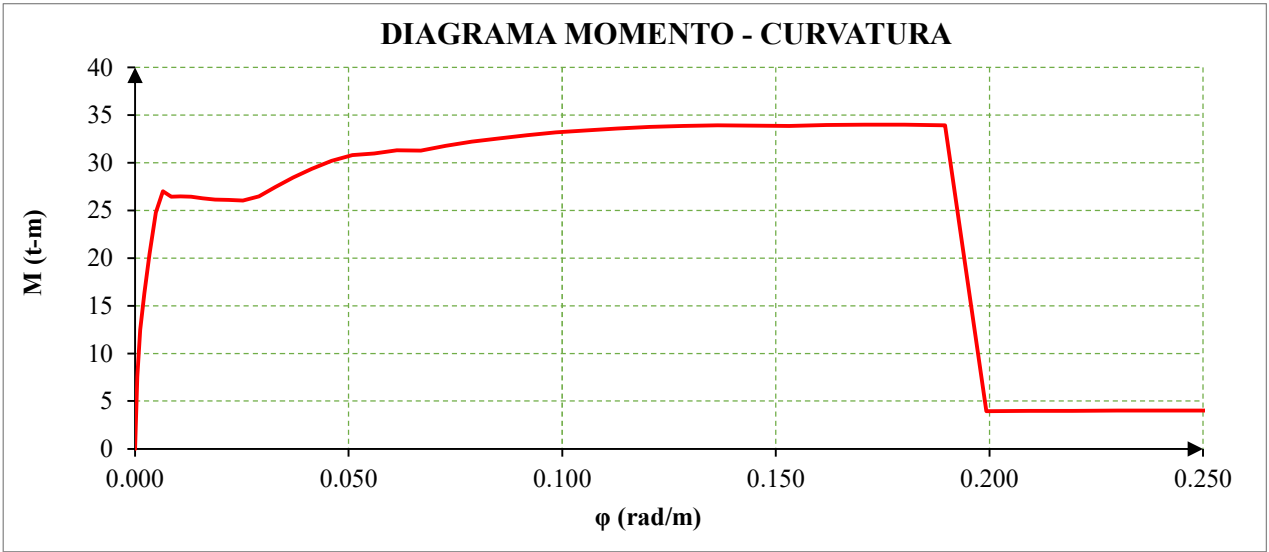
Mmax = 12909

fconcrete = 4.879E-04

Mconcrete = 3056017

fsteel = 1.900E-03

Msteel = 3267625



kgf-cm											T-m	
Concrete Str	Neutral Axis	Steel Strain	Tendon Str	Concrete Cr	Steel Comp	Steel Tensid	Prestress Fd	Net Force	Curvature	Moment	Curvature	Moment
0.00000	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
-0.00014	0.6397	1.20E-04	0	-622.1028	-1974	2602.0917	0	5.5539	4.87E-06	759676	0.0004867	7.59676
-0.00030	5.3477	3.57E-04	0	-4175	-3941	8103.0019	0	-13.222	1.22E-05	1245836	0.001217	12.45836
-0.00046	8.7849	7.18E-04	0	-10905	-5787	16686	0	-6.2364	2.19E-05	1631166	0.00219	16.31166
-0.00065	10.95	1.19E-03	0	-20343	-7721	28015	0	-48.7051	3.41E-05	2040156	0.003407	20.40156
-0.00086	12.3891	1.77E-03	0	-31817	-9814	41588	0	-42.5286	4.87E-05	2482355	0.004867	24.82355
-0.00105	14.061	2.50E-03	0	-40142	-11340	51469	0	-13.5433	6.57E-05	2702853	0.00657	27.02853
-0.00119	16.0178	3.41E-03	0	-42020	-11806	53787	0	-39.1632	8.52E-05	2644959	0.008516	26.44959
-0.00135	17.3811	4.43E-03	0	-43986	-12307	56264	0	-29.3438	1.07E-04	2646172	0.01071	26.46172
-0.00151	18.5045	5.59E-03	0	-44907	-12541	57445	0	-2.303	1.31E-04	2643311	0.01314	26.43311
-0.00167	19.4636	6.87E-03	0	-45000	-12461	57445	0	-15.8001	1.58E-04	2626428	0.01582	26.26428
-0.00183	20.2147	8.28E-03	0	-45140	-12317	57445	0	-12.2318	1.87E-04	2616365	0.01874	26.16365
-0.00201	20.8073	9.81E-03	0	-45311	-12143	57445	0	-9.0619	2.19E-04	2610181	0.0219	26.10181
-0.00221	21.2727	1.15E-02	0	-45472	-11986	57450	0	-8.3857	2.53E-04	2606030	0.02531	26.0603
-0.00244	21.566	1.32E-02	0	-46158	-12240	58395	0	-2.8085	2.90E-04	2647736	0.02896	26.47736
-0.00273	21.6993	1.50E-02	0	-47405	-13125	60527	0	-3.431	3.29E-04	2745151	0.03285	27.45151
-0.00304	21.7821	1.69E-02	0	-48478	-14246	62721	0	-3.0193	3.70E-04	2844449	0.03699	28.44449
-0.00338	21.8397	1.90E-02	0	-49287	-15519	64776	0	-30.248	0.0004137	2937561	0.04137	29.37561
-0.00373	21.8877	2.11E-02	0	-49800	-16870	66692	0	21.6	0.0004599	3022069	0.04599	30.22069
-0.00420	21.7436	2.33E-02	0	-48500	-19928	68397	0	-30.9781	0.0005086	3081092	0.05086	30.81092
-0.00487	21.3051	2.54E-02	0	-43668	-26191	69871	0	11.8855	0.0005597	3097978	0.05597	30.97978
-0.00553	20.9811	2.76E-02	0	-39654	-31771	71413	0	-11.8333	0.0006132	3131749	0.06132	31.31749
-0.00670	19.9829	2.94E-02	0	-36835	-35768	72595	0	-7.6803	0.0006692	3130213	0.06692	31.30213
-0.00753	19.6506	3.18E-02	0	-38262	-35768	74027	0	-2.9556	0.0007276	3176818	0.07276	31.76818
-0.00842	19.3249	3.42E-02	0	-39577	-35768	75344	0	-1.3726	0.0007884	3218980	0.07884	32.1898
-0.00937	18.9963	3.66E-02	0	-40822	-35768	76543	0	-47.0881	0.0008516	3257229	0.08516	32.57229
-0.01040	18.6863	0.0392	0	-41874	-35768	77640	0	-1.4337	0.0009173	3289514	0.09173	32.89514
-0.01150	18.3608	0.0417	0	-42898	-35768	78625	0	-40.4199	0.0009855	3318460	0.09855	33.1846

INCORPORACIÓN DEL CORTANTE EN EL DIAGRAMA M-φ

L=3.50m

φ (rad/m)	M (t-m)
0	70.93
0.018300	70.93
0.043000	52.33
0.2	52.33

CONSTRUCCION DE LA BILINEAL

	rad/cm	rad/m
M'y	2569538	25.69538
φ'y	0.000055	0.00554
Maci(ec=0.003)	2832036.8	28.320368
φy		0.006106

φ (rad/m)	M (t-m)
0	0
0.006106	28.320368
0.1896	33.93747

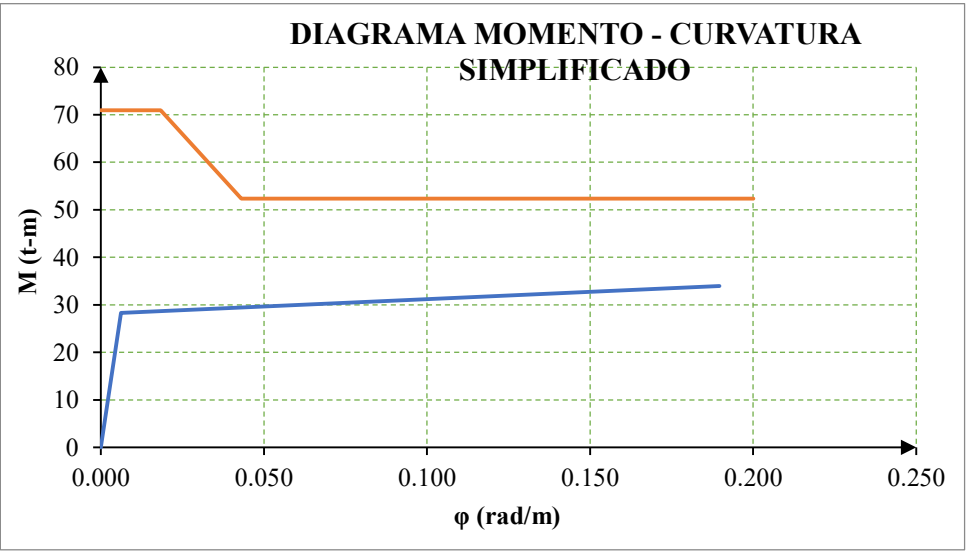
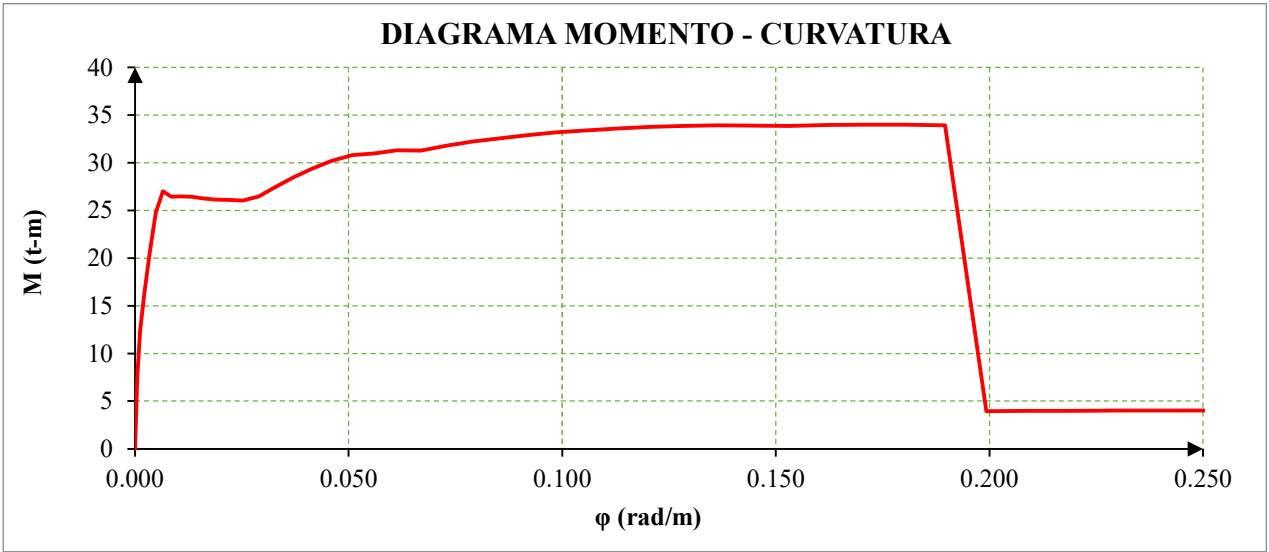
DIAGRAMA MOMENTO CURVATURA DE LA VIGA V-6 30CMX60CM CORTE 2-2

MOMENT CURVATURE (M-f) GRAPH - Kgf, cm, C

Axial Load = 0
 Moment Angle = 180

Results For Exact-Integration

fy(Initial) = 5.540E-05
 My = 2569538
 fmax = 3.100E-03
 Mmax = 12909
 fconcrete = 4.879E-04
 Mconcrete = 3056017
 fsteel = 1.900E-03
 Msteel = 3267625



kgf-cm											T-m	
Concrete St	Neutral Axi	Steel Strain	Tendon Stra	Concrete Cd	Steel Comp	Steel Tensid	Prestress Fd	Net Force	Curvature	Moment	Curvature	Moment
-0.01260	18.0378	0.0444	0	-43789	-35768	79514	0	-43.0035	0.001056	3342415	0.1056	33.42415
-0.01390	17.7077	0.0471	0	-44579	-35768	80304	0	-42.6082	0.001129	3361723	0.1129	33.61723
-0.01520	17.3646	0.0498	0	-45275	-35768	81002	0	-40.8686	0.001204	3376446	0.1204	33.76446
-0.01670	17.001	0.0526	0	-45880	-35768	81609	0	-38.6626	0.001282	3386467	0.1282	33.86467
-0.01830	16.6068	0.0553	0	-46395	-35768	82127	0	-36.1021	0.001363	3391459	0.1363	33.91459
-0.02000	16.1672	0.0581	0	-46821	-35768	82556	0	-32.7751	0.001445	3390823	0.1445	33.90823
-0.02180	15.7599	0.0609	0	-46877	-36010	82933	0	45.8526	0.001531	3387428	0.1531	33.87428
-0.02340	15.5511	0.064	0	-46191	-37132	83320	0	-2.9213	0.001618	3395424	0.1618	33.95424
-0.02510	15.325	0.0672	0	-45394	-38259	83636	0	-17.13	0.001708	3399127	0.1708	33.99127
-0.02690	15.063	0.0703	0	-44490	-39417	83879	0	-28.6899	0.001801	3398621	0.1801	33.98621
-0.02890	14.7617	0.0735	0	-43466	-40609	84054	0	-20.6463	0.001896	3393747	0.1896	33.93747
-0.01210	23.9232	0.0955	0	-13112	-2657	15777	0	8.0681	0.001993	393933	0.1993	3.93933
-0.01270	23.9206	0.1003	0	-13007	-2885	15873	0	-19.3701	0.002093	396479	0.2093	3.96479
-0.01330	23.9189	0.1052	0	-12900	-3090	15957	0	-32.54	0.002195	398447	0.2195	3.98447
-0.01400	23.9189	0.1102	0	-12792	-3237	16031	0	1.3433	0.002299	399045	0.2299	3.99045
-0.01460	23.9185	0.1153	0	-12685	-3406	16093	0	2.3344	0.002407	400202	0.2407	4.00202
-0.01530	23.9185	0.1206	0	-12577	-3563	16145	0	4.6021	0.002516	401096	0.2516	4.01096
-0.01600	23.9187	0.1259	0	-12470	-3709	16186	0	7.1623	0.002628	401760	0.2628	4.0176
-0.01670	23.9193	0.1314	0	-12363	-3844	16218	0	10.8852	0.002742	402181	0.2742	4.02181
-0.01740	23.9201	0.137	0	-12256	-3968	16241	0	16.0569	0.002859	402355	0.2859	4.02355
-0.01810	23.9211	0.1427	0	-12150	-4081	16254	0	23.0221	0.002978	402275	0.2978	4.02275
-0.01790	24.21	0.1495	0	-11303	0	11307	0	3.7471	0.0031	12909	0.31	0.12909

DIAGRAMA MOMENTO CURVATURA DE LA VIGA V-6 30CMX60CM CORTE 4-4

MOMENT CURVATURE (M-f) GRAPH - Kgf, cm, C

Axial Load = 0

Moment Angle = 0 AND 180

Results For Exact-Integration

fy(Initial) = 5.775E-05

My = 3507568

fmax = 3.100E-03

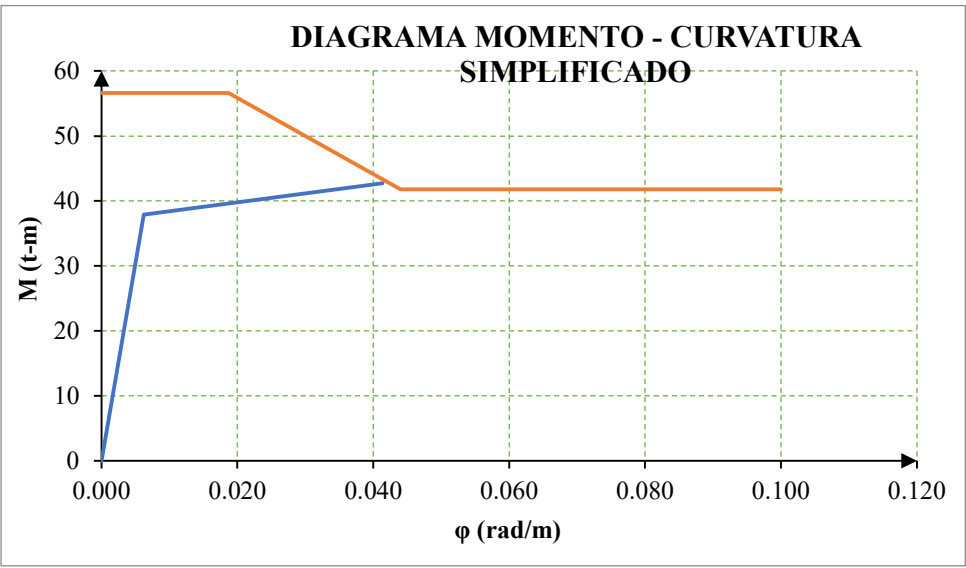
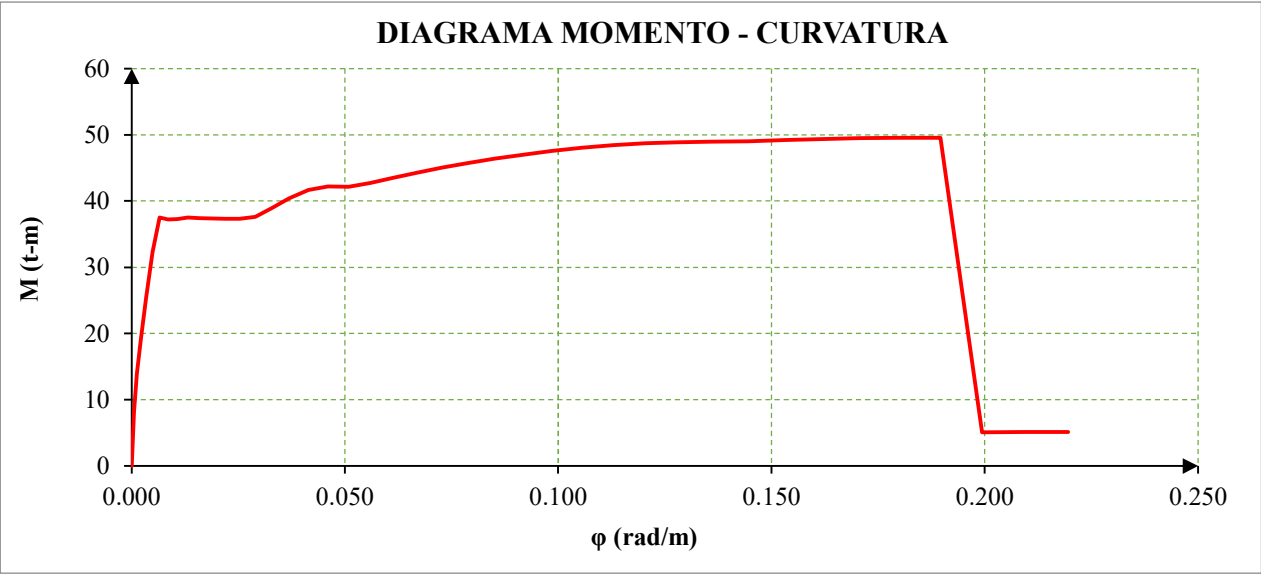
Mmax = 527773

fconcrete = 4.016E-04

Mconcrete = 4131689

fsteel = 1.903E-03

Msteel = 4629850



kgf-cm											T-m	
Concrete Str	Neutral Axis	Steel Strain	Tendon Str	Concrete Cr	Steel Comp	Steel Tensid	Prestress Fd	Net Force	Curvature	Moment	Curvature	Moment
0.00000	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
-0.00014	0.7781	1.21E-04	0	-285.5158	-3644	3926.902	0	-2.3544	4.87E-06	813879	0.0004867	8.13879
-0.00030	5.1036	3.54E-04	0	-4649	-7281	11922	0	-7.7496	1.22E-05	1397087	0.001217	13.97087
-0.00048	8.0901	7.03E-04	0	-13246	-10835	24078	0	-3.2624	2.19E-05	1934537	0.00219	19.34537
-0.00069	9.8579	1.15E-03	0	-25131	-14762	39865	0	-27.9895	3.41E-05	2543082	0.003407	25.43082
-0.00093	10.9442	1.70E-03	0	-39445	-19252	58673	0	-24.5702	4.87E-05	3226823	0.004867	32.26823
-0.00117	12.1299	2.37E-03	0	-51856	-23284	75134	0	-5.0075	6.57E-05	3753476	0.00657	37.53476
-0.00135	14.2051	3.25E-03	0	-53863	-24044	77903	0	-3.5247	8.52E-05	3724002	0.008516	37.24002
-0.00153	15.7016	4.25E-03	0	-55665	-24661	80305	0	-21.1951	1.07E-04	3729153	0.01071	37.29153
-0.00173	16.8182	5.36E-03	0	-57247	-25170	82374	0	-43.5756	1.31E-04	3753516	0.01314	37.53516
-0.00193	17.8061	6.61E-03	0	-57522	-24870	82374	0	-17.9795	1.58E-04	3742804	0.01582	37.42804
-0.00214	18.5603	7.97E-03	0	-57832	-24554	82374	0	-11.4279	1.87E-04	3738386	0.01874	37.38386
-0.00238	19.1371	9.45E-03	0	-58070	-24659	82722	0	-7.2156	2.19E-04	3736587	0.0219	37.36587
-0.00264	19.5817	1.10E-02	0	-58189	-25890	84078	0	-0.1872	2.53E-04	3736504	0.02531	37.36504
-0.00293	19.8921	1.27E-02	0	-58378	-27542	85926	0	6.3936	2.90E-04	3763857	0.02896	37.63857
-0.00328	20.0178	1.45E-02	0	-59277	-30289	89563	0	-3.1375	3.29E-04	3891742	0.03285	38.91742
-0.00367	20.0819	1.63E-02	0	-60081	-33554	93685	0	49.8549	3.70E-04	4042275	0.03699	40.42275
-0.00413	20.0262	1.82E-02	0	-59135	-37922	97053	0	-4.3739	4.14E-04	4165584	0.04137	41.65584
-0.00475	19.6629	2.01E-02	0	-52933	-45433	98360	0	-6.0456	4.60E-04	4219850	0.04599	42.1985
-0.00573	18.7307	2.17E-02	0	-47707	-49276	96962	0	-20.8088	5.09E-04	4218956	0.05086	42.18956
-0.00659	18.2187	2.36E-02	0	-46455	-52753	99189	0	-18.1196	5.60E-04	4271906	0.05597	42.71906
-0.00735	18.0161	2.58E-02	0	-46765	-54676	101439	0	-1.5089	6.13E-04	4352847	0.06132	43.52847
-0.00814	17.8415	2.80E-02	0	-46902	-56666	103544	0	-23.4063	6.69E-04	4429717	0.06692	44.29717
-0.00896	17.6874	3.03E-02	0	-46908	-58747	105641	0	-13.2522	7.28E-04	4503417	0.07276	45.03417
-0.00982	17.55	3.28E-02	0	-46806	-60925	107716	0	-14.8081	7.88E-04	4574137	0.07884	45.74137
-0.01070	17.4379	3.53E-02	0	-46565	-63092	109641	0	-15.9555	8.52E-04	4639640	0.08516	46.3964
-0.01160	17.3507	3.79E-02	0	-46195	-65206	111415	0	13.5877	9.17E-04	4699174	0.09173	46.99174
-0.01250	17.2736	4.07E-02	0	-45768	-67267	113032	0	-3.2902	9.86E-04	4753786	0.09855	47.53786

INCORPORACIÓN DEL CORTANTE EN EL DIAGRAMA M-φ

L=2.74m

φ (rad/m)	M (t-m)
0	56.59
0.018700	56.59
0.044000	41.76
0.1	41.76

CONSTRUCCION DE LA BILINEAL

	rad/cm	rad/m
M'y	3507568	35.07568
φ'y	0.000058	0.005775
Maci(ec=0.003)	3790378.6	37.903786
φy		0.006241

φ (rad/m)	M (t-m)
0	0
0.006241	37.903786
0.04137	42.71906

DIAGRAMA MOMENTO CURVATURA DE LA VIGA V-6 30CMX60CM CORTE 4-4

MOMENT CURVATURE (M-f) GRAPH - Kgf, cm, C

Axial Load = 0

Moment Angle = 0 AND 180

Results For Exact-Integration

fy(Initial) = 5.775E-05

My = 3507568

fmax = 3.100E-03

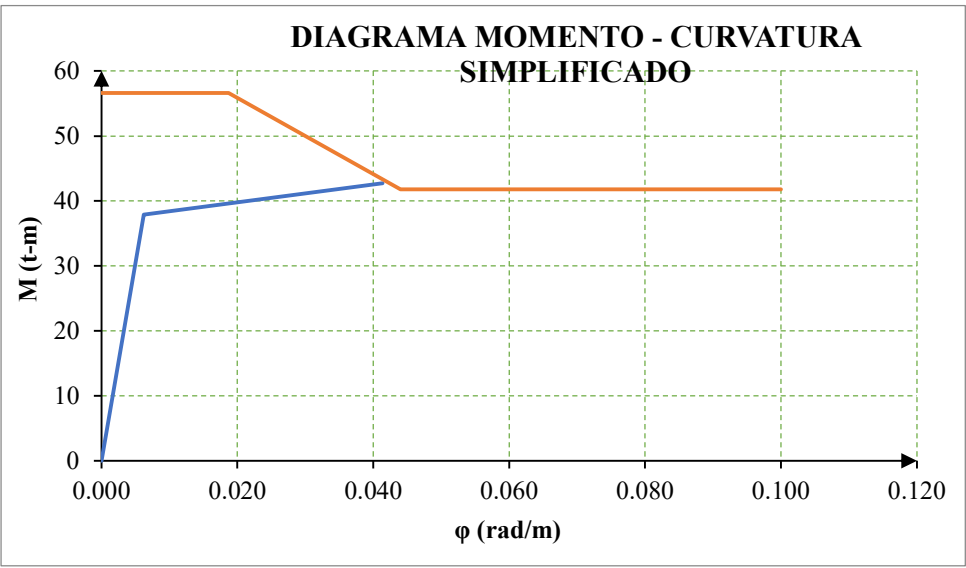
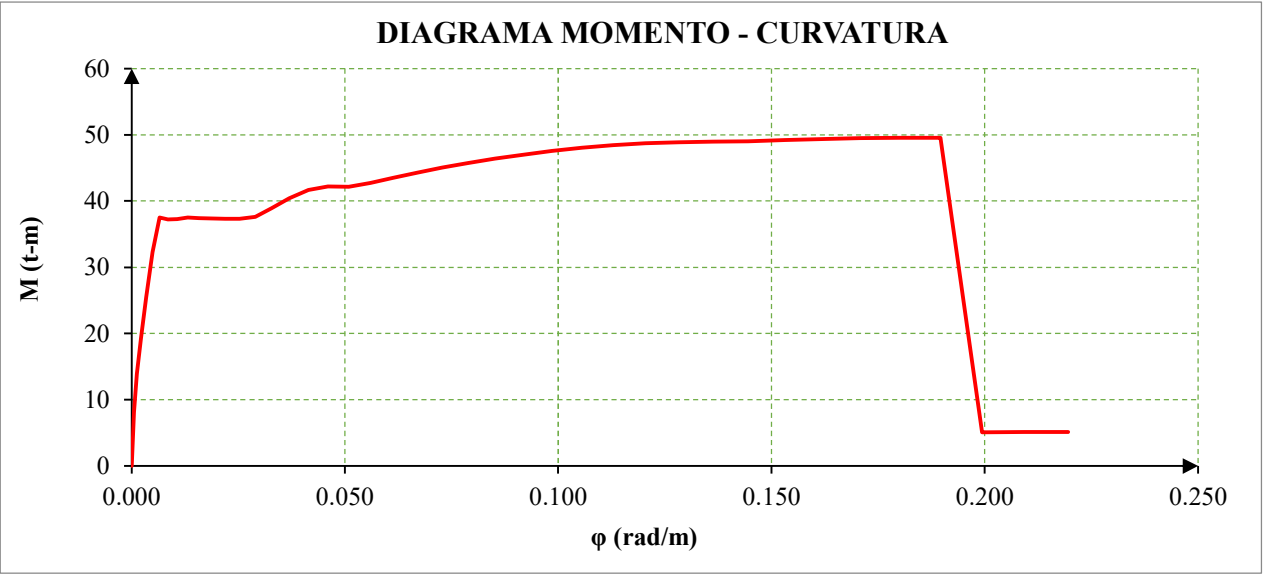
Mmax = 527773

fconcrete = 4.016E-04

Mconcrete = 4131689

fsteel = 1.903E-03

Msteel = 4629850



kgf-cm											T-m	
Concrete St	Neutral Axi	Steel Strain	Tendon Stra	Concrete Cd	Steel Comp	Steel Tensid	Prestress Fd	Net Force	Curvature	Moment	Curvature	Moment
-0.01350	17.2137	4.35E-02	0	-45260	-69249	114505	0	-3.2769	1.06E-03	4802786	0.1056	48.02786
-0.01450	17.1692	4.65E-02	0	-44681	-71183	115836	0	-28.7306	1.13E-03	4846954	0.1129	48.46954
-0.01590	16.8217	4.92E-02	0	-45317	-71535	116835	0	-16.7737	1.20E-03	4872455	0.1204	48.72455
-0.01750	16.3791	5.18E-02	0	-46129	-71535	117662	0	-2.554	0.001282	4888389	0.1282	48.88389
-0.01920	15.8882	5.44E-02	0	-46852	-71535	118358	0	-29.295	0.001363	4897501	0.1363	48.97501
-0.02110	15.4316	5.70E-02	0	-47166	-71776	118975	0	33.9064	0.001445	4902317	0.1445	49.02317
-0.02270	15.2008	6.00E-02	0	-46589	-73072	119614	0	-46.9592	0.001531	4920999	0.1531	49.20999
-0.02420	15.0301	6.32E-02	0	-45718	-74472	120180	0	-9.9796	0.001618	4936379	0.1618	49.36379
-0.02590	14.8326	6.63E-02	0	-44774	-75898	120637	0	-34.8656	0.001708	4947673	0.1708	49.47673
-0.02770	14.6159	6.95E-02	0	-43712	-77319	120994	0	-36.3441	0.001801	4953674	0.1801	49.53674
-0.02960	14.4083	7.28E-02	0	-42596	-78685	121269	0	-12.0964	0.001896	4956449	0.1896	49.56449
-0.01310	23.4368	9.45E-02	0	-13554	-25988	39578	0	36.1816	0.001993	509560	0.1993	5.0956
-0.01370	23.4559	9.93E-02	0	-13311	-26365	39680	0	3.8881	0.002093	512463	0.2093	5.12463
-0.01430	23.4748	1.04E-01	0	-13074	-26692	39770	0	4.3516	0.002195	514328	0.2195	5.14328
-0.01500	23.4929	1.09E-01	0	-12845	-26998	39849	0	4.9483	0.002299	515928	0.2299	5.15928
-0.01560	23.5103	1.14E-01	0	-12624	-27287	39916	0	5.3592	0.002407	517288	0.2407	5.17288
-0.01630	23.527	1.20E-01	0	-12409	-27558	39972	0	5.3717	0.002516	518413	0.2516	5.18413
-0.01700	23.5424	1.25E-01	0	-12201	-27843	40049	0	5.6759	0.002628	519449	0.2628	5.19449
-0.01770	23.5563	1.30E-01	0	-12002	-28174	40180	0	4.333	0.002742	520610	0.2742	5.2061
-0.01840	23.5651	1.36E-01	0	-11814	-28793	40604	0	-3.5273	0.002859	523197	0.2859	5.23197
-0.01910	23.5737	0.1417	0	-11629	-29400	41018	0	-11.323	0.002978	525561	0.2978	5.25561
-0.01990	23.5822	0.1475	0	-11445	-29993	41415	0	-22.9054	0.0031	527773	0.31	5.27773

DIAGRAMA MOMENTO CURVATURA DE LA VIGA V-6 30CMX60CM CORTE 5-5

MOMENT CURVATURE (M-f) GRAPH - Kgf, cm, C

Axial Load = 0

Moment Angle = 0 AND 180

Results For Exact-Integration

fy(Initial) = 5.517E-05

My = 2699884

fmax = 3.100E-03

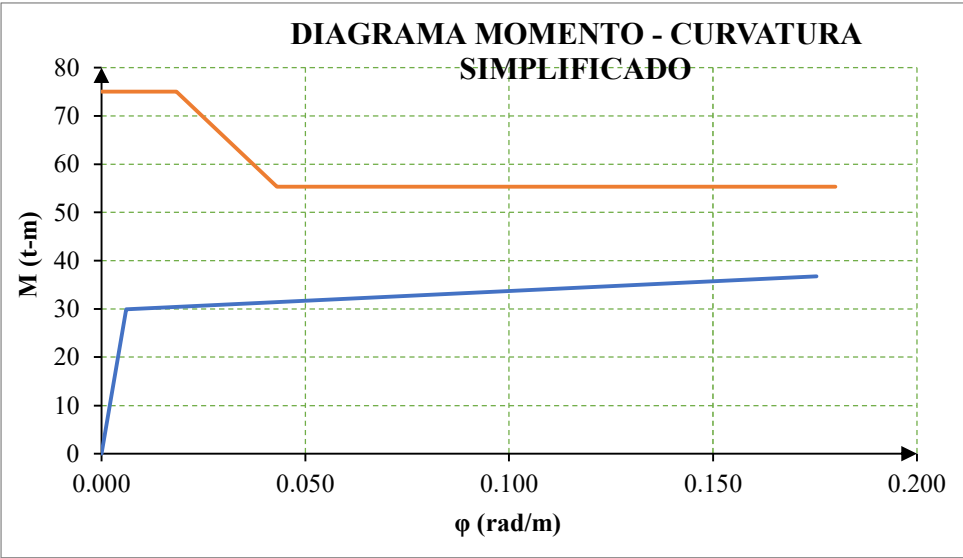
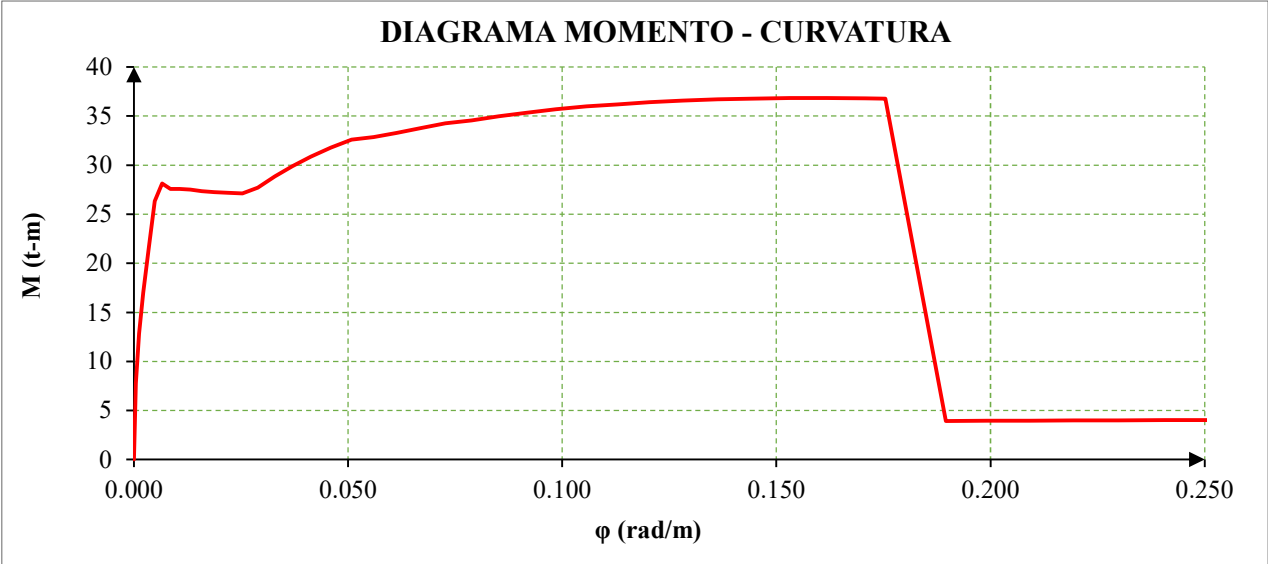
Mmax = 13996

fconcrete = 5.068E-04

Mconcrete = 3255852

fsteel = 1.765E-03

Msteel = 3439339



kgf-cm											T-m	
Concrete Str	Neutral Axi	Steel Strain	Tendon Stra	Concrete Cd	Steel Comp	Steel Tensid	Prestress Fd	Net Force	Curvature	Moment	Curvature	Moment
0.00000	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
-0.00014	0.8308	1.21E-04	0	-182.2794	-2611	2819.6984	0	26.372	4.87E-06	777958	0.0004867	7.77958
-0.00030	5.523	3.59E-04	0	-3479	-5206	8671.7155	0	-12.6394	1.22E-05	1285407	0.001217	12.85407
-0.00046	8.9288	7.21E-04	0	-10093	-7643	17730	0	-5.8754	2.19E-05	1699760	0.00219	16.9976
-0.00065	11.0614	1.19E-03	0	-19485	-10207	29646	0	-45.7695	3.41E-05	2146282	0.003407	21.46282
-0.00085	12.4826	1.78E-03	0	-30894	-12980	43834	0	-39.7044	4.87E-05	2630385	0.004867	26.30385
-0.00103	14.3364	2.52E-03	0	-37959	-14702	52648	0	-13.0789	6.57E-05	2812290	0.00657	28.1229
-0.00117	16.2789	3.43E-03	0	-39796	-15227	54988	0	-34.8731	8.52E-05	2754035	0.008516	27.54035
-0.00132	17.6304	4.46E-03	0	-41715	-15792	57480	0	-26.5241	1.07E-04	2755403	0.01071	27.55403
-0.00148	18.7514	5.62E-03	0	-42561	-15970	58529	0	-2.0004	1.31E-04	2749097	0.01314	27.49097
-0.00163	19.6906	6.91E-03	0	-42760	-15783	58529	0	-13.8216	1.58E-04	2731843	0.01582	27.31843
-0.00179	20.4234	8.32E-03	0	-43022	-15518	58529	0	-10.7922	1.87E-04	2721656	0.01874	27.21656
-0.00197	21.0001	9.86E-03	0	-43324	-15213	58529	0	-7.8448	2.19E-04	2715503	0.0219	27.15503
-0.00216	21.4531	1.15E-02	0	-43623	-14925	58541	0	-6.6233	2.53E-04	2711896	0.02531	27.11896
-0.00240	21.7184	1.32E-02	0	-44550	-15298	59846	0	-2.2298	2.90E-04	2771331	0.02896	27.71331
-0.00268	21.8451	1.51E-02	0	-45853	-16392	62242	0	-3.3873	3.29E-04	2883454	0.03285	28.83454
-0.00298	21.9395	1.70E-02	0	-46851	-17647	64494	0	-2.9312	3.70E-04	2988433	0.03699	29.88433
-0.00330	22.012	1.90E-02	0	-47564	-19042	66598	0	-8.1058	0.0004137	3086187	0.04137	30.86187
-0.00365	22.0717	2.12E-02	0	-48010	-20535	68554	0	9.5211	0.0004599	3176100	0.04599	31.761
-0.00401	22.1093	2.34E-02	0	-48124	-22264	70357	0	-31.7406	0.0005086	3258751	0.05086	32.58751
-0.00460	21.7807	2.56E-02	0	-43141	-28759	71897	0	-2.4496	0.0005597	3283970	0.05597	32.8397
-0.00518	21.5589	2.79E-02	0	-38943	-34658	73597	0	-4.8632	0.0006132	3326179	0.06132	33.26179
-0.00575	21.4046	3.04E-02	0	-35386	-39912	75262	0	-35.7982	0.0006692	3375403	0.06692	33.75403
-0.00631	21.3209	3.30E-02	0	-32352	-44461	76817	0	3.904	0.0007276	3425084	0.07276	34.25084
-0.00722	20.8483	3.54E-02	0	-30365	-47690	78045	0	-10.5101	0.0007884	3454287	0.07884	34.54287
-0.00803	20.577	3.80E-02	0	-31561	-47690	79248	0	-2.8356	0.0008516	3496144	0.08516	34.96144
-0.00889	20.3066	0.0406	0	-32695	-47690	80336	0	-49.0135	0.0009173	3534330	0.09173	35.3433
-0.00980	20.0526	0.0434	0	-33679	-47690	81320	0	-48.6514	0.0009855	3567192	0.09855	35.67192

INCORPORACIÓN DEL CORTANTE EN EL DIAGRAMA M-φ

L=3.50m

φ (rad/m)	M (t-m)
0	75.02
0.018400	75.02
0.043000	55.35
0.18	55.35

CONSTRUCCION DE LA BILINEAL

	rad/cm	rad/m
M'y	2699884	26.99884
φ'y	0.000055	0.005517
Maci(ec=0.003)	2994183.2	29.941832
φy		0.006118

φ (rad/m)	M (t-m)
0	0
0.006118	29.941832
0.1754	36.75978

DIAGRAMA MOMENTO CURVATURA DE LA VIGA V-6 30CMX60CM CORTE 5-5

MOMENT CURVATURE (M-f) GRAPH - Kgf, cm, C

Axial Load = 0

Moment Angle = 0 AND 180

Results For Exact-Integration

fy(Initial) = 5.517E-05

My = 2699884

fmax = 3.100E-03

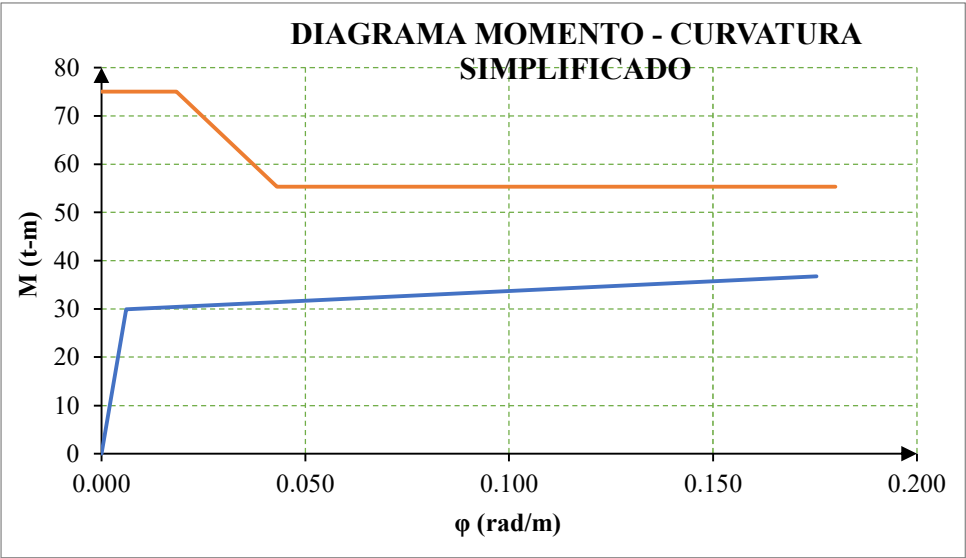
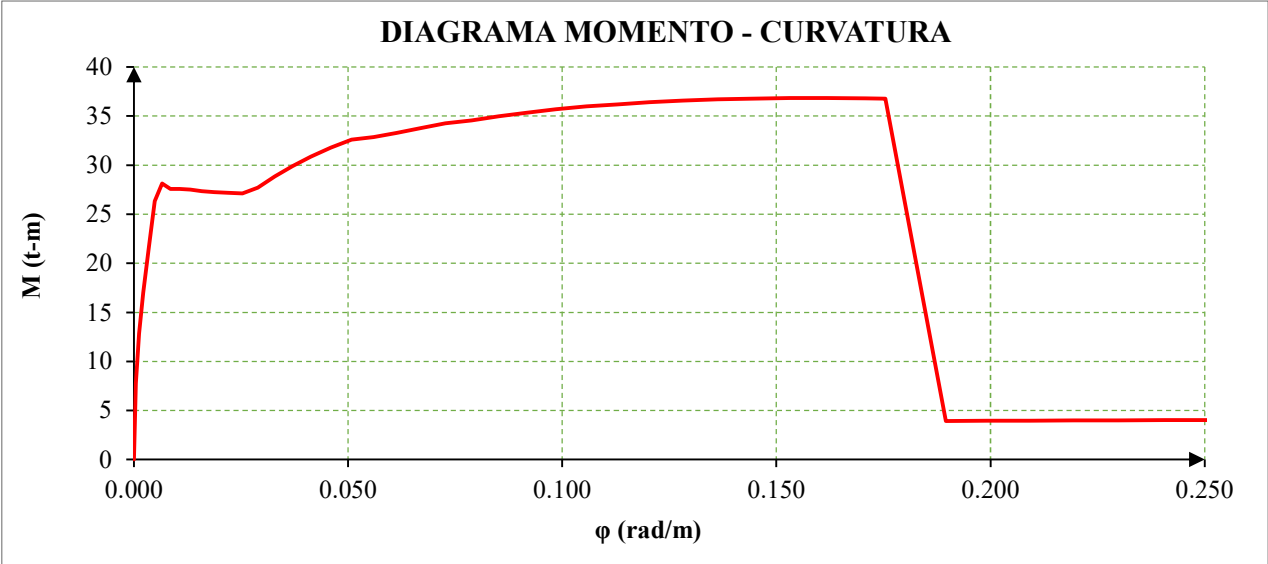
Mmax = 13996

fconcrete = 5.068E-04

Mconcrete = 3255852

fsteel = 1.765E-03

Msteel = 3439339



kgf-cm											T-m	
Concrete St	Neutral Axi	Steel Strain	Tendon Stra	Concrete Cd	Steel Comp	Steel Tensid	Prestress Fd	Net Force	Curvature	Moment	Curvature	Moment
-0.01080	19.8063	0.0463	0	-34556	-47690	82199	0	-46.6909	0.001056	3595532	0.1056	35.95532
-0.01180	19.5657	0.0492	0	-35333	-47690	82980	0	-43.6326	0.001129	3619610	0.1129	36.1961
-0.01290	19.3286	0.0522	0	-36017	-47690	83666	0	-40.5733	0.001204	3639576	0.1204	36.39576
-0.01400	19.0931	0.0553	0	-36611	-47690	84262	0	-38.6317	0.001282	3655565	0.1282	36.55565
-0.01520	18.8568	0.0584	0	-37118	-47690	84772	0	-36.7897	0.001363	3667677	0.1363	36.67677
-0.01650	18.617	0.0616	0	-37544	-47690	85198	0	-35.7439	0.001445	3675988	0.1445	36.75988
-0.01780	18.3698	0.0648	0	-37890	-47690	85547	0	-33.6263	0.001531	3680591	0.1531	36.80591
-0.01920	18.1101	0.0681	0	-38164	-47690	85822	0	-32.4907	0.001618	3681540	0.1618	36.8154
-0.02080	17.8305	0.0715	0	-38369	-47690	86026	0	-33.4348	0.001708	3678782	0.1708	36.78782
-0.02160	17.6778	0.0731	0	-38451	-47690	86101	0	-40.0623	0.001754	3675978	0.1754	36.75978
-0.01150	23.9488	0.0909	0	-13418	-2249	15671	0	3.2011	0.001896	392651	0.1896	3.92651
-0.01210	23.9399	0.0955	0	-13000	-2772	15778	0	5.8911	0.001993	394056	0.1993	3.94056
-0.01270	23.9381	0.1003	0	-12891	-3002	15874	0	-18.9245	0.002093	396541	0.2093	3.96541
-0.01330	23.9369	0.1052	0	-12783	-3209	15959	0	-33.2314	0.002195	398534	0.2195	3.98534
-0.01390	23.937	0.1102	0	-12675	-3355	16032	0	1.3334	0.002299	399114	0.2299	3.99114
-0.01460	23.9368	0.1154	0	-12568	-3524	16094	0	2.249	0.002407	400269	0.2407	4.00269
-0.01530	23.9368	0.1206	0	-12460	-3682	16146	0	3.8324	0.002516	401178	0.2516	4.01178
-0.01590	23.9371	0.126	0	-12353	-3828	16187	0	6.1901	0.002628	401843	0.2628	4.01843
-0.01660	23.9376	0.1315	0	-12247	-3963	16219	0	9.5813	0.002742	402268	0.2742	4.02268
-0.01730	23.9383	0.1371	0	-12141	-4086	16241	0	14.3041	0.002859	402449	0.2859	4.02449
-0.01810	23.9391	0.1428	0	-12035	-4197	16254	0	21.0453	0.002978	402372	0.2978	4.02372
-0.01810	24.1615	0.1493	0	-11639	0	11596	0	-43.2457	0.0031	13996	0.31	0.13996

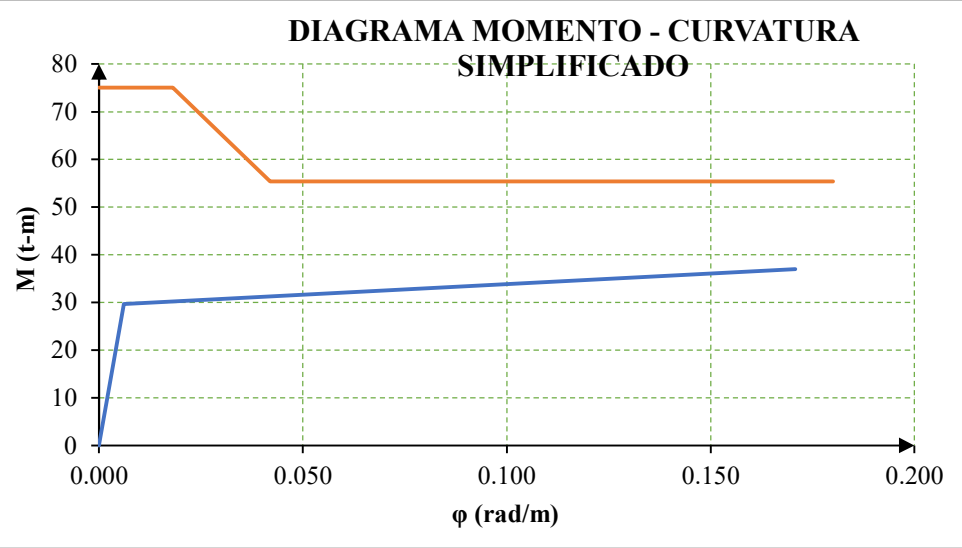
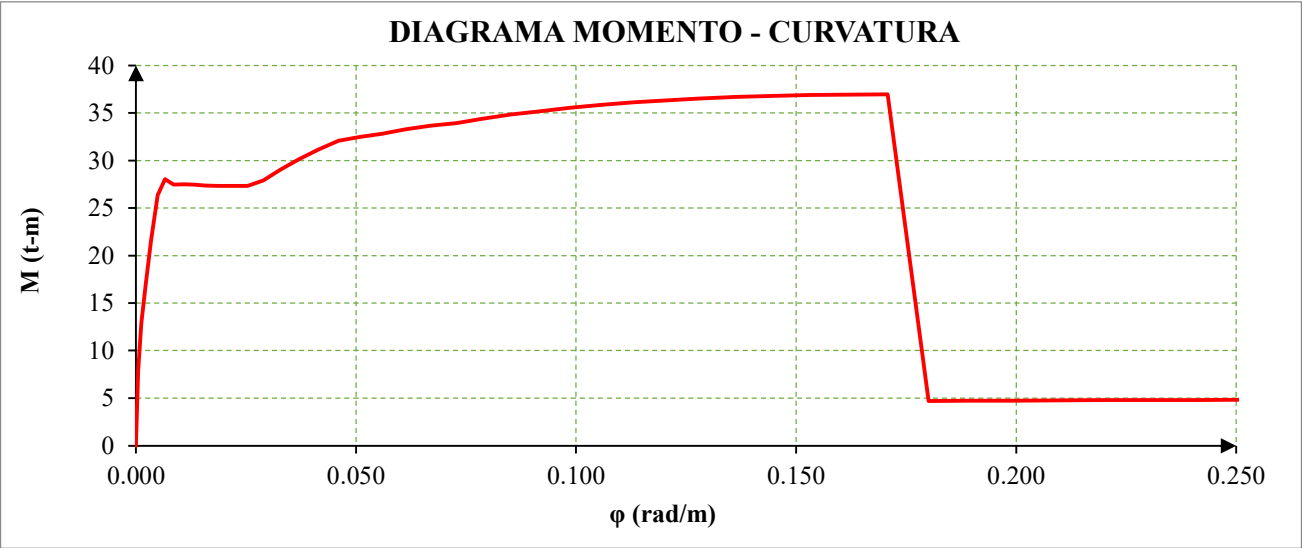
DIAGRAMA MOMENTO CURVATURA DE LA VIGA V-6 30CMX60CM CORTE 6-6

MOMENT CURVATURE (M-f) GRAPH - Kgf, cm, C

Axial Load = 0
 Moment Angle = 0

Results For Exact-Integration

fy(Initial) = 5.484E-05
 My = 2697333
 fmax = 3.100E-03
 Mmax = 491106
 fconcrete = 4.695E-04
 Mconcrete = 3217338
 fsteel = 1.718E-03
 Msteel = 3337633



kgf-cm											T-m	
Concrete Str	Neutral Axi	Steel Strain	Tendon Stra	Concrete Cd	Steel Comp	Steel Tensid	Prestress Fd	Net Force	Curvature	Moment	Curvature	Moment
0.00000	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
-0.00014	1.0975	1.22E-04	0	-434.8801	-3292	2856.5792	0	-870.0166	4.87E-06	787308	0.0004867	7.87308
-0.00029	5.8352	3.63E-04	0	-2368	-6424	8779.6942	0	-12.5732	1.22E-05	1293722	0.001217	12.93722
-0.00045	9.2283	7.28E-04	0	-8685	-9237	17917	0	-5.6355	2.19E-05	1706861	0.00219	17.06861
-0.00064	11.3434	1.20E-03	0	-17851	-12112	29919	0	-43.4828	3.41E-05	2152893	0.003407	21.52893
-0.00084	12.7507	1.79E-03	0	-29065	-15158	44186	0	-36.9339	4.87E-05	2636514	0.004867	26.36514
-0.00101	14.5909	2.54E-03	0	-36070	-16678	52736	0	-11.5618	6.57E-05	2804193	0.00657	28.04193
-0.00115	16.448	3.45E-03	0	-38427	-16666	55064	0	-29.4351	8.52E-05	2747919	0.008516	27.47919
-0.00131	17.7255	4.47E-03	0	-40883	-16669	57530	0	-21.9576	1.07E-04	2751545	0.01071	27.51545
-0.00148	18.7679	5.62E-03	0	-42404	-16168	58529	0	-43.1963	1.31E-04	2748966	0.01314	27.48966
-0.00164	19.6283	6.90E-03	0	-43344	-16011	59340	0	-16.068	1.58E-04	2735693	0.01582	27.35693
-0.00182	20.2739	8.30E-03	0	-44315	-16166	60476	0	-5.2144	1.87E-04	2731387	0.01874	27.31387
-0.00202	20.7656	9.80E-03	0	-45286	-16402	61683	0	-4.5297	2.19E-04	2731699	0.0219	27.31699
-0.00224	21.1366	1.14E-02	0	-46167	-16779	62943	0	-4.2439	2.53E-04	2733910	0.02531	27.3391
-0.00251	21.346	1.31E-02	0	-47440	-17795	65234	0	-1.2476	2.90E-04	2791502	0.02896	27.91502
-0.00282	21.4259	1.49E-02	0	-48993	-19580	68571	0	-2.0969	3.29E-04	2906487	0.03285	29.06487
-0.00315	21.4778	1.68E-02	0	-50182	-21601	71783	0	-0.6115	3.70E-04	3014387	0.03699	30.14387
-0.00351	21.5094	1.88E-02	0	-51056	-23855	74865	0	-46.7786	0.0004137	3116139	0.04137	31.16139
-0.00389	21.5333	2.09E-02	0	-51608	-26267	77845	0	-29.6037	0.0004599	3209418	0.04599	32.09418
-0.00443	21.2909	2.30E-02	0	-47669	-31901	79544	0	-25.6115	0.0005086	3249317	0.05086	32.49317
-0.00501	21.0541	2.52E-02	0	-42928	-38027	80995	0	39.6555	0.0005597	3283096	0.05597	32.83096
-0.00559	20.8799	2.75E-02	0	-38938	-43690	82625	0	-2.8518	0.0006132	3329755	0.06132	33.29755
-0.00631	20.5654	2.98E-02	0	-35664	-47690	83346	0	-7.7723	0.0006692	3367082	0.06692	33.67082
-0.00720	20.1037	3.21E-02	0	-35047	-47690	82721	0	-16.4584	0.0007276	3393944	0.07276	33.93944
-0.00795	19.9118	3.46E-02	0	-35719	-47690	83422	0	13.1867	0.0007884	3440462	0.07884	34.40462
-0.00874	19.7378	3.72E-02	0	-36257	-47690	83955	0	8.4096	0.0008516	3483252	0.08516	34.83252
-0.00956	19.5836	0.04	0	-36654	-47690	84356	0	12.236	0.0009173	3521582	0.09173	35.21582
-0.01040	19.447	0.0428	0	-36923	-47690	84635	0	22.1976	0.0009855	3555694	0.09855	35.55694

INCORPORACIÓN DEL CORTANTE EN EL DIAGRAMA M-φ

L=3.50m

φ (rad/m)	M (t-m)
0	75.02
0.018100	75.02
0.042000	55.35
0.18	55.35

CONSTRUCCION DE LA BILINEAL

	rad/cm	rad/m
M'y	2697333	26.97333
φ'y	0.000055	0.005484
Maci(ec=0.003)	2965429.4	29.654294
φy		0.006029

φ (rad/m)	M (t-m)
0	0
0.006029	29.654294
0.1708	36.95966

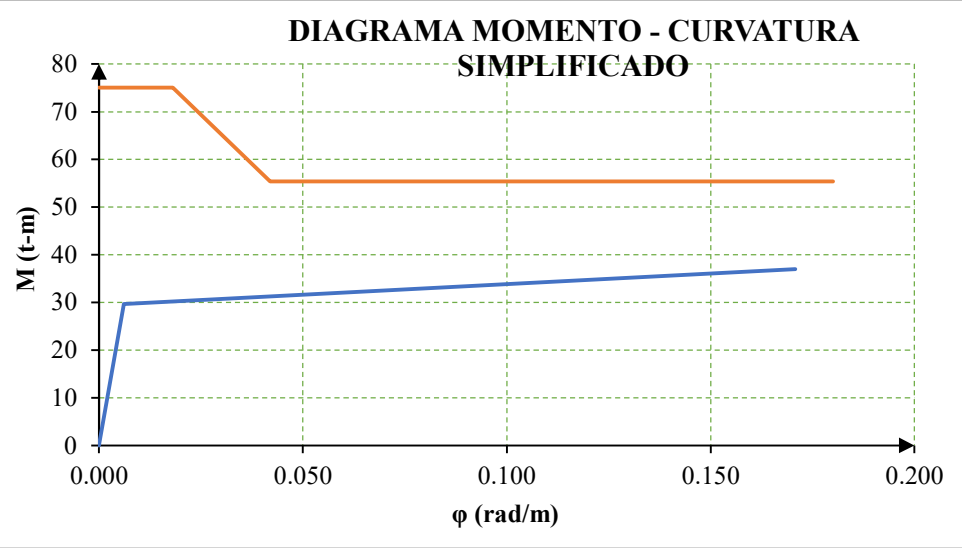
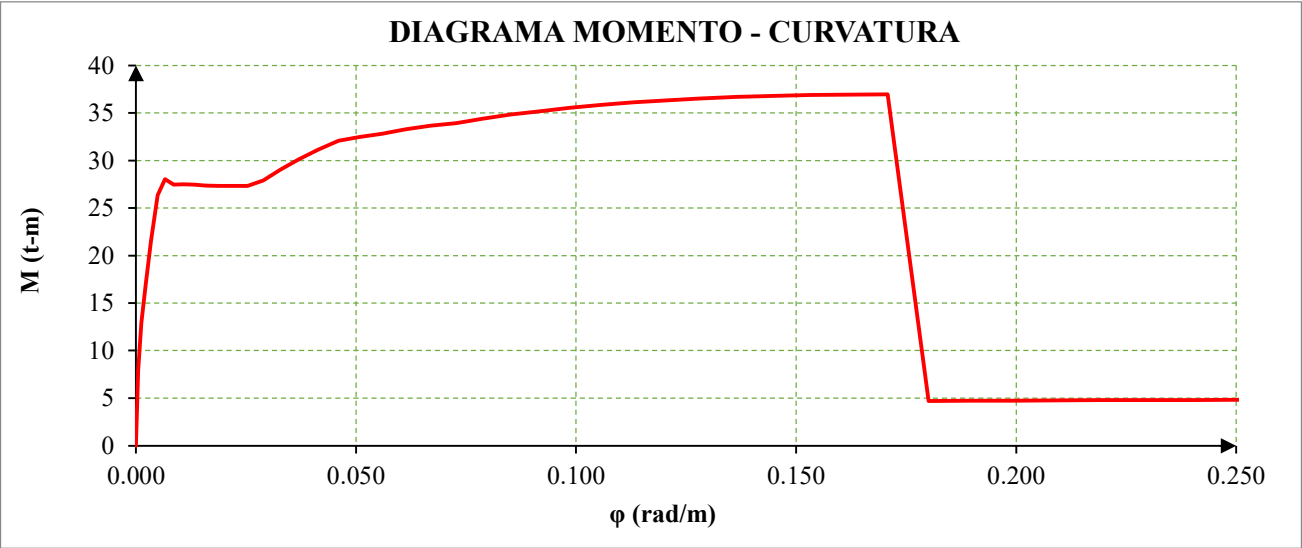
DIAGRAMA MOMENTO CURVATURA DE LA VIGA V-6 30CMX60CM CORTE 6-6

MOMENT CURVATURE (M-f) GRAPH - Kgf, cm, C

Axial Load = 0
 Moment Angle = 0

Results For Exact-Integration

fy(Initial) = 5.484E-05
 My = 2697333
 fmax = 3.100E-03
 Mmax = 491106
 fconcrete = 4.695E-04
 Mconcrete = 3217338
 fsteel = 1.718E-03
 Msteel = 3337633



kgf-cm											T-m	
Concrete St	Neutral Axi	Steel Strain	Tendon Stra	Concrete Cd	Steel Comp	Steel Tensid	Prestress Fd	Net Force	Curvature	Moment	Curvature	Moment
-0.01130	19.3261	0.0458	0	-37077	-47690	84801	0	33.3106	0.001056	3585742	0.1056	35.85742
-0.01220	19.2199	0.0488	0	-37125	-47690	84863	0	47.8285	0.001129	3611743	0.1129	36.11743
-0.01310	19.1225	0.0519	0	-37097	-47690	84791	0	3.0396	0.001204	3634994	0.1204	36.34994
-0.01410	19.0348	0.0552	0	-36918	-47690	84606	0	-2.0748	0.001282	3653796	0.1282	36.53796
-0.01510	18.9548	0.0585	0	-36628	-48193	84803	0	-17.8637	0.001363	3669126	0.1363	36.69126
-0.01610	18.8864	0.062	0	-36260	-49030	85278	0	-11.7781	0.001445	3680631	0.1445	36.80631
-0.01710	18.8272	0.0655	0	-35831	-49848	85668	0	-10.61	0.001531	3688921	0.1531	36.88921
-0.01820	18.7767	0.0692	0	-35348	-50638	85978	0	-8.877	0.001618	3694001	0.1618	36.94001
-0.01920	18.734	0.073	0	-34818	-51397	86207	0	-7.9914	0.001708	3695966	0.1708	36.95966
-0.01160	23.5532	0.0856	0	-13680	-18631	32309	0	-1.9952	0.001801	471422	0.1801	4.71422
-0.01220	23.5676	0.0902	0	-13459	-18981	32434	0	-6.2422	0.001896	474084	0.1896	4.74084
-0.01280	23.5815	0.0948	0	-13245	-19311	32546	0	-10.3156	0.001993	476486	0.1993	4.76486
-0.01340	23.595	0.0996	0	-13037	-19626	32647	0	-16.5035	0.002093	478689	0.2093	4.78689
-0.01400	23.6079	0.1045	0	-12835	-19925	32735	0	-25.7852	0.002195	480699	0.2195	4.80699
-0.01470	23.6204	0.1095	0	-12639	-20212	32812	0	-39.5831	0.002299	482578	0.2299	4.82578
-0.01530	23.6334	0.1146	0	-12447	-20429	32877	0	1.737	0.002407	482889	0.2407	4.82889
-0.01600	23.645	0.1199	0	-12261	-20681	32944	0	2.2398	0.002516	484003	0.2516	4.84003
-0.01670	23.6561	0.1252	0	-12080	-20928	33012	0	3.0279	0.002628	484927	0.2628	4.84927
-0.01740	23.664	0.1307	0	-11906	-21339	33249	0	4.7437	0.002742	486492	0.2742	4.86492
-0.01810	23.6704	0.1363	0	-11734	-21819	33558	0	5.0408	0.002859	488273	0.2859	4.88273
-0.01880	23.677	0.142	0	-11564	-22277	33846	0	5.5197	0.002978	489788	0.2978	4.89788
-0.01960	23.6834	0.1478	0	-11395	-22726	34127	0	5.7881	0.0031	491106	0.31	4.91106

DIAGRAMA MOMENTO CURVATURA DE LA VIGA V-6 30CMX60CM CORTE 6-6

MOMENT CURVATURE (M-f) GRAPH - Kgf, cm, C

Axial Load = 0

Moment Angle = 180

Results For Exact-Integration

fy(Initial) = 5.747E-05

My = 3275161

fmax = 3.039E-03

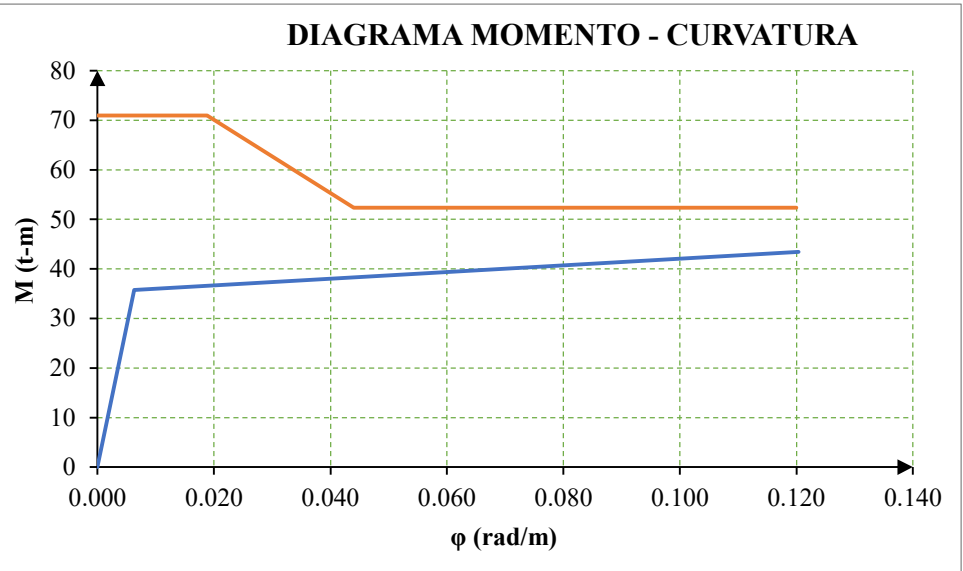
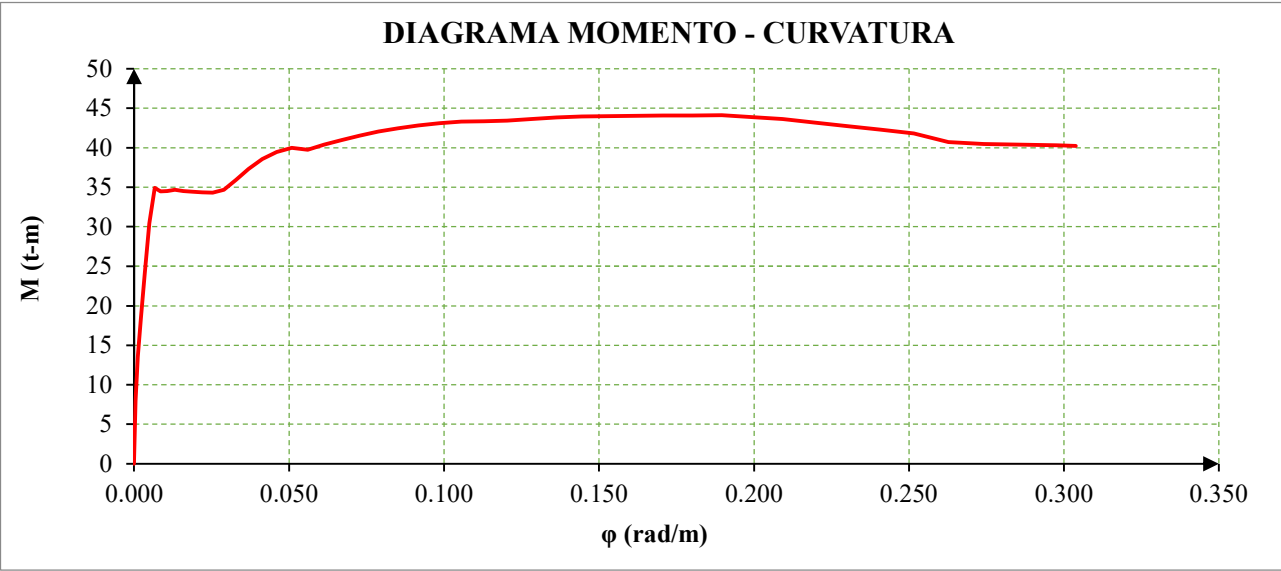
Mmax = 4023663

fconcrete = 4.360E-04

Mconcrete = 3900805

fsteel = N/A

Msteel = N/A



kgf-cm											T-m	
Concrete Str	Neutral Axi	Steel Strain	Tendon Stra	Concrete Cd	Steel Comp	Steel Tensid	Prestress Fd	Net Force	Curvature	Moment	Curvature	Moment
0.00000	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
-0.00014	0.53	1.19E-04	0	-870.0686	-2645	3553.446	0	38.427	4.87E-06	793445	0.0004867	7.93445
-0.00031	4.9078	3.52E-04	0	-5461	-5379	10832	0	-8.4867	1.22E-05	1354409	0.001217	13.54409
-0.00048	8.0125	7.01E-04	0	-13882	-8108	21986	0	-3.927	2.19E-05	1856284	0.00219	18.56284
-0.00069	9.8828	1.15E-03	0	-25429	-11137	36532	0	-33.414	3.41E-05	2417506	0.003407	24.17506
-0.00092	11.0545	1.71E-03	0	-39318	-14589	53878	0	-29.3179	4.87E-05	3043294	0.004867	30.43294
-0.00116	12.3767	2.39E-03	0	-50799	-17683	68475	0	-6.9971	6.57E-05	3491977	0.00657	34.91977
-0.00132	14.5033	3.28E-03	0	-52267	-18728	70992	0	-3.2883	8.52E-05	3448179	0.008516	34.48179
-0.00150	16.0249	4.29E-03	0	-53683	-19771	73431	0	-24.0729	1.07E-04	3451424	0.01071	34.51424
-0.00168	17.1977	5.41E-03	0	-54634	-20696	75329	0	-1.9939	1.31E-04	3467546	0.01314	34.67546
-0.00186	18.2434	6.68E-03	0	-54261	-21082	75329	0	-14.543	1.58E-04	3452822	0.01582	34.52822
-0.00205	19.0629	8.07E-03	0	-53922	-21419	75329	0	-12.1517	1.87E-04	3443737	0.01874	34.43737
-0.00225	19.7057	9.57E-03	0	-53563	-21776	75329	0	-9.9124	2.19E-04	3437291	0.0219	34.37291
-0.00248	20.2164	1.12E-02	0	-53165	-22170	75329	0	-6.7116	2.53E-04	3432185	0.02531	34.32185
-0.00273	20.5694	1.29E-02	0	-53172	-23002	76173	0	-1.1311	2.90E-04	3467890	0.02896	34.6789
-0.00305	20.7228	1.47E-02	0	-54022	-24928	78948	0	-1.5994	3.29E-04	3593876	0.03285	35.93876
-0.00340	20.8172	1.66E-02	0	-54757	-27257	81997	0	-17.0379	3.70E-04	3731015	0.03699	37.31015
-0.00376	20.9012	1.86E-02	0	-55132	-29681	84863	0	50.0288	0.0004137	3857736	0.04137	38.57736
-0.00425	20.7534	2.06E-02	0	-52844	-34572	87412	0	-3.7589	0.0004599	3946834	0.04599	39.46834
-0.00490	20.3742	2.26E-02	0	-47430	-42207	89651	0	13.426	0.0005086	3996600	0.05086	39.966
-0.00620	18.9174	2.40E-02	0	-43454	-47690	91112	0	-32.5913	0.0005597	3975076	0.05597	39.75076
-0.00709	18.4379	2.60E-02	0	-45255	-47690	92969	0	24.6199	0.0006132	4035967	0.06132	40.35967
-0.00803	18.0003	2.81E-02	0	-47046	-47690	94715	0	-21.3831	0.0006692	4096476	0.06692	40.96476
-0.00906	17.5534	3.02E-02	0	-48756	-47690	96420	0	-25.4875	0.0007276	4151563	0.07276	41.51563
-0.01020	17.0841	3.24E-02	0	-50425	-47690	98071	0	-44.208	0.0007884	4201412	0.07884	42.01412
-0.01140	16.6121	3.46E-02	0	-51925	-47690	99566	0	-49.2778	0.0008516	4243919	0.08516	42.43919
-0.01270	16.1283	0.0368	0	-53271	-47690	100915	0	-46.1481	0.0009173	4279199	0.09173	42.79199
-0.01420	15.623	0.039	0	-54473	-47690	102123	0	-39.8213	0.0009855	4307041	0.09855	43.07041

INCORPORACIÓN DEL CORTANTE EN EL DIAGRAMA M-φ

L=3.50m

φ (rad/m)	M (t-m)
0	70.93
0.018800	70.93
0.044000	52.33
0.12	52.33

CONSTRUCCION DE LA BILINEAL

	rad/cm	rad/m
M'y	3275161	32.75161
φ'y	0.000057	0.005747
Maci(ec=0.003)	3574799.3	35.747993
φy		0.006273

φ (rad/m)	M (t-m)
0	0
0.006273	35.747993
0.1204	43.41958

DIAGRAMA MOMENTO CURVATURA DE LA VIGA V-6 30CMX60CM CORTE 6-6

MOMENT CURVATURE (M-f) GRAPH - Kgf, cm, C

Axial Load = 0

Moment Angle = 180

Results For Exact-Integration

fy(Initial) = 5.747E-05

My = 3275161

fmax = 3.039E-03

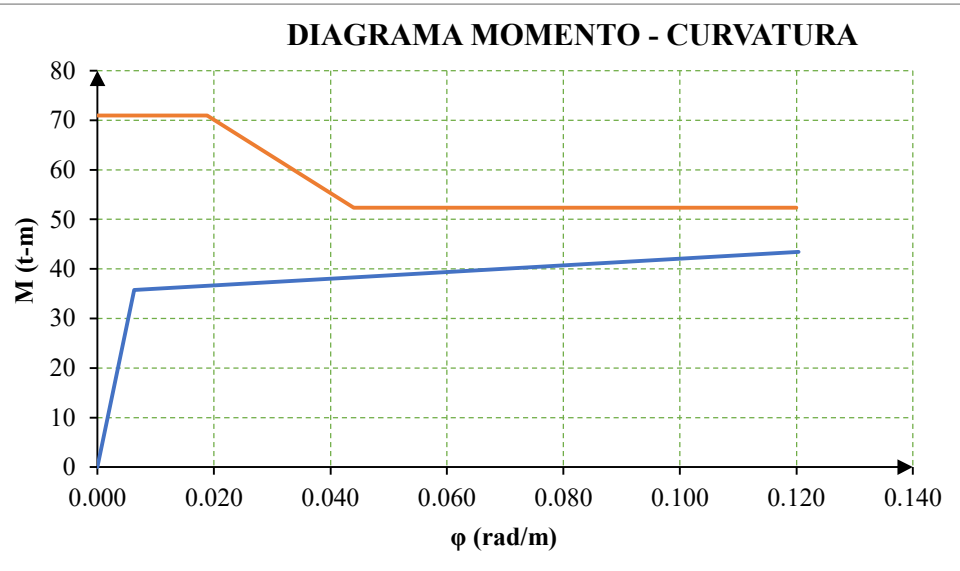
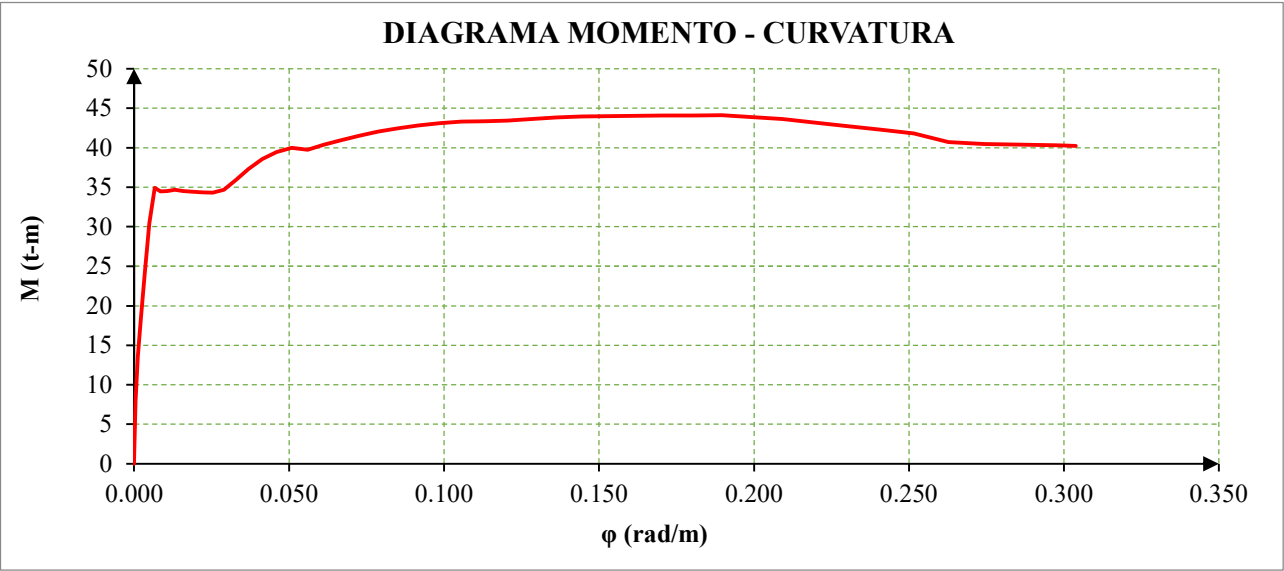
Mmax = 4023663

fconcrete = 4.360E-04

Mconcrete = 3900805

fsteel = N/A

Msteel = N/A



kgf-cm											T-m	
Concrete St	Neutral Axi	Steel Strain	Tendon Stra	Concrete Cd	Steel Comp	Steel Tensid	Prestress Fd	Net Force	Curvature	Moment	Curvature	Moment
-0.01580	15.0846	0.0413	0	-55529	-47690	103183	0	-35.6046	0.001056	4326899	0.1056	43.26899
-0.01750	14.4956	0.0435	0	-56437	-47690	104098	0	-29.4646	0.001129	4337841	0.1129	43.37841
-0.01940	13.8828	0.0456	0	-57027	-47870	104887	0	-9.6085	0.001204	4341958	0.1204	43.41958
-0.02110	13.5072	0.0481	0	-56560	-49209	105743	0	-25.4498	0.001282	4361607	0.1282	43.61607
-0.02290	13.1967	0.0507	0	-55669	-50891	106542	0	-17.6838	0.001363	4381951	0.1363	43.81951
-0.02480	12.8342	0.0532	0	-54631	-52611	107216	0	-26.6823	0.001445	4395427	0.1445	43.95427
-0.02690	12.4042	0.0557	0	-53391	-54394	107759	0	-26.0436	0.001531	4400789	0.1531	44.00789
-0.02920	11.97	0.0582	0	-52122	-56108	108223	0	-5.6471	0.001618	4403753	0.1618	44.03753
-0.03150	11.552	0.0607	0	-50915	-57716	108621	0	-10.9733	0.001708	4407013	0.1708	44.07013
-0.03400	11.1307	0.0633	0	-49701	-59251	108948	0	-4.3996	0.001801	4408293	0.1801	44.08293
-0.03650	10.7435	0.0659	0	-48575	-60657	109229	0	-3.4314	0.001896	4410259	0.1896	44.10259
-0.03990	9.9989	0.0678	0	-46840	-62404	109256	0	12.4079	0.001993	4386347	0.1993	43.86347
-0.04340	9.244	0.0696	0	-45212	-64000	109223	0	10.7367	0.002093	4362701	0.2093	43.62701
-0.04810	8.1051	0.0705	0	-43107	-65776	108899	0	16.1381	0.002195	4317557	0.2195	43.17557
-0.05300	6.9451	0.0712	0	-41146	-67303	108457	0	8.0086	0.002299	4273286	0.2299	42.73286
-0.05820	5.7959	0.0717	0	-39315	-68569	107890	0	5.79E+00	0.002407	4230210	0.2407	42.3021
-0.06450	4.3591	0.0714	0	-37604	-69720	107340	0	15.9832	0.002516	4179260	0.2516	41.7926
-0.07550	1.289	0.0665	0	-36002	-70993	107008	0	13.2413	0.002628	4072775	0.2628	40.72775
-0.08040	0.6697	0.0677	0	-34522	-71280	105777	0	-24.7032	0.002742	4046587	0.2742	40.46587
-0.08420	0.5425	0.0702	0	-33121	-71415	104509	0	-26.8726	0.002859	4037551	0.2859	40.37551
-0.08810	0.435	0.0728	0	-31804	-71498	103305	0	2.4509	0.002978	4028371	0.2978	40.28371
-0.09000	0.3882	0.0741	0	-31172	-71522	102733	0	39.3921	0.003039	4023663	0.3039	40.23663

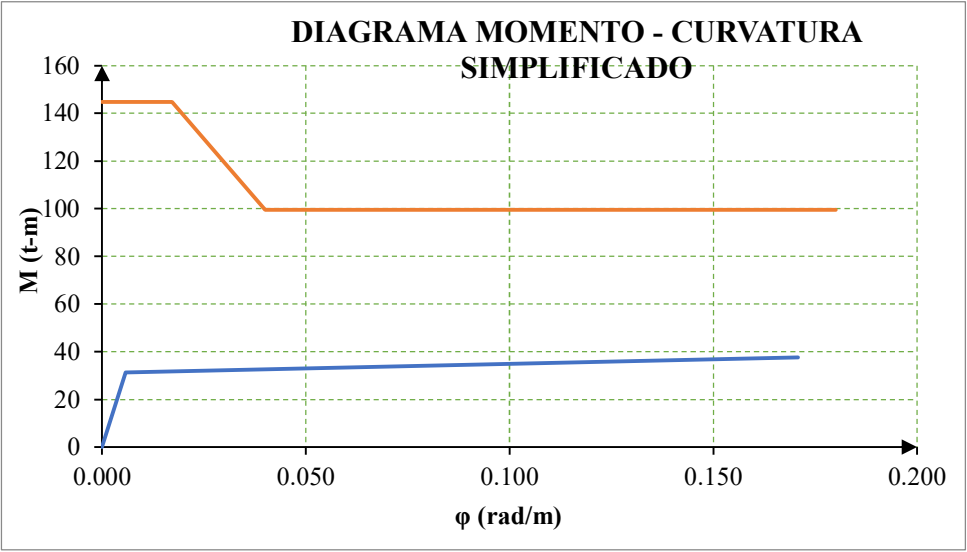
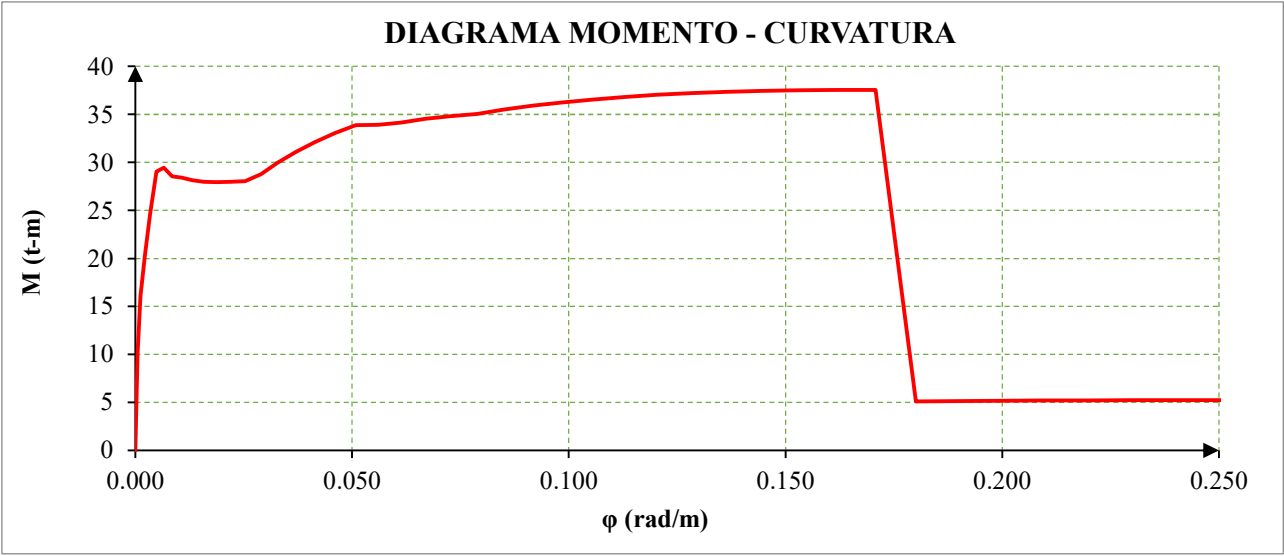
DIAGRAMA MOMENTO CURVATURA DE LA VIGA V-6 40CMX60CM CORTE 2-2

MOMENT CURVATURE (M-f) GRAPH - Kgf, cm, C

Axial Load = 0
 Moment Angle = 0

Results For Exact-Integration

fy(Initial) = 5.344E-05
 My = 2915640
 fmax = 3.100E-03
 Mmax = 533002
 fconcrete = 5.023E-04
 Mconcrete = 3377352
 fsteel = 1.710E-03
 Msteel = 3690357



kgf-cm											T-m	
Concrete Str	Neutral Axi	Steel Strain	Tendon Stra	Concrete Cd	Steel Comp	Steel Tensid	Prestress Fd	Net Force	Curvature	Moment	Curvature	Moment
0.00000	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
-0.00014	1.1501	1.22E-04	0	-727.893	-3581	2863.8652	0	-1445	4.87E-06	1012333	0.0004867	10.12333
-0.00029	6.1351	3.67E-04	0	-2061	-6845	8883.3858	0	-23.0594	1.22E-05	1608455	0.001217	16.08455
-0.00044	9.8113	7.41E-04	0	-8765	-9525	18279	0	-10.8699	2.19E-05	2033832	0.00219	20.33832
-0.00061	12.1971	1.23E-03	0	-18756	-11994	30746	0	-3.7613	3.41E-05	2460308	0.003407	24.60308
-0.00079	13.835	1.84E-03	0	-31293	-14366	45611	0	-47.6626	4.87E-05	2904277	0.004867	29.04277
-0.00093	15.8647	2.62E-03	0	-38430	-14762	53177	0	-14.7567	6.57E-05	2944793	0.00657	29.44793
-0.00105	17.6193	3.55E-03	0	-41662	-13945	55568	0	-39.1849	8.52E-05	2852618	0.008516	28.52618
-0.00120	18.8121	4.58E-03	0	-45037	-13095	58105	0	-27.3366	1.07E-04	2839761	0.01071	28.39761
-0.00134	19.8057	5.76E-03	0	-47041	-12762	59755	0	-48.3556	1.31E-04	2814280	0.01314	28.1428
-0.00149	20.5605	7.05E-03	0	-48803	-12598	61387	0	-13.5128	1.58E-04	2798126	0.01582	27.98126
-0.00166	21.1254	8.46E-03	0	-50678	-12472	63140	0	-9.9137	1.87E-04	2794293	0.01874	27.94293
-0.00185	21.5516	9.98E-03	0	-52590	-12417	64999	0	-6.6934	2.19E-04	2796997	0.0219	27.96997
-0.00206	21.8687	1.16E-02	0	-54476	-12489	66960	0	-5.2826	2.53E-04	2804321	0.02531	28.04321
-0.00231	22.0284	1.33E-02	0	-56912	-13220	70129	0	-2.9101	2.90E-04	2878993	0.02896	28.78993
-0.00260	22.0829	1.51E-02	0	-59488	-14583	74067	0	-3.9462	3.29E-04	2997871	0.03285	29.97871
-0.00292	22.1041	1.71E-02	0	-61622	-16237	77856	0	-2.9528	3.70E-04	3108891	0.03699	31.08891
-0.00327	22.1036	1.91E-02	0	-63339	-18165	81502	0	-2.4957	0.0004137	3212004	0.04137	32.12004
-0.00364	22.0893	2.12E-02	0	-64659	-20347	85014	0	7.3732	0.0004599	3307144	0.04599	33.07144
-0.00405	22.0301	2.34E-02	0	-64938	-23197	88098	0	-36.3354	0.0005086	3387656	0.05086	33.87656
-0.00468	21.6444	2.55E-02	0	-58428	-30526	88952	0	-1.3998	0.0005597	3389567	0.05597	33.89567
-0.00529	21.366	2.78E-02	0	-52959	-37308	90280	0	12.4491	0.0006132	3414656	0.06132	34.14656
-0.00592	21.1537	3.02E-02	0	-48349	-43506	91810	0	-45.3602	0.0006692	3453023	0.06692	34.53023
-0.00665	20.8559	3.26E-02	0	-44551	-47690	92210	0	-31.0035	0.0007276	3479806	0.07276	34.79806
-0.00746	20.543	3.51E-02	0	-44238	-47690	91974	0	45.3933	0.0007884	3507011	0.07884	35.07011
-0.00818	20.3902	3.78E-02	0	-45235	-47690	92867	0	-58.2048	0.0008516	3553028	0.08516	35.53028
-0.00894	20.2585	0.0406	0	-45994	-47690	93683	0	-1.4574	0.0009173	3591311	0.09173	35.91311
-0.00972	20.1347	0.0435	0	-46628	-47690	94306	0	-12.4289	0.0009855	3626227	0.09855	36.26227

INCORPORACIÓN DEL CORTANTE EN EL DIAGRAMA M-φ

L=6.05m

φ (rad/m)	M (t-m)
0	144.8
0.017200	144.8
0.040000	99.46
0.18	99.46

CONSTRUCCION DE LA BILINEAL

	rad/cm	rad/m
M'y	2915640	29.1564
φ'y	0.000053	0.005344
Maci(ec=0.003)	3132732.2	31.327322
φy		0.005742

φ (rad/m)	M (t-m)
0	0
0.005742	31.327322
0.1708	37.56022

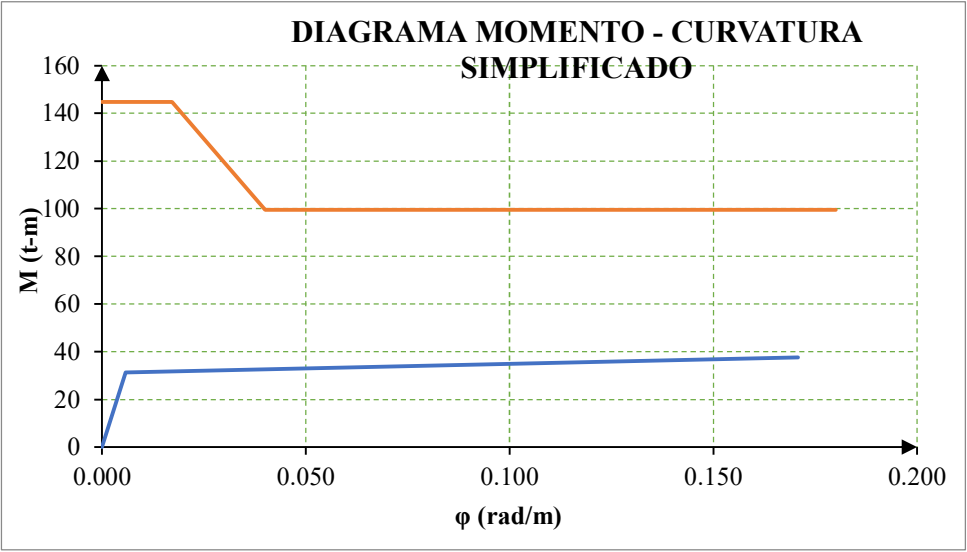
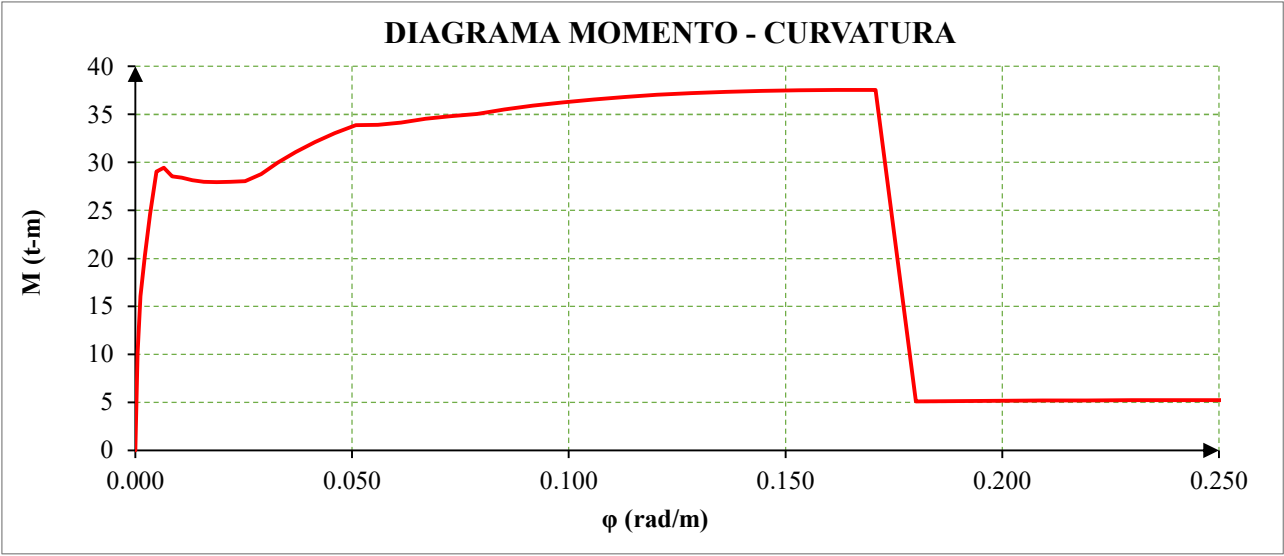
DIAGRAMA MOMENTO CURVATURA DE LA VIGA V-6 40CMX60CM CORTE 2-2

MOMENT CURVATURE (M-f) GRAPH - Kgf, cm, C

Axial Load = 0
 Moment Angle = 0

Results For Exact-Integration

fy(Initial) = 5.344E-05
 My = 2915640
 fmax = 3.100E-03
 Mmax = 533002
 fconcrete = 5.023E-04
 Mconcrete = 3377352
 fsteel = 1.710E-03
 Msteel = 3690357



kgf-cm											T-m	
Concrete St	Neutral Axi	Steel Strain	Tendon Stra	Concrete Cd	Steel Comp	Steel Tensid	Prestress Fd	Net Force	Curvature	Moment	Curvature	Moment
-0.01050	20.0223	0.0465	0	-47112	-47690	94793	0	-8.4096	0.001056	3656404	0.1056	36.56404
-0.01140	19.92	0.0496	0	-47460	-47690	95150	0	-0.6273	0.001129	3682209	0.1129	36.82209
-0.01230	19.8268	0.0528	0	-47684	-47690	95383	0	9.4883	0.001204	3703823	0.1204	37.03823
-0.01320	19.742	0.0561	0	-47793	-47690	95503	0	19.3705	0.001282	3721533	0.1282	37.21533
-0.01410	19.6648	0.0595	0	-47797	-47690	95515	0	27.4827	0.001363	3735460	0.1363	37.3546
-0.01500	19.5946	0.063	0	-47702	-47690	95429	0	37.215	0.001445	3745689	0.1445	37.45689
-0.01600	19.5309	0.0666	0	-47516	-47690	95251	0	44.9617	0.001531	3752456	0.1531	37.52456
-0.01700	19.473	0.0703	0	-47246	-47690	94989	0	53.2049	0.001618	3755873	0.1618	37.55873
-0.01810	19.4206	0.0742	0	-46897	-47690	94648	0	61.0381	0.001708	3756022	0.1708	37.56022
-0.01170	23.5189	0.0856	0	-19262	-20060	39350	0	27.5306	0.001801	511051	0.1801	5.11051
-0.01230	23.534	0.0901	0	-19028	-20455	39476	0	-7.3819	0.001896	514424	0.1896	5.14424
-0.01290	23.5491	0.0948	0	-18795	-20805	39589	0	-11.9444	0.001993	516813	0.1993	5.16813
-0.01350	23.5637	0.0995	0	-18568	-21143	39689	0	-21.1128	0.002093	519060	0.2093	5.1906
-0.01410	23.5776	0.1044	0	-18344	-21467	39778	0	-33.7222	0.002195	521125	0.2195	5.21125
-0.01470	23.5909	0.1094	0	-18124	-21783	39855	0	-51.8003	0.002299	523076	0.2299	5.23076
-0.01540	23.6038	0.1146	0	-17907	-22080	39921	0	-66.0283	0.002407	524687	0.2407	5.24687
-0.01610	23.6173	0.1198	0	-17689	-22297	39989	0	2.672	0.002516	524147	0.2516	5.24147
-0.01670	23.6289	0.1252	0	-17479	-22584	40066	0	2.6581	0.002628	525103	0.2628	5.25103
-0.01740	23.6369	0.1306	0	-17280	-23056	40341	0	4.6372	0.002742	526807	0.2742	5.26807
-0.01820	23.6425	0.1362	0	-17090	-23669	40764	0	5.438	0.002859	529105	0.2859	5.29105
-0.01890	23.6482	0.1419	0	-16899	-24263	41167	0	5.7164	0.002978	531150	0.2978	5.3115
-0.01970	23.6538	0.1477	0	-16706	-24851	41563	0	5.6754	0.0031	533002	0.31	5.33002

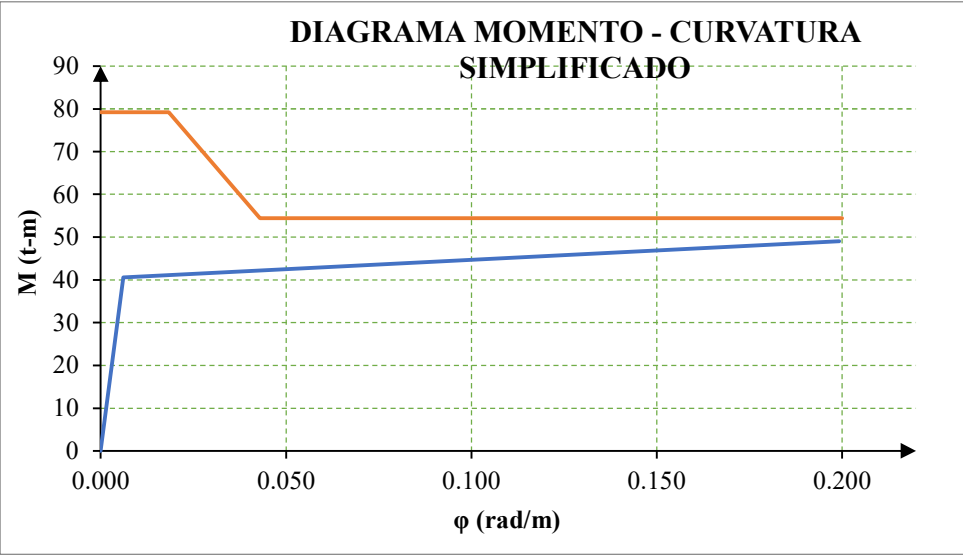
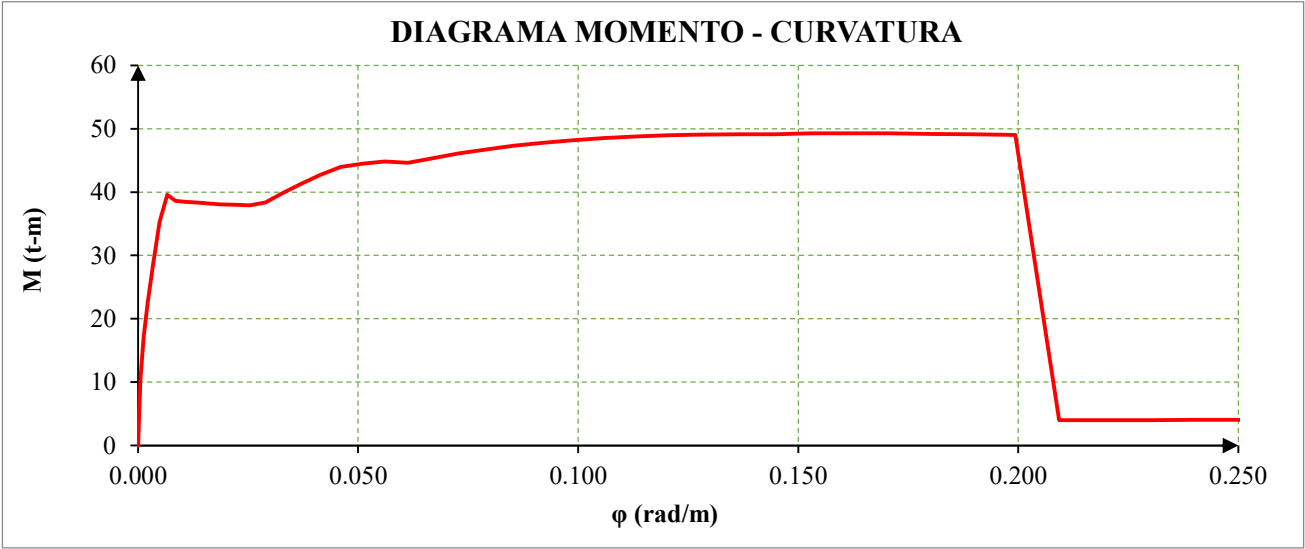
DIAGRAMA MOMENTO CURVATURA DE LA VIGA V-6 40CMX60CM CORTE 2-2

MOMENT CURVATURE (M-f) GRAPH - Kgf, cm, C

Axial Load = 0
 Moment Angle = 180

Results For Exact-Integration

fy(Initial) = 5.625E-05
 My = 3721566
 fmax = 3.100E-03
 Mmax = 17785
 fconcrete = 4.679E-04
 Mconcrete = 4405858
 fsteel = 1.995E-03
 Msteel = 4819508



kgf-cm											T-m	
Concrete St	Neutral Axi	Steel Strain	Tendon Stra	Concrete Cd	Steel Comp	Steel Tensid	Prestress Fd	Net Force	Curvature	Moment	Curvature	Moment
0.00000	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
-0.00014	0.5136	1.19E-04	0	-1215	-2647	3875.4053	0	13.8061	4.87E-06	1021467	0.0004867	10.21467
-0.00030	5.1023	3.54E-04	0	-6613	-5324	11922	0	-15.3751	1.22E-05	1698865	0.001217	16.98865
-0.00047	8.4281	7.10E-04	0	-16484	-7897	24374	0	-7.2752	2.19E-05	2259667	0.00219	22.59667
-0.00066	10.4958	1.18E-03	0	-30140	-10653	40734	0	-58.2631	3.41E-05	2866429	0.003407	28.66429
-0.00088	11.8406	1.74E-03	0	-46673	-13703	60325	0	-51.0596	4.87E-05	3531694	0.004867	35.31694
-0.00110	13.3213	2.45E-03	0	-59918	-16246	76142	0	-21.3174	6.57E-05	3958044	0.00657	39.58044
-0.00124	15.4186	3.36E-03	0	-61590	-16923	78447	0	-66.2584	8.52E-05	3864978	0.008516	38.64978
-0.00140	16.9017	4.38E-03	0	-63386	-17598	80939	0	-44.7846	1.07E-04	3847985	0.01071	38.47985
-0.00157	18.0726	5.53E-03	0	-64342	-18035	82374	0	-2.5078	1.31E-04	3841394	0.01314	38.41394
-0.00173	19.059	6.81E-03	0	-64299	-18096	82374	0	-20.9994	1.58E-04	3819748	0.01582	38.19748
-0.00191	19.8322	8.21E-03	0	-64308	-18082	82374	0	-16.6463	1.87E-04	3806742	0.01874	38.06742
-0.00209	20.4411	9.73E-03	0	-64341	-18047	82374	0	-14.4167	2.19E-04	3798476	0.0219	37.98476
-0.00230	20.9193	1.14E-02	0	-64333	-18052	82374	0	-11.5128	2.53E-04	3792147	0.02531	37.92147
-0.00254	21.2324	1.31E-02	0	-64951	-18557	83505	0	-3.1099	2.90E-04	3840826	0.02896	38.40826
-0.00284	21.365	1.49E-02	0	-66524	-20043	86563	0	-3.6022	3.29E-04	3978933	0.03285	39.78933
-0.00317	21.436	1.68E-02	0	-67967	-21959	89925	0	-0.8387	3.70E-04	4128838	0.03699	41.28838
-0.00352	21.4868	1.88E-02	0	-69001	-24072	93080	0	6.8315	0.0004137	4268698	0.04137	42.68698
-0.00390	21.5263	2.09E-02	0	-69648	-26341	96024	0	34.4253	0.0004599	4398087	0.04599	43.98087
-0.00453	21.0992	2.29E-02	0	-64369	-34158	98478	0	-48.4797	0.0005086	4445566	0.05086	44.45566
-0.00522	20.6767	2.50E-02	0	-58202	-42549	100743	0	-8.8378	0.0005597	4486700	0.05597	44.867
-0.00653	19.3566	2.66E-02	0	-54637	-47690	102291	0	-35.758	0.0006132	4461888	0.06132	44.61888
-0.00732	19.0614	2.88E-02	0	-56724	-47690	104411	0	-3.6954	0.0006692	4537292	0.06692	45.37292
-0.00819	18.747	3.11E-02	0	-58814	-47690	106502	0	-2.2031	0.0007276	4608388	0.07276	46.08388
-0.00912	18.4337	3.35E-02	0	-60732	-47690	108420	0	-2.0557	0.0007884	4672031	0.07884	46.72031
-0.01010	18.1122	3.59E-02	0	-62533	-47690	110159	0	-64.0844	0.0008516	4728939	0.08516	47.28939
-0.01120	17.8022	0.0383	0	-64063	-47690	111751	0	-2.0577	0.0009173	4776894	0.09173	47.76894
-0.01230	17.4704	0.0409	0	-65539	-47690	113172	0	-57.1699	0.0009855	4818982	0.09855	48.18982

INCORPORACIÓN DEL CORTANTE EN EL DIAGRAMA M-φ

L=6.05m

φ (rad/m)	M (t-m)
0	79.2
0.018400	79.2
0.043000	54.4
0.2	54.4

CONSTRUCCION DE LA BILINEAL

	rad/cm	rad/m
M'y	3721566	37.21566
φ'y	0.000056	0.005625
Maci(ec=0.003)	4052977.0	40.52977
φy		0.006126

φ (rad/m)	M (t-m)
0	0
0.006126	40.52977
0.1993	49.01172

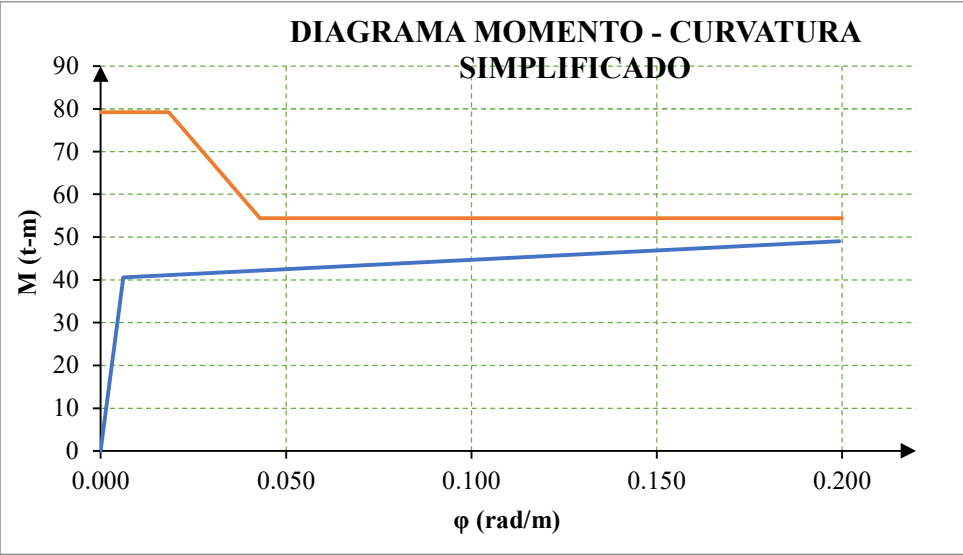
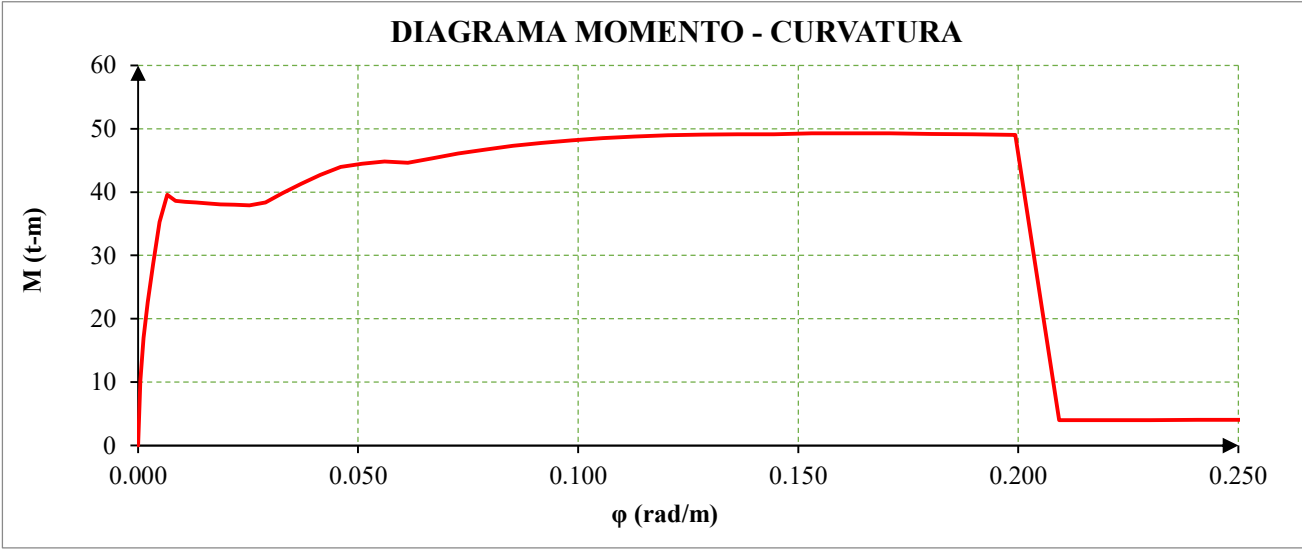
DIAGRAMA MOMENTO CURVATURA DE LA VIGA V-6 40CMX60CM CORTE 2-2

MOMENT CURVATURE (M-f) GRAPH - Kgf, cm, C

Axial Load = 0
 Moment Angle = 180

Results For Exact-Integration

fy(Initial) = 5.625E-05
 My = 3721566
 fmax = 3.100E-03
 Mmax = 17785
 fconcrete = 4.679E-04
 Mconcrete = 4405858
 fsteel = 1.995E-03
 Msteel = 4819508



kgf-cm											T-m	
Concrete St	Neutral Axi	Steel Strain	Tendon Stra	Concrete Cd	Steel Comp	Steel Tensid	Prestress Fd	Net Force	Curvature	Moment	Curvature	Moment
-0.01360	17.1331	0.0434	0	-66822	-47690	114451	0	-61.6231	0.001056	4853205	0.1056	48.53205
-0.01490	16.7798	0.046	0	-67953	-47690	115583	0	-60.063	0.001129	4879848	0.1129	48.79848
-0.01640	16.4014	0.0487	0	-68944	-47690	116576	0	-58.2231	0.001204	4898827	0.1204	48.98827
-0.01800	15.9871	0.0513	0	-69795	-47690	117432	0	-52.6495	0.001282	4909578	0.1282	49.09578
-0.01970	15.5215	0.0539	0	-70494	-47690	118150	0	-34.5158	0.001363	4910943	0.1363	49.10943
-0.02150	15.1178	0.0565	0	-70493	-48334	118807	0	-21.027	0.001445	4913516	0.1445	49.13516
-0.02320	14.8684	0.0595	0	-69556	-49913	119448	0	-21.8228	0.001531	4925433	0.1531	49.25433
-0.02500	14.5765	0.0624	0	-68466	-51546	119972	0	-40.7262	0.001618	4930678	0.1618	49.30678
-0.02690	14.2243	0.0653	0	-67176	-53256	120379	0	-52.822	0.001708	4927770	0.1708	49.2777
-0.02910	13.8235	0.0681	0	-65716	-54986	120686	0	-16.718	0.001801	4917753	0.1801	49.17753
-0.03140	13.4559	0.071	0	-64357	-56589	120936	0	-10.2759	0.001896	4909877	0.1896	49.09877
-0.03370	13.0912	0.0739	0	-63016	-58118	121117	0	-17.1883	0.001993	4901172	0.1993	49.01172
-0.01250	24.0288	0.1005	0	-17279	0	17275	0	-3.9965	0.002093	401737	0.2093	4.01737
-0.01310	24.025	0.1054	0	-17242	0	17237	0	-4.3857	0.002195	403355	0.2195	4.03355
-0.01370	24.0216	0.1104	0	-17197	0	17188	0	-9.2971	0.002299	404845	0.2299	4.04845
-0.01440	24.0185	0.1156	0	-17147	0	17129	0	-17.7754	0.002407	406180	0.2407	4.0618
-0.01510	24.0156	0.1208	0	-17091	0	17060	0	-30.5612	0.002516	407395	0.2516	4.07395
-0.01570	24.013	0.1262	0	-17030	0	16981	0	-48.7936	0.002628	408507	0.2628	4.08507
-0.01640	24.0117	0.1317	0	-16963	0	16966	0	2.1232	0.002742	407745	0.2742	4.07745
-0.01710	24.0099	0.1373	0	-16893	0	16896	0	3.147	0.002859	407967	0.2859	4.07967
-0.01780	24.0083	0.143	0	-16819	0	16824	0	4.8359	0.002978	407965	0.2978	4.07965
-0.01790	24.2143	0.1495	0	-15380	0	15386	0	5.8407	0.0031	17785	0.31	0.17785

DIAGRAMA MOMENTO CURVATURA DE LA VIGA V-7 30CMX60CM CORTE 1-1

MOMENT CURVATURE (M-f) GRAPH - Kgf, cm, C

Axial Load = 0

Moment Angle = 0 AND 180

Results For Exact-Integration

fy(Initial) = 5.681E-05

My = 3390099

fmax = 3.100E-03

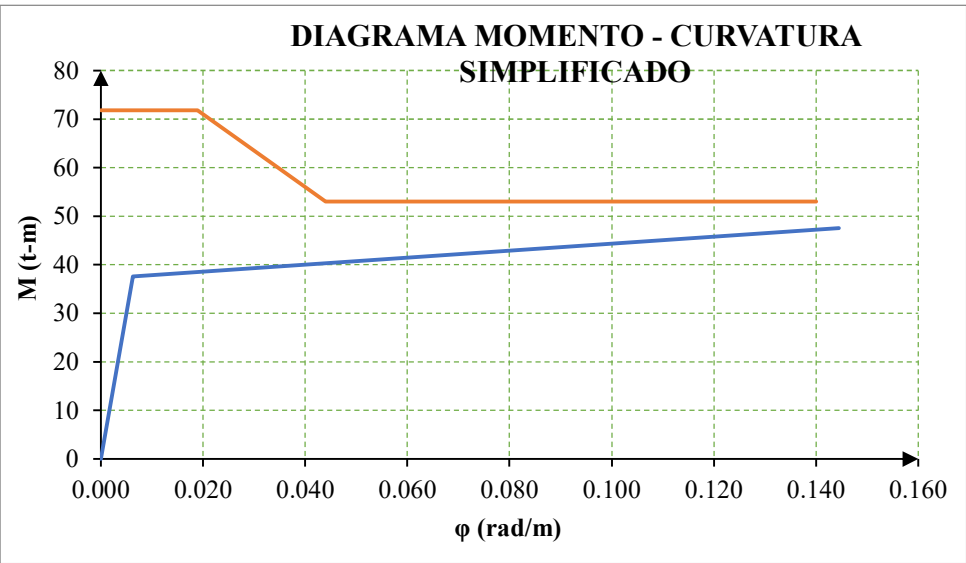
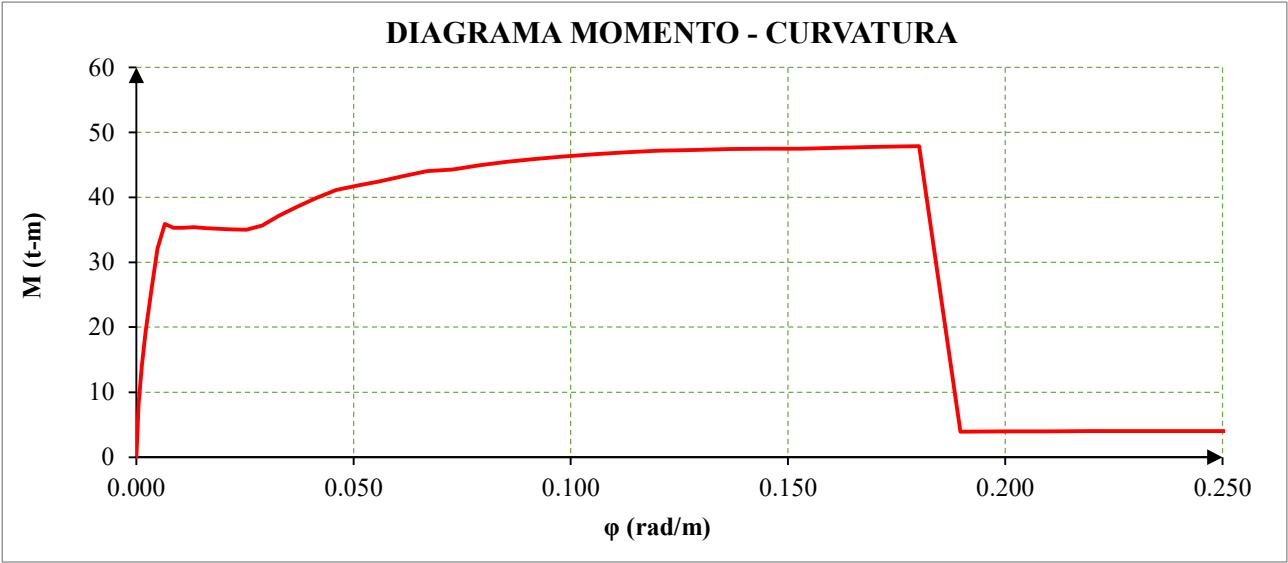
Mmax = 13373

fconcrete = 4.653E-04

Mconcrete = 4121573

fsteel = 1.814E-03

Msteel = 4183377



kgf-cm											T-m	
Concrete Str	Neutral Axl	Steel Strain	Tendon Stra	Concrete Cd	Steel Comp	Steel Tensid	Prestress Fd	Net Force	Curvature	Moment	Curvature	Moment
0.00000	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
-0.00014	0.7898	1.21E-04	0	-261.3651	-3522	3782.3314	0	-1.269	4.87E-06	817554	0.0004867	8.17554
-0.00030	5.2094	3.55E-04	0	-4296	-7129	11416	0	-8.9098	1.22E-05	1403027	0.001217	14.03027
-0.00048	8.3103	7.08E-04	0	-12314	-10714	23025	0	-3.8559	2.19E-05	1936870	0.00219	19.3687
-0.00068	10.1751	1.16E-03	0	-23480	-14686	38133	0	-32.1398	3.41E-05	2539054	0.003407	25.39054
-0.00091	11.3621	1.72E-03	0	-36885	-19178	56035	0	-27.6316	4.87E-05	3209308	0.004867	32.09308
-0.00112	12.9724	2.43E-03	0	-46128	-22591	68705	0	-13.3894	6.57E-05	3587535	0.00657	35.87535
-0.00127	15.0913	3.33E-03	0	-47363	-23658	70984	0	-36.6846	8.52E-05	3531038	0.008516	35.31038
-0.00144	16.5847	4.35E-03	0	-48727	-24755	73456	0	-26.5928	1.07E-04	3533445	0.01071	35.33445
-0.00161	17.7549	5.49E-03	0	-49517	-25587	75058	0	-45.9619	1.31E-04	3542869	0.01314	35.42869
-0.00178	18.7717	6.77E-03	0	-49292	-25784	75058	0	-18.1854	1.58E-04	3526196	0.01582	35.26196
-0.00196	19.5646	8.16E-03	0	-49156	-25912	75058	0	-10.2108	1.87E-04	3516560	0.01874	35.1656
-0.00215	20.1877	9.68E-03	0	-49034	-26032	75058	0	-8.3936	2.19E-04	3510282	0.0219	35.10282
-0.00236	20.6801	1.13E-02	0	-48867	-26197	75058	0	-5.9457	2.53E-04	3505372	0.02531	35.05372
-0.00261	20.9914	1.30E-02	0	-49263	-27164	76426	0	-0.794	2.90E-04	3566597	0.02896	35.66597
-0.00291	21.1302	1.48E-02	0	-50269	-29394	79661	0	-2.1016	3.29E-04	3717316	0.03285	37.17316
-0.00324	21.246	1.67E-02	0	-50903	-31761	82710	0	46.7513	3.70E-04	3857926	0.03699	38.57926
-0.00358	21.3406	1.88E-02	0	-51255	-34301	85559	0	2.9568	0.0004137	3991214	0.04137	39.91214
-0.00394	21.4277	2.09E-02	0	-51321	-36885	88213	0	6.5105	0.0004599	4114050	0.04599	41.1405
-0.00446	21.228	2.30E-02	0	-46572	-43955	90524	0	-3.292	0.0005086	4181697	0.05086	41.81697
-0.00500	21.0725	2.52E-02	0	-41801	-50909	92687	0	-23.6792	0.0005597	4250287	0.05597	42.50287
-0.00553	20.979	2.76E-02	0	-37769	-57080	94853	0	4.4447	0.0006132	4324923	0.06132	43.24923
-0.00606	20.9388	3.01E-02	0	-34349	-62732	97059	0	-21.2997	0.0006692	4405848	0.06692	44.05848
-0.00725	20.0319	3.20E-02	0	-34311	-64219	98515	0	-14.5902	0.0007276	4432559	0.07276	44.32559
-0.00815	19.6647	3.44E-02	0	-35957	-64219	100172	0	-4.1314	0.0007884	4491702	0.07884	44.91702
-0.00911	19.3081	3.69E-02	0	-37456	-64219	101674	0	-1.4515	0.0008516	4544258	0.08516	45.44258
-0.01010	18.9516	0.0394	0	-38855	-64219	103033	0	-41.1462	0.0009173	4591360	0.09173	45.9136
-0.01120	18.607	0.042	0	-40083	-64219	104254	0	-48.2333	0.0009855	4631632	0.09855	46.31632

INCORPORACIÓN DEL CORTANTE EN EL DIAGRAMA M-φ

L=3.35m

φ (rad/m)	M (t-m)
0	71.81
0.018900	71.81
0.044000	52.98
0.14	52.98

CONSTRUCCION DE LA BILINEAL

	rad/cm	rad/m
M'y	3390099	33.90099
φ'y	0.000057	0.005681
Maci(ec=0.003)	3754638.4	37.546384
φy		0.006292

φ (rad/m)	M (t-m)
0	0
0.006292	37.546384
0.1445	47.50705

DIAGRAMA MOMENTO CURVATURA DE LA VIGA V-7 30CMX60CM CORTE 1-1

MOMENT CURVATURE (M-f) GRAPH - Kgf, cm, C

Axial Load = 0

Moment Angle = 0 AND 180

Results For Exact-Integration

fy(Initial) = 5.681E-05

My = 3390099

fmax = 3.100E-03

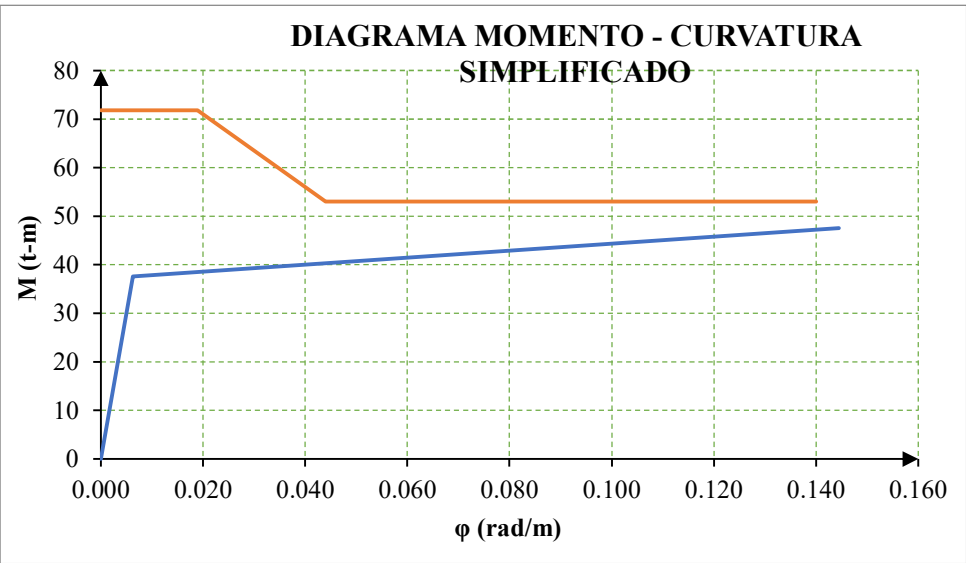
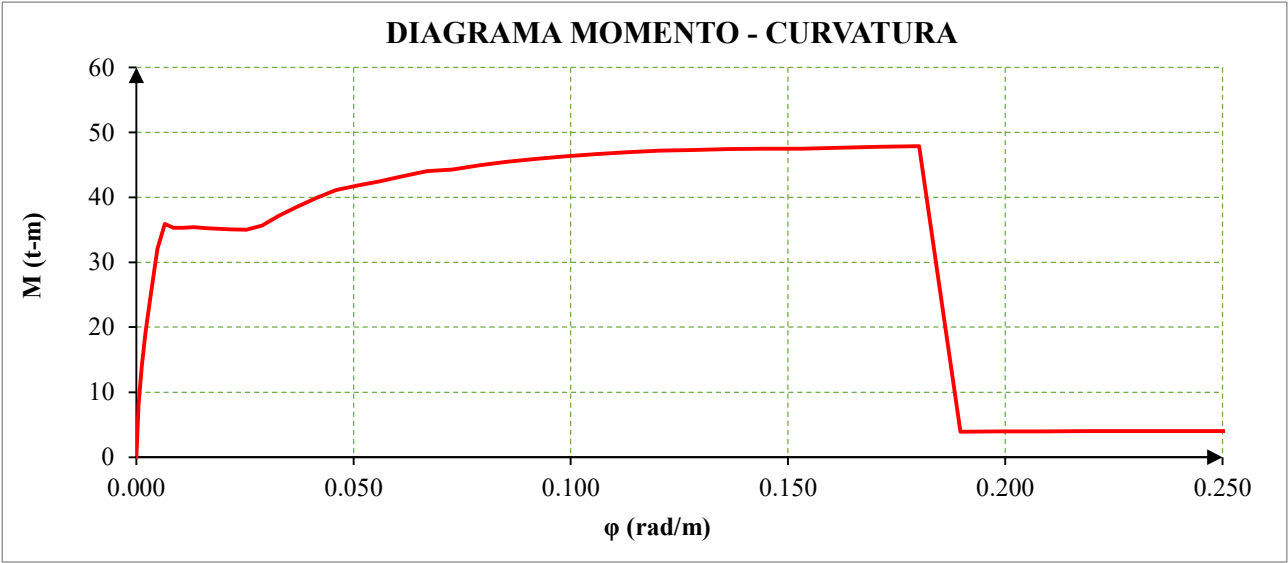
Mmax = 13373

fconcrete = 4.653E-04

Mconcrete = 4121573

fsteel = 1.814E-03

Msteel = 4183377



kgf-cm											T-m	
Concrete St	Neutral Axi	Steel Strain	Tendon Stra	Concrete Cd	Steel Comp	Steel Tensid	Prestress Fd	Net Force	Curvature	Moment	Curvature	Moment
-0.01240	18.2654	0.0446	0	-41176	-64219	105347	0	-47.4069	0.001056	4665956	0.1056	46.65956
-0.01360	17.9232	0.0473	0	-42140	-64219	106317	0	-42.7092	0.001129	4694413	0.1129	46.94413
-0.01500	17.5748	0.0501	0	-42986	-64219	107164	0	-41.2715	0.001204	4717107	0.1204	47.17107
-0.01640	17.2147	0.0529	0	-43717	-64219	107897	0	-39.3773	0.001282	4734138	0.1282	47.34138
-0.01790	16.8348	0.0556	0	-44338	-64219	108520	0	-37.5944	0.001363	4745423	0.1363	47.45423
-0.01960	16.424	0.0584	0	-44852	-64219	109036	0	-35.3663	0.001445	4750705	0.1445	47.50705
-0.02130	16.0573	0.0613	0	-44989	-64449	109482	0	44.535	0.001531	4752616	0.1531	47.52616
-0.02280	15.9073	0.0646	0	-44325	-65577	109920	0	19.0194	0.001618	4764998	0.1618	47.64998
-0.02410	15.8763	0.0681	0	-43274	-67035	110302	0	-7.0876	0.001708	4779392	0.1708	47.79392
-0.02550	15.8525	0.0718	0	-42168	-68445	110587	0	-25.6761	0.001801	4789591	0.1801	47.89591
-0.01140	23.9626	0.0909	0	-13418	-2210	15672	0	43.6882	0.001896	391890	0.1896	3.9189
-0.01200	23.9538	0.0956	0	-12906	-2870	15779	0	2.9542	0.001993	394185	0.1993	3.94185
-0.01270	23.9525	0.1003	0	-12794	-3097	15875	0	-15.5371	0.002093	396518	0.2093	3.96518
-0.01330	23.9517	0.1052	0	-12683	-3307	15960	0	-30.4059	0.002195	398523	0.2195	3.98523
-0.01390	23.9518	0.1103	0	-12577	-3455	16033	0	1.4056	0.002299	399167	0.2299	3.99167
-0.01460	23.9517	0.1154	0	-12469	-3623	16095	0	2.3617	0.002407	400319	0.2407	4.00319
-0.01520	23.9518	0.1206	0	-12362	-3780	16146	0	4.0564	0.002516	401223	0.2516	4.01223
-0.01590	23.9521	0.126	0	-12256	-3925	16188	0	6.5925	0.002628	401881	0.2628	4.01881
-0.01660	23.9526	0.1315	0	-12151	-4058	16219	0	10.2465	0.002742	402296	0.2742	4.02296
-0.01730	23.9531	0.1371	0	-12047	-4179	16241	0	1.53E+01	0.002859	402466	0.2859	4.02466
-0.01800	23.9538	0.1428	0	-11944	-4288	16254	0	22.2232	0.002978	402383	0.2978	4.02383
-0.01820	24.1234	0.1492	0	-11952	0	11933	0	-19.071	0.0031	13373	0.31	0.13373

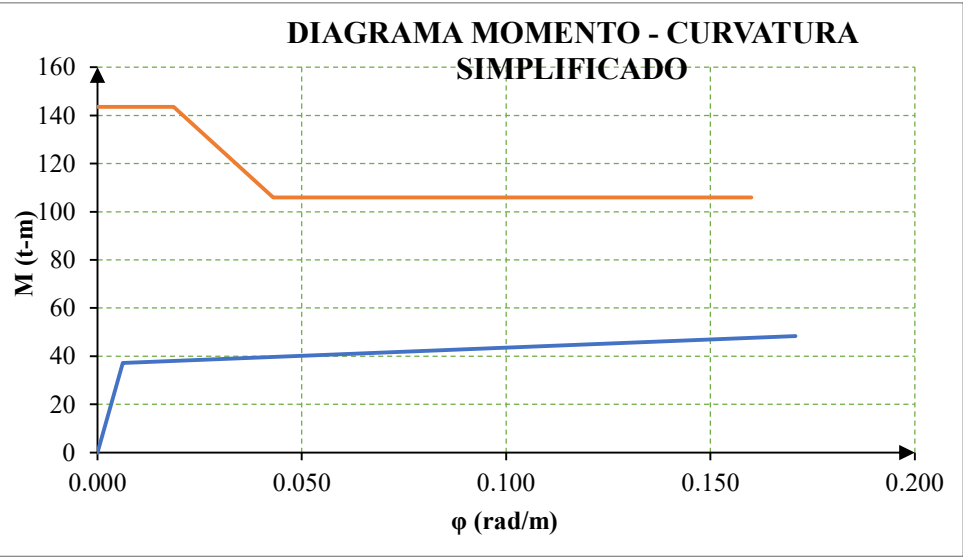
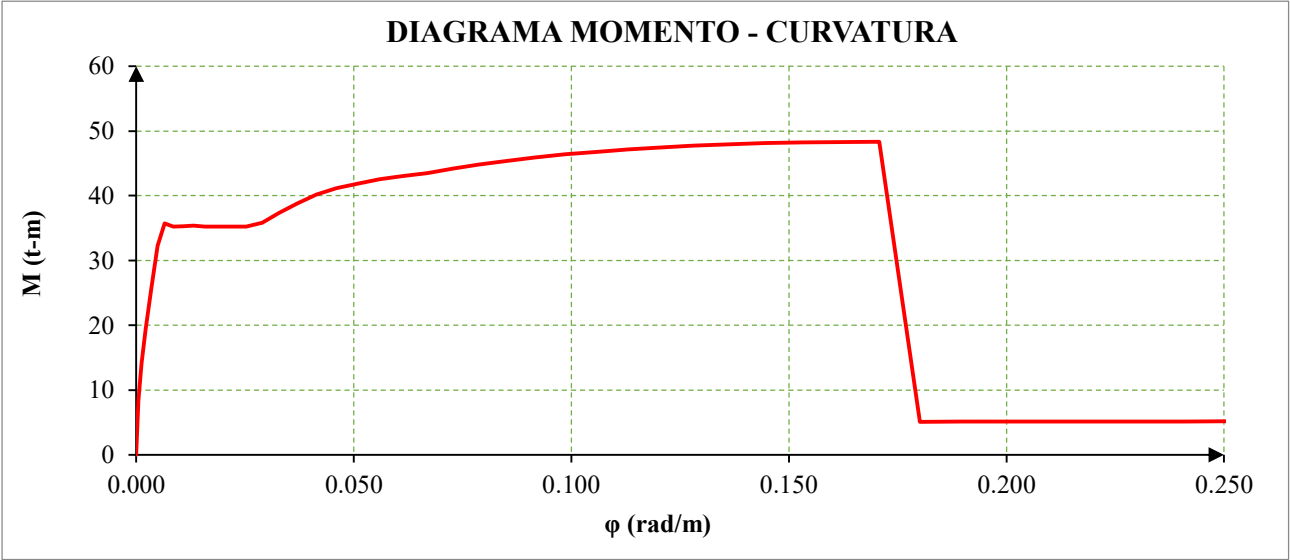
DIAGRAMA MOMENTO CURVATURA DE LA VIGA V-7 30CMX60CM CORTE 4-4

MOMENT CURVATURE (M-f) GRAPH - Kgf, cm, C

Axial Load = 0
 Moment Angle = 0

Results For Exact-Integration

fy(Initial) = 5.626E-05
 My = 3381537
 fmax = 3.100E-03
 Mmax = 528429
 fconcrete = 4.373E-04
 Mconcrete = 4069674
 fsteel = 1.722E-03
 Msteel = 4178077



kgf-cm											T-m	
Concrete Str	Neutral Axi	Steel Strain	Tendon Stra	Concrete Cd	Steel Comp	Steel Tensid	Prestress Fd	Net Force	Curvature	Moment	Curvature	Moment
0.00000	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
-0.00014	1.171	1.23E-04	0	-615.413	-4469	3849.9448	0	-1234	4.87E-06	830729	0.0004867	8.30729
-0.00030	5.635	3.61E-04	0	-2763	-8850	11604	0	-8.8032	1.22E-05	1416226	0.001217	14.16226
-0.00047	8.7236	7.17E-04	0	-10320	-13038	23355	0	-3.6714	2.19E-05	1950156	0.00219	19.50156
-0.00066	10.5739	1.18E-03	0	-21073	-17586	38628	0	-30.2803	3.41E-05	2553807	0.003407	25.53807
-0.00089	11.7555	1.74E-03	0	-34059	-22663	56696	0	-25.8095	4.87E-05	3225610	0.004867	32.2561
-0.00109	13.3902	2.46E-03	0	-42859	-26003	68850	0	-11.9344	6.57E-05	3575431	0.00657	35.75431
-0.00124	15.3986	3.36E-03	0	-44759	-26393	71122	0	-29.5444	8.52E-05	3520358	0.008516	35.20358
-0.00141	16.796	4.37E-03	0	-46807	-26782	73567	0	-21.0894	1.07E-04	3525043	0.01071	35.25043
-0.00159	17.8806	5.50E-03	0	-48319	-26775	75058	0	-36.5117	1.31E-04	3535689	0.01314	35.35689
-0.00177	18.7971	6.77E-03	0	-49041	-26031	75058	0	-14.3853	1.58E-04	3524552	0.01582	35.24552
-0.00197	19.4963	8.15E-03	0	-49831	-26312	76135	0	-7.5621	1.87E-04	3521087	0.01874	35.21087
-0.00219	20.0212	9.64E-03	0	-50481	-27169	77647	0	-2.5326	2.19E-04	3521847	0.0219	35.21847
-0.00242	20.42	1.12E-02	0	-50973	-28248	79219	0	-2.3353	2.53E-04	3524358	0.02531	35.24358
-0.00270	20.6671	1.29E-02	0	-51774	-30091	81835	0	-30.2652	2.90E-04	3584082	0.02896	35.84082
-0.00303	20.7627	1.47E-02	0	-53005	-33158	86162	0	-0.9223	3.29E-04	3737414	0.03285	37.37414
-0.00339	20.8347	1.66E-02	0	-53847	-36503	90342	0	-8.1361	3.70E-04	3882842	0.03699	38.82842
-0.00377	20.8953	1.86E-02	0	-54329	-40044	94396	0	23.4674	0.0004137	4018483	0.04137	40.18483
-0.00422	20.8172	2.06E-02	0	-51957	-45638	97564	0	-30.7146	0.0004599	4118520	0.04599	41.1852
-0.00477	20.6177	2.27E-02	0	-46469	-53266	99729	0	-5.3856	0.0005086	4182694	0.05086	41.82694
-0.00532	20.4958	2.49E-02	0	-41881	-60215	102074	0	-21.5536	0.0005597	4257318	0.05597	42.57318
-0.00605	20.1385	2.71E-02	0	-38155	-64219	102368	0	-6.2013	0.0006132	4306346	0.06132	43.06346
-0.00693	19.6518	2.92E-02	0	-37028	-64219	101233	0	-14.291	0.0006692	4349010	0.06692	43.4901
-0.00767	19.455	3.16E-02	0	-37700	-64219	101961	0	41.5633	0.0007276	4417285	0.07276	44.17285
-0.00845	19.2775	3.41E-02	0	-38232	-64219	102450	0	-0.6575	0.0007884	4481529	0.07884	44.81529
-0.00926	19.1254	3.67E-02	0	-38580	-64219	102795	0	-3.8881	0.0008516	4539439	0.08516	45.39439
-0.01010	18.9819	0.0394	0	-38674	-64412	103051	0	-34.4305	0.0009173	4592050	0.09173	45.9205
-0.01100	18.8605	0.0422	0	-38612	-65811	104400	0	-22.9218	0.0009855	4638294	0.09855	46.38294

INCORPORACIÓN DEL CORTANTE EN EL DIAGRAMA M-φ

L=14.45m

φ (rad/m)	M (t-m)
0	143.61
0.018600	143.61
0.043000	105.96
0.16	105.96

CONSTRUCCION DE LA BILINEAL

	rad/cm	rad/m
M'y	3381537	33.81537
φ'y	0.000056	0.005626
Maci(ec=0.003)	3721711.3	37.217113
φy		0.006192

φ (rad/m)	M (t-m)
0	0
0.006192	37.217113
0.1708	48.34426

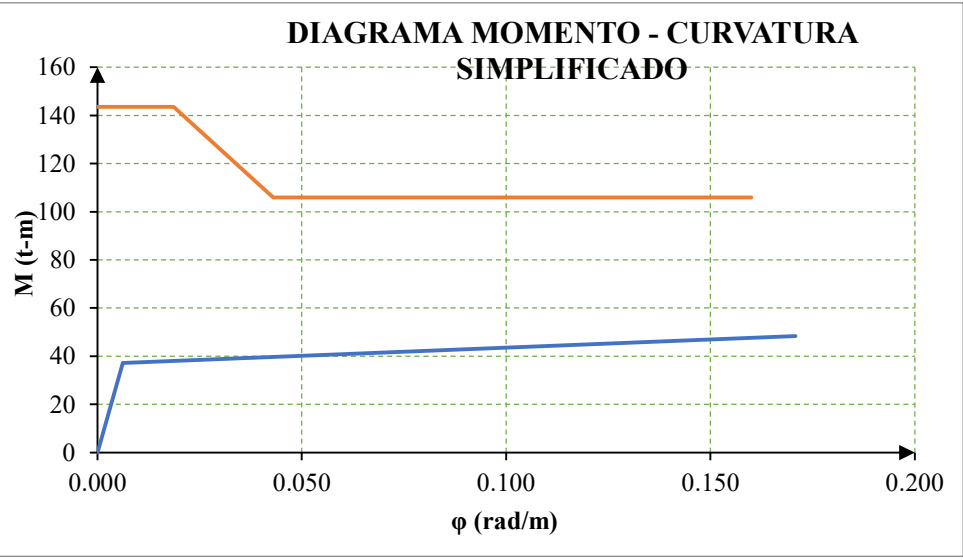
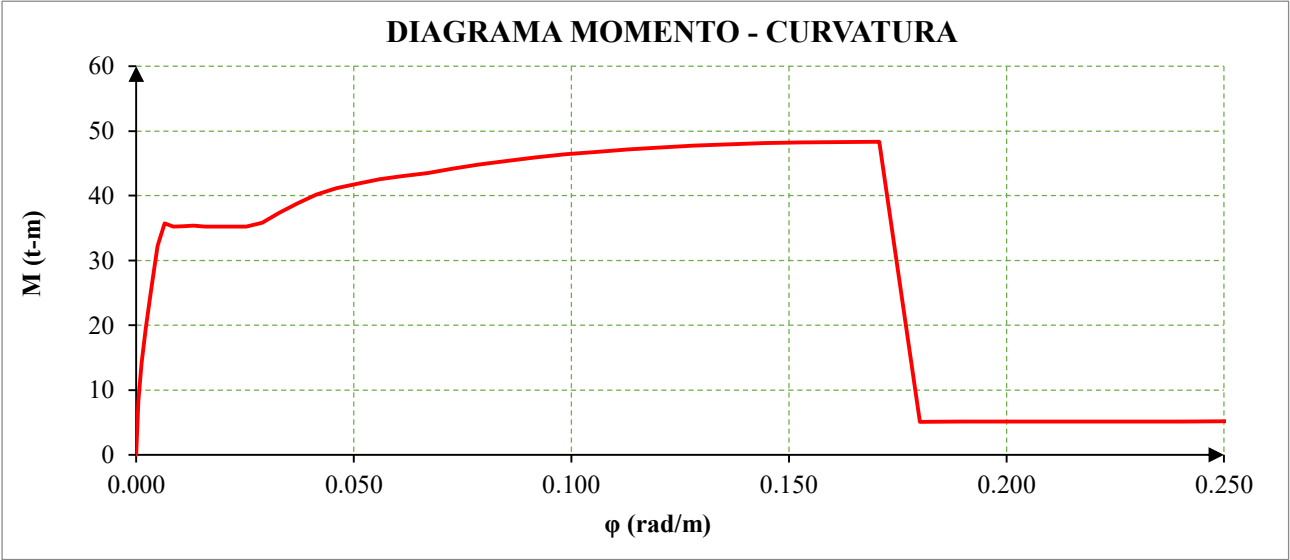
DIAGRAMA MOMENTO CURVATURA DE LA VIGA V-7 30CMX60CM CORTE 4-4

MOMENT CURVATURE (M-f) GRAPH - Kgf, cm, C

Axial Load = 0
 Moment Angle = 0

Results For Exact-Integration

fy(Initial) = 5.626E-05
 My = 3381537
 fmax = 3.100E-03
 Mmax = 528429
 fconcrete = 4.373E-04
 Mconcrete = 4069674
 fstee = 1.722E-03
 Msteel = 4178077



kgf-cm											T-m	
Concrete St	Neutral Axi	Steel Strain	Tendon Stra	Concrete Cd	Steel Comp	Steel Tensid	Prestress Fd	Net Force	Curvature	Moment	Curvature	Moment
-0.01190	18.7569	0.0452	0	-38440	-67192	105615	0	-17.39	0.001056	4679378	0.1056	46.79378
-0.01280	18.6695	0.0482	0	-38174	-68540	106699	0	-14.8119	0.001129	4715382	0.1129	47.15382
-0.01370	18.5966	0.0513	0	-37825	-69845	107657	0	-12.6568	0.001204	4746405	0.1204	47.46405
-0.01470	18.5368	0.0545	0	-37404	-71097	108489	0	-11.677	0.001282	4772484	0.1282	47.72484
-0.01570	18.4885	0.0579	0	-36921	-72289	109202	0	-9.2125	0.001363	4793804	0.1363	47.93804
-0.01670	18.4505	0.0614	0	-36386	-73415	109800	0	-1.1995	0.001445	4810491	0.1445	48.10491
-0.01770	18.4202	0.0649	0	-35809	-74493	110283	0	-18.1222	0.001531	4823092	0.1531	48.23092
-0.01880	18.3995	0.0686	0	-35189	-75468	110660	0	3.0575	0.001618	4830739	0.1618	48.30739
-0.01980	18.385	0.0724	0	-34537	-76382	110932	0	13.3158	0.001708	4834426	0.1708	48.34426
-0.01160	23.5304	0.0856	0	-12997	-26367	39351	0	-12.612	0.001801	506735	0.1801	5.06735
-0.01220	23.5477	0.0901	0	-12757	-26734	39477	0	-14.891	0.001896	509378	0.1896	5.09378
-0.01280	23.5641	0.0948	0	-12527	-27086	39590	0	-23.6139	0.001993	511913	0.1993	5.11913
-0.01340	23.5797	0.0996	0	-12305	-27422	39691	0	-36.6468	0.002093	514299	0.2093	5.14299
-0.01410	23.5954	0.1045	0	-12090	-27687	39779	0	1.5854	0.002195	515190	0.2195	5.1519
-0.01470	23.6099	0.1095	0	-11883	-27971	39856	0	2.4919	0.002299	516731	0.2299	5.16731
-0.01530	23.6237	0.1146	0	-11684	-28234	39922	0	4.0056	0.002407	518005	0.2407	5.18005
-0.01600	23.6368	0.1199	0	-11491	-28497	39993	0	4.6979	0.002516	519144	0.2516	5.19144
-0.01670	23.649	0.1252	0	-11303	-28762	40070	0	4.9747	0.002628	520137	0.2628	5.20137
-0.01740	23.6578	0.1307	0	-11118	-29257	40382	0	7.6624	0.002742	522058	0.2742	5.22058
-0.01810	23.6649	0.1363	0	-10933	-29870	40811	0	7.9372	0.002859	524442	0.2859	5.24442
-0.01880	23.672	0.142	0	-10750	-30456	41215	0	8.5345	0.002978	526537	0.2978	5.26537
-0.01960	23.6789	0.1478	0	-10570	-31033	41612	0	9.2112	0.0031	528429	0.31	5.28429

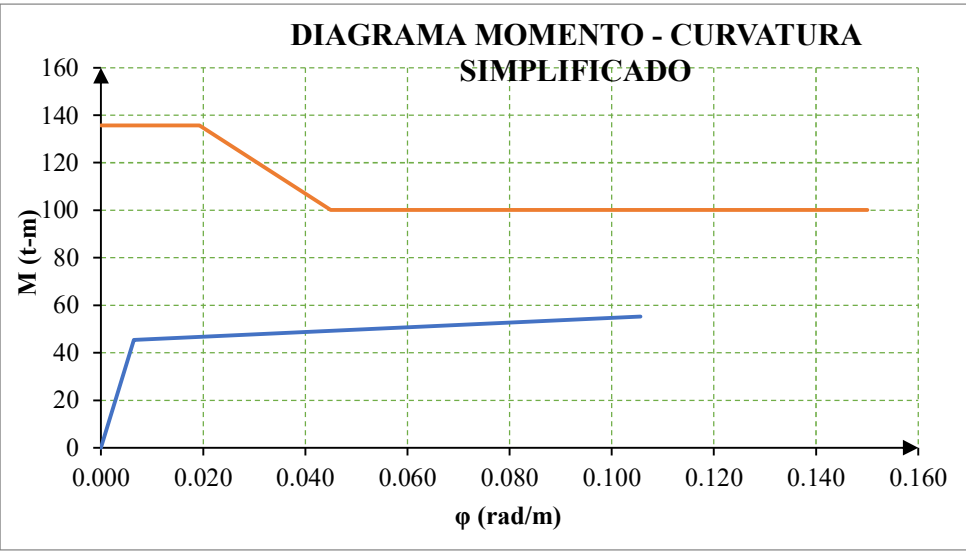
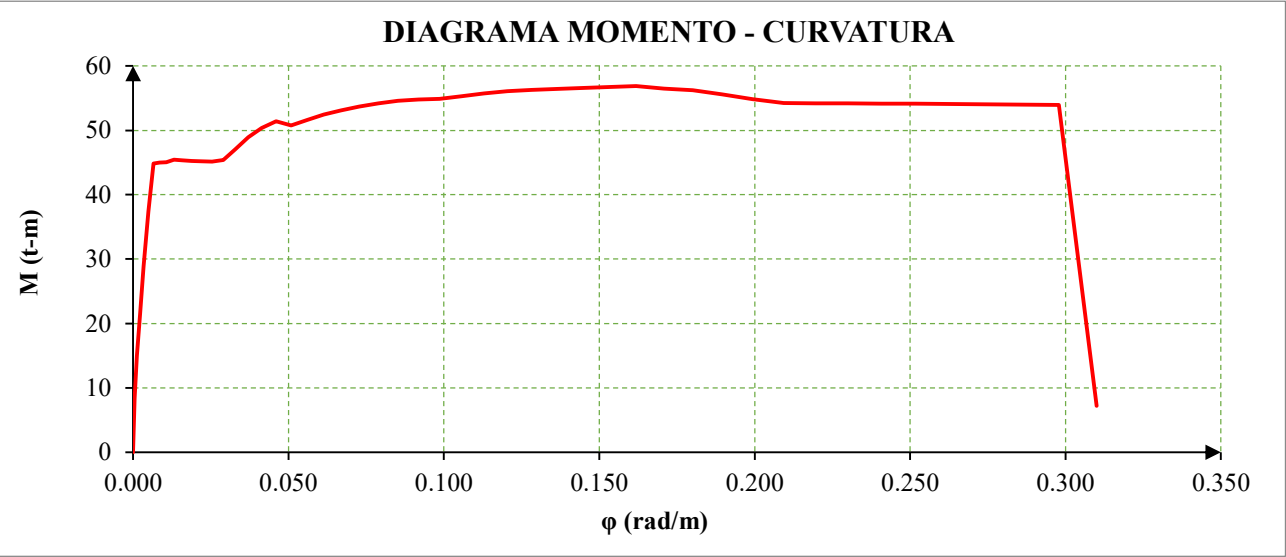
DIAGRAMA MOMENTO CURVATURA DE LA VIGA V-7 30CMX60CM CORTE 4-4

MOMENT CURVATURE (M-f) GRAPH - Kgf, cm, C

Axial Load = 0
 Moment Angle = 180

Results For Exact-Integration

fy(Initial) = 5.999E-05
 My = 4233049
 fmax = 3.100E-03
 Mmax = 721279
 fconcrete = 3.951E-04
 Mconcrete = 4975977
 fsteel = N/A
 Msteel = N/A



kgf-cm											T-m	
Concrete Str	Neutral Axi	Steel Strain	Tendon Stra	Concrete Cd	Steel Comp	Steel Tensid	Prestress Fd	Net Force	Curvature	Moment	Curvature	Moment
0.00000	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
-0.00014	0.3719	1.19E-04	0	-1216	-3586	4799.8068	0	-1.987	4.87E-06	839269	0.0004867	8.39269
-0.00031	4.4034	3.46E-04	0	-6926	-7435	14355	0	-5.5582	1.22E-05	1496308	0.001217	14.96308
-0.00050	7.1516	6.82E-04	0	-17228	-11506	28731	0	-2.3	2.19E-05	2143872	0.00219	21.43872
-0.00072	8.7261	1.12E-03	0	-31068	-16225	47271	0	-21.7781	3.41E-05	2891776	0.003407	28.91776
-0.00099	9.6417	1.64E-03	0	-47516	-21788	69286	0	-18.7595	4.87E-05	3739764	0.004867	37.39764
-0.00128	10.5896	2.27E-03	0	-62567	-27472	90031	0	-8.2545	6.57E-05	4482015	0.00657	44.82015
-0.00146	12.8116	3.14E-03	0	-64101	-29711	93808	0	-3.985	8.52E-05	4500889	0.008516	45.00889
-0.00166	14.5249	4.13E-03	0	-64605	-31631	96211	0	-24.4841	1.07E-04	4508093	0.01071	45.08093
-0.00187	15.7881	5.23E-03	0	-65152	-33644	98777	0	-18.408	1.31E-04	4542865	0.01314	45.42865
-0.00207	16.9285	6.47E-03	0	-64069	-34873	98903	0	-39.456	1.58E-04	4534347	0.01582	45.34347
-0.00228	17.8316	7.84E-03	0	-62881	-36036	98903	0	-13.4153	1.87E-04	4525909	0.01874	45.25909
-0.00251	18.5498	9.32E-03	0	-61695	-37215	98903	0	-7.267	2.19E-04	4520131	0.0219	45.20131
-0.00275	19.1336	1.09E-02	0	-60509	-38398	98903	0	-3.7245	2.53E-04	4515724	0.02531	45.15724
-0.00302	19.5808	1.26E-02	0	-59581	-39898	99485	0	5.5878	2.90E-04	4539294	0.02896	45.39294
-0.00336	19.781	1.44E-02	0	-59844	-43213	103058	0	1.5	3.29E-04	4702751	0.03285	47.02751
-0.00373	19.9111	1.62E-02	0	-60107	-47153	107244	0	-16.7769	3.70E-04	4891508	0.03699	48.91508
-0.00420	19.8529	1.81E-02	0	-57894	-53133	111039	0	12.9848	0.0004137	5038087	0.04137	50.38087
-0.00481	19.5506	2.00E-02	0	-51710	-62668	114405	0	27.124	0.0004599	5135663	0.04599	51.35663
-0.00645	17.3212	2.10E-02	0	-51731	-64219	115961	0	11.4932	0.0005086	5074299	0.05086	50.74299
-0.00744	16.7032	2.28E-02	0	-54406	-64219	118620	0	-5.0559	0.0005597	5162649	0.05597	51.62649
-0.00853	16.0896	2.46E-02	0	-56863	-64219	121080	0	-2.194	0.0006132	5241847	0.06132	52.41847
-0.00973	15.4647	2.64E-02	0	-59150	-64219	123328	0	-41.5977	0.0006692	5311712	0.06692	53.11712
-0.01100	14.8331	2.83E-02	0	-61204	-64219	125378	0	-45.2876	0.0007276	5371009	0.07276	53.71009
-0.01250	14.1792	3.01E-02	0	-63053	-64219	127234	0	-38.584	0.0007884	5419552	0.07884	54.19552
-0.01410	13.4863	3.19E-02	0	-64707	-64219	128897	0	-29.0688	0.0008516	5456517	0.08516	54.56517
-0.01580	12.7323	3.37E-02	0	-66164	-64219	130365	0	-18.3398	0.0009173	5480388	0.09173	54.80388
-0.01780	11.9101	0.0354	0	-67326	-64349	131640	0	-34.5468	0.0009855	5491713	0.09855	54.91713

INCORPORACIÓN DEL CORTANTE EN EL DIAGRAMA M-φ

L=14.45m

φ (rad/m)	M (t-m)
0	135.78
0.019300	135.78
0.045000	100.18
0.15	100.18

CONSTRUCCION DE LA BILINEAL

	rad/cm	rad/m
M'y	4233049	42.33049
φ'y	0.000060	0.005999
Maci(ec=0.003)	4537793.3	45.377933
φy		0.006431

φ (rad/m)	M (t-m)
0	0
0.006431	45.377933
0.1056	55.26239

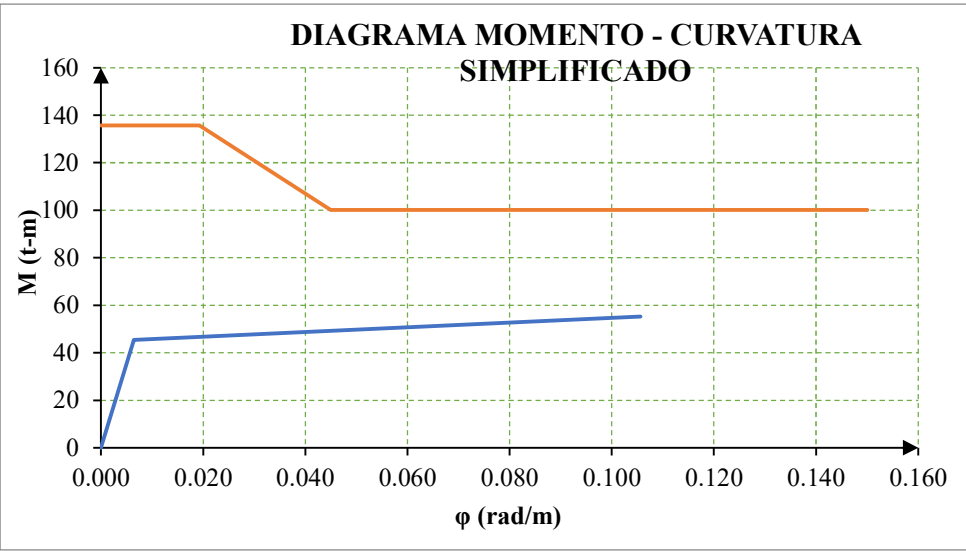
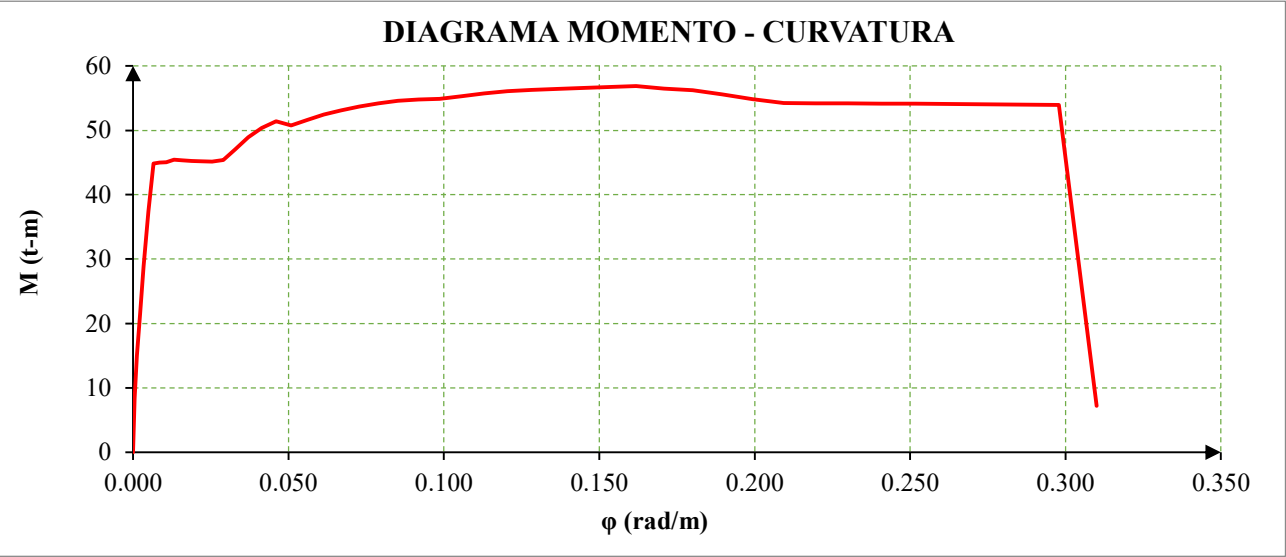
DIAGRAMA MOMENTO CURVATURA DE LA VIGA V-7 30CMX60CM CORTE 4-4

MOMENT CURVATURE (M-f) GRAPH - Kgf, cm, C

Axial Load = 0
 Moment Angle = 180

Results For Exact-Integration

fy(Initial) = 5.999E-05
 My = 4233049
 fmax = 3.100E-03
 Mmax = 721279
 fconcrete = 3.951E-04
 Mconcrete = 4975977
 fsteel = N/A
 Msteel = N/A



kgf-cm											T-m	
Concrete St	Neutral Axi	Steel Strain	Tendon Stra	Concrete Cd	Steel Comp	Steel Tensid	Prestress Fd	Net Force	Curvature	Moment	Curvature	Moment
-0.01970	11.3911	0.0374	0	-67023	-65998	133013	0	-8.5498	0.001056	5526239	0.1056	55.26239
-0.02140	11.0199	0.0395	0	-65962	-68419	134375	0	-6.1039	0.001129	5571050	0.1129	55.7105
-0.02340	10.5732	0.0416	0	-64745	-70898	135630	0	-11.8122	0.001204	5605923	0.1204	56.05923
-0.02560	10.0509	0.0437	0	-63248	-73440	136676	0	-11.9416	0.001282	5628753	0.1282	56.28753
-0.02790	9.4902	0.0456	0	-61639	-75939	137557	0	-20.27	0.001363	5645136	0.1363	56.45136
-0.03040	8.9512	0.0476	0	-60035	-78274	138346	0	36.9081	0.001445	5660209	0.1445	56.60209
-0.03310	8.3964	0.0496	0	-58499	-80500	139007	0	7.7731	0.001531	5673491	0.1531	56.73491
-0.03580	7.8948	0.0516	0	-57078	-82512	139620	0	30.0259	0.001618	5688079	0.1618	56.88079
-0.03970	6.7735	0.0526	0	-54532	-85178	139722	0	12.8376	0.001708	5647827	0.1708	56.47827
-0.04360	5.78	0.0536	0	-52544	-87399	139979	0	36.4116	0.001801	5623369	0.1801	56.23369
-0.04890	4.1795	0.0534	0	-49913	-89907	139863	0	42.5877	0.001896	5557342	0.1896	55.57342
-0.05490	2.4326	0.0527	0	-47476	-92058	139576	0	42.7022	0.001993	5484366	0.1993	54.84366
-0.06080	0.9484	0.0522	0	-45228	-93600	138791	0	-37.603	0.002093	5421842	0.2093	54.21842
-0.06430	0.7214	0.0543	0	-43136	-94253	137377	0	-11.7704	0.002195	5418534	0.2195	54.18534
-0.06780	0.527	0.0564	0	-41186	-94800	135992	0	6.4214	0.002299	5416205	0.2299	54.16205
-0.07130	0.3562	0.0586	0	-39366	-95253	134595	0	-23.6311	0.002407	5414045	0.2407	54.14045
-0.07500	0.2105	0.0609	0	-37665	-95616	133290	0	8.567	0.002516	5411847	0.2516	54.11847
-0.07860	0.0816	0.0633	0	-36073	-95899	131995	0	22.5998	0.002628	5409026	0.2628	54.09026
-0.08240	-0.0433	0.0657	0	-34418	-96734	131169	0	16.6385	0.002742	5404868	0.2742	54.04868
-0.08620	-0.1571	0.0682	0	-32804	-98611	131416	0	0.9431	0.002859	5399586	0.2859	53.99586
-0.09010	-0.2525	0.0707	0	-31326	-100275	131608	0	7.6192	0.002978	5393313	0.2978	53.93313
-0.15380	-19.6094	0.0136	0	-28936	-37743	66684	0	5.8553	0.0031	721279	0.31	7.21279

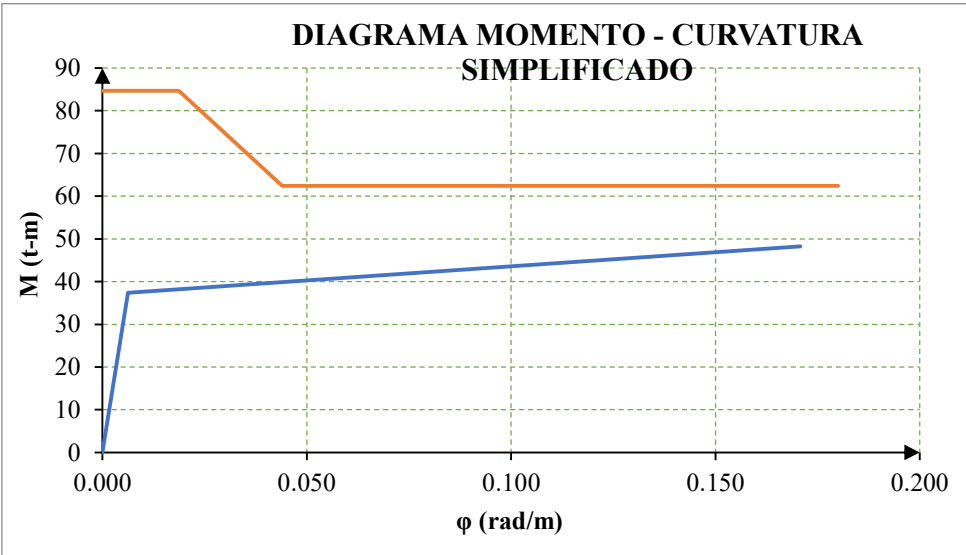
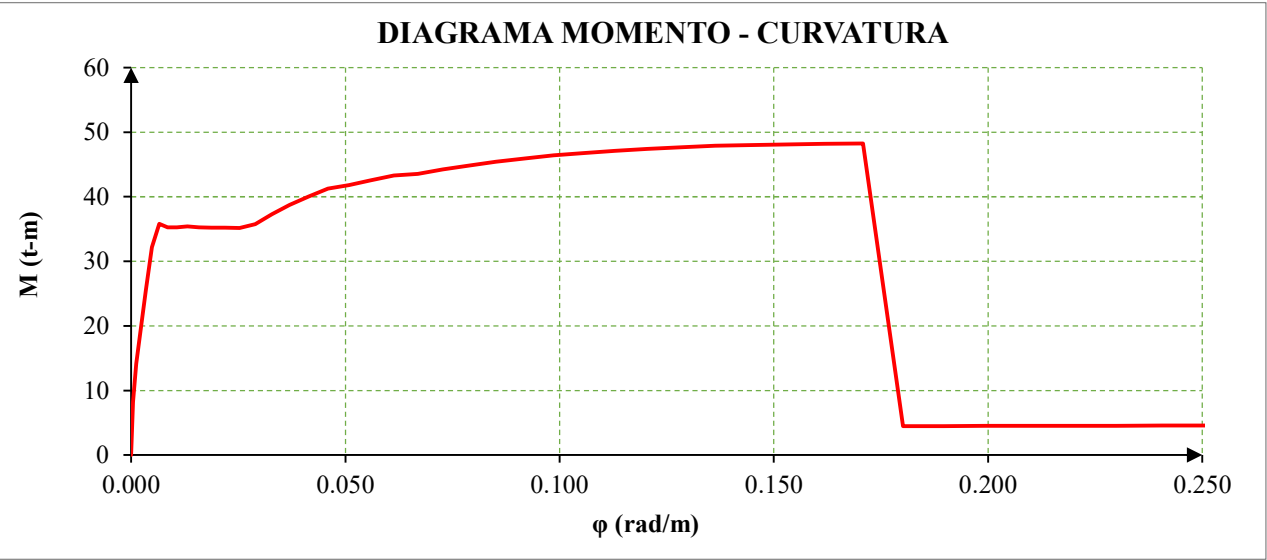
DIAGRAMA MOMENTO CURVATURA DE LA VIGA V-7 30CMX60CM CORTE 6-6

MOMENT CURVATURE (M-f) GRAPH - Kgf, cm, C

Axial Load = 0
 Moment Angle = 0

Results For Exact-Integration

fy(Initial) = 5.655E-05
 My = 3385866
 fmax = 3.100E-03
 Mmax = 460833
 fconcrete = 4.507E-04
 Mconcrete = 4098547
 fsteel = 1.726E-03
 Msteel = 3961123



kgf-cm											T-m	
Concrete St	Neutral Axi	Steel Strain	Tendon Stra	Concrete Cd	Steel Comp	Steel Tensid	Prestress Fd	Net Force	Curvature	Moment	Curvature	Moment
0.00000	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
-0.00014	0.9649	1.22E-04	0	-142.0643	-3958	3813.3811	0	-286.2778	4.87E-06	823630	0.0004867	8.2363
-0.00030	5.4057	3.58E-04	0	-3587	-7925	11503	0	-8.8608	1.22E-05	1409166	0.001217	14.09166
-0.00047	8.5017	7.12E-04	0	-11388	-11794	23177	0	-3.7786	2.19E-05	1943084	0.00219	19.43084
-0.00067	10.3604	1.17E-03	0	-22357	-16038	38363	0	-31.3041	3.41E-05	2545982	0.003407	25.45982
-0.00090	11.5457	1.73E-03	0	-35561	-20809	56344	0	-26.5173	4.87E-05	3216990	0.004867	32.1699
-0.00111	13.1693	2.44E-03	0	-44582	-24204	68773	0	-12.6073	6.57E-05	3581917	0.00657	35.81917
-0.00126	15.237	3.34E-03	0	-46126	-24957	71050	0	-33.5358	8.52E-05	3526029	0.008516	35.26029
-0.00143	16.6855	4.36E-03	0	-47810	-25723	73509	0	-23.9275	1.07E-04	3529464	0.01071	35.29464
-0.00160	17.8153	5.49E-03	0	-48941	-26159	75058	0	-41.2515	1.31E-04	3539423	0.01314	35.39423
-0.00177	18.784	6.77E-03	0	-49171	-25904	75058	0	-16.3104	1.58E-04	3525400	0.01582	35.254
-0.00196	19.5314	8.16E-03	0	-49484	-26107	75582	0	-8.8679	1.87E-04	3518766	0.01874	35.18766
-0.00217	20.1054	9.66E-03	0	-49743	-26594	76332	0	-5.1041	2.19E-04	3516025	0.0219	35.16025
-0.00239	20.5506	1.13E-02	0	-49909	-27218	77123	0	-4.3167	2.53E-04	3514911	0.02531	35.14911
-0.00266	20.83	1.30E-02	0	-50505	-28621	79125	0	-0.3008	2.90E-04	3575127	0.02896	35.75127
-0.00297	20.9453	1.48E-02	0	-51635	-31288	82922	0	-1.296	3.29E-04	3727565	0.03285	37.27565
-0.00332	21.0367	1.67E-02	0	-52389	-34173	86560	0	-2.0686	3.70E-04	3871175	0.03699	38.71175
-0.00368	21.1139	1.87E-02	0	-52807	-37224	90039	0	8.2039	0.0004137	4005390	0.04137	40.0539
-0.00408	21.1282	2.08E-02	0	-52056	-41180	93204	0	-32.0333	0.0004599	4121554	0.04599	41.21554
-0.00462	20.9102	2.28E-02	0	-46477	-48977	95470	0	16.6951	0.0005086	4182530	0.05086	41.8253
-0.00517	20.7611	2.51E-02	0	-41796	-55935	97709	0	-22.0018	0.0005597	4253904	0.05597	42.53904
-0.00571	20.6875	2.74E-02	0	-37861	-62235	100102	0	5.9953	0.0006132	4331674	0.06132	43.31674
-0.00674	19.9214	2.94E-02	0	-35406	-64219	99620	0	-4.6331	0.0006692	4355804	0.06692	43.55804
-0.00753	19.6496	3.18E-02	0	-36529	-64219	100747	0	-0.9495	0.0007276	4423160	0.07276	44.2316
-0.00836	19.4022	3.42E-02	0	-37464	-64219	101669	0	-14.6049	0.0007884	4485182	0.07884	44.85182
-0.00921	19.183	3.68E-02	0	-38195	-64219	102416	0	1.1772	0.0008516	4540905	0.08516	45.40905
-0.01010	18.9759	0.0394	0	-38714	-64336	103048	0	-2.3727	0.0009173	4591281	0.09173	45.91281
-0.01110	18.7856	0.0422	0	-39052	-65331	104357	0	-25.873	0.0009855	4636289	0.09855	46.36289

INCORPORACIÓN DEL CORTANTE EN EL DIAGRAMA M-φ

L=3.95m

φ (rad/m)	M (t-m)
0	84.67
0.018700	84.67
0.044000	62.47
0.18	62.47

CONSTRUCCION DE LA BILINEAL

	rad/cm	rad/m
M'y	3385866	33.85866
φ'y	0.000057	0.005655
Maci(ec=0.003)	3738514.7	37.385147
φy		0.006244

φ (rad/m)	M (t-m)
0	0
0.006244	37.385147
0.1708	48.24656

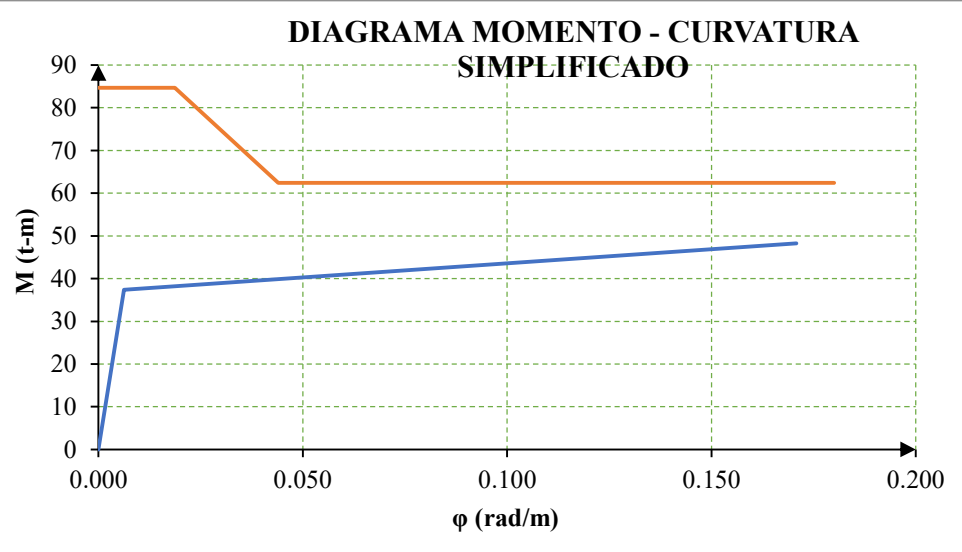
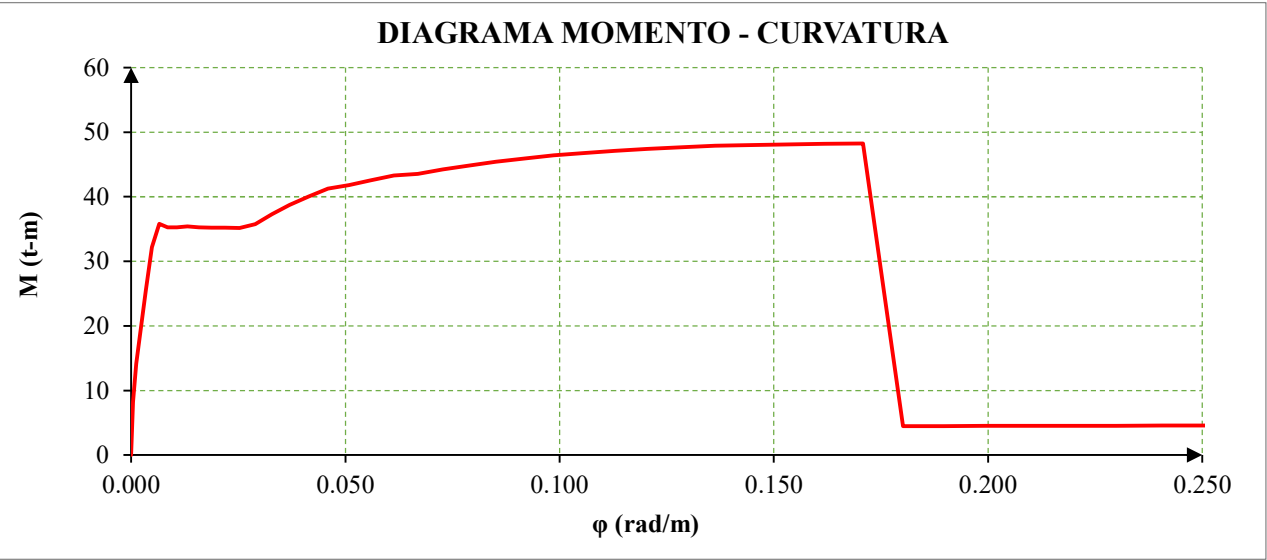
DIAGRAMA MOMENTO CURVATURA DE LA VIGA V-7 30CMX60CM CORTE 6-6

MOMENT CURVATURE (M-f) GRAPH - Kgf, cm, C

Axial Load = 0
 Moment Angle = 0

Results For Exact-Integration

fy(Initial) = 5.655E-05
 My = 3385866
 fmax = 3.100E-03
 Mmax = 460833
 fconcrete = 4.507E-04
 Mconcrete = 4098547
 fsteel = 1.726E-03
 Msteel = 3961123



kgf-cm											T-m	
Concrete St	Neutral Axi	Steel Strain	Tendon Stra	Concrete Cd	Steel Comp	Steel Tensid	Prestress Fd	Net Force	Curvature	Moment	Curvature	Moment
-0.01200	18.6189	0.045	0	-39228	-66337	105540	0	-25.3941	0.001056	4675768	0.1056	46.75768
-0.01300	18.4723	0.048	0	-39267	-67355	106599	0	-23.3045	0.001129	4710236	0.1129	47.10236
-0.01400	18.3445	0.051	0	-39182	-68374	107537	0	-18.9503	0.001204	4739846	0.1204	47.39846
-0.01510	18.2387	0.0542	0	-38968	-69357	108362	0	36.6352	0.001282	4763962	0.1282	47.63962
-0.01620	18.1391	0.0574	0	-38693	-70393	109067	0	-19.2038	0.001363	4785400	0.1363	47.854
-0.01730	18.0619	0.0608	0	-38302	-71355	109664	0	7.9586	0.001445	4801030	0.1445	48.0103
-0.01840	17.9984	0.0643	0	-37832	-72286	110157	0	38.3835	0.001531	4812446	0.1531	48.12446
-0.01950	17.9356	0.0679	0	-37333	-73220	110540	0	-13.2815	0.001618	4820982	0.1618	48.20982
-0.02070	17.8886	0.0716	0	-36758	-74077	110826	0	-9.2301	0.001708	4824656	0.1708	48.24656
-0.01120	23.7596	0.086	0	-12922	-13496	26369	0	-49.9007	0.001801	444105	0.1801	4.44105
-0.01180	23.7676	0.0905	0	-12750	-13734	26492	0	7.2008	0.001896	445210	0.1896	4.4521
-0.01240	23.7746	0.0952	0	-12582	-14008	26603	0	12.5703	0.001993	447301	0.1993	4.47301
-0.01300	23.7815	0.1	0	-12419	-14261	26700	0	20.3048	0.002093	449071	0.2093	4.49071
-0.01360	23.7882	0.1049	0	-12260	-14496	26787	0	31.5428	0.002195	450516	0.2195	4.50516
-0.01430	23.7949	0.1099	0	-12104	-14710	26862	0	47.3391	0.002299	451605	0.2299	4.51605
-0.01490	23.8004	0.115	0	-11950	-14982	26930	0	-2.2065	0.002407	454043	0.2407	4.54043
-0.01560	23.8063	0.1203	0	-11800	-15200	26997	0	-3.27	0.002516	455135	0.2516	4.55135
-0.01630	23.8111	0.1256	0	-11650	-15483	27127	0	-5.9159	0.002628	456402	0.2628	4.56402
-0.01700	23.8146	0.1311	0	-11500	-15853	27342	0	-10.2542	0.002742	457956	0.2742	4.57956
-0.01770	23.8182	0.1367	0	-11352	-16206	27544	0	-14.3745	0.002859	459269	0.2859	4.59269
-0.01840	23.8218	0.1424	0	-11205	-16550	27736	0	-18.9921	0.002978	460385	0.2978	4.60385
-0.01910	23.8256	0.1483	0	-11060	-16857	27912	0	-5.5562	0.0031	460833	0.31	4.60833

DIAGRAMA MOMENTO CURVATURA DE LA VIGA V-7 30CMX60CM CORTE 6-6

MOMENT CURVATURE (M-f) GRAPH - Kgf, cm, C

Axial Load = 0

Moment Angle = 180

Results For Exact-Integration

fy(Initial) = 5.824E-05

My = 3771278

fmax = 3.100E-03

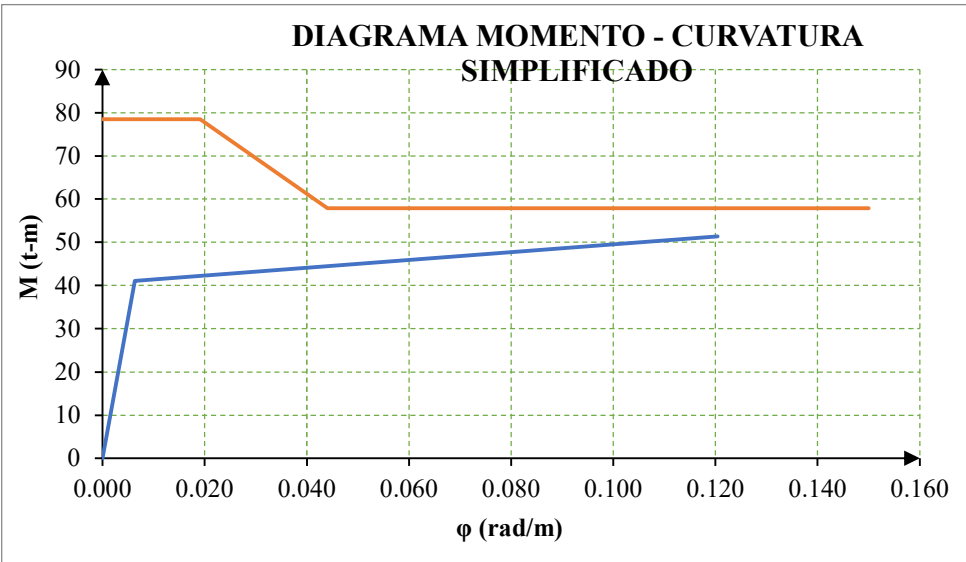
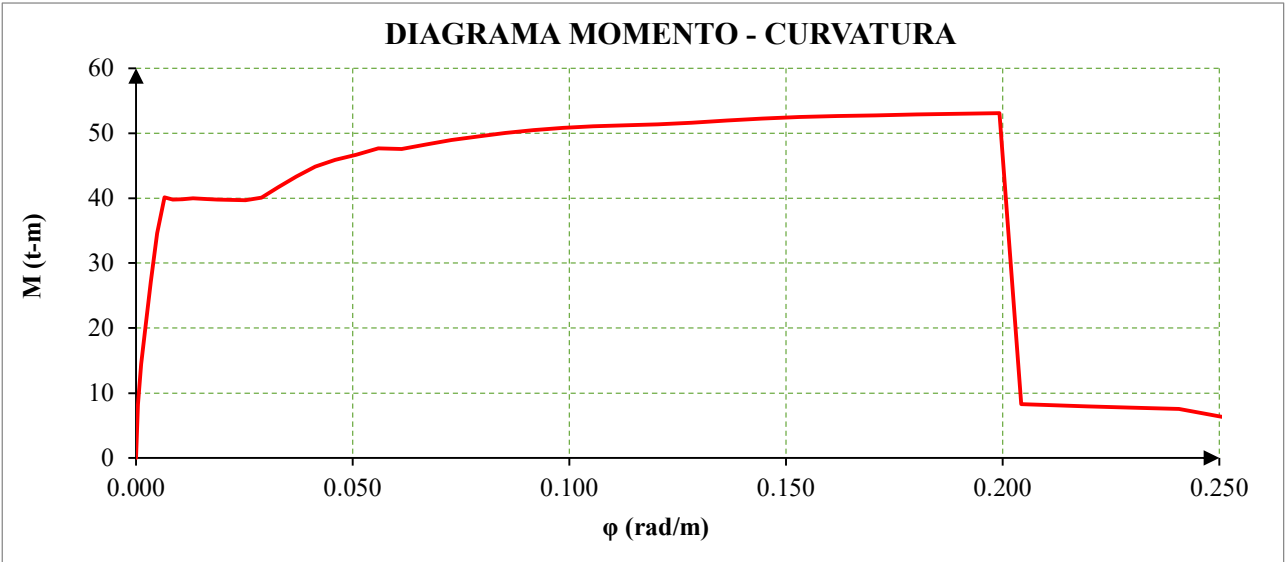
Mmax = 561792

fconcrete = 4.299E-04

Mconcrete = 4522856

fsteel = N/A

Msteel = N/A



kgf-cm											T-m	
Concrete Str	Neutral Axi	Steel Strain	Tendon Stra	Concrete Cd	Steel Comp	Steel Tensid	Prestress Fd	Net Force	Curvature	Moment	Curvature	Moment
0.00000	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
-0.00014	0.5972	1.20E-04	0	-700.4651	-3551	4250.1149	0	-1.8187	4.87E-06	827563	0.0004867	8.27563
-0.00031	4.8341	3.51E-04	0	-5511	-7271	12775	0	-7.1897	1.22E-05	1446384	0.001217	14.46384
-0.00049	7.7664	6.96E-04	0	-14593	-11086	25676	0	-3.0377	2.19E-05	2033581	0.00219	20.33581
-0.00070	9.4908	1.14E-03	0	-27006	-15413	42392	0	-26.7428	3.41E-05	2704563	0.003407	27.04563
-0.00095	10.546	1.68E-03	0	-41839	-20416	62232	0	-23.8682	4.87E-05	3459436	0.004867	34.59436
-0.00119	11.828	2.35E-03	0	-53854	-24935	78779	0	-9.7038	6.57E-05	4014070	0.00657	40.1407
-0.00136	14.0419	3.24E-03	0	-54911	-26444	81353	0	-2.272	8.52E-05	3975085	0.008516	39.75085
-0.00154	15.6382	4.24E-03	0	-55901	-27915	83794	0	-22.1565	1.07E-04	3979676	0.01071	39.79676
-0.00173	16.8478	5.37E-03	0	-56641	-29303	85897	0	-46.8965	1.31E-04	4002506	0.01314	40.02506
-0.00191	17.9313	6.63E-03	0	-55987	-29928	85897	0	-19.0333	1.58E-04	3987618	0.01582	39.87618
-0.00210	18.7778	8.02E-03	0	-55400	-30508	85897	0	-12.0399	1.87E-04	3978721	0.01874	39.78721
-0.00231	19.4439	9.51E-03	0	-54794	-31111	85897	0	-7.9275	2.19E-04	3972313	0.0219	39.72313
-0.00254	19.9775	1.11E-02	0	-54162	-31739	85897	0	-4.8088	2.53E-04	3967295	0.02531	39.67295
-0.00280	20.3473	1.28E-02	0	-53976	-32979	86906	0	-49.089	2.90E-04	4012069	0.02896	40.12069
-0.00312	20.5122	1.46E-02	0	-54650	-35724	90373	0	-1.28	3.29E-04	4170495	0.03285	41.70495
-0.00347	20.6329	1.65E-02	0	-55110	-38830	93941	0	1.2434	3.70E-04	4333438	0.03699	43.33438
-0.00383	20.7402	1.85E-02	0	-55250	-42043	97290	0	-3.9561	0.0004137	4486402	0.04137	44.86402
-0.00431	20.6184	2.05E-02	0	-51764	-48488	100270	0	17.5287	0.0004599	4590441	0.04599	45.90441
-0.00489	20.3878	2.26E-02	0	-46335	-56636	102967	0	-4.6048	0.0005086	4672329	0.05086	46.72329
-0.00544	20.2778	2.48E-02	0	-41827	-63734	105532	0	-28.939	0.0005597	4764654	0.05597	47.64654
-0.00693	18.6938	2.62E-02	0	-42788	-64219	106988	0	-19.4454	0.0006132	4756044	0.06132	47.56044
-0.00787	18.2328	2.83E-02	0	-44780	-64219	108991	0	-8.0159	0.0006692	4828000	0.06692	48.28
-0.00892	17.7467	3.04E-02	0	-46773	-64219	110959	0	-33.8914	0.0007276	4894850	0.07276	48.9485
-0.01000	17.2628	3.25E-02	0	-48595	-64219	112812	0	-1.7773	0.0007884	4953765	0.07884	49.53765
-0.01130	16.7641	3.47E-02	0	-50305	-64219	114484	0	-39.442	0.0008516	5005453	0.08516	50.05453
-0.01260	16.2619	0.0369	0	-51819	-64219	115994	0	-43.401	0.0009173	5048701	0.09173	50.48701
-0.01410	15.7427	0.0392	0	-53167	-64219	117346	0	-40.6838	0.0009855	5083666	0.09855	50.83666

INCORPORACIÓN DEL CORTANTE EN EL DIAGRAMA M-φ

L=3.95m

φ (rad/m)	M (t-m)
0	78.51
0.019100	78.51
0.044000	57.92
0.15	57.92

CONSTRUCCION DE LA BILINEAL

	rad/cm	rad/m
M'y	3771278	37.71278
φ'y	0.000058	0.005824
Maci(ec=0.003)	4112930.3	41.129303
φy		0.006352

φ (rad/m)	M (t-m)
0	0
0.006352	41.129303
0.1204	51.3646

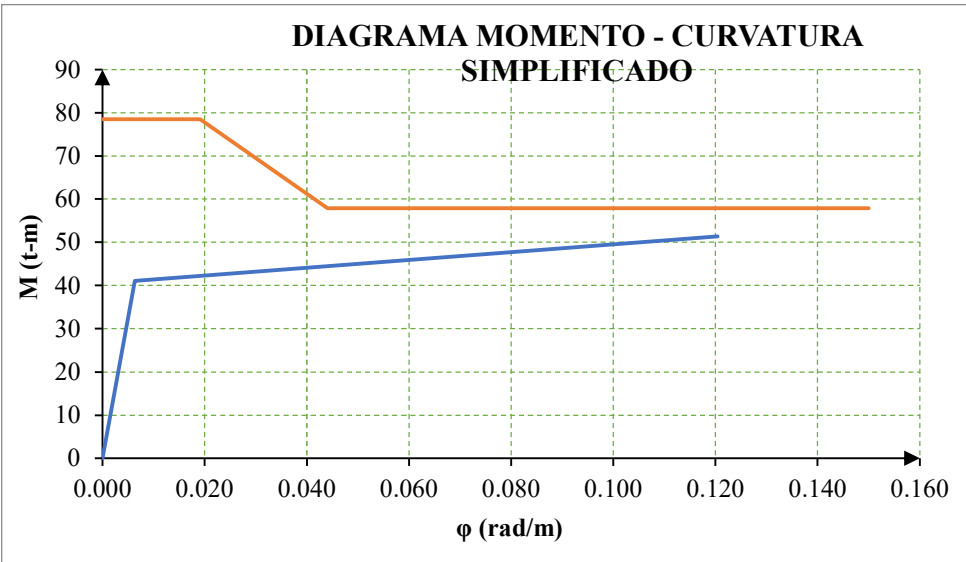
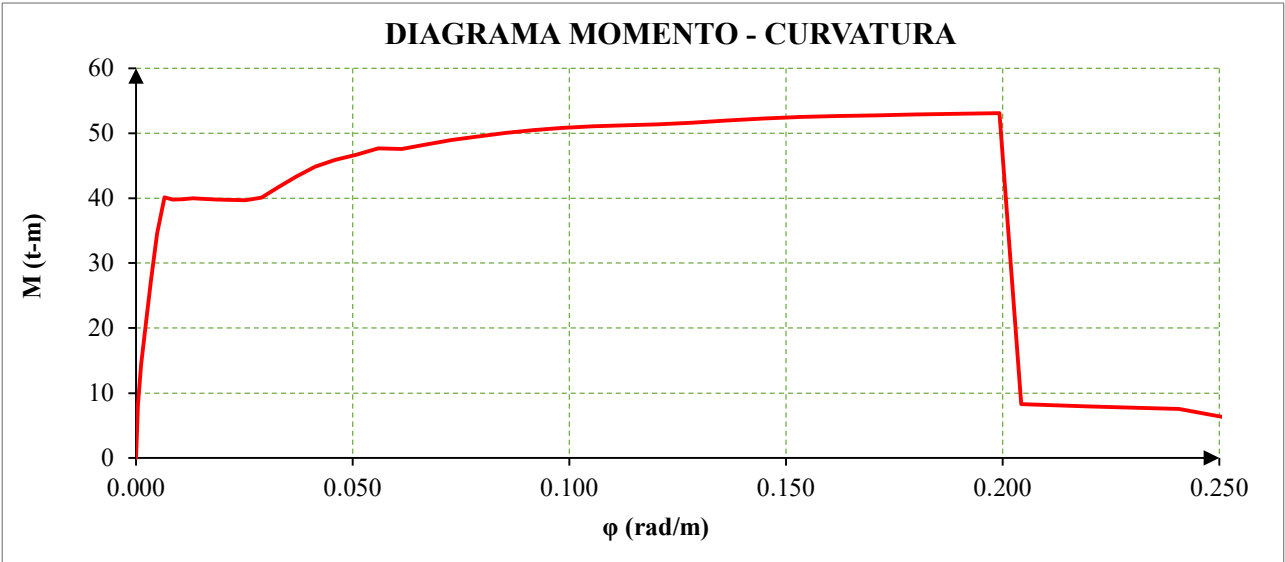
DIAGRAMA MOMENTO CURVATURA DE LA VIGA V-7 30CMX60CM CORTE 6-6

MOMENT CURVATURE (M-f) GRAPH - Kgf, cm, C

Axial Load = 0
 Moment Angle = 180

Results For Exact-Integration

fy(Initial) = 5.824E-05
 My = 3771278
 fmax = 3.100E-03
 Mmax = 561792
 fconcrete = 4.299E-04
 Mconcrete = 4522856
 fsteel = N/A
 Msteel = N/A



kgf-cm											T-m	
Concrete St	Neutral Axi	Steel Strain	Tendon Stra	Concrete Cd	Steel Comp	Steel Tensid	Prestress Fd	Net Force	Curvature	Moment	Curvature	Moment
-0.01560	15.1956	0.0414	0	-54351	-64219	118535	0	-34.8079	0.001056	5109939	0.1056	51.09939
-0.01740	14.6037	0.0436	0	-55373	-64219	119561	0	-31.257	0.001129	5126708	0.1129	51.26708
-0.01930	13.9973	0.0458	0	-56057	-64404	120455	0	-5.7709	0.001204	5136460	0.1204	51.3646
-0.02090	13.6682	0.0483	0	-55564	-65871	121440	0	5.1546	0.001282	5164093	0.1282	51.64093
-0.02250	13.4687	0.0511	0	-54525	-67881	122393	0	-12.5873	0.001363	5197675	0.1363	51.97675
-0.02420	13.2527	0.0538	0	-53364	-69889	123219	0	-34.0764	0.001445	5225366	0.1445	52.25366
-0.02600	13.0114	0.0566	0	-52069	-71891	123920	0	-39.6778	0.001531	5246554	0.1531	52.46554
-0.02790	12.7502	0.0595	0	-50653	-73878	124510	0	-20.4323	0.001618	5262037	0.1618	52.62037
-0.02980	12.5254	0.0624	0	-49309	-75729	125024	0	-14.0451	0.001708	5277225	0.1708	52.77225
-0.03180	12.3174	0.0654	0	-48019	-77458	125452	0	-24.3487	0.001801	5290697	0.1801	52.90697
-0.03390	12.1098	0.0684	0	-46671	-79131	125792	0	-10.9956	0.001896	5300412	0.1896	53.00412
-0.03600	11.9315	0.0716	0	-45406	-80664	126059	0	-9.6948	0.001993	5308879	0.1993	53.08879
-0.10070	-19.2725	9.66E-03	0	-45971	-18236	64219	0	12.5302	0.002043	828509	0.2043	8.28509
-0.10870	-19.5318	9.81E-03	0	-42510	-21674	64219	0	35.5362	0.002195	792262	0.2195	7.92262
-0.11420	-19.6692	9.96E-03	0	-40462	-23756	64219	0	1.5684	0.002299	771794	0.2299	7.71794
-0.11980	-19.7888	0.0101	0	-38594	-25628	64219	0	-3.1835	0.002407	754652	0.2407	7.54652
-0.13380	-23.1657	2.10E-03	0	-37219	-26946	64196	0	31.7706	0.002516	621528	0.2516	6.21528
-0.13990	-23.2212	2.05E-03	0	-35646	-26997	62657	0	14.8589	0.002628	606522	0.2628	6.06522
-0.14610	-23.2717	2.00E-03	0	-34173	-27045	61211	0	-6.2196	0.002742	592903	0.2742	5.92903
-0.15240	-23.317	1.95E-03	0	-32791	-27118	59912	0	3.5432	0.002859	581470	0.2859	5.8147
-0.15890	-23.3577	1.91E-03	0	-31493	-27277	58742	0	-28.2825	0.002978	570599	0.2978	5.70599
-0.16550	-23.394	1.88E-03	0	-30273	-27494	57739	0	-27.3248	0.0031	561792	0.31	5.61792

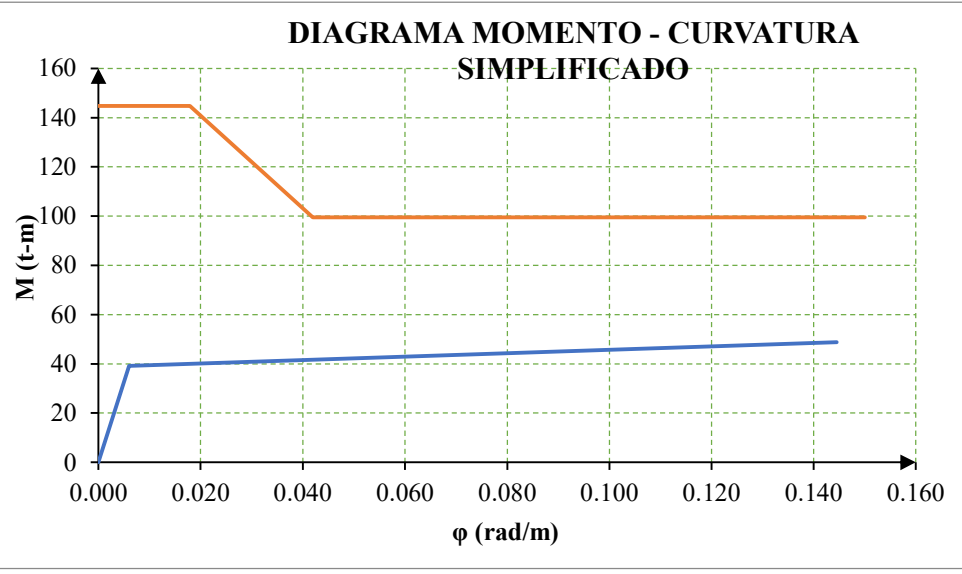
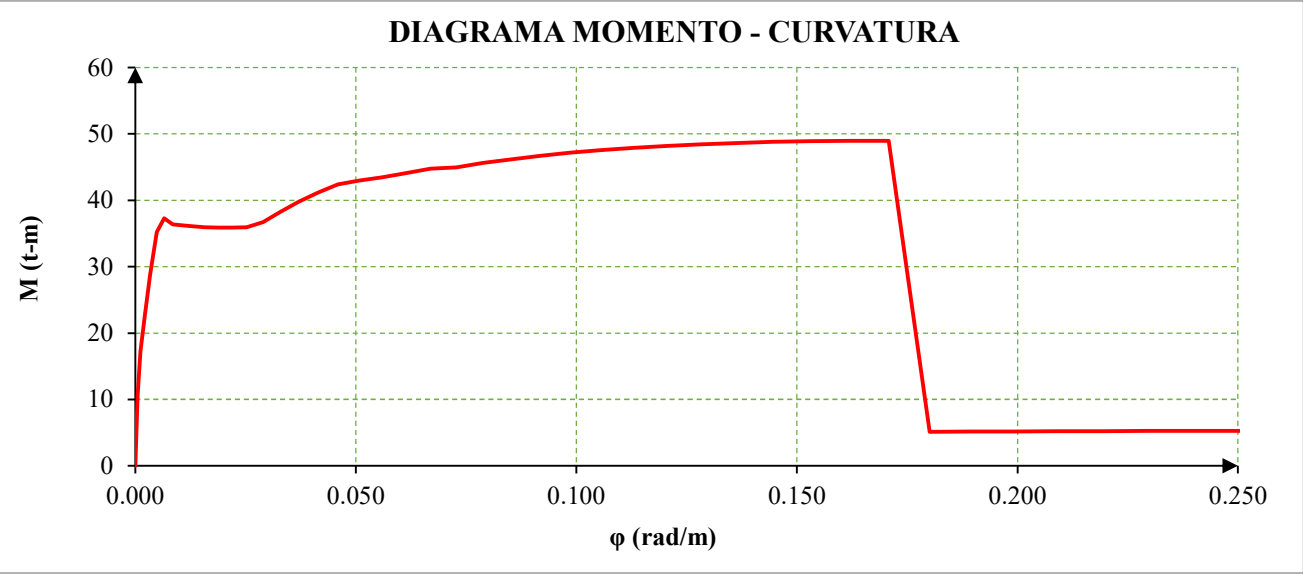
DIAGRAMA MOMENTO CURVATURA DE LA VIGA V-7 40CMX60CM CORTE 2-2

MOMENT CURVATURE (M-f) GRAPH - Kgf, cm, C

Axial Load = 0
 Moment Angle = 0

Results For Exact-Integration

fy(Initial) = 5.472E-05
 My = 3595440
 fmax = 3.100E-03
 Mmax = 534238
 fconcrete = 4.735E-04
 Mconcrete = 4255293
 fsteel = 1.715E-03
 Msteel = 4579069



kgf-cm											T-m	
Concrete Str	Neutral Axi	Steel Strain	Tendon Stra	Concrete Cd	Steel Comp	Steel Tensid	Prestress Fd	Net Force	Curvature	Moment	Curvature	Moment
0.00000	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
-0.00014	1.1169	1.22E-04	0	-639.6227	-4480	3840.3521	0	-1280	4.87E-06	1052002	0.0004867	10.52002
-0.00029	5.8673	3.63E-04	0	-2995	-8729	11707	0	-16.9905	1.22E-05	1728926	0.001217	17.28926
-0.00045	9.2757	7.29E-04	0	-11282	-12521	23795	0	-7.7144	2.19E-05	2280882	0.00219	22.80882
-0.00063	11.4057	1.21E-03	0	-23346	-16374	39661	0	-58.9811	3.41E-05	2876322	0.003407	28.76322
-0.00084	12.8279	1.79E-03	0	-38116	-20432	58498	0	-50.2242	4.87E-05	3521283	0.004867	35.21283
-0.00100	14.7126	2.54E-03	0	-47035	-22288	69307	0	-16.3716	6.57E-05	3729784	0.00657	37.29784
-0.00114	16.6125	3.46E-03	0	-49735	-21973	71666	0	-41.1974	8.52E-05	3637089	0.008516	36.37089
-0.00129	17.9262	4.49E-03	0	-52587	-21608	74165	0	-30.028	1.07E-04	3623160	0.01071	36.2316
-0.00145	18.9751	5.65E-03	0	-54479	-20626	75058	0	-47.0857	1.31E-04	3609068	0.01314	36.09068
-0.00161	19.8125	6.93E-03	0	-55913	-20652	76546	0	-19.2436	1.58E-04	3591907	0.01582	35.91907
-0.00179	20.4361	8.33E-03	0	-57358	-20822	78173	0	-6.4999	1.87E-04	3587052	0.01874	35.87052
-0.00199	20.9115	9.84E-03	0	-58821	-21090	79905	0	-5.9408	2.19E-04	3588308	0.0219	35.88308
-0.00221	21.269	1.15E-02	0	-60171	-21550	81716	0	-5.8194	2.53E-04	3592546	0.02531	35.92546
-0.00247	21.4638	1.32E-02	0	-62053	-22900	84951	0	-1.5652	2.90E-04	3673911	0.02896	36.73911
-0.00278	21.5332	1.50E-02	0	-64257	-25267	89521	0	-2.7474	3.29E-04	3829338	0.03285	38.29338
-0.00312	21.5756	1.69E-02	0	-65964	-27960	93922	0	-1.9781	3.70E-04	3975161	0.03699	39.75161
-0.00348	21.5994	1.89E-02	0	-67228	-30962	98152	0	-38.5633	0.0004137	4112052	0.04137	41.12052
-0.00386	21.6155	2.10E-02	0	-68057	-34192	102243	0	-6.7119	0.0004599	4237846	0.04599	42.37846
-0.00437	21.403	2.31E-02	0	-63591	-41179	104768	0	-1.6645	0.0005086	4300354	0.05086	43.00354
-0.00495	21.1604	2.53E-02	0	-57227	-49491	106735	0	16.3961	0.0005597	4346832	0.05597	43.46832
-0.00553	20.9822	2.76E-02	0	-51869	-57024	108931	0	38.8944	0.0006132	4406462	0.06132	44.06462
-0.00611	20.8687	3.00E-02	0	-47350	-64085	111492	0	57.4101	0.0006692	4476981	0.06692	44.76981
-0.00706	20.2951	3.22E-02	0	-45390	-64219	109601	0	-8.4394	0.0007276	4496593	0.07276	44.96593
-0.00779	20.1257	3.48E-02	0	-46521	-64219	110740	0	-0.8323	0.0007884	4560911	0.07884	45.60911
-0.00854	19.9709	3.74E-02	0	-47456	-64219	111657	0	-17.5588	0.0008516	4619416	0.08516	46.19416
-0.00933	19.8329	0.0402	0	-48181	-64219	112397	0	-2.6986	0.0009173	4670964	0.09173	46.70964
-0.01010	19.7086	0.0431	0	-48728	-64219	112959	0	11.1408	0.0009855	4716556	0.09855	47.16556

INCORPORACIÓN DEL CORTANTE EN EL DIAGRAMA M-φ

L=6.05m

φ (rad/m)	M (t-m)
0	144.8
0.017900	144.8
0.042000	99.46
0.15	99.46

CONSTRUCCION DE LA BILINEAL

	rad/cm	rad/m
M'y	3595440	35.9544
φ'y	0.000055	0.005472
Maci(ec=0.003)	3924667.1	39.246671
φy		0.005973

φ (rad/m)	M (t-m)
0	0
0.005973	39.246671
0.1445	48.77686

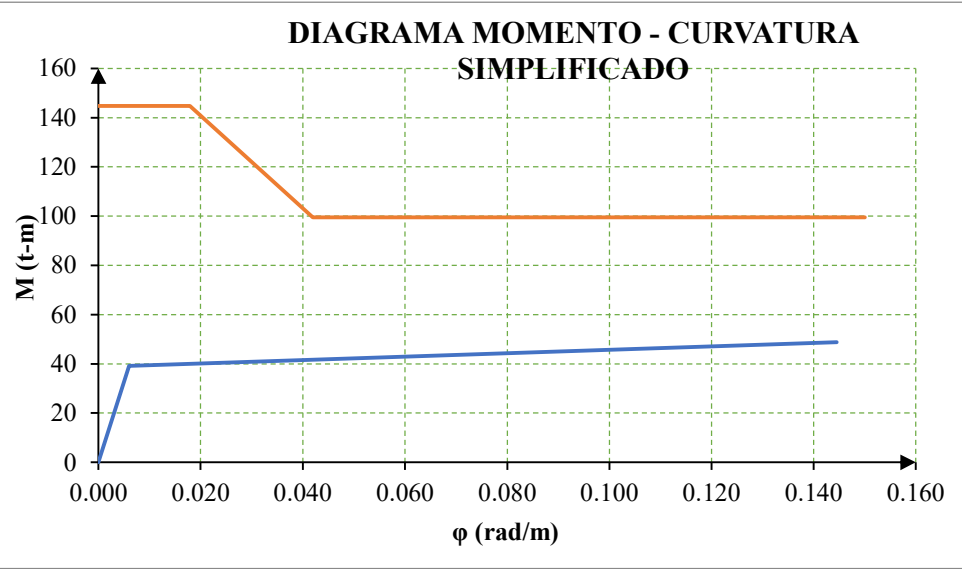
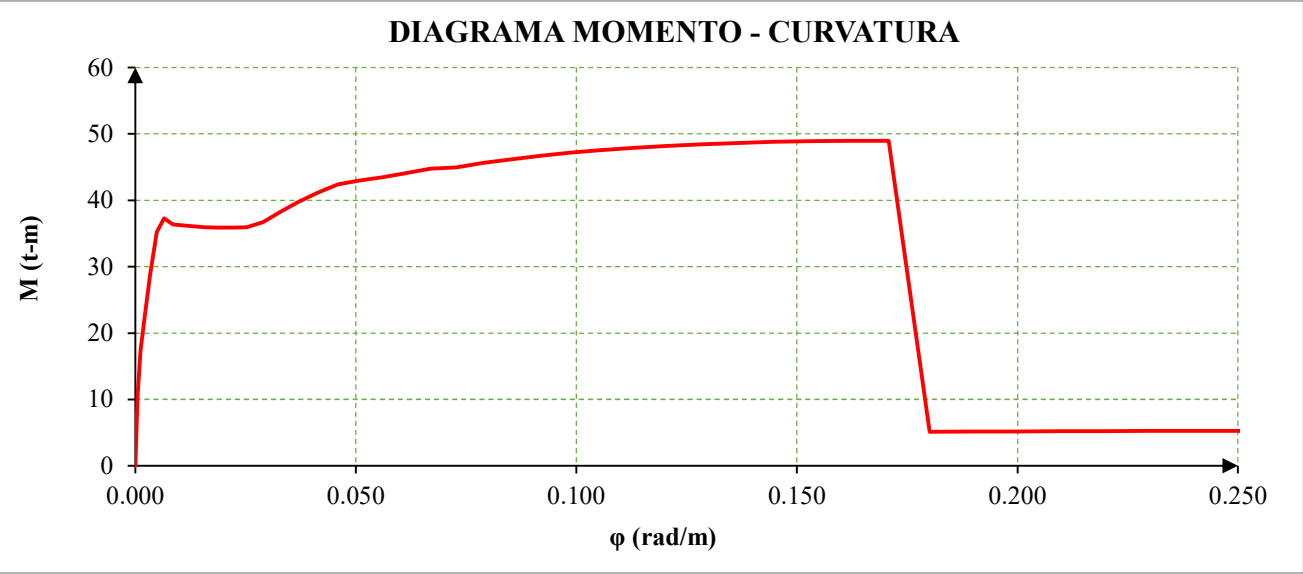
DIAGRAMA MOMENTO CURVATURA DE LA VIGA V-7 40CMX60CM CORTE 2-2

MOMENT CURVATURE (M-f) GRAPH - Kgf, cm, C

Axial Load = 0
 Moment Angle = 0

Results For Exact-Integration

fy(Initial) = 5.472E-05
 My = 3595440
 fmax = 3.100E-03
 Mmax = 534238
 fconcrete = 4.735E-04
 Mconcrete = 4255293
 fsteel = 1.715E-03
 Msteel = 4579069



kgf-cm											T-m	
Concrete St	Neutral Axi	Steel Strain	Tendon Stra	Concrete Cd	Steel Comp	Steel Tensid	Prestress Fd	Net Force	Curvature	Moment	Curvature	Moment
-0.01100	19.597	0.046	0	-49111	-64219	113355	0	24.3916	0.001056	4756350	0.1056	47.5635
-0.01190	19.4971	0.0491	0	-49344	-64219	113601	0	38.3763	0.001129	4790582	0.1129	47.90582
-0.01280	19.4078	0.0523	0	-49439	-64219	113709	0	51.2965	0.001204	4819512	0.1204	48.19512
-0.01370	19.3283	0.0556	0	-49407	-64219	113687	0	60.8802	0.001282	4843272	0.1282	48.43272
-0.01460	19.2544	0.0589	0	-49280	-64219	113498	0	-1.282	0.001363	4863392	0.1363	48.63392
-0.01560	19.1915	0.0624	0	-49028	-64219	113246	0	-1.3008	0.001445	4877686	0.1445	48.77686
-0.01660	19.1354	0.066	0	-48683	-64219	112885	0	-17.1671	0.001531	4887629	0.1531	48.87629
-0.01770	19.0852	0.0697	0	-48254	-64219	112418	0	-55.3446	0.001618	4893610	0.1618	48.9361
-0.01870	19.0404	0.0735	0	-47680	-64219	111856	0	-42.5788	0.001708	4894413	0.1708	48.94413
-0.01150	23.6229	0.0858	0	-18141	-21171	39361	0	48.541	0.001801	511276	0.1801	5.11276
-0.01210	23.6353	0.0903	0	-17930	-21558	39485	0	-1.9444	0.001896	514974	0.1896	5.14974
-0.01270	23.6479	0.095	0	-17719	-21882	39597	0	-3.5253	0.001993	517250	0.1993	5.1725
-0.01330	23.6599	0.0997	0	-17513	-22190	39697	0	-6.2237	0.002093	519295	0.2093	5.19295
-0.01390	23.6715	0.1046	0	-17311	-22484	39785	0	-9.7637	0.002195	521099	0.2195	5.21099
-0.01450	23.6825	0.1096	0	-17111	-22765	39861	0	-14.8975	0.002299	522702	0.2299	5.22702
-0.01520	23.693	0.1148	0	-16913	-23035	39926	0	-22.1037	0.002407	524102	0.2407	5.24102
-0.01580	23.7028	0.12	0	-16719	-23320	40006	0	-32.5167	0.002516	525473	0.2516	5.25473
-0.01650	23.7119	0.1254	0	-16526	-23605	40082	0	-48.8448	0.002628	526790	0.2628	5.2679
-0.01720	23.7174	0.1309	0	-16335	-24164	40501	0	1.9998	0.002742	528009	0.2742	5.28009
-0.01790	23.7221	0.1364	0	-16142	-24779	40924	0	2.3364	0.002859	530293	0.2859	5.30293
-0.01870	23.7268	0.1421	0	-15951	-25370	41325	0	3.9165	0.002978	532275	0.2978	5.32275
-0.01940	23.7315	0.148	0	-15760	-25956	41714	0	-2.9514	0.0031	534238	0.31	5.34238

DIAGRAMA MOMENTO CURVATURA DE LA VIGA V-7 40CMX60CM CORTE 2-2

MOMENT CURVATURE (M-f) GRAPH - Kgf, cm, C

Axial Load = 0

Moment Angle = 180

Results For Exact-Integration

fy(Initial) = 5.752E-05

My = 4417819

fmax = 3.100E-03

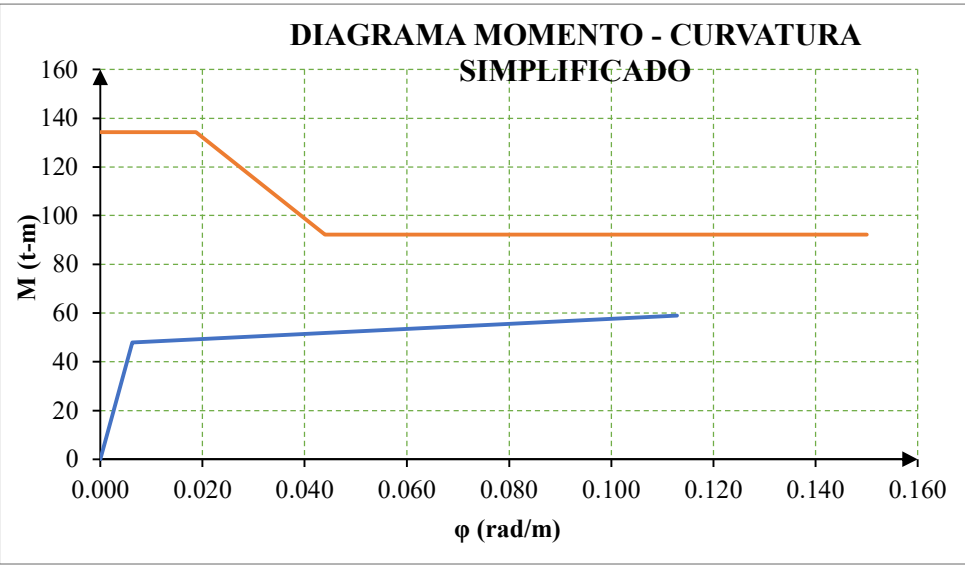
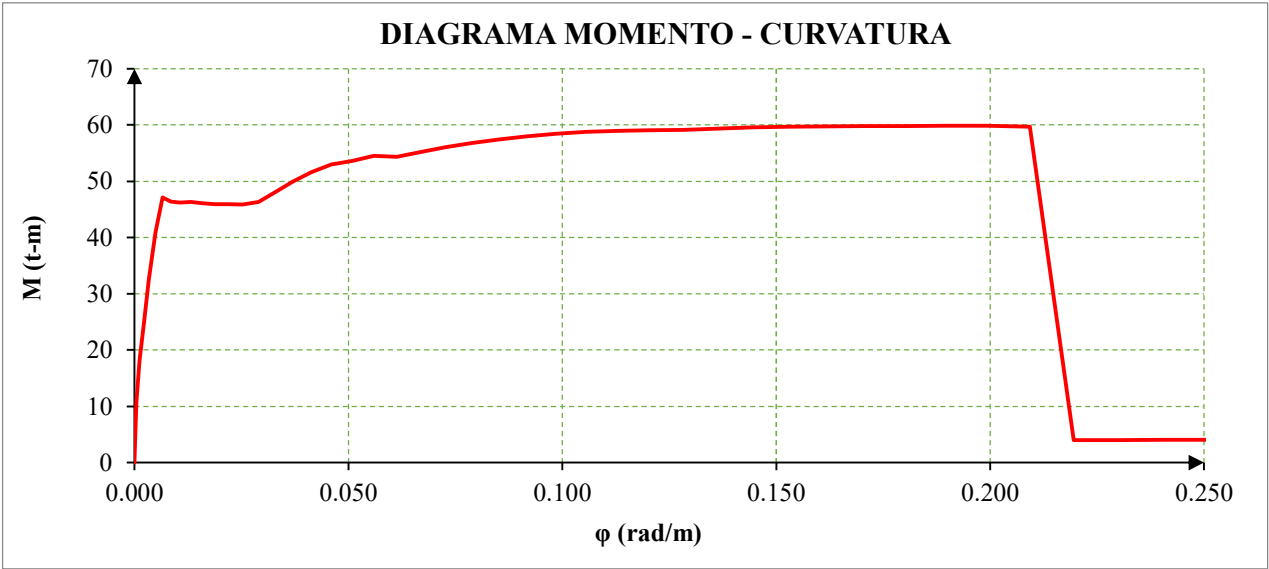
Mmax = 18823

fconcrete = 4.399E-04

Mconcrete = 5239453

fsteel = 2.096E-03

Msteel = 5770938



kgf-cm											T-m	
Concrete Str	Neutral Axi	Steel Strain	Tendon Stra	Concrete Cd	Steel Comp	Steel Tensid	Prestress Fd	Net Force	Curvature	Moment	Curvature	Moment
0.00000	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
-0.00014	0.5104	1.19E-04	0	-1219	-3565	4832.1872	0	48.6525	4.87E-06	1060739	0.0004867	10.60739
-0.00031	4.8793	3.51E-04	0	-7390	-7254	14633	0	-11.2217	1.22E-05	1815093	0.001217	18.15093
-0.00048	7.979	7.00E-04	0	-18666	-10941	29602	0	-5.2539	2.19E-05	2493207	0.00219	24.93207
-0.00069	9.8472	1.15E-03	0	-34116	-15034	49106	0	-44.5287	3.41E-05	3252477	0.003407	32.52477
-0.00092	11.0169	1.70E-03	0	-52691	-19702	72354	0	-39.2749	4.87E-05	4099865	0.004867	40.99865
-0.00116	12.3412	2.39E-03	0	-68013	-23884	91887	0	-9.5616	6.57E-05	4711510	0.00657	47.1151
-0.00132	14.5265	3.28E-03	0	-69424	-25157	94576	0	-4.9429	8.52E-05	4638928	0.008516	46.38928
-0.00149	16.1049	4.29E-03	0	-70724	-26357	97047	0	-33.8211	1.07E-04	4625014	0.01071	46.25014
-0.00167	17.3149	5.43E-03	0	-71574	-27389	98903	0	-60.1	1.31E-04	4631769	0.01314	46.31769
-0.00184	18.3567	6.70E-03	0	-71100	-27831	98903	0	-27.4411	1.58E-04	4610633	0.01582	46.10633
-0.00203	19.1708	8.09E-03	0	-70706	-28213	98903	0	-15.9517	1.87E-04	4598212	0.01874	45.98212
-0.00223	19.8092	9.59E-03	0	-70299	-28617	98903	0	-13.1535	2.19E-04	4589654	0.0219	45.89654
-0.00245	20.3156	1.12E-02	0	-69840	-29072	98903	0	-8.8965	2.53E-04	4582876	0.02531	45.82876
-0.00270	20.6613	1.29E-02	0	-69950	-30144	100092	0	-1.5088	2.90E-04	4633626	0.02896	46.33626
-0.00302	20.8077	1.47E-02	0	-71176	-32697	103871	0	-2.0642	3.29E-04	4805262	0.03285	48.05262
-0.00337	20.8955	1.66E-02	0	-72241	-35801	108028	0	-14.1753	3.70E-04	4992150	0.03699	49.9215
-0.00373	20.9723	1.86E-02	0	-72826	-39050	111936	0	59.6966	0.0004137	5165385	0.04137	51.65385
-0.00420	20.8637	2.06E-02	0	-70469	-44972	115447	0	7.0917	0.0004599	5295690	0.04599	52.9569
-0.00484	20.4768	2.26E-02	0	-63197	-55331	118497	0	-31.3468	0.0005086	5365085	0.05086	53.65085
-0.00548	20.2073	2.47E-02	0	-57229	-64219	121399	0	-49.0063	0.0005597	5451264	0.05597	54.51264
-0.00693	18.697	2.62E-02	0	-58896	-64219	123153	0	37.6036	0.0006132	5433278	0.06132	54.33278
-0.00781	18.3294	2.83E-02	0	-61393	-64219	125582	0	-30.0704	0.0006692	5523441	0.06692	55.23441
-0.00877	17.9442	3.05E-02	0	-63820	-64219	127985	0	-54.0457	0.0007276	5606244	0.07276	56.06244
-0.00981	17.5605	3.28E-02	0	-66007	-64219	130224	0	-2.432	0.0007884	5678950	0.07884	56.7895
-0.01090	17.1558	3.51E-02	0	-68094	-64219	132249	0	-64.183	0.0008516	5743515	0.08516	57.43515
-0.01220	16.7549	0.0374	0	-69875	-64219	134092	0	-2.2659	0.0009173	5797014	0.09173	57.97014
-0.01350	16.3212	0.0397	0	-71560	-64219	135723	0	-55.7102	0.0009855	5841711	0.09855	58.41711

INCORPORACIÓN DEL CORTANTE EN EL DIAGRAMA M-φ

L=6.05m

φ (rad/m)	M (t-m)
0	134.26
0.018700	134.26
0.044000	92.22
0.15	92.22

CONSTRUCCION DE LA BILINEAL

	rad/cm	rad/m
M'y	4417819	44.17819
φ'y	0.000058	0.005752
Maci(ec=0.003)	4794399.0	47.94399
φy		0.006242

φ (rad/m)	M (t-m)
0	0
0.006242	47.94399
0.1129	58.98694

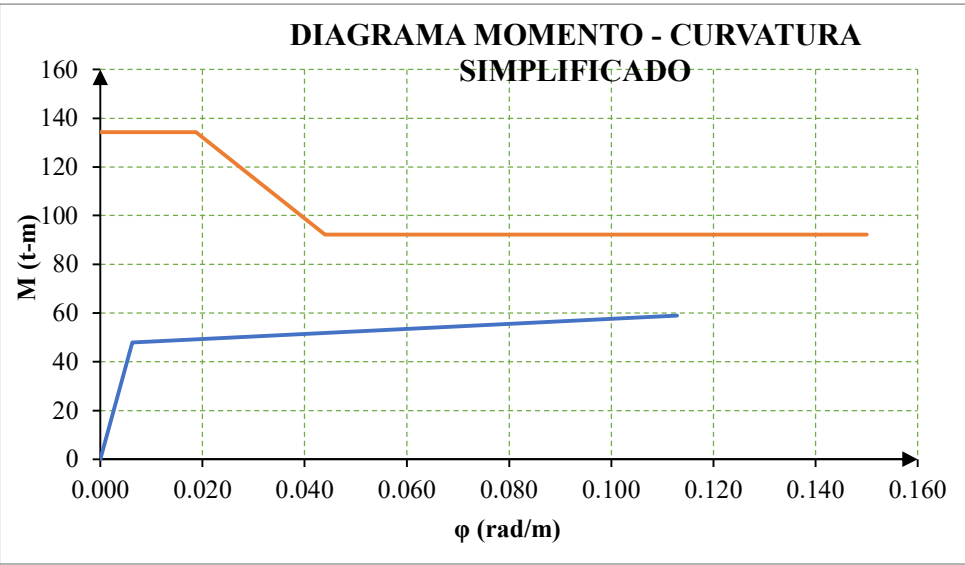
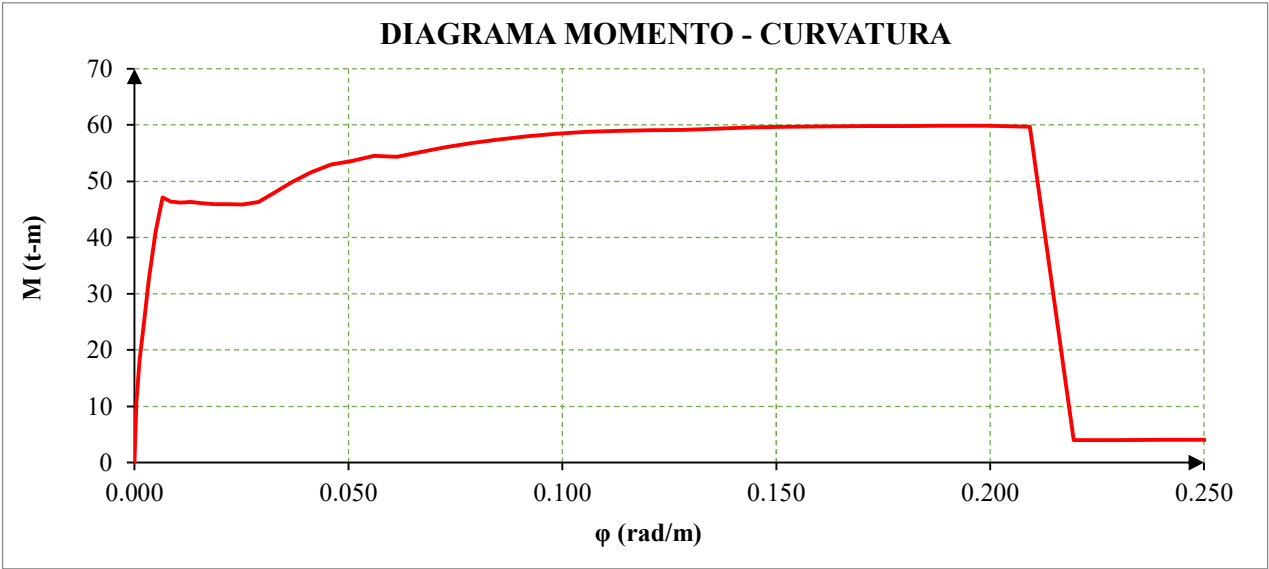
DIAGRAMA MOMENTO CURVATURA DE LA VIGA V-7 40CMX60CM CORTE 2-2

MOMENT CURVATURE (M-f) GRAPH - Kgf, cm, C

Axial Load = 0
 Moment Angle = 180

Results For Exact-Integration

fy(Initial) = 5.752E-05
 My = 4417819
 fmax = 3.100E-03
 Mmax = 18823
 fconcrete = 4.399E-04
 Mconcrete = 5239453
 fsteel = 2.096E-03
 Msteel = 5770938



kgf-cm											T-m	
Concrete St	Neutral Axi	Steel Strain	Tendon Stra	Concrete Cd	Steel Comp	Steel Tensid	Prestress Fd	Net Force	Curvature	Moment	Curvature	Moment
-0.01490	15.8661	0.0421	0	-73015	-64219	137176	0	-58.5004	0.001056	5875713	0.1056	58.75713
-0.01650	15.3707	0.0445	0	-74281	-64219	138446	0	-53.6117	0.001129	5898694	0.1129	58.98694
-0.01830	14.8148	0.0468	0	-75350	-64219	139522	0	-47.3128	0.001204	5909093	0.1204	59.09093
-0.02020	14.2551	0.0491	0	-75851	-64589	140469	0	28.9803	0.001282	5911922	0.1282	59.11922
-0.02190	13.9641	0.0517	0	-74826	-66676	141492	0	-9.5353	0.001363	5939012	0.1363	59.39012
-0.02360	13.6595	0.0544	0	-73499	-68906	142379	0	-25.5127	0.001445	5959481	0.1445	59.59481
-0.02560	13.2978	0.0571	0	-71925	-71224	143109	0	-40.1497	0.001531	5970207	0.1531	59.70207
-0.02770	12.9055	0.0597	0	-70199	-73530	143710	0	-19.0137	0.001618	5974201	0.1618	59.74201
-0.02980	12.5606	0.0625	0	-68598	-75651	144242	0	-6.3545	0.001708	5980580	0.1708	59.8058
-0.03210	12.1925	0.0652	0	-66961	-77718	144663	0	-15.2665	0.001801	5983070	0.1801	59.8307
-0.03440	11.8589	0.068	0	-65402	-79624	145016	0	-10.1374	0.001896	5985649	0.1896	59.85649
-0.03670	11.5614	0.0709	0	-63937	-81369	145298	0	-8.2786	0.001993	5988353	0.1993	59.88353
-0.03970	11.0121	0.0733	0	-61898	-83453	145392	0	40.8501	0.002093	5967155	0.2093	59.67155
-0.01310	24.0189	0.1054	0	-17269	0	17259	0	-10.277	0.002195	403440	0.2195	4.0344
-0.01380	24.0162	0.1104	0	-17214	0	17198	0	-16.098	0.002299	404949	0.2299	4.04949
-0.01440	24.0137	0.1155	0	-17153	0	17125	0	-28.4067	0.002407	406373	0.2407	4.06373
-0.01510	24.0114	0.1208	0	-17087	0	17040	0	-47.5288	0.002516	407736	0.2516	4.07736
-0.01570	24.0101	0.1262	0	-17018	0	17020	0	2.0144	0.002628	407220	0.2628	4.0722
-0.01640	24.0085	0.1317	0	-16944	0	16947	0	3.0989	0.002742	407648	0.2742	4.07648
-0.01710	24.007	0.1373	0	-16865	0	16870	0	4.9141	0.002859	407846	0.2859	4.07846
-0.01790	24.0058	0.143	0	-16783	0	16790	0	7.5009	0.002978	407818	0.2978	4.07818
-0.01810	24.1634	0.1493	0	-15839	0	15799	0	-40.6552	0.0031	18823	0.31	0.18823

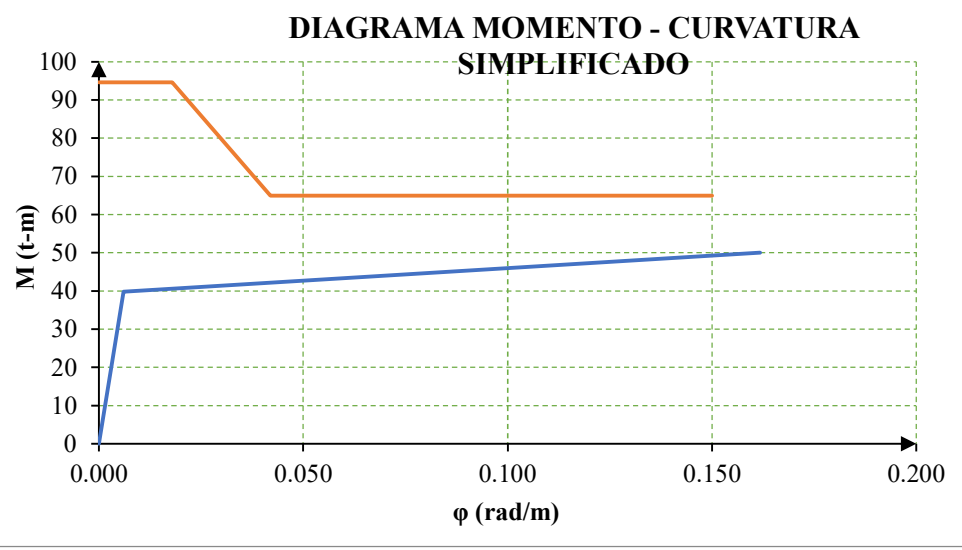
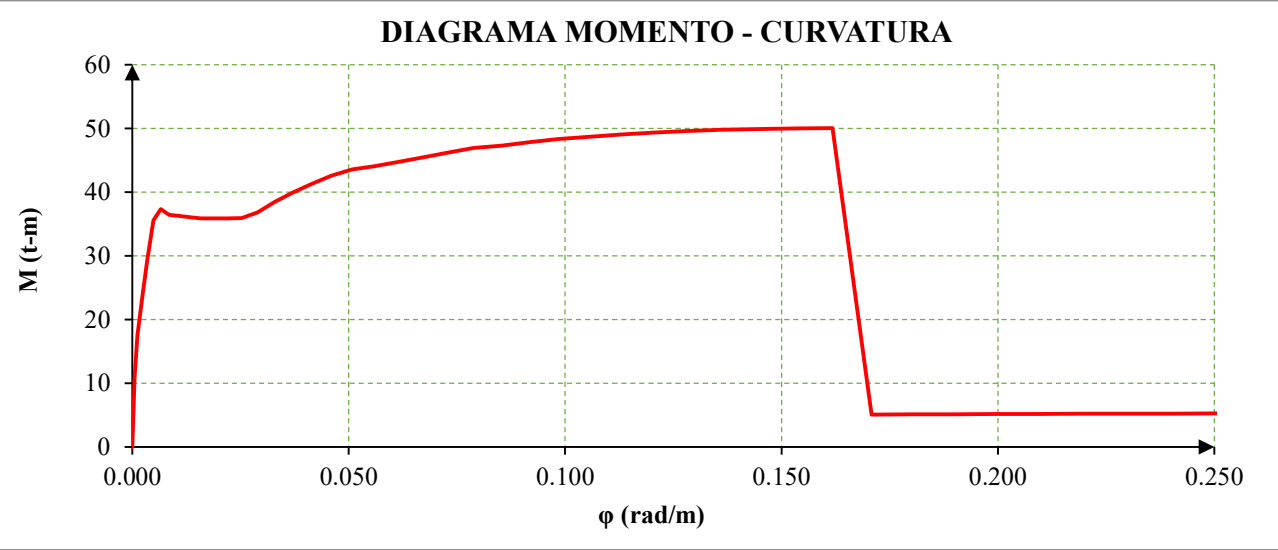
DIAGRAMA MOMENTO CURVATURA DE LA VIGA V-7 40CMX60CM CORTE 2-2 4TO NIVEL

MOMENT CURVATURE (M-f) GRAPH - Kgf, cm, C

Axial Load = 0
 Moment Angle = 0

Results For Exact-Integration

fy(Initial) = 5.417E-05
 My = 3614287
 fmax = 3.100E-03
 Mmax = 534943
 fconcrete = 4.931E-04
 Mconcrete = 4326042
 fsteel = 1.647E-03
 Msteel = 3558077



kgf-cm											T-m	
Concrete St	Neutral Axi	Steel Strain	Tendon Stra	Concrete Cd	Steel Comp	Steel Tensid	Prestress Fd	Net Force	Curvature	Moment	Curvature	Moment
0.00000	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
-0.00014	1.4493	1.24E-04	0	-1651	-5552	3899.3145	0	-3304	4.87E-06	1071396	0.0004867	10.71396
-0.00029	6.2648	3.68E-04	0	-1136	-10765	11884	0	-17.3922	1.22E-05	1752261	0.001217	17.52261
-0.00044	9.6893	7.38E-04	0	-8742	-15391	24126	0	-7.6454	2.19E-05	2307377	0.00219	23.07377
-0.00062	11.827	1.22E-03	0	-20171	-20071	40185	0	-57.2584	3.41E-05	2907359	0.003407	29.07359
-0.00081	13.26	1.81E-03	0	-34307	-24966	59224	0	-48.1978	4.87E-05	3557000	0.004867	35.57
-0.00097	15.187	2.58E-03	0	-42513	-26974	69471	0	-15.7125	6.57E-05	3734192	0.00657	37.34192
-0.00110	17.0398	3.50E-03	0	-45312	-26578	71853	0	-36.8871	8.52E-05	3641675	0.008516	36.41675
-0.00125	18.3162	4.53E-03	0	-48247	-26149	74371	0	-24.3797	1.07E-04	3628123	0.01071	36.28123
-0.00140	19.3426	5.70E-03	0	-50175	-25443	75579	0	-38.6958	1.31E-04	3608875	0.01314	36.08875
-0.00156	20.1409	6.98E-03	0	-51781	-25377	77147	0	-10.8392	1.58E-04	3592223	0.01582	35.92223
-0.00174	20.739	8.38E-03	0	-53436	-25403	78831	0	-7.8121	1.87E-04	3587871	0.01874	35.87871
-0.00193	21.1947	9.90E-03	0	-55086	-25543	80623	0	-5.2398	2.19E-04	3589741	0.0219	35.89741
-0.00214	21.539	1.15E-02	0	-56629	-25893	82518	0	-4.6185	2.53E-04	3595584	0.02531	35.95584
-0.00240	21.7273	1.32E-02	0	-58622	-27361	85981	0	-1.7216	2.90E-04	3684899	0.02896	36.84899
-0.00269	21.8064	1.50E-02	0	-60756	-29958	90711	0	-2.6218	3.29E-04	3842368	0.03285	38.42368
-0.00301	21.8596	1.70E-02	0	-62384	-32913	95294	0	-2.3363	3.70E-04	3990347	0.03699	39.90347
-0.00335	21.8962	1.90E-02	0	-63560	-36181	99734	0	-6.4246	0.0004137	4128763	0.04137	41.28763
-0.00372	21.9229	2.11E-02	0	-64326	-39714	104044	0	4.2525	0.0004599	4257304	0.04599	42.57304
-0.00413	21.8739	2.33E-02	0	-62831	-44952	107771	0	-11.9992	0.0005086	4357975	0.05086	43.57975
-0.00466	21.6746	2.56E-02	0	-56217	-54105	110289	0	-32.9204	0.0005597	4408415	0.05597	44.08415
-0.00519	21.5439	2.79E-02	0	-50604	-62611	113212	0	-3.1871	0.0006132	4473830	0.06132	44.7383
-0.00572	21.4514	3.04E-02	0	-45810	-70455	116253	0	-12.4734	0.0006692	4546112	0.06692	45.46112
-0.00626	21.3975	3.30E-02	0	-41709	-77686	119375	0	-18.9195	0.0007276	4619410	0.07276	46.1941
-0.00680	21.375	3.58E-02	0	-38199	-84452	122603	0	-47.9657	0.0007884	4692891	0.07884	46.92891
-0.00761	21.062	3.84E-02	0	-37220	-85626	122834	0	-11.5706	0.0008516	4731921	0.08516	47.31921
-0.00836	20.8921	0.0412	0	-38422	-85626	124029	0	-18.8388	0.0009173	4784640	0.09173	47.8464
-0.00913	20.736	0.0441	0	-39444	-85626	125031	0	-37.9838	0.0009855	4831368	0.09855	48.31368

INCORPORACIÓN DEL CORTANTE EN EL DIAGRAMA M-φ

L=3.95m

φ (rad/m)	M (t-m)
0	94.564
0.017900	94.564
0.042000	64.93
0.15	64.93

CONSTRUCCION DE LA BILINEAL

	rad/cm	rad/m
M'y	3614287	36.14287
φ'y	0.000054	0.005417
Maci(ec=0.003)	3985244.3	39.852443
φy		0.005973

φ (rad/m)	M (t-m)
0	0
0.005973	39.852443
0.1618	50.0535

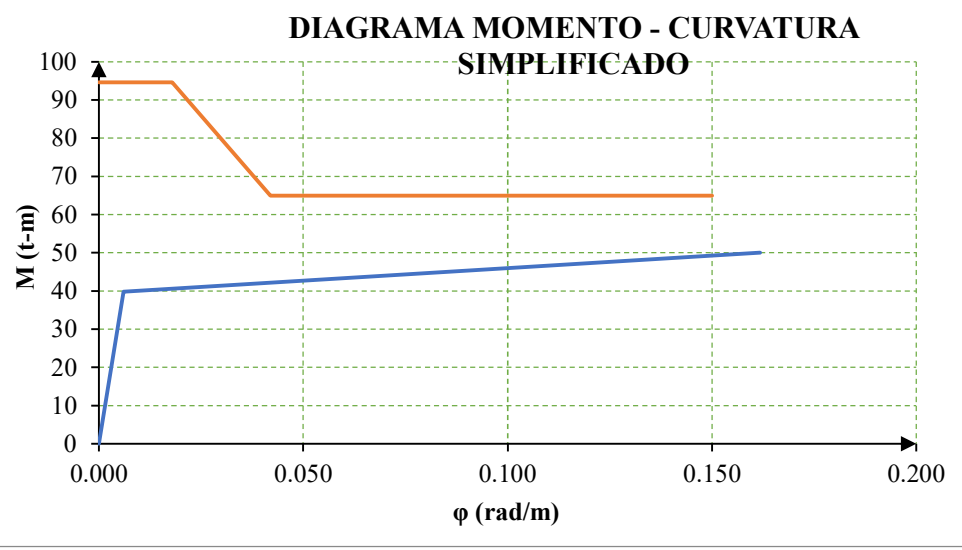
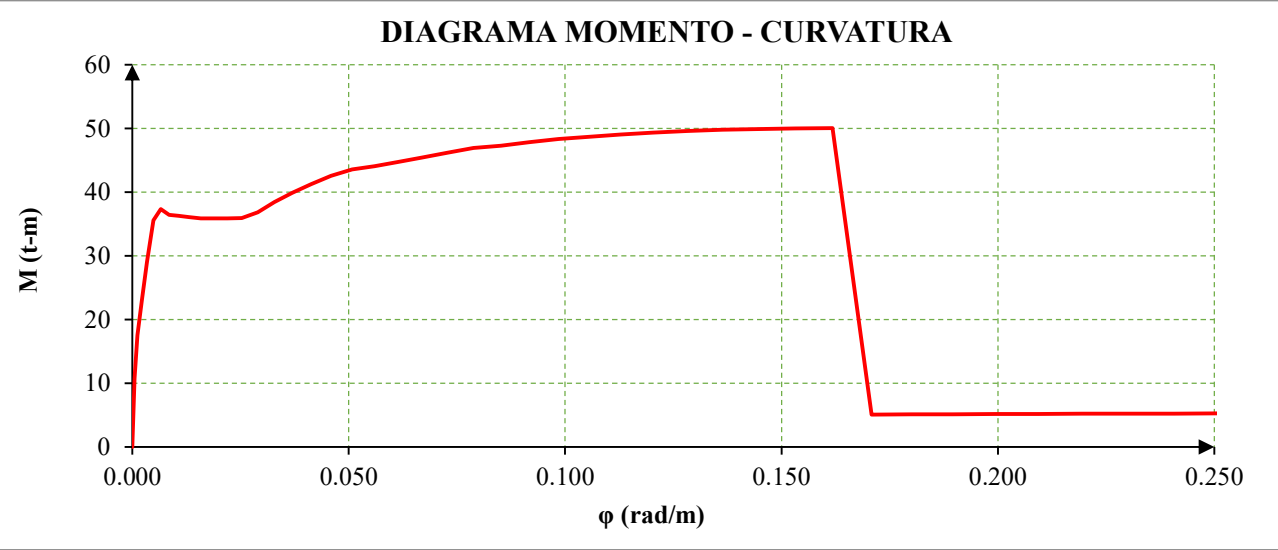
DIAGRAMA MOMENTO CURVATURA DE LA VIGA V-7 40CMX60CM CORTE 2-2 4TO NIVEL

MOMENT CURVATURE (M-f) GRAPH - Kgf, cm, C

Axial Load = 0
 Moment Angle = 0

Results For Exact-Integration

fy(Initial) = 5.417E-05
 My = 3614287
 fmax = 3.100E-03
 Mmax = 534943
 fconcrete = 4.931E-04
 Mconcrete = 4326042
 fsteel = 1.647E-03
 Msteel = 3558077



kgf-cm											T-m	
Concrete Str	Neutral Axis	Steel Strain	Tendon Str	Concrete Cr	Steel Comp	Steel Tensid	Prestress Fd	Net Force	Curvature	Moment	Curvature	Moment
-0.00993	20.5944	0.0471	0	-40283	-85626	125869	0	-39.5558	0.001056	4871733	0.1056	48.71733
-0.01080	20.4654	0.0502	0	-40961	-85626	126551	0	-36.0308	0.001129	4906277	0.1129	49.06277
-0.01160	20.3478	0.0534	0	-41490	-85626	127083	0	-32.4196	0.001204	4935332	0.1204	49.35332
-0.01250	20.241	0.0567	0	-41881	-85626	127479	0	-28.1531	0.001282	4958984	0.1282	49.58984
-0.01340	20.1436	0.0602	0	-42147	-85626	127747	0	-25.8525	0.001363	4977710	0.1363	49.7771
-0.01440	20.0552	0.0637	0	-42295	-85626	127897	0	-24.3339	0.001445	4991577	0.1445	49.91577
-0.01530	19.9749	0.0673	0	-42337	-85626	127940	0	-22.1559	0.001531	5000838	0.1531	50.00838
-0.01630	19.9027	0.071	0	-42274	-85626	127894	0	-6.0163	0.001618	5005350	0.1618	50.0535
-0.01080	23.6984	0.0815	0	-17756	-21423	39233	0	53.6786	0.001708	509617	0.1708	5.09617
-0.01130	23.705	0.0859	0	-17264	-22086	39369	0	18.7972	0.001801	512529	0.1801	5.12529
-0.01190	23.7159	0.0904	0	-17076	-22390	39493	0	27.1872	0.001896	514792	0.1896	5.14792
-0.01250	23.7264	0.0951	0	-16891	-22672	39605	0	42.0832	0.001993	516646	0.1993	5.16646
-0.01310	23.7364	0.0999	0	-16708	-22932	39703	0	63.4693	0.002093	518079	0.2093	5.18079
-0.01370	23.745	0.1048	0	-16526	-23267	39790	0	-3.017	0.002195	521367	0.2195	5.21367
-0.01440	23.754	0.1098	0	-16348	-23522	39866	0	-4.5901	0.002299	522854	0.2299	5.22854
-0.01500	23.7624	0.1149	0	-16171	-23770	39933	0	-7.2307	0.002407	524142	0.2407	5.24142
-0.01570	23.7702	0.1202	0	-15995	-24035	40019	0	-10.5757	0.002516	525350	0.2516	5.2535
-0.01640	23.7767	0.1256	0	-15817	-24398	40195	0	-19.8405	0.002628	526974	0.2628	5.26974
-0.01710	23.7805	0.131	0	-15630	-25024	40626	0	-27.7092	0.002742	529653	0.2742	5.29653
-0.01780	23.7843	0.1366	0	-15446	-25638	41044	0	-39.9711	0.002859	532201	0.2859	5.32201
-0.01850	23.7881	0.1423	0	-15261	-26238	41447	0	-51.1679	0.002978	534490	0.2978	5.3449
-0.01920	23.7924	0.1482	0	-15077	-26751	41832	0	3.6866	0.0031	534943	0.31	5.34943

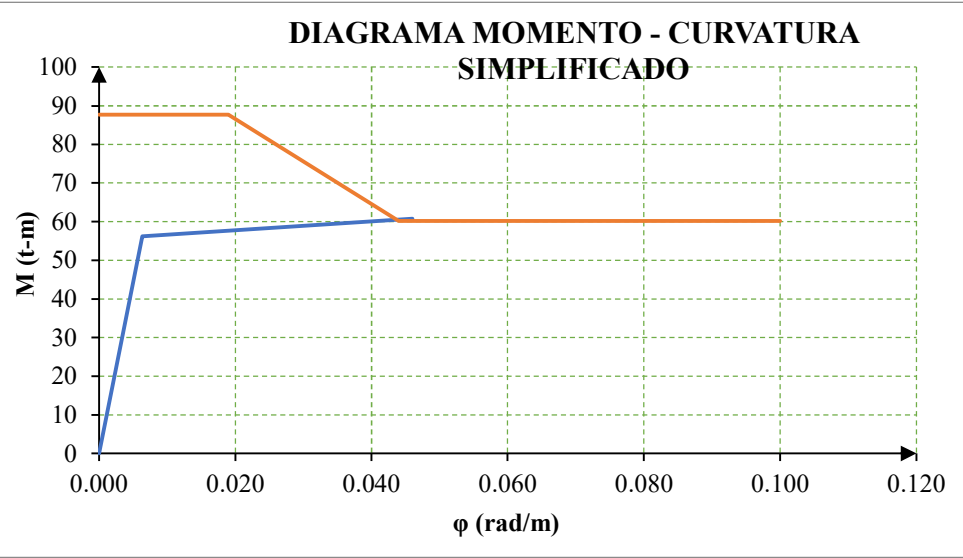
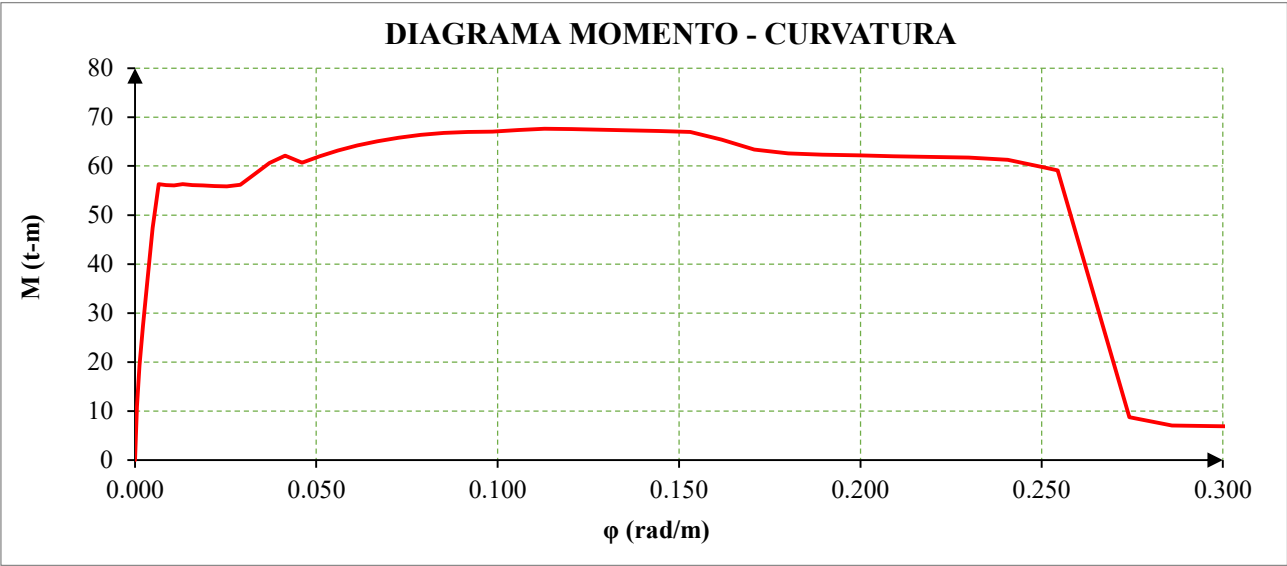
DIAGRAMA MOMENTO CURVATURA DE LA VIGA V-7 40CMX60CM CORTE 2-2 4TO NIVEL

MOMENT CURVATURE (M-f) GRAPH - Kgf, cm, C

Axial Load = 0
 Moment Angle = 180

Results For Exact-Integration

fy(Initial) = 5.996E-05
 My = 5329510
 fmax = 3.100E-03
 Mmax = 676121
 fconcrete = 3.880E-04
 Mconcrete = 6127024
 fsteel = N/A
 Msteel = N/A



kgf-cm											T-m	
Concrete St	Neutral Axi	Steel Strain	Tendon Stra	Concrete Cd	Steel Comp	Steel Tensid	Prestress Fd	Net Force	Curvature	Moment	Curvature	Moment
0.000000	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
-0.000145	0.1473	1.18E-04	0	-2327	-3620	5968.84	0	21.982	4.87E-06	1090082	0.0004867	10.90082
-0.000314	4.2083	3.43E-04	0	-10307	-7509	17809	0	-7.2665	1.22E-05	1933014	0.001217	19.33014
-0.000503	7.0281	6.80E-04	0	-24079	-11590	35665	0	-3.4831	2.19E-05	2747388	0.00219	27.47388
-0.000727	8.6615	1.11E-03	0	-42472	-16294	58733	0	-32.8096	3.41E-05	3680543	0.003407	36.80543
-0.000992	9.6193	1.64E-03	0	-64322	-21822	86116	0	-28.3643	4.87E-05	4733461	0.004867	47.33461
-0.001273	10.6205	2.28E-03	0	-84075	-27408	111470	0	-13.6416	6.57E-05	5632427	0.00657	56.32427
-0.001458	12.8853	3.14E-03	0	-85737	-29515	115247	0	-5.0181	8.52E-05	5616582	0.008516	56.16582
-0.001648	14.6067	4.13E-03	0	-86340	-31358	117661	0	-36.3423	1.07E-04	5607236	0.01071	56.07236
-0.001855	15.879	5.24E-03	0	-86999	-33272	120243	0	-28.4713	1.31E-04	5633478	0.01314	56.33478
-0.002057	16.9975	6.48E-03	0	-85825	-34533	120309	0	-49.0175	1.58E-04	5618790	0.01582	56.1879
-0.002272	17.8753	7.85E-03	0	-84549	-35781	120309	0	-20.6115	1.87E-04	5607102	0.01874	56.07102
-0.002503	18.5701	9.32E-03	0	-83245	-37077	120309	0	-12.0293	2.19E-04	5598859	0.0219	55.98859
-0.002750	19.1323	1.09E-02	0	-81908	-38408	120309	0	-6.7198	2.53E-04	5592489	0.02531	55.92489
-0.003025	19.5547	1.26E-02	0	-80941	-40134	121066	0	-8.9345	2.90E-04	5622776	0.02896	56.22776
-0.003380	19.7116	1.44E-02	0	-81753	-43923	125678	0	2.6298	3.29E-04	5832445	0.03285	58.32445
-0.003771	19.8043	1.62E-02	0	-82493	-48384	130842	0	-35.9971	3.70E-04	6065176	0.03699	60.65176
-0.004325	19.5455	1.80E-02	0	-78582	-56798	135359	0	-21.7249	0.0004137	6214668	0.04137	62.14668
-0.005931	17.1041	1.89E-02	0	-73097	-64219	137339	0	23.6161	0.0004599	6074497	0.04599	60.74497
-0.006826	16.5769	2.06E-02	0	-76821	-64219	141019	0	-20.9021	0.0005086	6202328	0.05086	62.02328
-0.007807	16.0506	2.24E-02	0	-80218	-64219	144434	0	-3.0651	0.0005597	6317193	0.05597	63.17193
-0.008883	15.5138	2.42E-02	0	-83347	-64219	147564	0	-2.4419	0.0006132	6418795	0.06132	64.18795
-0.010100	14.9518	2.61E-02	0	-86270	-64219	150423	0	-65.88	0.0006692	6507428	0.06692	65.07428
-0.011400	14.3796	2.79E-02	0	-88824	-64219	153040	0	-2.8228	0.0007276	6580798	0.07276	65.80798
-0.012800	13.7554	2.98E-02	0	-91210	-64219	155382	0	-46.8021	0.0007884	6639528	0.07884	66.39528
-0.014400	13.0813	3.16E-02	0	-93295	-64219	157473	0	-41.4111	0.0008516	6680914	0.08516	66.80914
-0.016200	12.3256	3.33E-02	0	-95097	-64219	159292	0	-23.7445	0.0009173	6702109	0.09173	67.02109
-0.018200	11.495	0.035	0	-96365	-64518	160862	0	-20.2509	0.0009855	6705431	0.09855	67.05431

INCORPORACIÓN DEL CORTANTE EN EL DIAGRAMA M-φ

L=3.95m

φ (rad/m)	M (t-m)
0	87.66
0.019000	87.66
0.044000	60.21
0.1	60.21

CONSTRUCCION DE LA BILINEAL

	rad/cm	rad/m
M'y	5329510	53.2951
φ'y	0.000060	0.005996
Maci(ec=0.003)	5620022.6	56.200226
φy		0.006323

φ (rad/m)	M (t-m)
0	0
0.006323	56.200226
0.04599	60.74497

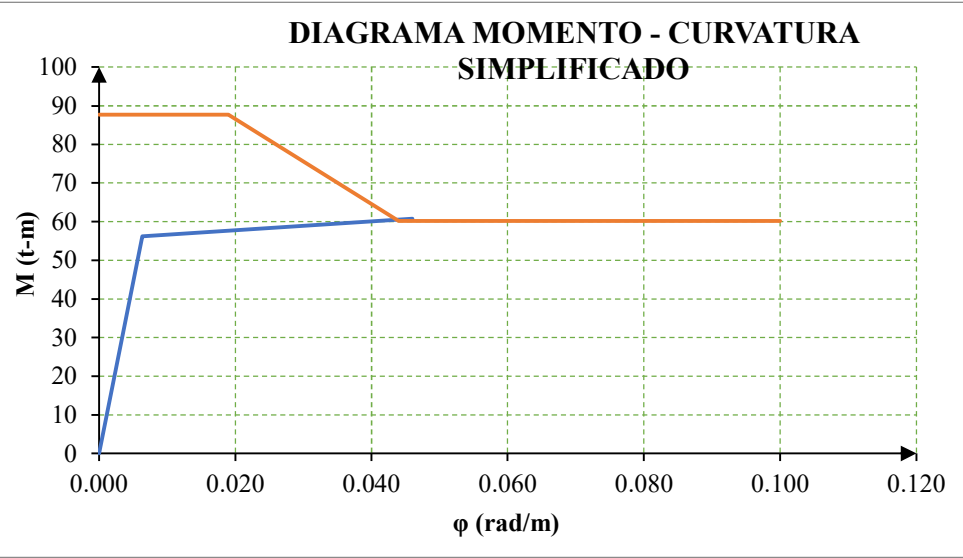
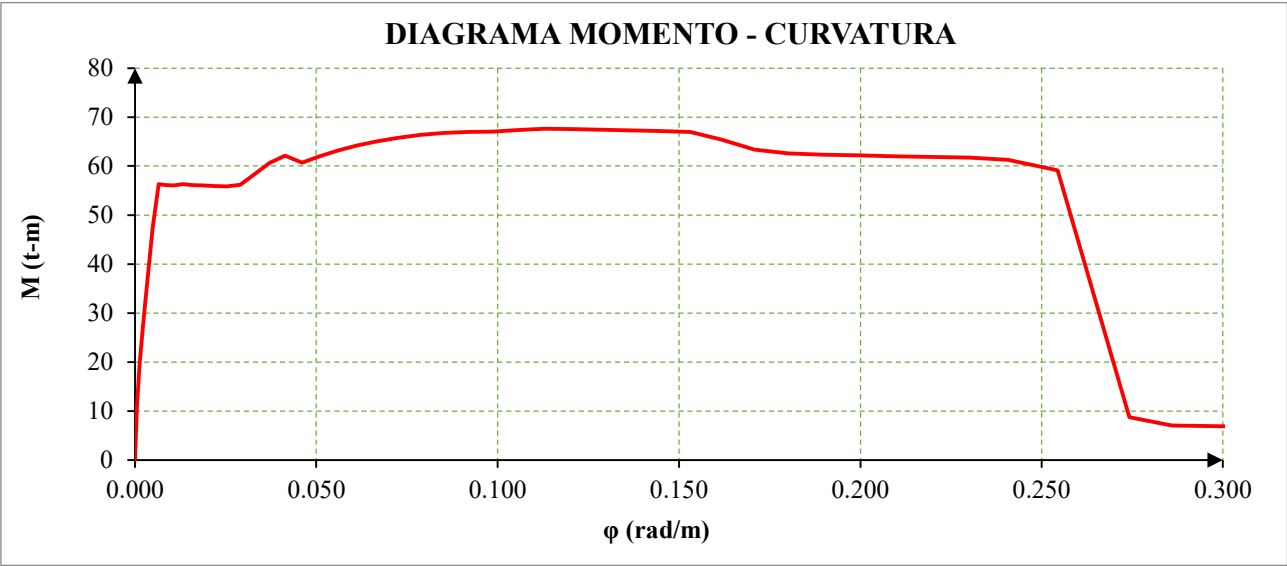
DIAGRAMA MOMENTO CURVATURA DE LA VIGA V-7 40CMX60CM CORTE 2-2 4TO NIVEL

MOMENT CURVATURE (M-f) GRAPH - Kgf, cm, C

Axial Load = 0
 Moment Angle = 180

Results For Exact-Integration

fy(Initial) = 5.996E-05
 My = 5329510
 fmax = 3.100E-03
 Mmax = 676121
 fconcrete = 3.880E-04
 Mconcrete = 6127024
 fsteel = N/A
 Msteel = N/A



kgf-cm											T-m	
Concrete St	Neutral Ax	Steel Strain	Tendon Stra	Concrete Cd	Steel Comp	Steel Tensid	Prestress Fd	Net Force	Curvature	Moment	Curvature	Moment
-0.020100	10.9306	0.0369	0	-95671	-66902	162528	0	-44.4203	0.001056	6739033	0.1056	67.39033
-0.022200	10.3409	0.0388	0	-94322	-69702	164013	0	-11.1175	0.001129	6762503	0.1129	67.62503
-0.024600	9.5861	0.0405	0	-92495	-72690	165206	0	20.8071	0.001204	6760291	0.1204	67.60291
-0.027300	8.7496	0.042	0	-90508	-75671	166195	0	16.0383	0.001282	6747308	0.1282	67.47308
-0.030100	7.8845	0.0434	0	-88526	-78501	167057	0	30.1573	0.001363	6731255	0.1363	67.31255
-0.033200	7.0594	0.0449	0	-86747	-81085	167845	0	13.3127	0.001445	6720577	0.1445	67.20577
-0.036400	6.192	0.0462	0	-84944	-83516	168507	0	47.2279	0.001531	6702237	0.1531	67.02237
-0.041800	4.1883	0.0456	0	-81156	-86940	168107	0	12.2078	0.001618	6544705	0.1618	65.44705
-0.048300	1.7367	0.044	0	-76878	-90113	167054	0	62.781	0.001708	6338688	0.1708	63.38688
-0.052500	0.8435	0.0447	0	-72961	-91606	164564	0	-2.8312	0.001801	6265487	0.1801	62.65487
-0.056000	0.451	0.0463	0	-69330	-92598	161935	0	6.7073	0.001896	6237870	0.1896	62.3787
-0.059600	0.1113	0.0481	0	-65966	-93441	159411	0	2.7258	0.001993	6217084	0.1993	62.17084
-0.063200	-0.2117	0.0498	0	-62470	-96496	158991	0	25.4527	0.002093	6199430	0.2093	61.9943
-0.066900	-0.4915	0.0516	0	-59263	-100440	159703	0	-0.3911	0.002195	6185994	0.2195	61.85994
-0.070600	-0.7239	0.0535	0	-56408	-103966	160380	0	6.6971	0.002299	6176273	0.2299	61.76273
-0.075800	-1.513	0.0541	0	-53900	-106611	160524	0	13.476	0.002407	6129082	0.2407	61.29082
-0.085600	-4.0343	0.0502	0	-51737	-107127	158857	0	-6.9905	0.002516	5957118	0.2516	59.57118
-0.088000	-4.593	0.0494	0	-51213	-107167	158424	0	43.7015	0.002544	5917267	0.2544	59.17267
-0.136400	-19.7504	0.0117	0	-46301	-39398	85680	0	-20.1246	0.002742	874009	0.2742	8.74009
-0.152300	-23.2679	2.09E-03	0	-45173	-40164	85355	0	18.6634	0.002859	702496	0.2859	7.02496
-0.158800	-23.3103	2.05E-03	0	-43389	-40413	83833	0	30.7397	0.002978	688584	0.2978	6.88584
-0.165400	-23.3477	2.02E-03	0	-41713	-40877	82586	0	-3.767	0.0031	676121	0.31	6.76121

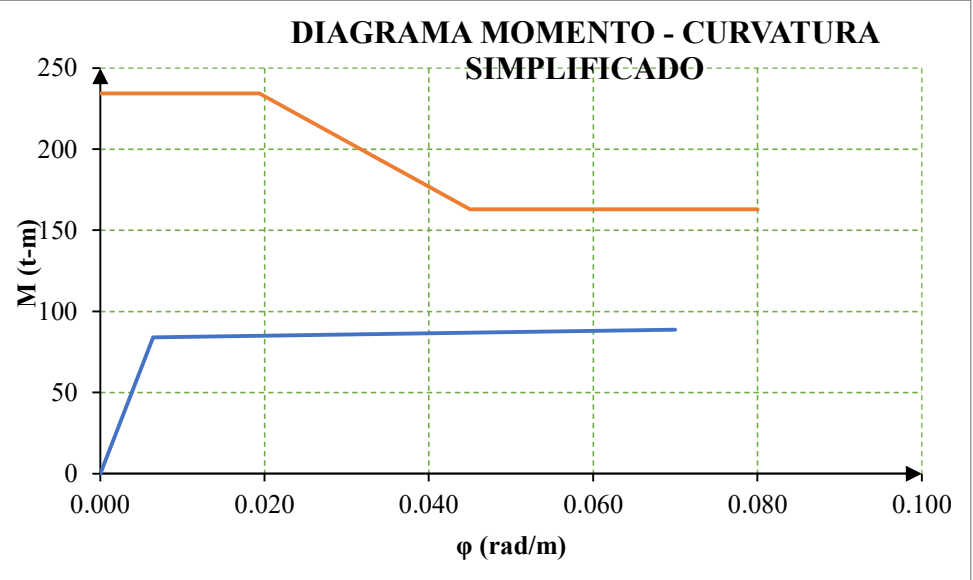
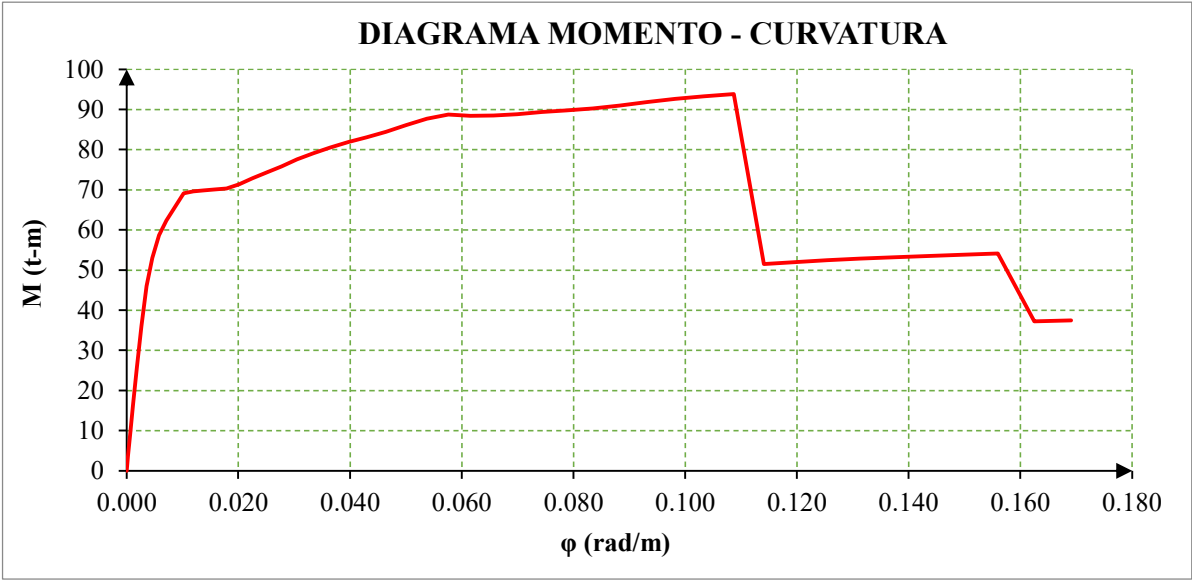
DIAGRAMA MOMENTO CURVATURA DE LA COLUMNA C-1 (0°)

MOMENT CURVATURE (M-f) GRAPH - Kgf, cm, C

Axial Load = 0
 Moment Angle = 0

Results For Exact-Integration

fy(Initial) = 3.359E-05
 My = 4353238
 fmax = 1.691E-03
 Mmax = 3746063
 fconcrete = 5.626E-04
 Mconcrete = 8837221
 fsteel = 1.121E-03
 Msteel = 6725650



kgf-cm											T-m	
Concrete St	Neutral Axi	Steel Strain	Tendon Stra	Concrete Cd	Steel Comp	Steel Tensid	Prestress Fd	Net Force	Curvature	Moment	Curvature	Moment
0.000000	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
-0.000034	17.1926	1.62E-04	0	-6349	-794.1044	7115.3322	0	-28.262	2.65E-06	371370	0.0002654	3.7137
-0.000085	17.2364	4.06E-04	0	-15765	-1973	17810	0	72.8941	6.64E-06	925953	0.0006636	9.25953
-0.000153	17.1933	7.31E-04	0	-28411	-3573	32021	0	36.554	1.20E-05	1666626	0.001195	16.66626
-0.000239	17.1389	1.14E-03	0	-44108	-5603	49734	0	23.5695	1.86E-05	2588397	0.001858	25.88397
-0.000340	17.1846	1.62E-03	0	-61698	-7950	69669	0	20.3577	2.65E-05	3599143	0.002654	35.99143
-0.000453	17.349	2.20E-03	0	-79828	-10474	90320	0	18.1146	3.58E-05	4594201	0.003584	45.94201
-0.000567	17.7847	2.87E-03	0	-94765	-12688	107565	0	112.1398	4.65E-05	5301922	0.004645	53.01922
-0.000689	18.2077	3.63E-03	0	-108862	-14865	123660	0	-67.4144	5.84E-05	5867774	0.00584	58.67774
-0.000805	18.7735	4.50E-03	0	-118740	-16461	135148	0	-54.0615	7.17E-05	6229465	0.007167	62.29465
-0.000925	19.278	5.46E-03	0	-127681	-17902	145445	0	-137.7121	8.63E-05	6558810	0.008627	65.5881
-0.001056	19.6677	6.51E-03	0	-137247	-19457	156689	0	-14.4047	1.02E-04	6908300	0.01022	69.083
-0.001155	20.3292	7.68E-03	0	-138011	-19269	157161	0	-119.4771	1.20E-04	6955924	0.01195	69.55924
-0.001255	20.9073	8.96E-03	0	-138423	-18760	157161	0	-22.4255	1.38E-04	6980831	0.0138	69.80831
-0.001359	21.3966	1.03E-02	0	-139103	-18070	157161	0	-12.3196	1.58E-04	7004382	0.01579	70.04382
-0.001467	21.8143	1.18E-02	0	-140003	-17211	157203	0	-10.5201	1.79E-04	7028231	0.01792	70.28231
-0.001585	22.1422	1.33E-02	0	-142015	-16471	158479	0	-7.04E+00	2.02E-04	7135010	0.02017	71.3501
-0.001713	22.4078	1.50E-02	0	-144629	-15787	160408	0	-8.14E+00	2.26E-04	7285267	0.02256	72.85267
-0.001847	22.6368	1.67E-02	0	-147242	-15027	162261	0	-7.53E+00	2.51E-04	7428155	0.02508	74.28155
-0.001990	22.8245	1.85E-02	0	-150127	-14329	164451	0	-5.19E+00	2.77E-04	7583680	0.02774	75.8368
-0.002145	22.9749	2.04E-02	0	-153240	-13752	166987	0	-4.57E+00	3.05E-04	7752181	0.03053	77.52181
-0.002307	23.101	2.24E-02	0	-156155	-13213	169364	0	-4.81E+00	3.35E-04	7908371	0.03345	79.08371
-0.002481	23.2023	2.45E-02	0	-158802	-12794	171591	0	-5.75E+00	3.65E-04	8052061	0.0365	80.52061
-0.002666	23.2824	2.67E-02	0	-161155	-12515	173664	0	-4.89E+00	0.0003968	8183280	0.03968	81.8328
-0.002863	23.3432	2.90E-02	0	-163267	-12412	175674	0	-3.76E+00	0.00043	8305372	0.043	83.05372
-0.003079	23.3713	3.13E-02	0	-165617	-12835	178448	0	-3.42E+00	0.0004645	8441964	0.04645	84.41964
-0.003324	23.3568	3.37E-02	0	-168511	-14144	182664	0	8.48E+00	0.0005004	8611767	0.05004	86.11767

INCORPORACIÓN DEL CORTANTE EN DIAGRAMA M-φ
 L=3.80m

φ (rad/m)	M (t-m)
0	234.409
0.0194	234.409
0.045	163.053
0.08	163.053

FRACTURA DEL REFUERZON TRANSVERSAL
 0.006035 cuantia volumetrica
 0.014 def. max. concreto

PANDEO DE LA BARRA LONGITUDINAL
 s 10
 db 2.54
 s/db 3.9370079
 lw 0.6746
 ep* 0.0470866
 φu* 0.0697993

CONSTRUCCION DE LA BILINEAL

rad/cm rad/m
 M'y 4353238 43.53238
 φ'y 0.000034 0.003359
 Maci(ec=0.003) 8392006.7 83.920067
 φy 0.006475

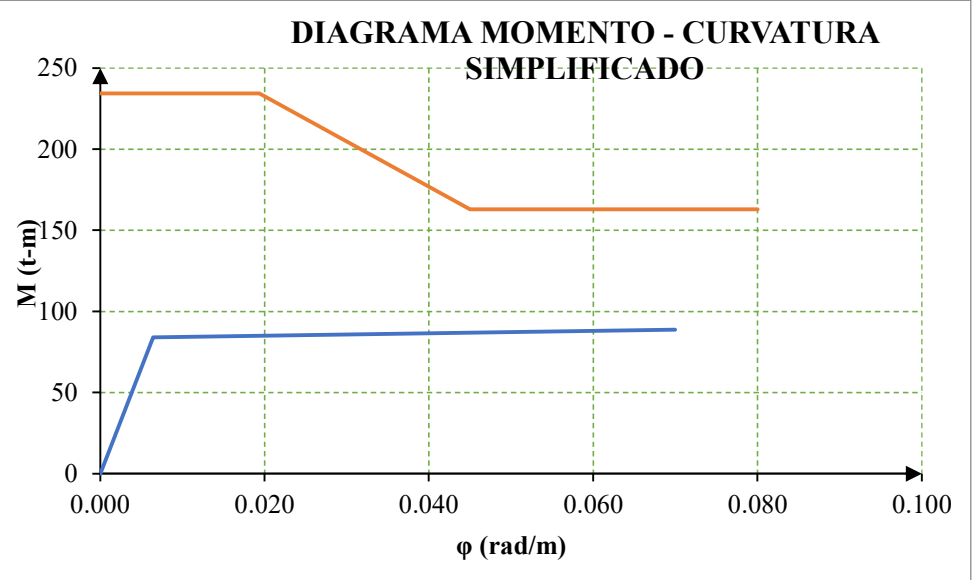
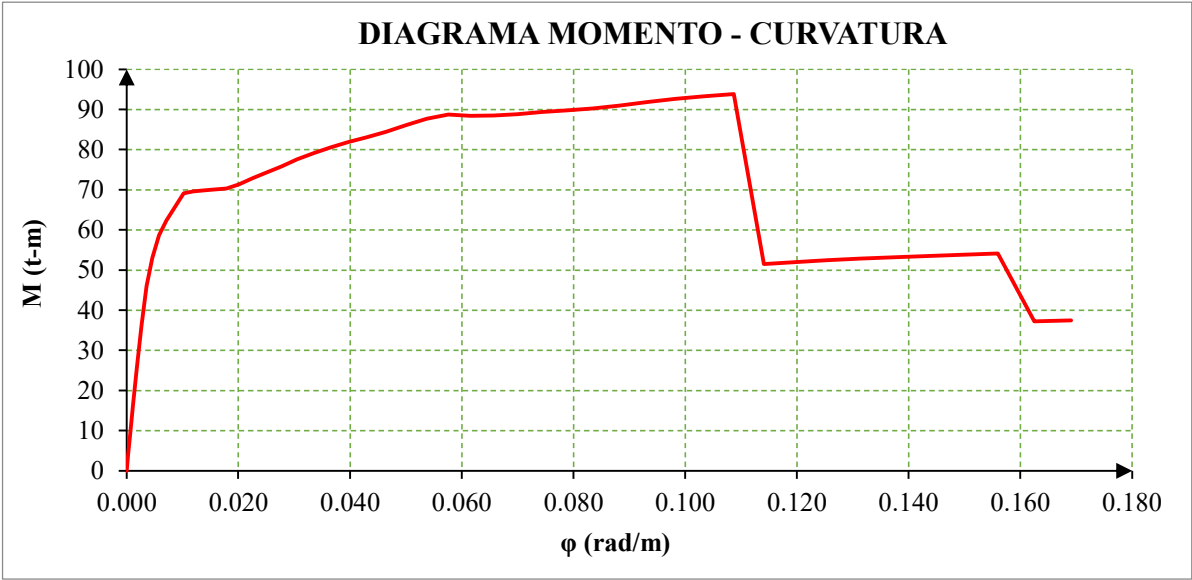
DIAGRAMA MOMENTO CURVATURA DE LA COLUMNA C-1 (0°)

MOMENT CURVATURE (M-f) GRAPH - Kgf, cm, C

Axial Load = 0
 Moment Angle = 0

Results For Exact-Integration

fy(Initial) = 3.359E-05
 My = 4353238
 fmax = 1.691E-03
 Mmax = 3746063
 fconcrete = 5.626E-04
 Mconcrete = 8837221
 fsteel = 1.121E-03
 Msteel = 6725650



kgf-cm											T-m		φ (rad/m)	M (t-m)
Concrete St	Neutral Axi	Steel Strain	Tendon Stra	Concrete Cd	Steel Comp	Steel Tensid	Prestress Fd	Net Force	Curvature	Moment	Curvature	Moment		
-0.003582	23.3359	3.62E-02	0	-170934	-15687	186663	0	41.5802	0.0005375	8768289	0.05375	87.68289		
-0.003916	23.2012	3.87E-02	0	-170062	-20221	190265	0	-18.1827	0.000576	8874020	0.0576	88.7402	0	0
-0.004481	22.7232	0.0411	0	-158455	-34552	193113	0	106.4225	0.0006158	8837270	0.06158	88.3727	0.006475	83.920067
-0.005012	22.3715	0.0436	0	-148989	-47014	195967	0	-35.9817	0.000657	8845966	0.0657	88.45966	0.06995	88.8221
-0.005504	22.1315	0.0463	0	-141482	-57427	198816	0	-93.2863	0.0006995	8882210	0.06995	88.8221		
-0.005971	21.9668	0.049	0	-135259	-66402	201607	0	-53.3876	0.0007433	8932941	0.07433	89.32941		
-0.006507	21.7467	0.0518	0	-130815	-73351	204131	0	-34.7073	0.0007884	8974955	0.07884	89.74955		
-0.007049	21.5562	0.0547	0	-127418	-79094	206534	0	22.0198	0.0008348	9020581	0.08348	90.20581		
-0.007463	21.5443	0.0579	0	-127016	-81866	209039	0	157.1406	0.0008826	9097441	0.08826	90.97441		
-0.007846	21.5788	0.0611	0	-127633	-83792	211437	0	12.2935	0.0009317	9183818	0.09317	91.83818		
-0.008234	21.6163	0.0644	0	-128005	-85649	213671	0	16.4837	0.0009822	9259317	0.09822	92.59317		
-0.008630	21.6534	0.0679	0	-128267	-87501	215733	0	-35.689	0.001034	9328523	0.1034	93.28523		
-0.009030	21.6928	0.0714	0	-128323	-89282	217625	0	20.3861	0.001087	9387831	0.1087	93.87831		
-0.008298	22.7304	0.0762	0	-92673	-63676	156342	0	-7.11E+00	0.001141	5151944	0.1141	51.51944		
-0.008686	22.7444	0.0799	0	-91802	-66051	157873	0	20.02	0.001197	5194066	0.1197	51.94066		
-0.009063	22.7741	0.0838	0	-91884	-67561	159322	0	-121.8489	0.001254	5241052	0.1254	52.41052		
-0.009446	22.8037	0.0877	0	-91898	-68859	160665	0	-91.3853	0.001313	5280442	0.1313	52.80442		
-0.009846	22.8252	0.0917	0	-92139	-69774	161898	0	-15.3437	0.001372	5315001	0.1372	53.15001		
-0.010300	22.8453	0.0958	0	-92369	-70709	163035	0	-42.299	0.001433	5348891	0.1433	53.48891		
-0.010700	22.8655	0.1	0	-92530	-71619	164073	0	-76.3029	0.001496	5379716	0.1496	53.79716		
-0.011100	22.8856	0.1043	0	-92638	-72510	165018	0	-129.1694	0.00156	5407974	0.156	54.07974		
-0.010900	23.2848	0.1093	0	-79234	-51055	130391	0	102.736	0.001625	3722854	0.1625	37.22854		
-0.011300	23.303	0.1138	0	-79329	-51790	131162	0	43.2251	0.001691	3746063	0.1691	37.46063		

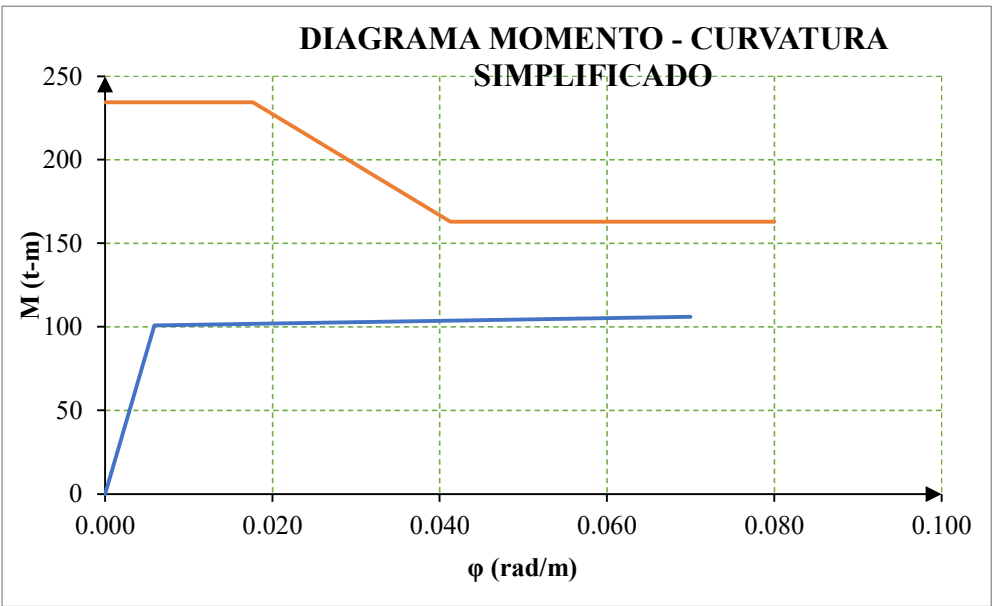
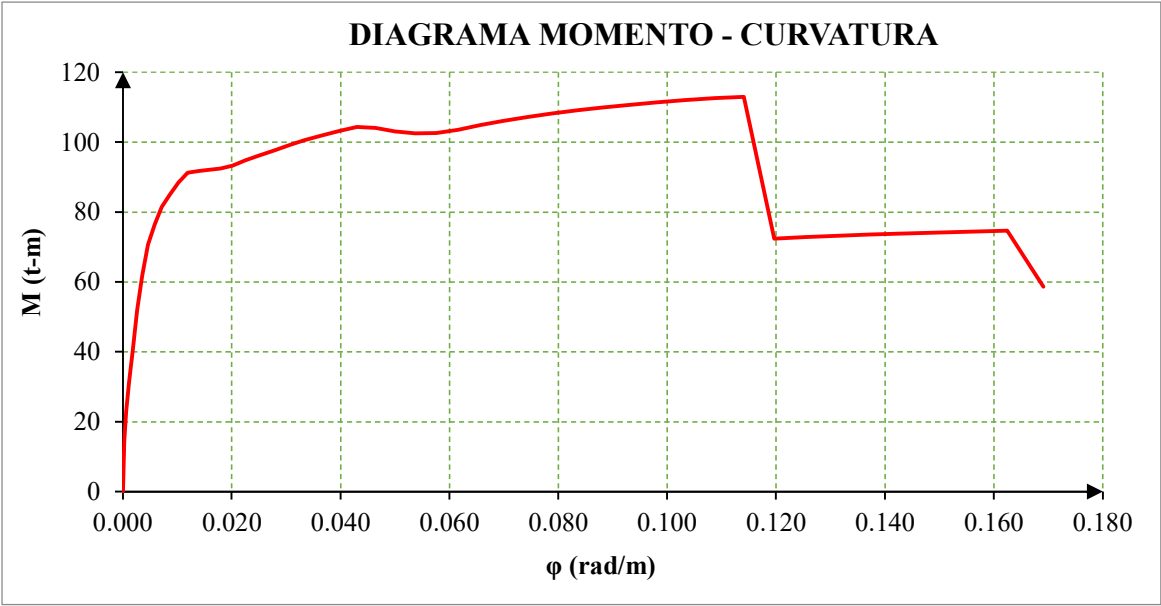
DIAGRAMA MOMENTO CURVATURA DE LA COLUMNA C-1 (0°) AL 10% DE CARGA AXIAL

MOMENT CURVATURE (M-f) GRAPH - Kgf, cm, C

Axial Load = -91355.15
 Moment Angle = 0

Results For Exact-Integration

fy(Initial) = 3.647E-05
 My = 6230458
 fmax = 1.691E-03
 Mmax = 5863390
 fconcrete = 4.409E-04
 Mconcrete = 10422815
 fsteel = 1.162E-03
 Msteel = 9785666



kgf-cm											T-m	
Concrete Str	Neutral Axi	Steel Strain	Tendon Stra	Concrete Cd	Steel Comp	Steel Tensid	Prestress Fc	Net Force	Curvature	Moment	Curvature	Moment
-0.00005	0	-5.40E-05	0	-84865	-6497	0	0	-91362	0	14450	0	0.1445
-0.00013	-17.5021	7.03E-05	0	-86612	-6416	1662.0234	0	-91366	2.65E-06	1439460	0.0002654	14.3946
-0.00021	-0.9904	2.85E-04	0	-92822	-7288	8579.5549	0	-91531	6.64E-06	2296344	0.0006636	22.96344
-0.00029	5.4988	5.91E-04	0	-103013	-9712	21359	0	-91366	1.20E-05	3127571	0.001195	31.27571
-0.00039	8.8906	9.83E-04	0	-117105	-12338	38037	0	-91406	1.86E-05	4079846	0.001858	40.79846
-0.00051	10.9078	1.46E-03	0	-134377	-15272	58258	0	-91392	2.65E-05	5174602	0.002654	51.74602
-0.00063	12.3784	2.02E-03	0	-151395	-18302	78320	0	-91377	3.58E-05	6177363	0.003584	61.77363
-0.00076	13.5349	2.67E-03	0	-167493	-21364	97463	0	-91394	4.65E-05	7064461	0.004645	70.64461
-0.00090	14.5839	3.42E-03	0	-180249	-24165	113039	0	-91375	5.84E-05	7637401	0.00584	76.37401
-0.00104	15.4394	4.26E-03	0	-192314	-26962	127895	0	-91381	7.17E-05	8138568	0.007167	81.38568
-0.00118	16.2724	5.20E-03	0	-200455	-29296	138344	0	-91407	8.63E-05	8491422	0.008627	84.91422
-0.00133	16.9446	6.23E-03	0	-208758	-31686	149068	0	-91376	1.02E-04	8843105	0.01022	88.43105
-0.00149	17.568	7.35E-03	0	-214850	-33762	157161	0	-91451	1.20E-04	9120203	0.01195	91.20203
-0.00161	18.3065	8.60E-03	0	-214019	-34535	157161	0	-91393	1.38E-04	9168361	0.0138	91.68361
-0.00175	18.9338	9.94E-03	0	-213376	-35162	157161	0	-91377	1.58E-04	9209070	0.01579	92.0907
-0.00189	19.4703	1.14E-02	0	-212869	-35665	157161	0	-91373	1.79E-04	9243014	0.01792	92.43014
-0.00204	19.9132	1.29E-02	0	-213039	-36230	157901	0	-91367	2.02E-04	9320973	0.02017	93.20973
-0.00220	20.2637	1.45E-02	0	-214185	-37045	159864	0	-91366	2.26E-04	9476424	0.02256	94.76424
-0.00237	20.5594	1.62E-02	0	-215157	-37925	161715	0	-91368	2.51E-04	9618591	0.02508	96.18591
-0.00255	20.8035	1.80E-02	0	-215938	-38963	163536	0	-91365	2.77E-04	9751175	0.02774	97.51175
-0.00275	20.9885	1.98E-02	0	-217052	-40397	166085	0	-91364	3.05E-04	9911311	0.03053	99.11311
-0.00296	21.142	2.18E-02	0	-217847	-42004	168490	0	-91362	3.35E-04	10058646	0.03345	100.58646
-0.00319	21.2739	2.38E-02	0	-218219	-43722	170749	0	-91192	3.65E-04	10190036	0.0365	101.90036
-0.00342	21.3799	2.59E-02	0	-218467	-45691	172855	0	-91303	0.0003968	10316102	0.03968	103.16102
-0.00367	21.4718	2.82E-02	0	-218355	-47772	174822	0	-91306	0.00043	10429114	0.043	104.29114
-0.00409	21.1983	3.03E-02	0	-210807	-57188	176569	0	-91427	0.0004645	10409109	0.04645	104.09109
-0.00467	20.6608	3.24E-02	0	-198636	-71050	178163	0	-91522	0.0005004	10305317	0.05004	103.05317

INCORPORACIÓN DEL CORTANTE EN DIAGRAMA M-φ

L=3.80m

φ (rad/m)	M (t-m)
0	234.409
0.0177019	234.409
0.0413045	163.053
0.08	163.053

FRACTURA DEL REFUERZON TRANSVERSAL

0.006035	cuantia volumetrica
0.014	def. max. concreto

PANDEO DE LA BARRA LONGITUDINAL

s	10
db	2.54
s/db	3.9370079
lw	0.6746
ep*	0.0470866
φu*	0.0697993

CONSTRUCCION DE LA BILINEAL

	rad/cm	rad/m
M'y	6230458	62.30458
φ'y	0.000036	0.003647
Maci(ec=0.003)	10080544.3	100.80544
φy		0.005901

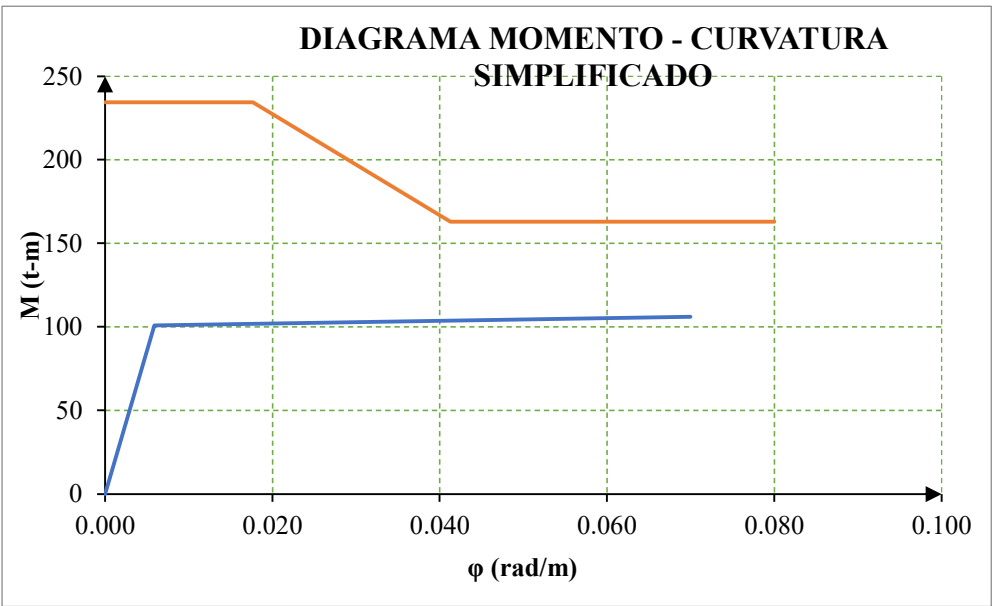
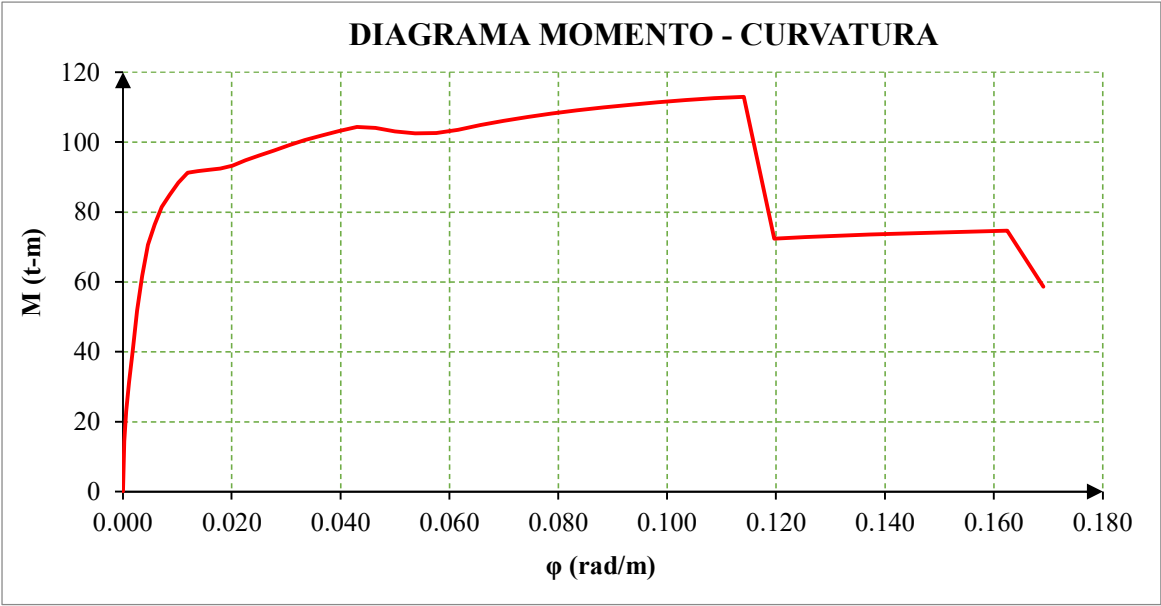
DIAGRAMA MOMENTO CURVATURA DE LA COLUMNA C-1 (0°) AL 10% DE CARGA AXIAL

MOMENT CURVATURE (M-f) GRAPH - Kgf, cm, C

Axial Load = -91355.15
 Moment Angle = 0

Results For Exact-Integration

fy(Initial) = 3.647E-05
 My = 6230458
 fmax = 1.691E-03
 Mmax = 5863390
 fconcrete = 4.409E-04
 Mconcrete = 10422815
 fsteel = 1.162E-03
 Msteel = 9785666



kgf-cm											T-m		φ (rad/m)	M (t-m)
Concrete Str	Neutral Axi	Steel Strain	Tendon Stra	Concrete Cd	Steel Comp	Steel Tensid	Prestress Fc	Net Force	Curvature	Moment	Curvature	Moment		
-0.00535	20.0494	3.44E-02	0	-191439	-80911	180913	0	-91436	0.0005375	10245805	0.05375	102.45805		
-0.00596	19.6457	3.67E-02	0	-186072	-89287	184034	0	-91325	0.000576	10257100	0.0576	102.571	0	0
-0.00646	19.5155	3.91E-02	0	-188169	-90503	187479	0	-91193	0.0006158	10353034	0.06158	103.53034	0.005901	100.80544
-0.00689	19.5086	0.0417	0	-191834	-90503	190969	0	-91369	0.000657	10483264	0.0657	104.83264	0.06995	106.02448
-0.00734	19.5027	0.0444	0	-195201	-90503	194277	0	-91427	0.0006995	10602448	0.06995	106.02448		
-0.00781	19.495	0.0472	0	-198376	-90503	197397	0	-91482	0.0007433	10712718	0.07433	107.12718		
-0.00829	19.4866	0.0501	0	-201329	-90503	200339	0	-91493	0.0007884	10813693	0.07884	108.13693		
-0.00879	19.4768	0.053	0	-204091	-90503	203105	0	-91489	0.0008348	10906175	0.08348	109.06175		
-0.00930	19.4655	0.056	0	-206677	-90503	205698	0	-91482	0.0008826	10990595	0.08826	109.90595		
-0.00983	19.4527	0.0591	0	-209095	-90503	208123	0	-91475	0.0009317	11067259	0.09317	110.67259		
-0.01040	19.4385	0.0623	0	-211349	-90503	210385	0	-91467	0.0009822	11136401	0.09822	111.36401		
-0.01090	19.423	0.0656	0	-213445	-90503	212489	0	-91460	0.001034	11198319	0.1034	111.98319		
-0.01150	19.4064	0.0689	0	-215389	-90503	214436	0	-91455	0.001087	11253256	0.1087	112.53256		
-0.01210	19.3891	0.0724	0	-217170	-90503	216223	0	-91450	0.001141	11301190	0.1141	113.0119		
-0.01080	21.0191	0.0778	0	-156781	-90503	155834	0	-91450	0.001197	7237850	0.1197	72.3785		
-0.01130	21.0117	0.0815	0	-158240	-90503	157328	0	-91414	0.001254	7278458	0.1254	72.78458		
-0.01180	21.0028	0.0853	0	-159637	-90503	158712	0	-91428	0.001313	7316549	0.1313	73.16549		
-0.01240	20.9935	0.0892	0	-160932	-90503	160010	0	-91425	0.001372	7351386	0.1372	73.51386		
-0.01290	20.984	0.0931	0	-162130	-90503	161209	0	-91424	0.001433	7383065	0.1433	73.83065		
-0.01350	20.974	0.0972	0	-163239	-90503	162325	0	-91417	0.001496	7411822	0.1496	74.11822		
-0.01410	20.9638	0.1013	0	-164258	-90503	163345	0	-91416	0.00156	7437627	0.156	74.37627		
-0.01470	20.9532	0.1055	0	-165196	-90503	164286	0	-91413	0.001625	7460773	0.1625	74.60773		
-0.01370	21.8908	0.1114	0	-131037	-90503	130143	0	-91397	0.001691	5863390	0.1691	58.6339		

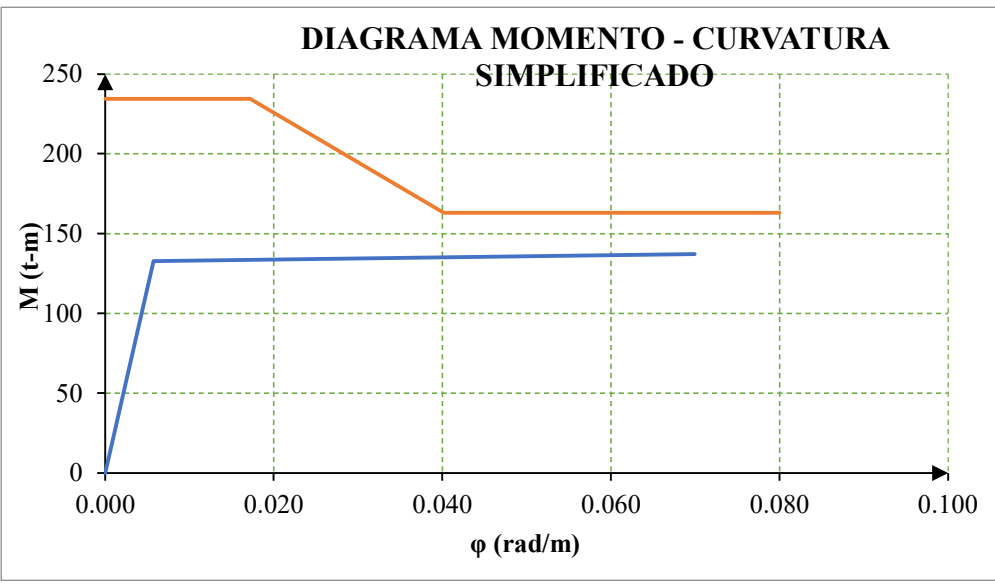
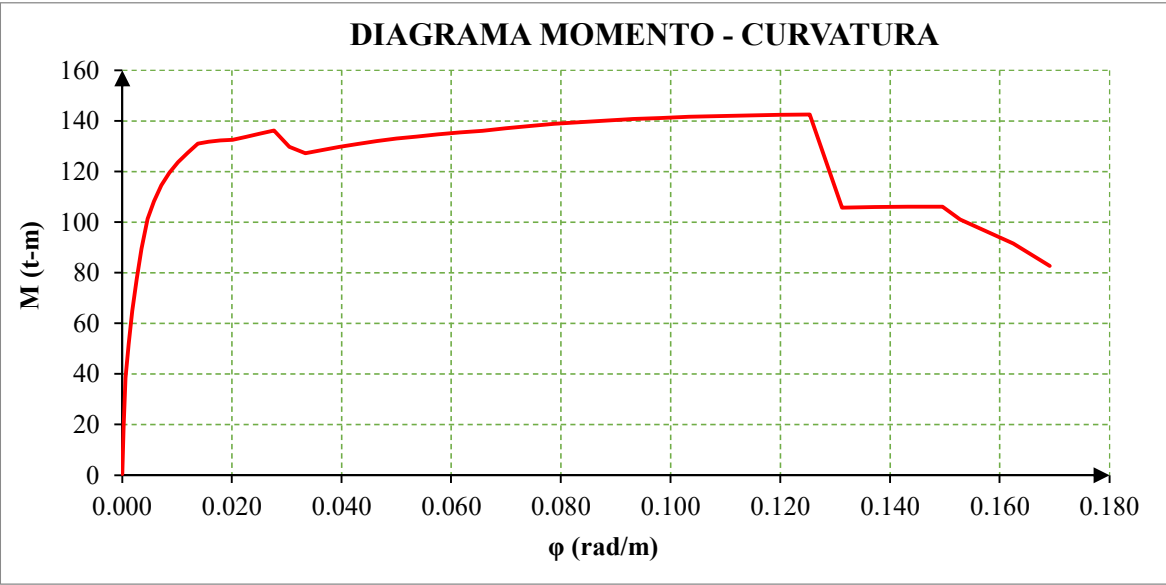
DIAGRAMA MOMENTO CURVATURA DE LA COLUMNA C-1 (0°) AL 30% DE CARGA AXIAL

MOMENT CURVATURE (M-φ) GRAPH - Kgf, cm, C

Axial Load = -274065.45
 Moment Angle = 0

Results For Exact-Integration

fy(Initial) = 4.134E-05
 My = 9560307
 fmax = 1.691E-03
 Mmax = 8265053
 fconcrete = 2.791E-04
 Mconcrete = 13576558
 fsteel = 1.268E-03
 Msteel = 13390847



kgf-cm											T-m	
Concrete Str	Neutral Axi	Steel Strain	Tendon Stra	Concrete Cd	Steel Comp	Steel Tensid	Prestress Fc	Net Force	Curvature	Moment	Curvature	Moment
-0.00016	0	-1.64E-04	0	-254319	-19748	0	0	-274067	0	43502	0	0.43502
-0.00024	-62.2069	-4.83E-05	0	-255035	-19025	0	0	-274061	2.65E-06	1880081	0.0002654	18.80081
-0.00035	-23.1988	1.38E-04	0	-257645	-19364	2931.3694	0	-274077	6.64E-06	3832152	0.0006636	38.32152
-0.00047	-9.6335	4.11E-04	0	-263992	-20613	10521	0	-274084	1.20E-05	5190658	0.001195	51.90658
-0.00061	-2.7146	7.67E-04	0	-273918	-21814	21579	0	-274154	1.86E-05	6476804	0.001858	64.76804
-0.00075	1.5964	1.21E-03	0	-287573	-26134	39562	0	-274145	2.65E-05	7748597	0.002654	77.48597
-0.00091	4.5652	1.74E-03	0	-302671	-30605	59144	0	-274133	3.58E-05	8954192	0.003584	89.54192
-0.00108	6.7058	2.36E-03	0	-318950	-35303	80144	0	-274108	4.65E-05	10122793	0.004645	101.22793
-0.00125	8.541	3.07E-03	0	-329444	-39671	94981	0	-274133	5.84E-05	10817599	0.00584	108.17599
-0.00144	9.9552	3.87E-03	0	-340470	-44233	110600	0	-274102	7.17E-05	11460339	0.007167	114.60339
-0.00163	11.1369	4.76E-03	0	-349399	-48762	124055	0	-274107	8.63E-05	11949464	0.008627	119.49464
-0.00183	12.1349	5.74E-03	0	-356455	-53283	135606	0	-274131	1.02E-04	12368941	0.01022	123.68941
-0.00203	12.972	6.81E-03	0	-362178	-57884	145969	0	-274093	1.20E-04	12735730	0.01195	127.3573
-0.00226	13.6266	7.95E-03	0	-368241	-62917	157081	0	-274078	1.38E-04	13098171	0.0138	130.98171
-0.00246	14.4002	9.22E-03	0	-364651	-66623	157161	0	-274113	1.58E-04	13173366	0.01579	131.73366
-0.00268	15.0204	1.06E-02	0	-361638	-69702	157161	0	-274179	1.79E-04	13221788	0.01792	132.21788
-0.00292	15.5136	1.20E-02	0	-359375	-71947	157225	0	-274097	2.02E-04	13251975	0.02017	132.51975
-0.00318	15.8929	1.35E-02	0	-358268	-74499	158688	0	-274080	2.26E-04	13362566	0.02256	133.62566
-0.00346	16.2083	1.51E-02	0	-357438	-77229	160543	0	-274125	2.51E-04	13494097	0.02508	134.94097
-0.00375	16.486	1.68E-02	0	-356380	-80056	162306	0	-274130	2.77E-04	13615330	0.02774	136.1533
-0.00460	14.9483	1.80E-02	0	-346976	-90503	163503	0	-273975	3.05E-04	12976006	0.03053	129.76006
-0.00530	14.151	1.94E-02	0	-348611	-90503	165083	0	-274030	3.35E-04	12715139	0.03345	127.15139
-0.00573	14.3097	2.13E-02	0	-351011	-90503	167398	0	-274116	3.65E-04	12849520	0.0365	128.4952
-0.00617	14.4508	2.32E-02	0	-353155	-90503	169587	0	-274071	0.0003968	12973579	0.03968	129.73579
-0.00663	14.5722	2.52E-02	0	-355210	-90503	171643	0	-274070	0.00043	13089621	0.043	130.89621
-0.00712	14.6768	2.73E-02	0	-357135	-90503	173569	0	-274070	0.0004645	13196841	0.04645	131.96841
-0.00763	14.7616	2.94E-02	0	-359103	-90503	175370	0	-274236	0.0005004	13298160	0.05004	132.9816

INCORPORACIÓN DEL CORTANTE EN DIAGRAMA M-φ
 L=3.80m

φ (rad/m)	M (t-m)
0	234.409
0.0172217	234.409
0.040184	163.053
0.08	163.053

FRACTURA DEL REFUERZON TRANSVERSAL
 0.006035 cuantia volumetrica
 0.014 def. max. concreto

PANDEO DE LA BARRA LONGITUDINAL
 s 10
 db 2.54
 s/db 3.9370079
 lw 0.6746
 ep* 0.0470866
 φu* 0.0697993

CONSTRUCCION DE LA BILINEAL

rad/cm rad/m
 M'y 9560307 95.60307
 φ'y 0.000041 0.004134
 Maci(ec=0.003) 13275670.1 132.7567
 φy 0.005741

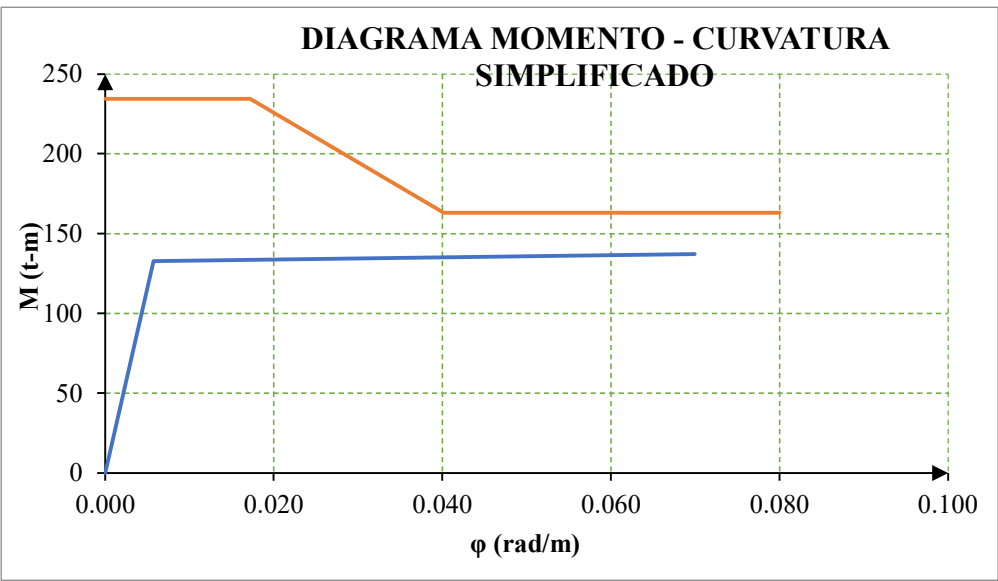
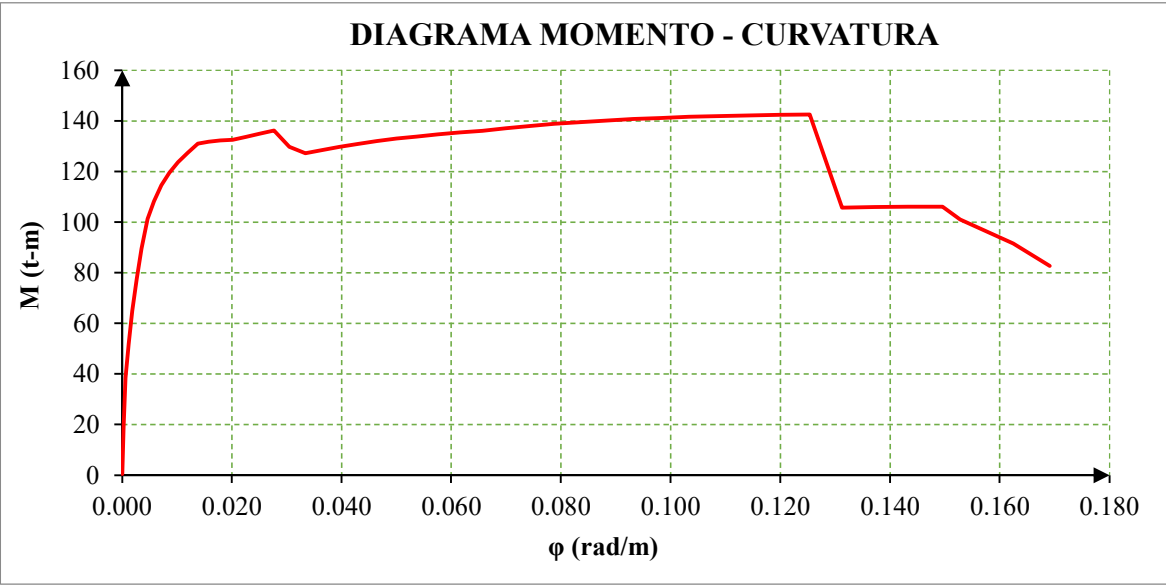
DIAGRAMA MOMENTO CURVATURA DE LA COLUMNA C-1 (0°) AL 30% DE CARGA AXIAL

MOMENT CURVATURE (M-f) GRAPH - Kgf, cm, C

Axial Load = -274065.45
 Moment Angle = 0

Results For Exact-Integration

fy(Initial) = 4.134E-05
 My = 9560307
 fmax = 1.691E-03
 Mmax = 8265053
 fconcrete = 2.791E-04
 Mconcrete = 13576558
 fsteel = 1.268E-03
 Msteel = 13390847



kgf-cm											T-m					
Concrete Str	Neutral Axi	Steel Strain	Tendon Stra	Concrete Cd	Steel Comp	Steel Tensid	Prestress Fc	Net Force	Curvature	Moment	Curvature	Moment				
-0.00815	14.8413	3.16E-02	0	-360605	-90503	177038	0	-274070	0.0005375	13384993	0.05375	133.84993	φ (rad/m)	M (t-m)		
-0.00870	14.9001	3.39E-02	0	-362301	-90503	178588	0	-274217	0.000576	13468591	0.0576	134.68591			0	0
-0.00927	14.9495	3.63E-02	0	-363797	-90503	180076	0	-274224	0.0006158	13542806	0.06158	135.42806			0.005741	132.7567
-0.00987	14.9842	3.88E-02	0	-365327	-90503	181748	0	-274081	0.000657	13612505	0.0657	136.12505			0.06995	137.12233
-0.01050	14.9562	0.0412	0	-368713	-90503	185065	0	-274151	0.0006995	13712233	0.06995	137.12233				
-0.01120	14.9208	0.0438	0	-371892	-90503	188204	0	-274191	0.0007433	13801971	0.07433	138.01971				
-0.01190	14.8782	0.0464	0	-374876	-90503	191185	0	-274194	0.0007884	13882401	0.07884	138.82401				
-0.01270	14.8287	0.0491	0	-377687	-90503	194003	0	-274187	0.0008348	13953904	0.08348	139.53904				
-0.01340	14.7726	0.0519	0	-380336	-90503	196660	0	-274179	0.0008826	14016954	0.08826	140.16954				
-0.01420	14.7104	0.0547	0	-382826	-90503	199161	0	-274168	0.0009317	14071877	0.09317	140.71877				
-0.01510	14.6428	0.0576	0	-385153	-90503	201499	0	-274158	0.0009822	14118828	0.09822	141.18828				
-0.01600	14.5698	0.0606	0	-387336	-90503	203686	0	-274153	0.001034	14158324	0.1034	141.58324				
-0.01690	14.4919	0.0636	0	-389375	-90503	205732	0	-274146	0.001087	14190646	0.1087	141.90646				
-0.01780	14.4095	0.0667	0	-391276	-90503	207639	0	-274140	0.001141	14216114	0.1141	142.16114				
-0.01880	14.3234	0.0698	0	-393026	-90503	209413	0	-274116	0.001197	14234797	0.1197	142.34797				
-0.01980	14.2404	0.073	0	-394428	-90876	211072	0	-274232	0.001254	14253328	0.1254	142.53328				
-0.01830	16.0436	0.0788	0	-335316	-90503	151789	0	-274030	0.001313	10574287	0.1313	105.74287				
-0.01920	15.9743	0.0823	0	-336799	-90503	153224	0	-274078	0.001372	10592369	0.1372	105.92369				
-0.02020	15.9034	0.0859	0	-338140	-90506	154573	0	-274074	0.001433	10606486	0.1433	106.06486				
-0.02120	15.8064	0.0895	0	-339130	-90884	155807	0	-274207	0.001496	10611394	0.1496	106.11394				
-0.02370	14.4857	0.0893	0	-332242	-96127	154336	0	-274033	0.001528	10103791	0.1528	101.03791				
-0.02960	11.778	0.0906	0	-318143	-107163	151276	0	-274030	0.001625	9149474	0.1625	91.49474				
-0.03520	9.2013	0.09	0	-305657	-114975	146634	0	-273999	0.001691	8265053	0.1691	82.65053				

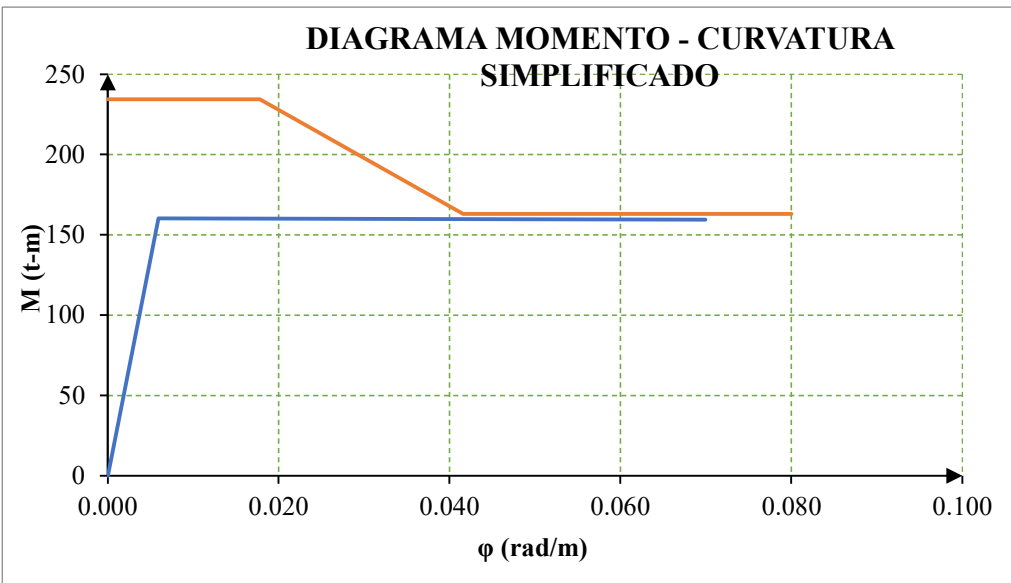
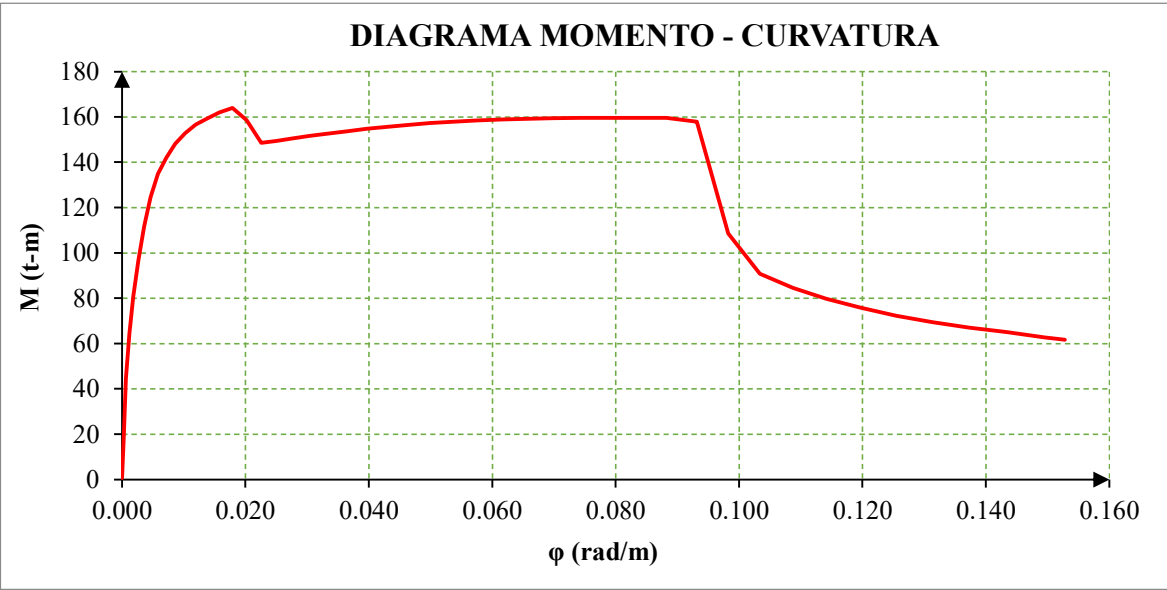
DIAGRAMA MOMENTO CURVATURA DE LA COLUMNA C-1 (0°) AL 50% DE CARGA AXIAL

MOMENT CURVATURE (M-f) GRAPH - Kgf, cm, C

Axial Load = -456775.75
 Moment Angle = 0

Results For Exact-Integration

fy(Initial) = 4.589E-05
 My = 12378641
 fmax = 1.528E-03
 Mmax = 6166587
 fconcrete = 1.903E-04
 Mconcrete = 16127213
 fsteel = N/A
 Msteel = N/A



kgf-cm											T-m	
Concrete Str	Neutral Axi	Steel Strain	Tendon Stra	Concrete Cd	Steel Comp	Steel Tensid	Prestress Fc	Net Force	Curvature	Moment	Curvature	Moment
-0.00028	0	-2.79E-04	0	-423188	-33590	0	0	-456778	0	73540	0	0.7354
-0.00036	-105.6599	-1.64E-04	0	-423841	-32897	0	0	-456738	2.65E-06	1757930	0.0002654	17.5793
-0.00048	-42.7483	8.31E-06	0	-424733	-32207	172.6869	0	-456767	6.64E-06	4463423	0.0006636	44.63423
-0.00062	-22.0878	2.62E-04	0	-428810	-33688	5706.0339	0	-456792	1.20E-05	6455980	0.001195	64.5598
-0.00078	-11.8718	5.97E-04	0	-436088	-35719	15021	0	-456786	1.86E-05	8077111	0.001858	80.77111
-0.00095	-5.9527	1.01E-03	0	-446141	-37217	26546	0	-456812	2.65E-05	9668344	0.002654	96.68344
-0.00115	-1.9415	1.51E-03	0	-459160	-40850	43175	0	-456835	3.58E-05	11161970	0.003584	111.6197
-0.00135	1.0042	2.09E-03	0	-471892	-46940	62005	0	-456827	4.65E-05	12447398	0.004645	124.47398
-0.00156	3.2842	2.76E-03	0	-482958	-53159	79273	0	-456844	5.84E-05	13485562	0.00584	134.85562
-0.00178	5.1503	3.52E-03	0	-490436	-59363	92979	0	-456821	7.17E-05	14185224	0.007167	141.85224
-0.00202	6.6125	4.37E-03	0	-497798	-65912	106898	0	-456813	8.63E-05	14803617	0.008627	148.03617
-0.00228	7.7412	5.29E-03	0	-505402	-70849	119398	0	-456854	1.02E-04	15270621	0.01022	152.70621
-0.00256	8.5579	6.28E-03	0	-513564	-74834	131529	0	-456870	1.20E-04	15652602	0.01195	156.52602
-0.00286	9.248	7.35E-03	0	-518327	-79009	140528	0	-456807	1.38E-04	15926422	0.0138	159.26422
-0.00319	9.7905	8.50E-03	0	-523349	-83540	150098	0	-456791	1.58E-04	16192281	0.01579	161.92281
-0.00353	10.2948	9.73E-03	0	-525851	-88143	157161	0	-456833	1.79E-04	16397093	0.01792	163.97093
-0.00408	9.7905	1.09E-02	0	-523546	-90503	157161	0	-456888	2.02E-04	15849486	0.02017	158.49486
-0.00489	8.3504	1.18E-02	0	-523494	-90503	157205	0	-456792	2.26E-04	14846510	0.02256	148.4651
-0.00534	8.7145	1.32E-02	0	-524714	-90503	158324	0	-456893	2.51E-04	14935867	0.02508	149.35867
-0.00582	9.0143	1.47E-02	0	-526377	-90503	160096	0	-456785	2.77E-04	15055497	0.02774	150.55497
-0.00633	9.2665	1.63E-02	0	-528064	-90503	161784	0	-456783	3.05E-04	15166964	0.03053	151.66964
-0.00686	9.4793	1.79E-02	0	-529653	-90503	163374	0	-456782	3.35E-04	15267712	0.03345	152.67712
-0.00743	9.6552	1.96E-02	0	-531208	-90503	164929	0	-456781	3.65E-04	15360098	0.0365	153.60098
-0.00803	9.778	2.13E-02	0	-533491	-90503	167057	0	-456936	0.0003968	15467413	0.03968	154.67413
-0.00865	9.8791	2.32E-02	0	-535415	-90503	169137	0	-456782	0.00043	15561904	0.043	155.61904
-0.00932	9.947	2.51E-02	0	-537518	-90503	171091	0	-456930	0.0004645	15648246	0.04645	156.48246
-0.01000	9.9954	2.70E-02	0	-539371	-90503	172929	0	-456946	0.0005004	15721924	0.05004	157.21924

INCORPORACIÓN DEL CORTANTE EN DIAGRAMA M-φ

L=3.80m

φ (rad/m)	M (t-m)
0	234.409
0.0178353	234.409
0.0416157	163.053
0.08	163.053

FRACTURA DEL REFUERZON TRANSVERSAL

0.006035	cuantia volumetrica
0.014	def. max. concreto

PANDEO DE LA BARRA LONGITUDINAL

s	10
db	2.54
s/db	3.9370079
lw	0.6746
ep*	0.0470866
φu*	0.0697993

CONSTRUCCION DE LA BILINEAL

	rad/cm	rad/m
M'y	12378641	123.78641
φ'y	0.000046	0.004589
Maci(ec=0.003)	16036656.2	160.36656
φy		0.005945

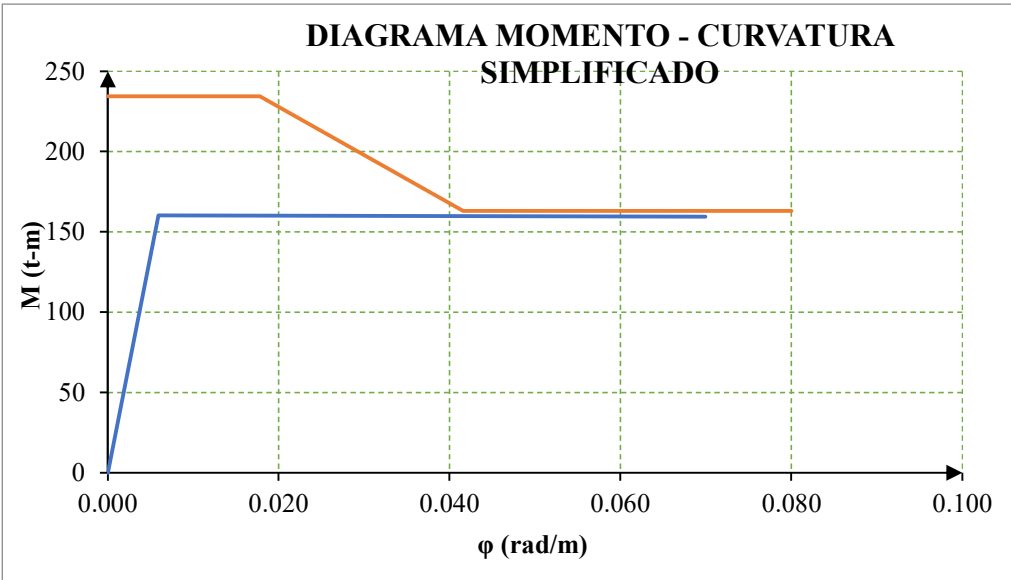
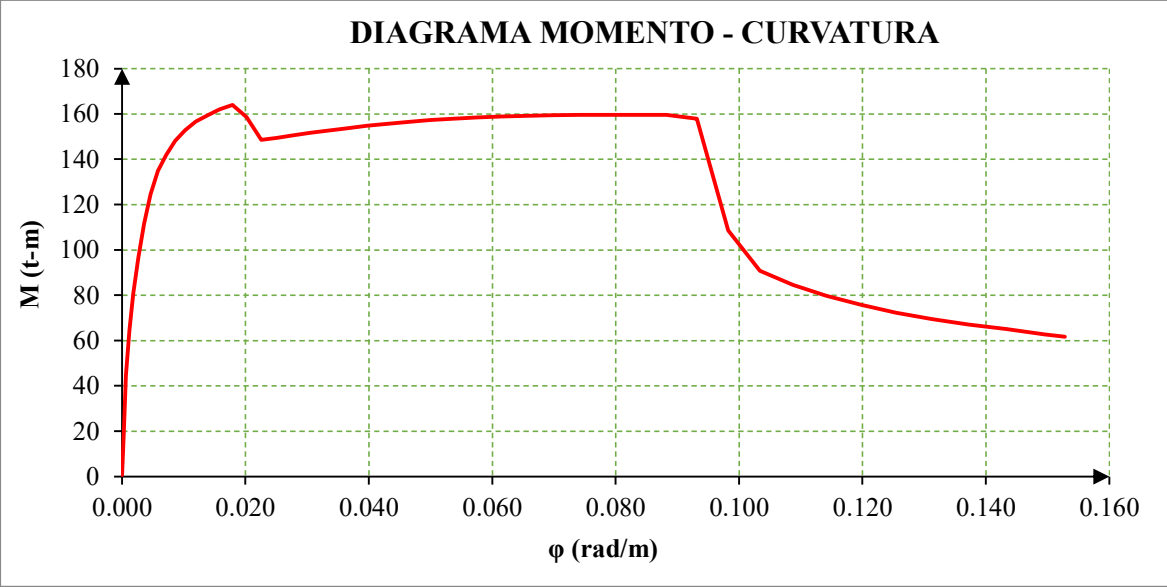
DIAGRAMA MOMENTO CURVATURA DE LA COLUMNA C-1 (0°) AL 50% DE CARGA AXIAL

MOMENT CURVATURE (M-f) GRAPH - Kgf, cm, C

Axial Load = -456775.75
 Moment Angle = 0

Results For Exact-Integration

fy(Initial) = 4.589E-05
 My = 12378641
 fmax = 1.528E-03
 Mmax = 6166587
 fconcrete = 1.903E-04
 Mconcrete = 16127213
 fsteel = N/A
 Msteel = N/A



kgf-cm											T-m		φ (rad/m)	M (t-m)
Concrete Str	Neutral Axi	Steel Strain	Tendon Stra	Concrete Cd	Steel Comp	Steel Tensid	Prestress Fc	Net Force	Curvature	Moment	Curvature	Moment		
-0.01070	10.0236	2.90E-02	0	-541082	-90503	174649	0	-456937	0.0005375	15784466	0.05375	157.84466		
-0.01150	10.033	3.11E-02	0	-542669	-90503	176249	0	-456923	0.000576	15836316	0.0576	158.36316		
-0.01230	10.0252	3.33E-02	0	-544141	-90503	177736	0	-456908	0.0006158	15878037	0.06158	158.78037	0.005945	160.36656
-0.01310	10.0013	3.55E-02	0	-545508	-90503	179117	0	-456895	0.000657	15910166	0.0657	159.10166	0.06995	159.32819
-0.01400	9.9628	3.77E-02	0	-546764	-90503	180385	0	-456882	0.0006995	15932819	0.06995	159.32819		
-0.01490	9.9107	0.0401	0	-547923	-90503	181556	0	-456870	0.0007433	15946815	0.07433	159.46815		
-0.01590	9.846	0.0425	0	-548987	-90503	182629	0	-456861	0.0007884	15952465	0.07884	159.52465		
-0.01690	9.7746	0.0449	0	-549793	-90663	183631	0	-456825	0.0008348	15952597	0.08348	159.52597		
-0.01790	9.6992	0.0474	0	-550300	-91144	184658	0	-456786	0.0008826	15951790	0.08826	159.5179		
-0.01930	9.3381	0.0497	0	-548516	-93928	185508	0	-456936	0.0009317	15785595	0.09317	157.85595		
-0.02910	0.4213	0.0436	0	-526226	-112421	181989	0	-456658	0.0009822	10857788	0.09822	108.57788		
-0.03350	-2.3627	0.043	0	-499881	-117699	160900	0	-456681	0.001034	9074909	0.1034	90.74909		
-0.03590	-3.0068	0.0446	0	-475467	-119968	138702	0	-456732	0.001087	8451711	0.1087	84.51711		
-0.03820	-3.4791	0.0463	0	-452799	-121905	117944	0	-456760	0.001141	7972048	0.1141	79.72048		
-0.04060	-3.8845	0.048	0	-431715	-123646	98440	0	-456922	0.001197	7572022	0.1197	75.72022		
-0.04300	-4.2516	0.0499	0	-410450	-139100	92898	0	-456652	0.001254	7232034	0.1254	72.32034		
-0.04540	-4.5765	0.0517	0	-390270	-159920	93413	0	-456778	0.001313	6942623	0.1313	69.42623		
-0.04780	-4.845	0.0537	0	-371884	-178900	93915	0	-456868	0.001372	6703995	0.1372	67.03995		
-0.05030	-5.065	0.0558	0	-355005	-196159	94402	0	-456763	0.001433	6507523	0.1433	65.07523		
-0.05300	-5.4587	0.0577	0	-338993	-212421	94749	0	-456665	0.001496	6271588	0.1496	62.71588		
-0.05440	-5.6412	0.0586	0	-331481	-220038	94918	0	-456600	0.001528	6166587	0.1528	61.66587		

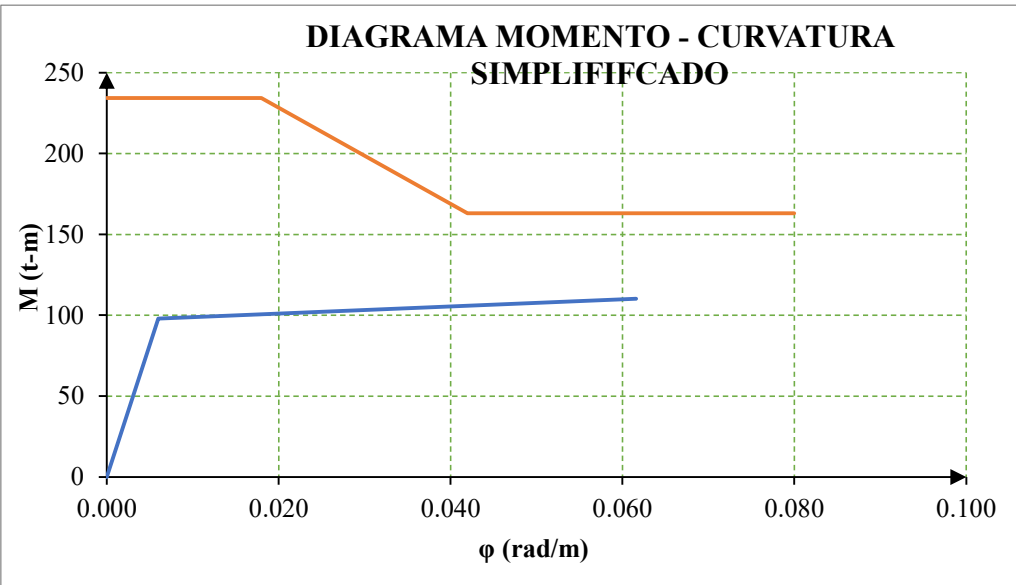
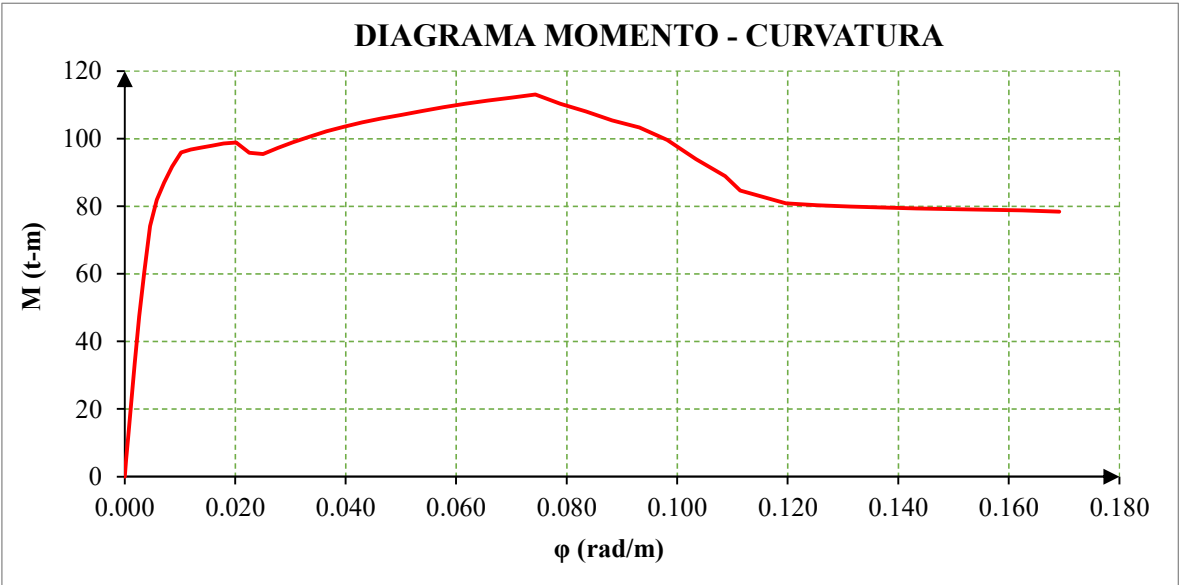
DIAGRAMA MOMENTO CURVATURA DE LA COLUMNA C-1 (180°)

MOMENT CURVATURE (M-f) GRAPH - Kgf, cm, C

Axial Load = 0
 Moment Angle = 180

Results For Exact-Integration

fy(Initial) = 4.152E-05
 My = 6780180
 fmax = 1.691E-03
 Mmax = 7834602
 fconcrete = 2.075E-04
 Mconcrete = 9812939
 fsteel = N/A
 Msteel = N/A



kgf-cm											T-m	
Concrete Str	Neutral Axi	Steel Strain	Tendon Stra	Concrete Cd	Steel Comp	Steel Tensi	Prestress Fc	Net Force	Curvature	Moment	Curvature	Moment
0.000000	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
-0.000064	25.8562	1.32E-04	0	-7525	-1001	8422.8847	0	-103.6072	2.65E-06	487382	0.0002654	4.87382
-0.000160	25.929	3.31E-04	0	-18588	-2493	21105	0	24.1684	6.64E-06	1208735	0.0006636	12.08735
-0.000289	25.7978	5.95E-04	0	-33301	-4520	37835	0	14.0177	1.20E-05	2166503	0.001195	21.66503
-0.000453	25.6131	9.22E-04	0	-51405	-7103	58515	0	7.1392	1.86E-05	3348177	0.001858	33.48177
-0.000654	25.3785	1.31E-03	0	-72583	-10276	82975	0	115.9155	2.65E-05	4737887	0.002654	47.37887
-0.000877	25.5347	1.78E-03	0	-93220	-13756	106957	0	-18.4518	3.58E-05	6058012	0.003584	60.58012
-0.001131	25.6477	2.31E-03	0	-114466	-17722	132036	0	-151.7323	4.65E-05	7407402	0.004645	74.07402
-0.001375	26.4482	2.95E-03	0	-128575	-21307	149778	0	-103.4382	5.84E-05	8184543	0.00584	81.84543
-0.001619	27.4075	3.68E-03	0	-138437	-24720	163065	0	-91.9885	7.17E-05	8699980	0.007167	86.9998
-0.001882	28.1861	4.50E-03	0	-147277	-28358	175618	0	-18.1397	8.63E-05	9174944	0.008627	91.74944
-0.002161	28.8515	5.40E-03	0	-154575	-32180	186747	0	-7.2201	1.02E-04	9588628	0.01022	95.88628
-0.002409	29.8346	6.43E-03	0	-155343	-33829	189077	0	-96.1174	1.20E-04	9672727	0.01195	96.72727
-0.002680	30.5835	7.53E-03	0	-156086	-35476	191529	0	-32.7195	1.38E-04	9735760	0.0138	97.3576
-0.002975	31.1626	8.71E-03	0	-156835	-37286	194106	0	-13.995	1.58E-04	9792609	0.01579	97.92609
-0.003294	31.6162	9.97E-03	0	-157730	-39257	196809	0	-177.6349	1.79E-04	9853245	0.01792	98.53245
-0.003619	32.0621	1.13E-02	0	-157665	-41209	199010	0	135.7443	2.02E-04	9886699	0.02017	98.86699
-0.004374	30.6141	1.23E-02	0	-155554	-42813	198249	0	-117.3855	2.26E-04	9579243	0.02256	95.79243
-0.005118	29.5991	1.34E-02	0	-157486	-42813	200325	0	26.0399	2.51E-04	9539010	0.02508	95.3901
-0.005718	29.3881	1.48E-02	0	-161795	-42813	204509	0	-98.3099	2.77E-04	9721638	0.02774	97.21638
-0.006350	29.197	1.62E-02	0	-165643	-42813	208446	0	-9.7312	3.05E-04	9892056	0.03053	98.92056
-0.007028	28.9866	1.77E-02	0	-169419	-42813	212118	0	-114.1444	3.35E-04	10057619	0.03345	100.57619
-0.007748	28.7718	1.93E-02	0	-172934	-42813	215576	0	-170.9499	3.65E-04	10211532	0.0365	102.11532
-0.008511	28.5542	2.09E-02	0	-176161	-42813	218795	0	-178.099	0.0003968	10351833	0.03968	103.51833
-0.009318	28.3306	2.25E-02	0	-179133	-42813	221782	0	-164.5832	0.00043	10480219	0.043	104.80219
-0.010200	28.1026	2.42E-02	0	-181841	-42813	224510	0	-143.0985	0.0004645	10595793	0.04645	105.95793
-0.011100	27.8626	2.60E-02	0	-184372	-42813	227075	0	-110.3769	0.0005004	10701679	0.05004	107.01679

INCORPORACIÓN DEL CORTANTE EN EL DIAGRAMA M-φ
 L=3.80m

φ (rad/m)	M (t-m)
0	234.409
0.0179989	234.409
0.0419975	163.053
0.08	163.053

FRACTURA DEL REFUERZON TRANSVERSAL
 0.006035 cuantia volumetrica
 0.014 def. max. concreto

PANDEO DE LA BARRA LONGITUDINAL
 s 10
 db 2.54
 s/db 3.9370079
 lw 0.6746
 ep* 0.0470866
 φu* 0.0697993

CONSTRUCCION DE LA BILINEAL
 rad/cm rad/m
 M'y 6780180 67.8018
 φ'y 0.000042 0.004152
 Maci(ec=0.003) 9797361.0 97.97361
 φy 0.006000

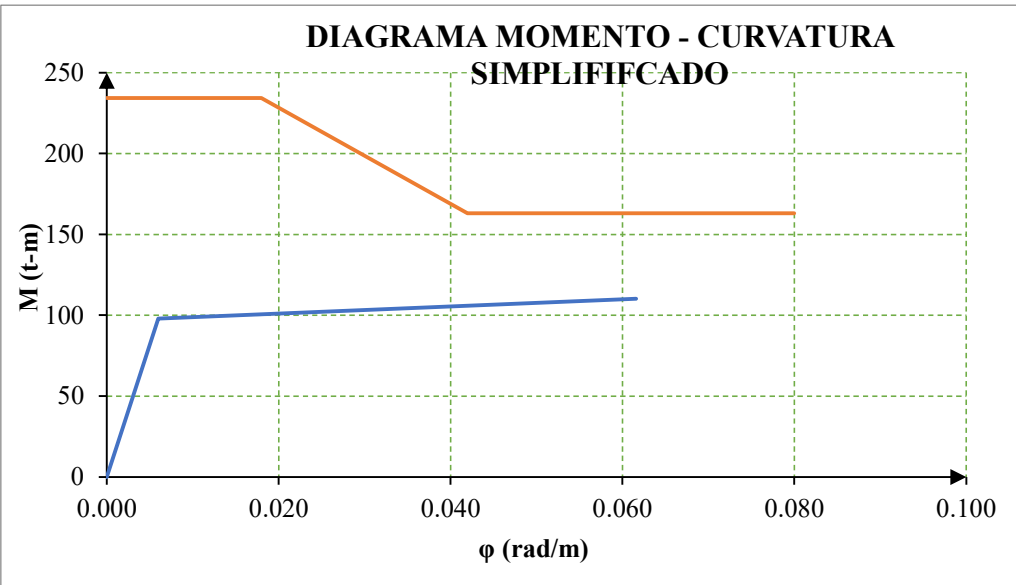
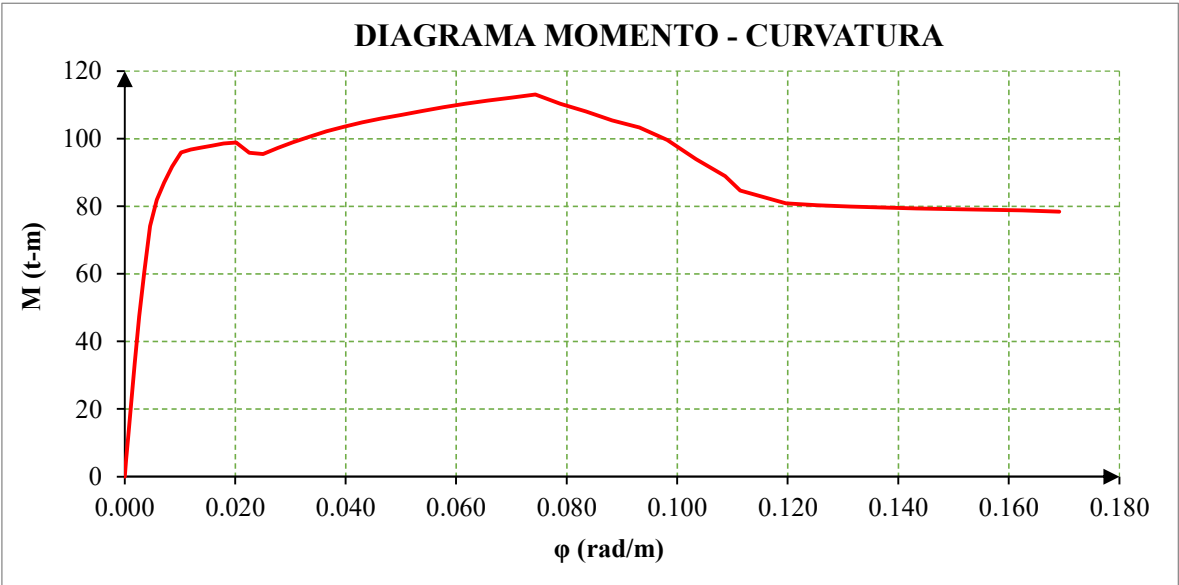
DIAGRAMA MOMENTO CURVATURA DE LA COLUMNA C-1 (180°)

MOMENT CURVATURE (M-f) GRAPH - Kgf, cm, C

Axial Load = 0
 Moment Angle = 180

Results For Exact-Integration

fy(Initial) = 4.152E-05
 My = 6780180
 fmax = 1.691E-03
 Mmax = 7834602
 fconcrete = 2.075E-04
 Mconcrete = 9812939
 fsteel = N/A
 Msteel = N/A



kgf-cm											T-m		φ (rad/m)	M (t-m)
Concrete Str	Neutral Axi	Steel Strain	Tendon Stra	Concrete Cd	Steel Comp	Steel Tensi	Prestress Fc	Net Force	Curvature	Moment	Curvature	Moment		
-0.012100	27.5748	2.77E-02	0	-187101	-42813	229907	0	-6.9758	0.0005375	10808990	0.05375	108.0899		
-0.013100	27.2165	2.95E-02	0	-190237	-42813	233197	0	147.0097	0.000576	10924468	0.0576	109.24468	0	0
-0.014300	26.842	3.13E-02	0	-193231	-42813	235955	0	-89.7482	0.0006158	11034279	0.06158	110.34279	0.006000	97.97361
-0.015400	26.4957	3.32E-02	0	-195670	-42813	238516	0	33.331	0.000657	11124013	0.0657	111.24013	0.06158	110.34279
-0.016700	26.163	3.51E-02	0	-197728	-43054	240798	0	15.8024	0.0006995	11211061	0.06995	112.11061		
-0.017900	25.8955	0.0371	0	-198969	-44178	243051	0	-95.8237	0.0007433	11310708	0.07433	113.10708		
-0.019800	24.9012	0.0386	0	-190423	-46061	236346	0	-138.4236	0.0007884	11027111	0.07884	110.27111		
-0.021700	24.0667	0.0401	0	-182513	-47753	230260	0	-5.8461	0.0008348	10807548	0.08348	108.07548		
-0.023800	23.0784	0.0416	0	-171666	-58912	230566	0	-11.9	0.0008826	10537365	0.08826	105.37365		
-0.025900	22.2274	0.0431	0	-162009	-69656	231620	0	-44.5283	0.0009317	10328561	0.09317	103.28561		
-0.029000	20.4846	0.0437	0	-153205	-76984	230223	0	34.1109	0.0009822	9960206	0.09822	99.60206		
-0.033500	17.6196	0.043	0	-145444	-79533	224967	0	-10.7914	0.001034	9386813	0.1034	93.86813		
-0.038100	14.987	0.0424	0	-138385	-81588	220106	0	133.4549	0.001087	8892479	0.1087	88.92479		
-0.042200	12.1127	0.0402	0	-135101	-83730	218857	0	24.8214	0.001114	8459845	0.1114	84.59845		
-0.048600	9.4297	0.04	0	-130779	-88029	218734	0	-74.6172	0.001197	8087760	0.1197	80.8776		
-0.051300	9.0741	0.0415	0	-130398	-89249	219529	0	-117.8026	0.001254	8029822	0.1254	80.29822		
-0.054000	8.8242	0.0431	0	-130086	-90298	220324	0	-60.3681	0.001313	7989739	0.1313	79.89739		
-0.056800	8.6192	0.0448	0	-129848	-91245	221084	0	-9.2715	0.001372	7959257	0.1372	79.59257		
-0.059600	8.4323	0.0465	0	-129778	-92112	221793	0	-97.4624	0.001433	7934988	0.1433	79.34988		
-0.062400	8.2619	0.0483	0	-129551	-92906	222446	0	-11.527	0.001496	7912767	0.1496	79.12767		
-0.065400	8.0896	0.05	0	-129416	-93637	223037	0	-16.8842	0.00156	7892181	0.156	78.92181		
-0.068400	7.9185	0.0519	0	-129279	-94308	223571	0	-17.2504	0.001625	7872347	0.1625	78.72347		
-0.071700	7.6085	0.0534	0	-129028	-95005	223993	0	-40.557	0.001691	7834602	0.1691	78.34602		

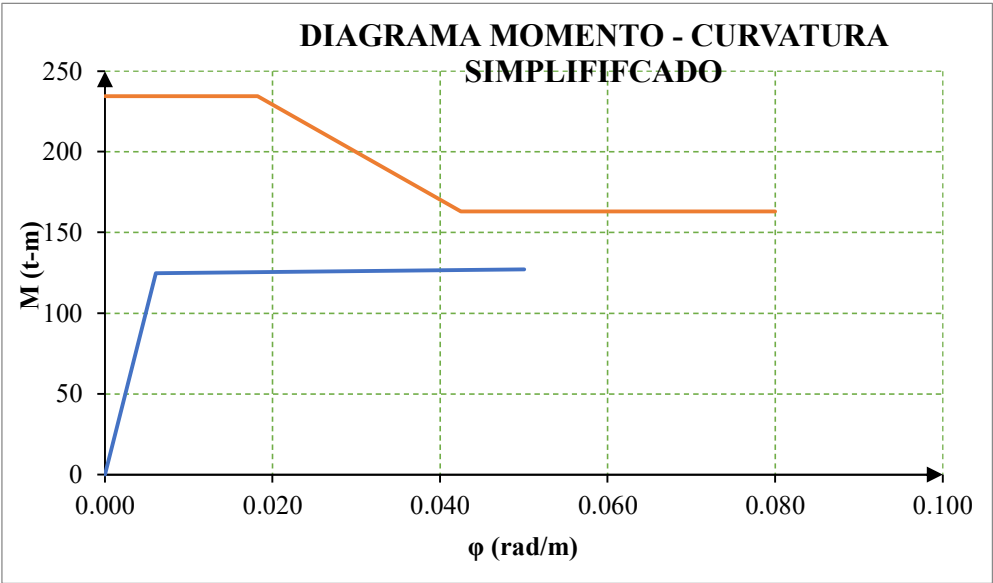
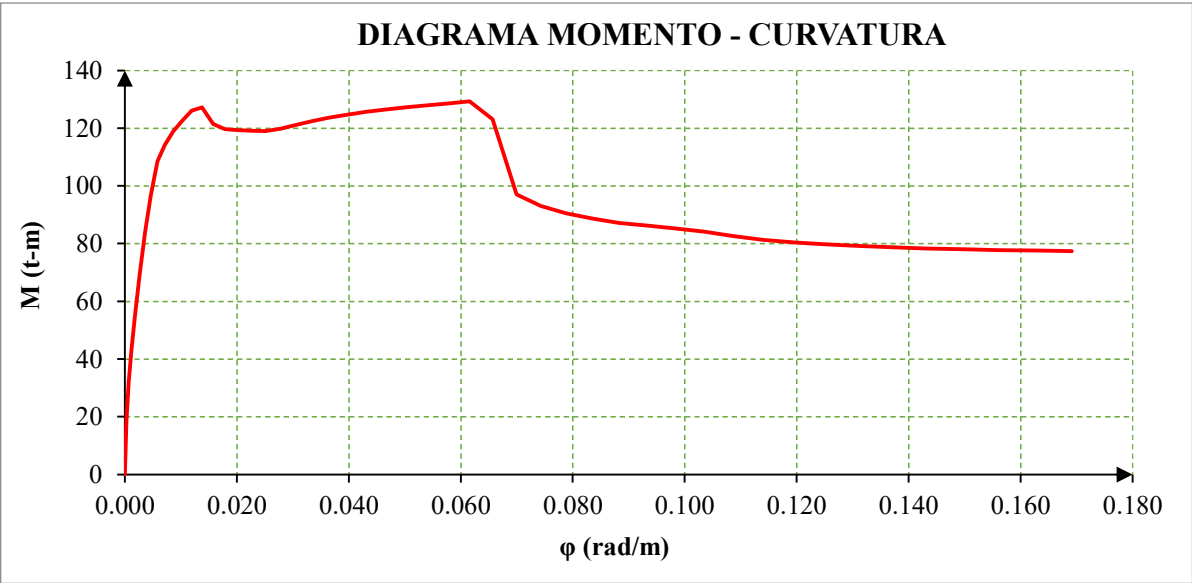
DIAGRAMA MOMENTO CURVATURA DE LA COLUMNA C-1 (180°) AL 10% DE CARGA AXIAL

MOMENT CURVATURE (M-f) GRAPH - Kgf, cm, C

Axial Load = -91355.15
 Moment Angle = 180

Results For Exact-Integration

fy(Initial) = 4.762E-05
 My = 9783337
 fmax = 1.691E-03
 Mmax = 7739906
 fconcrete = 1.446E-04
 Mconcrete = 12530256
 fsteel = N/A
 Msteel = N/A



kgf-cm											T-m	
Concrete Str	Neutral Axi	Steel Strain	Tendon Str	Concrete C	Steel Comp	Steel Tensi	Prestress Fc	Net Force	Curvature	Moment	Curvature	Moment
-0.00005	0	-5.40E-05	0	-84865	-6497	0	0	-91362	0	14450	0	0.1445
-0.00018	-19.3371	1.24E-05	0	-84416	-7549	543.9638	0	-91421	2.65E-06	1868073	0.0002654	18.68073
-0.00034	-0.7458	1.54E-04	0	-88786	-9458	6781.9796	0	-91463	6.64E-06	3202778	0.0006636	32.02778
-0.00050	7.8611	3.81E-04	0	-98973	-11206	18753	0	-91427	1.20E-05	4351641	0.001195	43.51641
-0.00069	12.9912	6.87E-04	0	-114571	-14347	37551	0	-91366	1.86E-05	5546930	0.001858	55.4693
-0.00091	15.9034	1.06E-03	0	-133828	-17992	60442	0	-91379	2.65E-05	6905585	0.002654	69.05585
-0.00116	17.6553	1.49E-03	0	-155316	-22257	86176	0	-91397	3.58E-05	8385202	0.003584	83.85202
-0.00143	19.1203	2.00E-03	0	-174246	-26649	109517	0	-91377	4.65E-05	9667849	0.004645	96.67849
-0.00174	20.2038	2.58E-03	0	-192097	-31453	132094	0	-91457	5.84E-05	10854107	0.00584	108.54107
-0.00204	21.5501	3.27E-03	0	-202208	-35006	145788	0	-91426	7.17E-05	11420027	0.007167	114.20027
-0.00238	22.4542	4.01E-03	0	-212284	-37091	157893	0	-91482	8.63E-05	11887743	0.008627	118.87743
-0.00274	23.1507	4.82E-03	0	-219928	-39354	167892	0	-91390	1.02E-04	12250286	0.01022	122.50286
-0.00316	23.5843	5.68E-03	0	-227625	-42097	178360	0	-91361	1.20E-04	12608124	0.01195	126.08124
-0.00355	24.279	6.66E-03	0	-229887	-42813	181452	0	-91247	1.38E-04	12721021	0.0138	127.21021
-0.00431	22.7455	7.38E-03	0	-227310	-45107	181006	0	-91411	1.58E-04	12144645	0.01579	121.44645
-0.00491	22.5796	8.35E-03	0	-226589	-45760	181006	0	-91343	1.79E-04	11963132	0.01792	119.63132
-0.00548	22.8447	9.45E-03	0	-226946	-45511	181006	0	-91451	2.02E-04	11933269	0.02017	119.33269
-0.00607	23.0786	1.06E-02	0	-227148	-45220	181006	0	-91362	2.26E-04	11906930	0.02256	119.0693
-0.00671	23.2422	1.19E-02	0	-227619	-45014	181107	0	-91525	2.51E-04	11895953	0.02508	118.95953
-0.00742	23.2442	1.31E-02	0	-229326	-45240	183145	0	-91421	2.77E-04	11973802	0.02774	119.73802
-0.00821	23.1096	1.44E-02	0	-231970	-45960	186435	0	-91495	3.05E-04	12115018	0.03053	121.15018
-0.00904	22.9637	1.57E-02	0	-234232	-46826	189546	0	-91512	3.35E-04	12242919	0.03345	122.42919
-0.00993	22.8054	1.71E-02	0	-236151	-47861	192520	0	-91492	3.65E-04	12359555	0.0365	123.59555
-0.01090	22.6359	1.85E-02	0	-237746	-49081	195347	0	-91480	0.0003968	12465473	0.03968	124.65473
-0.01180	22.4614	2.00E-02	0	-238992	-50473	198007	0	-91458	0.00043	12559603	0.043	125.59603
-0.01290	22.2821	2.15E-02	0	-239927	-52052	200533	0	-91446	0.0004645	12644243	0.04645	126.44243
-0.01400	22.1042	2.31E-02	0	-240531	-53796	202902	0	-91425	0.0005004	12718404	0.05004	127.18404

INCORPORACIÓN DEL CORTANTE EN EL DIAGRAMA M-φ

L=3.80m

φ (rad/m)	M (t-m)
0	234.409
0.0182138	234.409
0.0424989	163.053
0.08	163.053

FRACTURA DEL REFUERZON TRANSVERSAL

0.006035	cuantia volumetrica
0.014	def. max. concreto

PANDEO DE LA BARRA LONGITUDINAL

s	10
db	2.54
s/db	3.9370079
lw	0.6746
ep*	0.0470866
φu*	0.0697993

CONSTRUCCION DE LA BILINEAL

rad/cm	rad/m
M'y	9783337
φ'y	0.000048
Maci(ec=0.003)	12473172.9
φy	0.006071

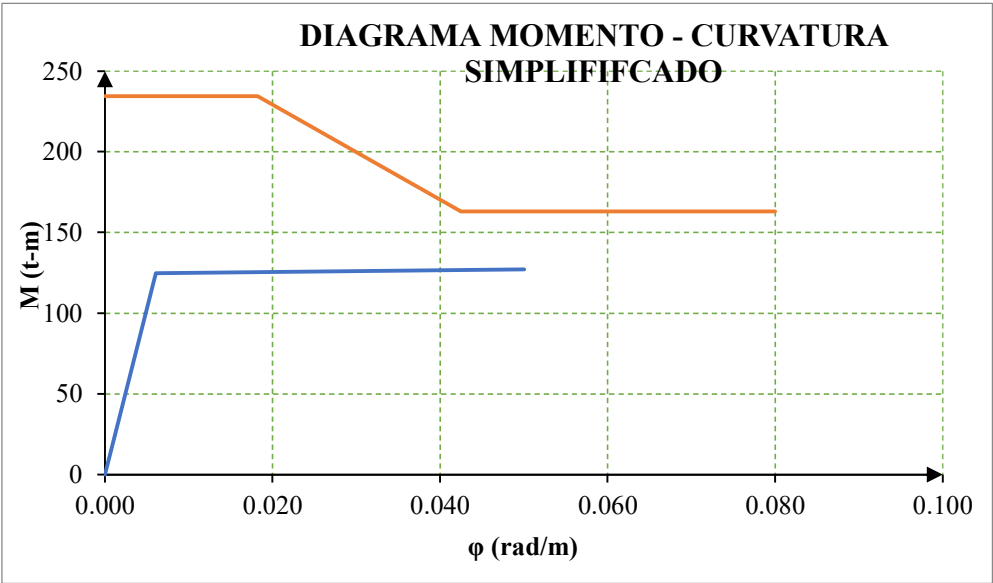
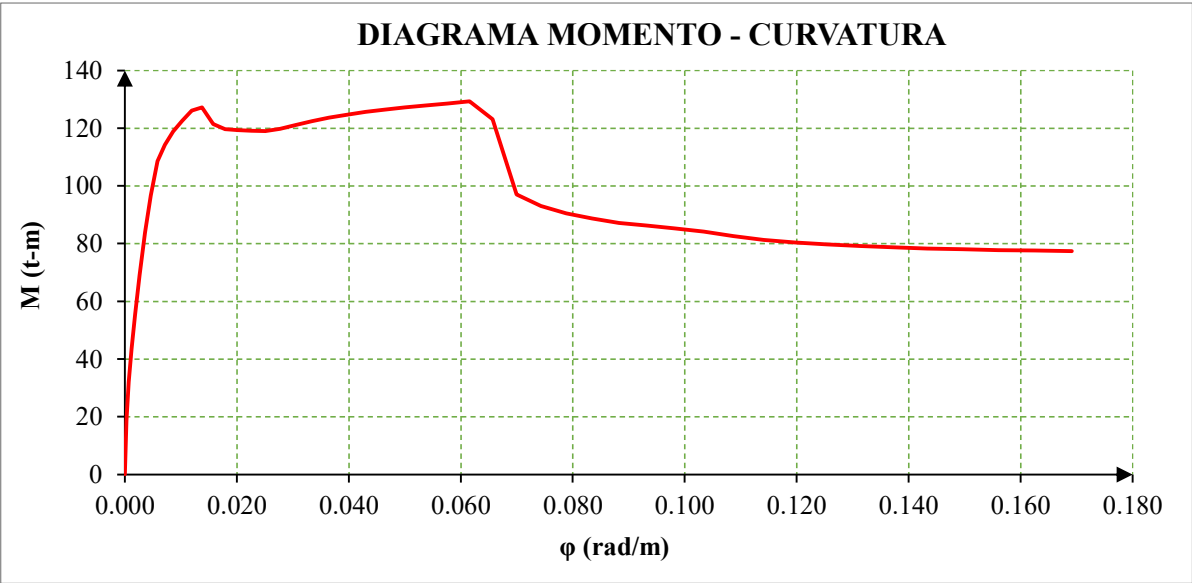
DIAGRAMA MOMENTO CURVATURA DE LA COLUMNA C-1 (180°) AL 10% DE CARGA AXIAL

MOMENT CURVATURE (M-f) GRAPH - Kgf, cm, C

Axial Load = -91355.15
 Moment Angle = 180

Results For Exact-Integration

fy(Initial) = 4.762E-05
 My = 9783337
 fmax = 1.691E-03
 Mmax = 7739906
 fconcrete = 1.446E-04
 Mconcrete = 12530256
 fsteel = N/A
 Msteel = N/A



kgf-cm											T-m		φ (rad/m)			
Concrete Str	Neutral Axi	Steel Strain	Tendon Stra	Concrete Cd	Steel Comp	Steel Tensi	Prestress Fc	Net Force	Curvature	Moment	Curvature	Moment				
-0.01510	21.9372	2.47E-02	0	-240755	-55722	205143	0	-91335	0.0005375	12784315	0.05375	127.84315				
-0.01620	21.7908	2.64E-02	0	-240558	-58067	207263	0	-91362	0.000576	12853904	0.0576	128.53904	0	0		
-0.01740	21.6911	2.81E-02	0	-239755	-60988	209266	0	-91477	0.0006158	12935725	0.06158	129.35725	0.006071	124.73173		
-0.02000	19.5619	2.86E-02	0	-230047	-70988	209782	0	-91253	0.000657	12312584	0.0657	123.12584	0.05004	127.18404		
-0.02830	9.5896	2.35E-02	0	-217192	-77632	203514	0	-91310	0.0006995	9705360	0.06995	97.0536				
-0.03080	8.5313	2.42E-02	0	-216747	-79027	204457	0	-91317	0.0007433	9297511	0.07433	92.97511				
-0.03310	7.9525	2.52E-02	0	-216763	-80323	205790	0	-91296	0.0007884	9044986	0.07884	90.44986				
-0.03550	7.5211	2.63E-02	0	-216446	-82076	207188	0	-91335	0.0008348	8865820	0.08348	88.6582				
-0.03780	7.1349	2.75E-02	0	-216218	-83706	208543	0	-91382	0.0008826	8719927	0.08826	87.19927				
-0.04020	6.8285	0.0287	0	-216073	-85184	209890	0	-91366	0.0009317	8631785	0.09317	86.31785				
-0.04280	6.4726	0.0299	0	-215511	-86624	210908	0	-91228	0.0009822	8522447	0.09822	85.22447				
-0.04530	6.1857	0.0312	0	-211017	-87928	207507	0	-91438	0.001034	8418426	0.1034	84.18426				
-0.04810	5.7482	0.0323	0	-200723	-89270	198666	0	-91327	0.001087	8260065	0.1087	82.60065				
-0.05090	5.3708	0.0335	0	-191234	-90475	190460	0	-91248	0.001141	8132061	0.1141	81.32061				
-0.05380	5.0998	0.0348	0	-182412	-91526	182711	0	-91228	0.001197	8039345	0.1197	80.39345				
-0.05660	4.8995	0.0362	0	-174188	-92448	175451	0	-91184	0.001254	7970243	0.1254	79.70243				
-0.05940	4.724	0.0377	0	-166547	-93288	168604	0	-91231	0.001313	7914070	0.1313	79.1407				
-0.06230	4.5722	0.0392	0	-159482	-94045	162277	0	-91250	0.001372	7868397	0.1372	78.68397				
-0.06530	4.4419	0.0408	0	-152995	-94724	156486	0	-91233	0.001433	7831243	0.1433	78.31243				
-0.06830	4.3312	0.0424	0	-147109	-95332	151256	0	-91185	0.001496	7801296	0.1496	78.01296				
-0.07140	4.2365	0.044	0	-141777	-95871	146467	0	-91181	0.00156	7776862	0.156	77.76862				
-0.07450	4.155	0.0457	0	-136905	-96348	142058	0	-91195	0.001625	7756717	0.1625	77.56717				
-0.07760	4.0837	0.0475	0	-132432	-96765	137888	0	-91310	0.001691	7739906	0.1691	77.39906				

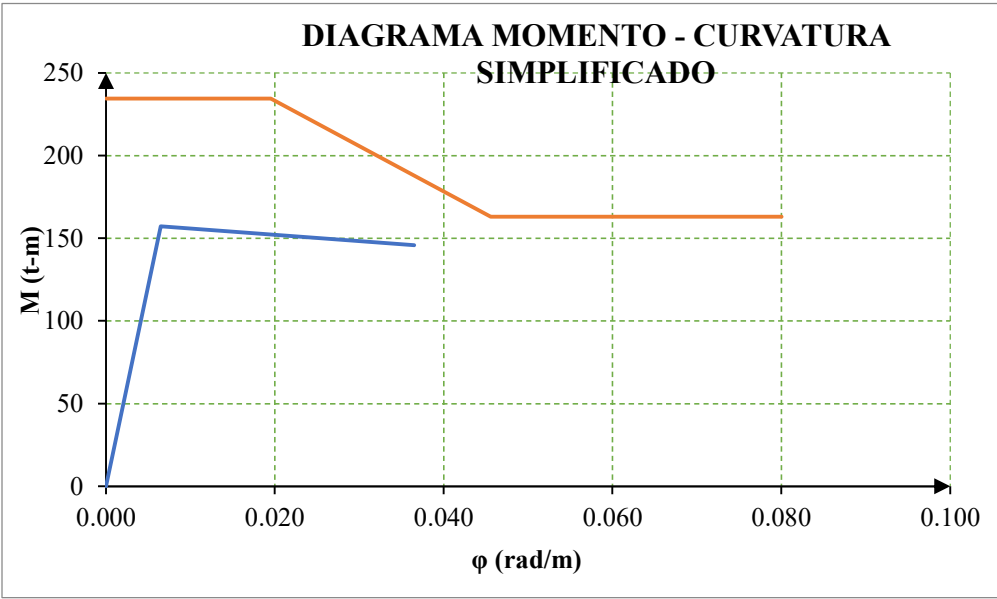
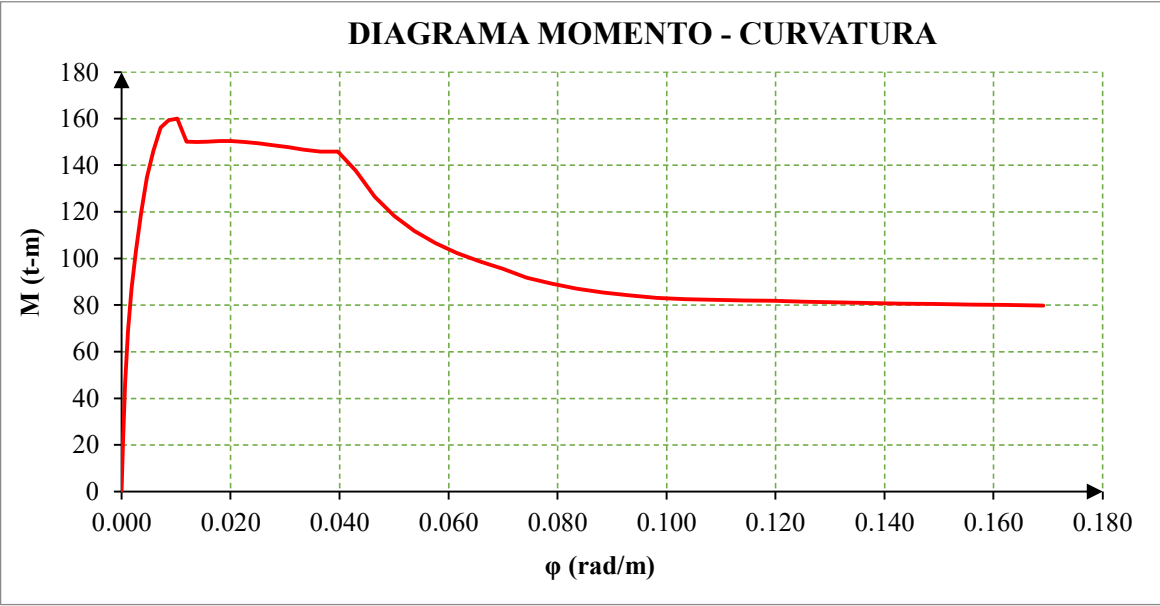
DIAGRAMA MOMENTO CURVATURA DE LA COLUMNA C-1 (180°) AL 30% DE CARGA AXIAL

MOMENT CURVATURE (M-f) GRAPH - Kgf, cm, C

Axial Load = -274065.45
 Moment Angle = 180

Results For Exact-Integration

fy(Initial) = 6.146E-05
 My = 14831595
 fmax = 1.691E-03
 Mmax = 7978828
 fconcrete = 1.007E-04
 Mconcrete = 15998565
 fsteel = N/A
 Msteel = N/A



kgf-cm											T-m	
Concrete Str	Neutral Axi	Steel Strain	Tendon Stra	Concrete Cd	Steel Comp	Steel Tensid	Prestress Fc	Net Force	Curvature	Moment	Curvature	Moment
-0.00016	0	-1.64E-04	0	-254319	-19748	0	0	-274067	0	43502	0	0.43502
-0.00030	-61.8614	-1.01E-04	0	-253360	-20580	0	0	-273941	2.65E-06	1938618	0.0002654	19.38618
-0.00050	-24.8973	-5.95E-06	0	-251957	-21951	0	0	-273908	6.64E-06	4644276	0.0006636	46.44276
-0.00073	-11.3552	1.51E-04	0	-254021	-26696	6638.0303	0	-274079	1.20E-05	6876887	0.001195	68.76887
-0.00099	-3.5161	3.81E-04	0	-260393	-30411	16727	0	-274077	1.86E-05	8686908	0.001858	86.86908
-0.00129	1.5663	6.79E-04	0	-270921	-33148	29827	0	-274242	2.65E-05	10345036	0.002654	103.45036
-0.00161	5.0496	1.04E-03	0	-284768	-36877	47407	0	-274237	3.58E-05	11944588	0.003584	119.44588
-0.00198	7.3949	1.46E-03	0	-301899	-42846	70660	0	-274085	4.65E-05	13465436	0.004645	134.65436
-0.00238	9.1912	1.94E-03	0	-317058	-47352	90197	0	-274214	5.84E-05	14598457	0.00584	145.98457
-0.00284	10.3667	2.46E-03	0	-332096	-52544	110557	0	-274083	7.17E-05	15608995	0.007167	156.08995
-0.00330	11.7317	3.08E-03	0	-338883	-55066	119819	0	-274131	8.63E-05	15927475	0.008627	159.27475
-0.00385	12.3232	3.71E-03	0	-345345	-56629	127889	0	-274084	1.02E-04	16005763	0.01022	160.05763
-0.00467	10.9324	4.17E-03	0	-339973	-60884	126899	0	-273959	1.20E-04	15005887	0.01195	150.05887
-0.00538	11.0118	4.83E-03	0	-344921	-62232	133042	0	-274111	1.38E-04	14998250	0.0138	149.9825
-0.00616	11.0072	5.53E-03	0	-349621	-63720	139146	0	-274196	1.58E-04	15012061	0.01579	150.12061
-0.00700	10.9308	6.26E-03	0	-353899	-65382	145085	0	-274196	1.79E-04	15028945	0.01792	150.28945
-0.00792	10.7681	7.01E-03	0	-357934	-66658	150517	0	-274076	2.02E-04	15029804	0.02017	150.29804
-0.00891	10.5042	7.79E-03	0	-361932	-66658	154484	0	-274106	2.26E-04	14994036	0.02256	149.94036
-0.00997	10.2571	8.59E-03	0	-364723	-66658	157278	0	-274104	2.51E-04	14935886	0.02508	149.35886
-0.01110	9.9648	9.42E-03	0	-367061	-66658	159606	0	-274113	2.77E-04	14861232	0.02774	148.61232
-0.01230	9.663	1.03E-02	0	-369010	-66658	161636	0	-274032	3.05E-04	14771194	0.03053	147.71194
-0.01360	9.3664	1.12E-02	0	-370820	-66658	163447	0	-274030	3.35E-04	14670047	0.03345	146.70047
-0.01490	9.0975	1.21E-02	0	-372333	-67110	165399	0	-274044	3.65E-04	14581916	0.0365	145.81916
-0.01630	8.8261	1.30E-02	0	-374102	-68633	168670	0	-274065	0.0003968	14576740	0.03968	145.7674
-0.01810	7.9477	1.37E-02	0	-368182	-70404	164581	0	-274005	0.00043	13759809	0.043	137.59809
-0.02000	7.0032	1.44E-02	0	-359283	-72134	157302	0	-274114	0.0004645	12651233	0.04645	126.51233
-0.02180	6.3811	1.52E-02	0	-350648	-73656	150252	0	-274052	0.0005004	11828398	0.05004	118.28398

INCORPORACIÓN DEL CORTANTE EN EL DIAGRAMA M-φ

L=3.80m

φ (rad/m)	M (t-m)
0	234.409
0.0195413	234.409
0.0455963	163.053
0.08	163.053

FRACTURA DEL REFUERZON TRANSVERSAL

0.006035	cuantia volumetrica
0.014	def. max. concreto

PANDEO DE LA BARRA LONGITUDINAL

s	10
db	2.54
s/db	3.9370079
lw	0.6746
ep*	0.0470866
φu*	0.0697993

CONSTRUCCION DE LA BILINEAL

	rad/cm	rad/m
M'y	14831595	148.31595
φ'y	0.000061	0.006146
Maci(ec=0.003)	15719078.3	157.19078
φy		0.006514

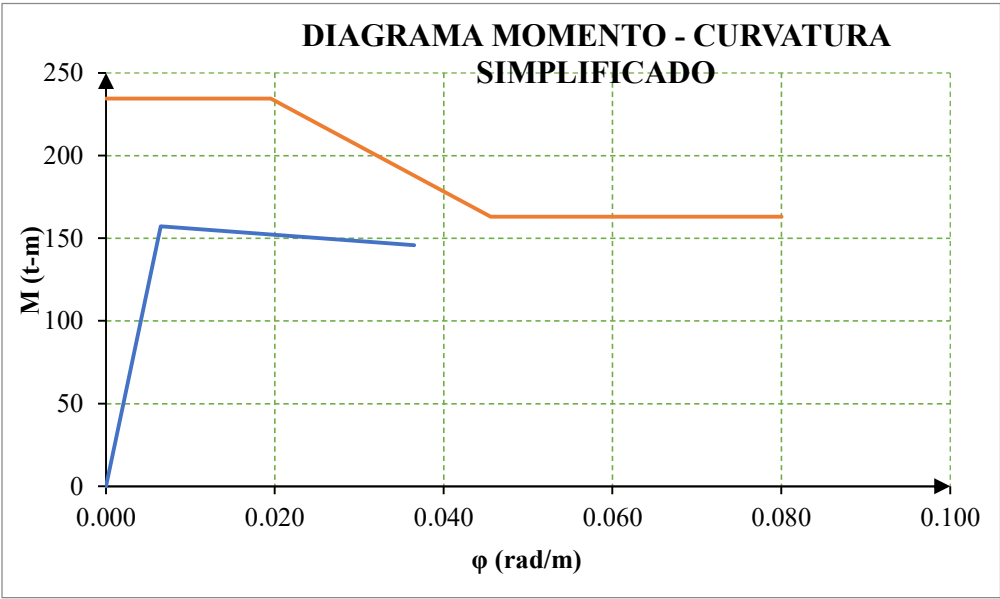
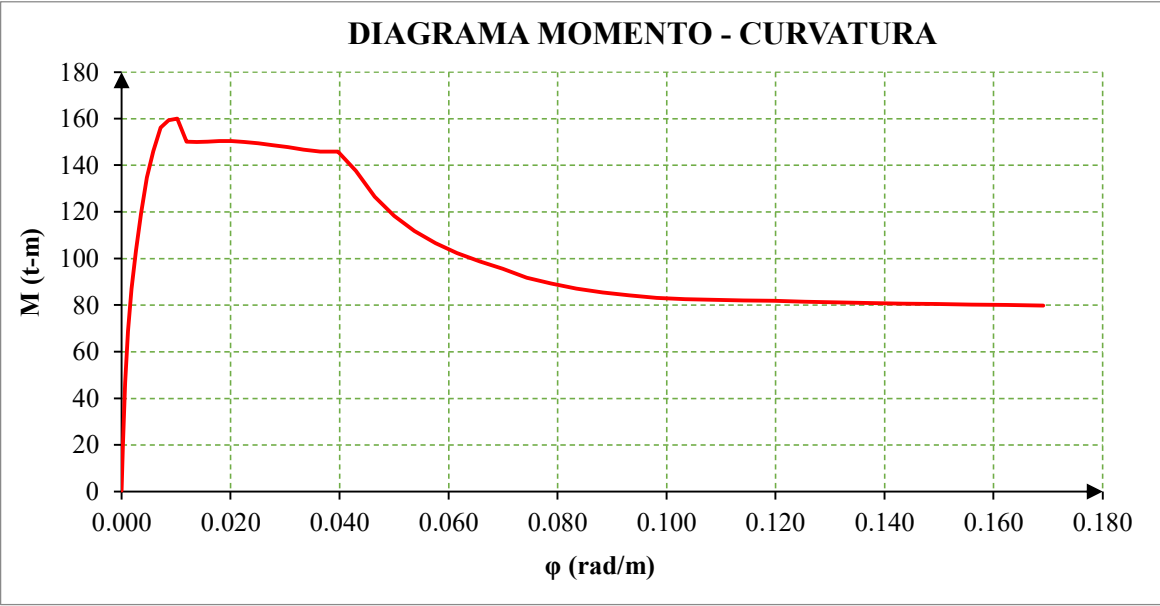
DIAGRAMA MOMENTO CURVATURA DE LA COLUMNA C-1 (180°) AL 30% DE CARGA AXIAL

MOMENT CURVATURE (M-f) GRAPH - Kgf, cm, C

Axial Load = -274065.45
 Moment Angle = 180

Results For Exact-Integration

fy(Initial) = 6.146E-05
 My = 14831595
 fmax = 1.691E-03
 Mmax = 7978828
 fconcrete = 1.007E-04
 Mconcrete = 15998565
 fsteel = N/A
 Msteel = N/A



kgf-cm											T-m			
Concrete Str	Neutral Axi	Steel Strain	Tendon Stra	Concrete Cd	Steel Comp	Steel Tensid	Prestress Fd	Net Force	Curvature	Moment	Curvature	Moment		
-0.02370	5.8734	1.61E-02	0	-343083	-75062	144085	0	-274060	0.0005375	11179392	0.05375	111.79392	φ (rad/m)	M (t-m)
-0.02570	5.4378	1.70E-02	0	-335750	-76363	138153	0	-273959	0.000576	10654400	0.0576	106.544		
-0.02770	5.0509	1.79E-02	0	-328441	-77590	132087	0	-273943	0.0006158	10224322	0.06158	102.24322	0.006514	157.19078
-0.02980	4.7098	1.89E-02	0	-321055	-78915	125994	0	-273976	0.000657	9874953	0.0657	98.74953	0.0365	145.81916
-0.03190	4.3299	1.98E-02	0	-310620	-80754	117359	0	-274015	0.0006995	9555385	0.06995	95.55385		
-0.03440	3.7417	2.06E-02	0	-291541	-91110	108595	0	-274055	0.0007433	9173084	0.07433	91.73084		
-0.03680	3.2915	2.15E-02	0	-275235	-108935	110055	0	-274114	0.0007884	8918621	0.07884	89.18621		
-0.03930	2.919	2.25E-02	0	-259951	-125612	111529	0	-274035	0.0008348	8697690	0.08348	86.9769		
-0.04180	2.6393	2.35E-02	0	-246957	-140130	113036	0	-274052	0.0008826	8536022	0.08826	85.36022		
-0.04430	2.4233	2.46E-02	0	-235578	-153185	114544	0	-274219	0.0009317	8416884	0.09317	84.16884		
-0.04700	2.16	2.57E-02	0	-226053	-163878	115920	0	-274011	0.0009822	8305728	0.09822	83.05728		
-0.04960	2.0502	2.69E-02	0	-221945	-169469	117410	0	-274005	0.001034	8256546	0.1034	82.56546		
-0.05220	1.9644	2.82E-02	0	-218288	-174710	118857	0	-274141	0.001087	8222742	0.1087	82.22742		
-0.05490	1.8976	2.96E-02	0	-214582	-179659	120248	0	-273992	0.001141	8198267	0.1141	81.98267		
-0.05770	1.8141	0.0309	0	-211718	-184054	121544	0	-274228	0.001197	8177839	0.1197	81.77839		
-0.06070	1.6324	0.0321	0	-211858	-184850	122667	0	-274041	0.001254	8142382	0.1254	81.42382		
-0.06370	1.4546	0.0334	0	-212205	-185577	123733	0	-274048	0.001313	8111873	0.1313	81.11873		
-0.06690	1.2856	0.0347	0	-212571	-186225	124739	0	-274057	0.001372	8084996	0.1372	80.84996		
-0.07010	1.1238	0.036	0	-212951	-186803	125697	0	-274058	0.001433	8061089	0.1433	80.61089		
-0.07330	0.9677	0.0373	0	-213352	-187312	126606	0	-274058	0.001496	8039244	0.1496	80.39244		
-0.07670	0.8165	0.0387	0	-213762	-187754	127458	0	-274058	0.00156	8018517	0.156	80.18517		
-0.08010	0.6689	0.0401	0	-214188	-188131	128262	0	-274058	0.001625	7998545	0.1625	79.98545		
-0.08370	0.5244	0.0415	0	-214628	-188447	129018	0	-274057	0.001691	7978828	0.1691	79.78828		

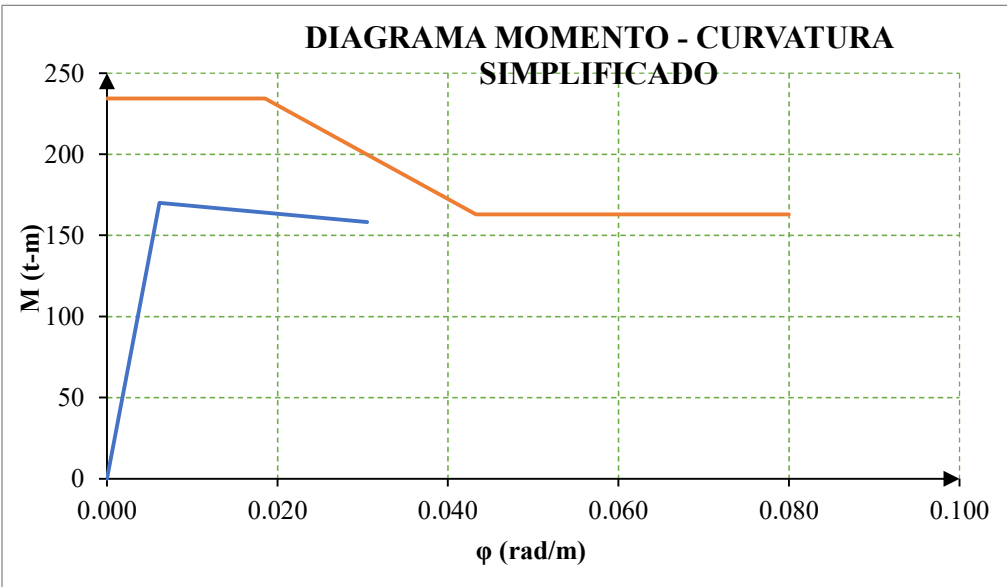
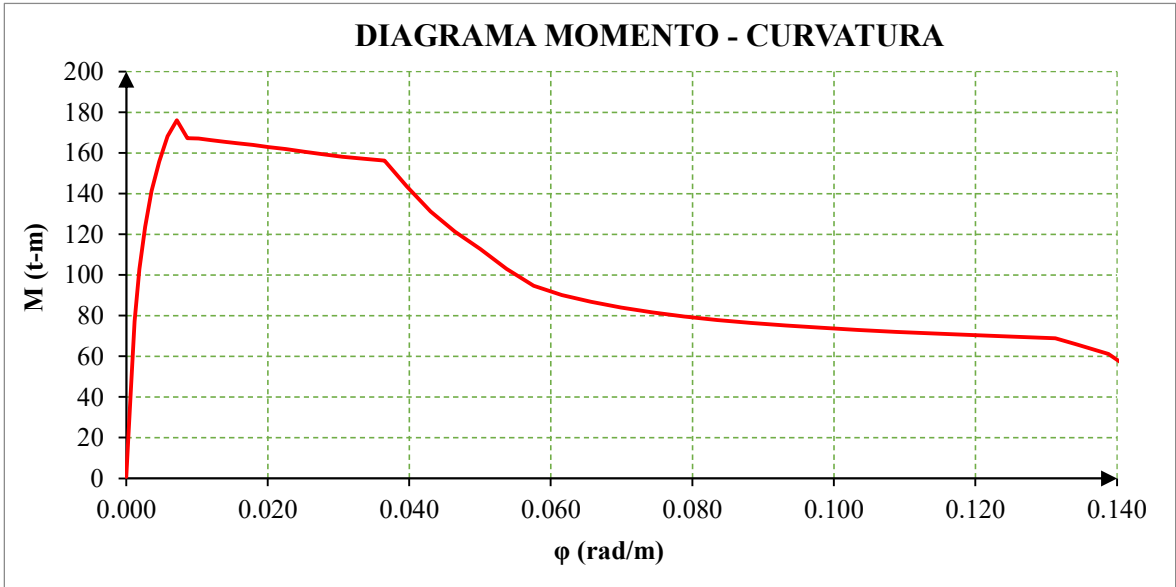
DIAGRAMA MOMENTO CURVATURA DE LA COLUMNA C-1 (180°) AL 50% DE CARGA AXIAL

MOMENT CURVATURE (M-f) GRAPH - Kgf, cm, C

Axial Load = -456775.75
 Moment Angle = 180

Results For Exact-Integration

fy(Initial) = 6.183E-05
 My = 17016182
 fmax = 1.691E-03
 Mmax = 5967372
 fconcrete = 7.947E-05
 Mconcrete = 17134140
 fsteel = N/A
 Msteel = N/A



kgf-cm											T-m	
Concrete Str	Neutral Axi	Steel Strain	Tendon Str	Concrete Cc	Steel Comp	Steel Tensid	Prestress Fc	Net Force	Curvature	Moment	Curvature	Moment
-0.00028	0	-2.79E-04	0	-423188	-33590	0	0	-456778	0	73540	0	0.7354
-0.00041	-105.322	-2.16E-04	0	-422313	-34454	0	0	-456767	2.65E-06	1876994	0.0002654	18.76994
-0.00061	-42.5954	-1.23E-04	0	-420641	-36075	0	0	-456716	6.64E-06	4512260	0.0006636	45.1226
-0.00088	-24.0828	-9.89E-07	0	-418373	-38341	0	0	-456714	1.20E-05	7709979	0.001195	77.09979
-0.00119	-14.2249	1.82E-04	0	-419240	-45595	7982.392	0	-456853	1.86E-05	10277034	0.001858	102.77034
-0.00154	-7.879	4.28E-04	0	-423417	-52280	18806	0	-456891	2.65E-05	12360193	0.002654	123.60193
-0.00192	-3.6276	7.30E-04	0	-431525	-57455	32086	0	-456894	3.58E-05	14114590	0.003584	141.1459
-0.00236	-0.8021	1.08E-03	0	-443239	-60981	47364	0	-456856	4.65E-05	15575828	0.004645	155.75828
-0.00286	1.0749	1.46E-03	0	-455514	-65230	63892	0	-456851	5.84E-05	16812239	0.00584	168.12239
-0.00341	2.4164	1.89E-03	0	-466755	-65709	75640	0	-456824	7.17E-05	17602116	0.007167	176.02116
-0.00414	2.0089	2.24E-03	0	-471464	-70380	85240	0	-456604	8.63E-05	16725490	0.008627	167.2549
-0.00485	2.5063	2.71E-03	0	-476146	-71258	90503	0	-456901	1.02E-04	16711510	0.01022	167.1151
-0.00560	3.0964	3.24E-03	0	-476278	-71017	90503	0	-456791	1.20E-04	16627797	0.01195	166.27797
-0.00642	3.519	3.80E-03	0	-477714	-69575	90503	0	-456786	1.38E-04	16548666	0.0138	165.48666
-0.00729	3.8292	4.40E-03	0	-479565	-67844	90503	0	-456905	1.58E-04	16468516	0.01579	164.68516
-0.00823	4.0648	5.03E-03	0	-481210	-66658	91013	0	-456854	1.79E-04	16381929	0.01792	163.81929
-0.00923	4.2326	5.70E-03	0	-482768	-66658	92565	0	-456861	2.02E-04	16286048	0.02017	162.86048
-0.01030	4.352	6.40E-03	0	-484187	-66658	93993	0	-456852	2.26E-04	16179220	0.02256	161.7922
-0.01140	4.4329	7.13E-03	0	-485460	-66658	95276	0	-456842	2.51E-04	16062203	0.02508	160.62203
-0.01260	4.4836	7.90E-03	0	-486575	-66658	96398	0	-456835	2.77E-04	15936424	0.02774	159.36424
-0.01390	4.5131	8.70E-03	0	-487432	-66783	97387	0	-456827	3.05E-04	15808385	0.03053	158.08385
-0.01520	4.5404	9.55E-03	0	-487571	-67694	98447	0	-456818	3.35E-04	15705806	0.03345	157.05806
-0.01660	4.5635	1.04E-02	0	-487124	-69151	99542	0	-456733	3.65E-04	15620552	0.0365	156.20552
-0.01830	3.9543	1.11E-02	0	-475631	-71613	90503	0	-456742	0.0003968	14335176	0.03968	143.35176
-0.02010	3.3032	1.17E-02	0	-461656	-85610	90580	0	-456687	0.00043	13109704	0.043	131.09704
-0.02200	2.7405	1.24E-02	0	-447876	-99665	90787	0	-456754	0.0004645	12121579	0.04645	121.21579
-0.02400	2.0785	1.30E-02	0	-431531	-117686	92489	0	-456728	0.0005004	11268970	0.05004	112.6897

INCORPORACIÓN DEL CORTANTE EN EL DIAGRAMA M-φ
 L=3.80m

φ (rad/m)	M (t-m)
0	234.409
0.0185493	234.409
0.0432818	163.053
0.08	163.053

FRACTURA DEL REFUERZON TRANSVERSAL
 cuantia volumetrica
 def. max. concreto

0.006035	
0.014	

PANDEO DE LA BARRA LONGITUDINAL
 s 10
 db 2.54
 s/db 3.9370079
 lw 0.6746
 ep* 0.0470866
 φu* 0.0697993

CONSTRUCCION DE LA BILINEAL
 rad/cm rad/m
 M'y 17016182 170.16182
 φ'y 0.000062 0.006183
 Maci(ec=0.003) 17016492.9 170.16493
 φy 0.006183

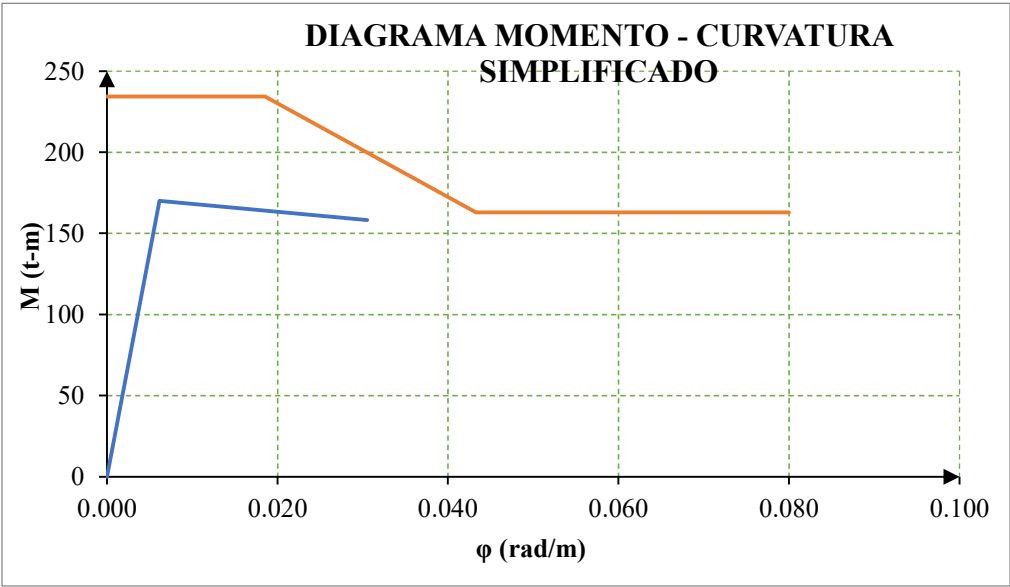
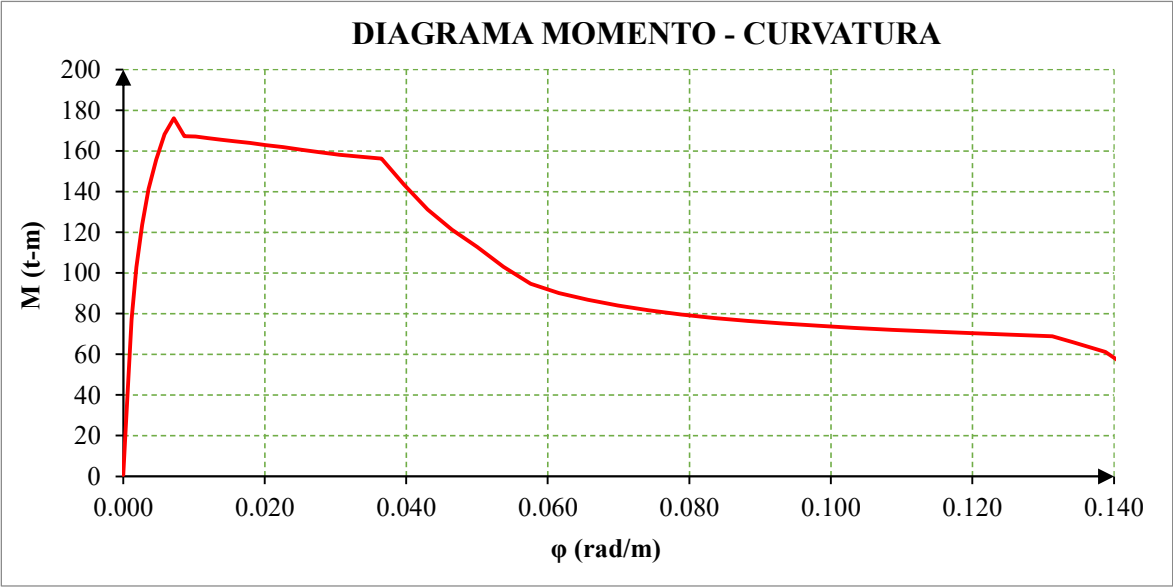
DIAGRAMA MOMENTO CURVATURA DE LA COLUMNA C-1 (180°) AL 50% DE CARGA AXIAL

MOMENT CURVATURE (M-f) GRAPH - Kgf, cm, C

Axial Load = -456775.75
 Moment Angle = 180

Results For Exact-Integration

fy(Initial) = 6.183E-05
 My = 17016182
 fmax = 1.691E-03
 Mmax = 5967372
 fconcrete = 7.947E-05
 Mconcrete = 17134140
 fsteel = N/A
 Msteel = N/A



kgf-cm											T-m		φ (rad/m)			
Concrete Str	Neutral Axi	Steel Strain	Tendon Str	Concrete Cd	Steel Comp	Steel Tensi	Prestress Fc	Net Force	Curvature	Moment	Curvature	Moment				
-0.02630	1.0081	1.34E-02	0	-403362	-146796	93550	0	-456608	0.0005375	10298975	0.05375	102.98975				
-0.02890	-0.1773	1.37E-02	0	-384375	-166640	94260	0	-456754	0.000576	9457310	0.0576	94.5731	0	0		
-0.03130	-0.7846	1.43E-02	0	-380376	-172140	95719	0	-456797	0.0006158	9013707	0.06158	90.13707	0.006183	170.16493		
-0.03370	-1.231	1.50E-02	0	-380086	-173987	97309	0	-456764	0.000657	8670127	0.0657	86.70127	0.03053	158.08385		
-0.03610	-1.6389	1.56E-02	0	-379933	-175699	98894	0	-456738	0.0006995	8386973	0.06995	83.86973				
-0.03870	-2.0169	1.63E-02	0	-379886	-177295	100451	0	-456730	0.0007433	8151338	0.07433	81.51338				
-0.04130	-2.3709	1.71E-02	0	-379897	-178777	101951	0	-456723	0.0007884	7952892	0.07884	79.52892				
-0.04400	-2.7074	1.78E-02	0	-379993	-180144	103418	0	-456719	0.0008348	7783909	0.08348	77.83909				
-0.04680	-3.03	1.85E-02	0	-380154	-181409	104846	0	-456717	0.0008826	7638552	0.08826	76.38552				
-0.04970	-3.3415	1.92E-02	0	-380365	-182570	106214	0	-456721	0.0009317	7511266	0.09317	75.11266				
-0.05270	-3.6444	2.00E-02	0	-380614	-183631	107526	0	-456718	0.0009822	7398408	0.09822	73.98408				
-0.05580	-3.9412	2.07E-02	0	-380912	-184598	108792	0	-456718	0.001034	7296859	0.1034	72.96859				
-0.05900	-4.2337	2.15E-02	0	-381256	-185471	110009	0	-456718	0.001087	7203890	0.1087	72.0389				
-0.06220	-4.5229	2.22E-02	0	-381632	-186254	111162	0	-456724	0.001141	7117123	0.1141	71.17123				
-0.06560	-4.8099	2.30E-02	0	-382035	-186947	112260	0	-456722	0.001197	7035029	0.1197	70.35029				
-0.06910	-5.0961	2.37E-02	0	-382475	-187556	113308	0	-456722	0.001254	6956194	0.1254	69.56194				
-0.07270	-5.3672	2.45E-02	0	-382605	-188481	114334	0	-456752	0.001313	6885352	0.1313	68.85352				
-0.07530	-6.1139	0.024	0	-378773	-191669	113724	0	-456717	0.001343	6579880	0.1343	65.7988				
-0.07950	-7.2667	0.0232	0	-372371	-197168	112626	0	-456913	0.001388	6116358	0.1388	61.16358				
-0.10950	-23.1905	1.21E-03	0	-345525	-164307	53221	0	-456612	0.001496	3574242	0.1496	35.74242				
-0.11450	-23.4182	9.07E-04	0	-331410	-165397	39880	0	-456927	0.00156	3781080	0.156	37.8108				
-0.12040	-24.1226	-1.99E-04	0	-317094	-139696	0	0	-456790	0.001625	5818916	0.1625	58.18916				
-0.12560	-24.2957	-5.00E-04	0	-303197	-153743	0	0	-456940	0.001691	5967372	0.1691	59.67372				

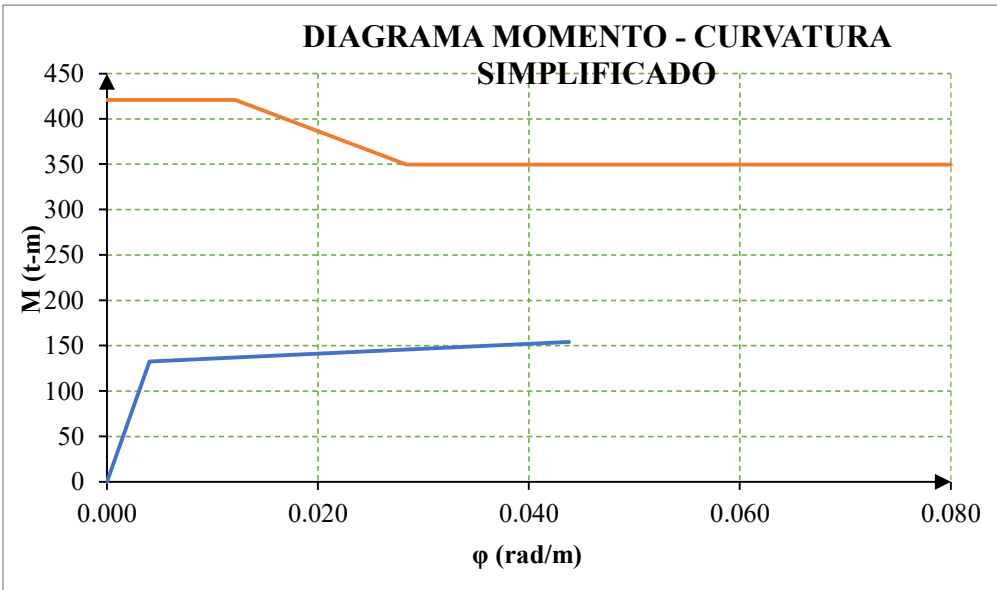
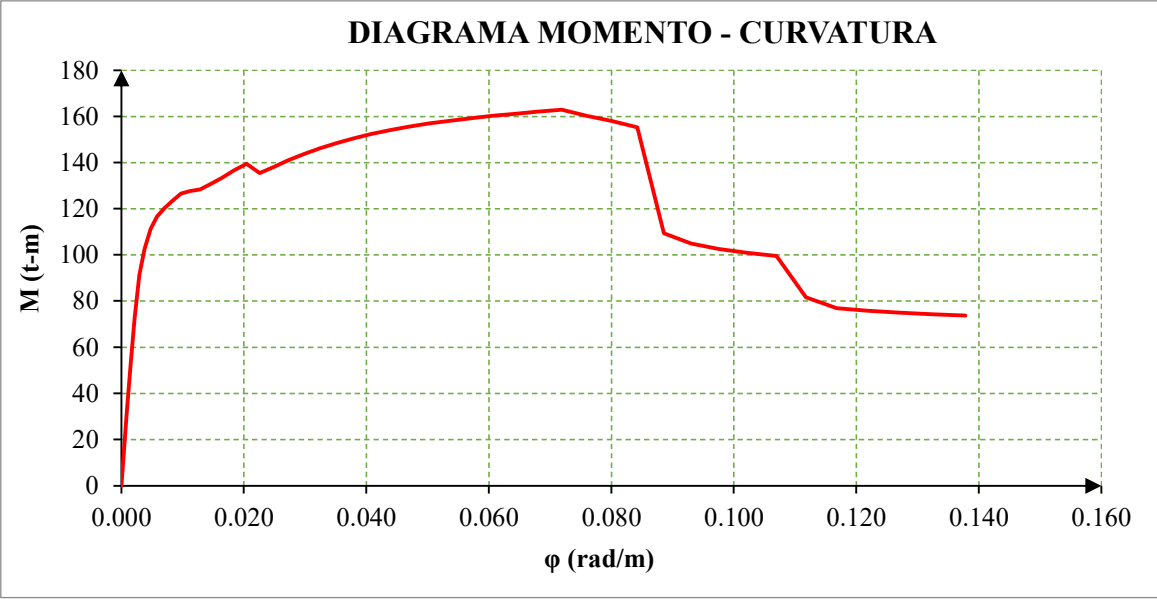
DIAGRAMA MOMENTO CURVATURA DE LA COLUMNA C-1 (90° Y 270°)

MOMENT CURVATURE (M-f) GRAPH - Kgf, cm, C

Axial Load = 0
 Moment Angle = 90

Results For Exact-Integration

fy(Initial) = 2.401E-05
 My = 7826304
 fmax = 1.378E-03
 Mmax = 7365603
 fconcrete = 2.047E-04
 Mconcrete = 13932044
 fsteel = 8.492E-04
 Msteel = 14804751



kgf-cm											T-m	
Concrete Str	Neutral Axi	Steel Strain	Tendon Stra	Concrete Cd	Steel Comp	Steel Tensid	Prestress Fc	Net Force	Curvature	Moment	Curvature	Moment
0.000000	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
-0.000061	31.8171	1.86E-04	0	-8366	-1052	9328.3836	0	-89.3674	2.16E-06	766563	0.0002163	7.66563
-0.000152	31.9035	4.65E-04	0	-20683	-2615	23362	0	63.5523	5.41E-06	1904681	0.0005407	19.04681
-0.000275	31.7369	8.35E-04	0	-37127	-4760	41911	0	24.0769	9.73E-06	3419193	0.0009733	34.19193
-0.000431	31.5225	1.30E-03	0	-57391	-7509	64912	0	11.9355	1.51E-05	5292486	0.001514	52.92486
-0.000613	31.659	1.85E-03	0	-78978	-10632	89727	0	117.3861	2.16E-05	7230095	0.002163	72.30095
-0.000818	31.9754	2.51E-03	0	-100795	-14053	114829	0	-19.5682	2.92E-05	9127495	0.00292	91.27495
-0.001017	33.1413	3.30E-03	0	-115937	-16789	132674	0	-51.4181	3.79E-05	10246059	0.003785	102.46059
-0.001225	34.2652	4.20E-03	0	-128838	-19520	148342	0	-16.6649	4.76E-05	11116811	0.004758	111.16811
-0.001429	35.5329	5.23E-03	0	-137444	-22418	159785	0	-77.0644	5.84E-05	11648994	0.00584	116.48994
-0.001635	36.736	6.38E-03	0	-143583	-25226	168738	0	-70.5552	7.03E-05	12013648	0.007029	120.13648
-0.001851	37.7665	7.64E-03	0	-148654	-28099	176733	0	-19.9341	8.33E-05	12329894	0.008327	123.29894
-0.002089	38.5376	9.01E-03	0	-154014	-31283	185294	0	-2.7297	9.73E-05	12654615	0.009733	126.54615
-0.002307	39.4855	1.05E-02	0	-154951	-33215	188150	0	-15.7204	1.13E-04	12763221	0.01125	127.63221
-0.002544	40.2354	1.21E-02	0	-155760	-34647	190376	0	-30.871	1.29E-04	12835455	0.01287	128.35455
-0.002817	40.7058	1.38E-02	0	-157866	-36393	194246	0	-13.3231	1.46E-04	13070440	0.0146	130.7044
-0.003115	41.0517	1.56E-02	0	-160117	-38325	198438	0	-4.9098	1.64E-04	13327882	0.01644	133.27882
-0.003444	41.2695	1.75E-02	0	-162919	-40510	203417	0	-11.6188	1.84E-04	13645774	0.01838	136.45774
-0.003787	41.4721	1.95E-02	0	-165090	-42778	208038	0	169.5031	2.04E-04	13937327	0.02044	139.37327
-0.004763	38.9263	2.10E-02	0	-162727	-42813	205540	0	-0.6771	2.26E-04	13540187	0.0226	135.40187
-0.005295	38.7143	2.31E-02	0	-167094	-42813	209864	0	-42.9537	2.49E-04	13804631	0.02487	138.04631
-0.005871	38.4559	2.52E-02	0	-171797	-42813	214462	0	-148.2782	2.73E-04	14093552	0.02725	140.93552
-0.006477	38.2204	2.74E-02	0	-176013	-42813	218821	0	-4.3676	2.97E-04	14355744	0.02974	143.55744
-0.007123	37.9714	2.97E-02	0	-180106	-42813	222785	0	-134.1737	3.23E-04	14607735	0.03234	146.07735
-0.007803	37.732	3.21E-02	0	-183804	-42813	226467	0	-149.7803	3.50E-04	14836629	0.03504	148.36629
-0.008518	37.4958	3.46E-02	0	-187168	-42813	229832	0	-148.7236	3.79E-04	15045286	0.03785	150.45286
-0.009270	37.2637	3.72E-02	0	-190191	-42813	232873	0	-131.2523	0.0004077	15233385	0.04077	152.33385

INCORPORACIÓN DEL CORTANTE EN EL DIAGRAMA M-φ

L=3.80m	
φ (rad/m)	M (t-m)
0	420.882
0.012175	420.882
0.0284083	349.526
0.08	349.526

FRACTURA DEL REFUERZON TRANSVERSAL

0.006035	cuantia volumetrica
0.014	def. max. concreto

PANDEO DE LA BARRA LONGITUDINAL

s	10
db	2.54
s/db	3.9370079
lw	1.0746
ep*	0.0470866
φu*	0.0438178

CONSTRUCCION DE LA BILINEAL

	rad/cm	rad/m
M'y	7826304	78.26304
φ'y	0.000024	0.002401
Maci(ec=0.003)	13228533.6	132.28534
φy		0.004058

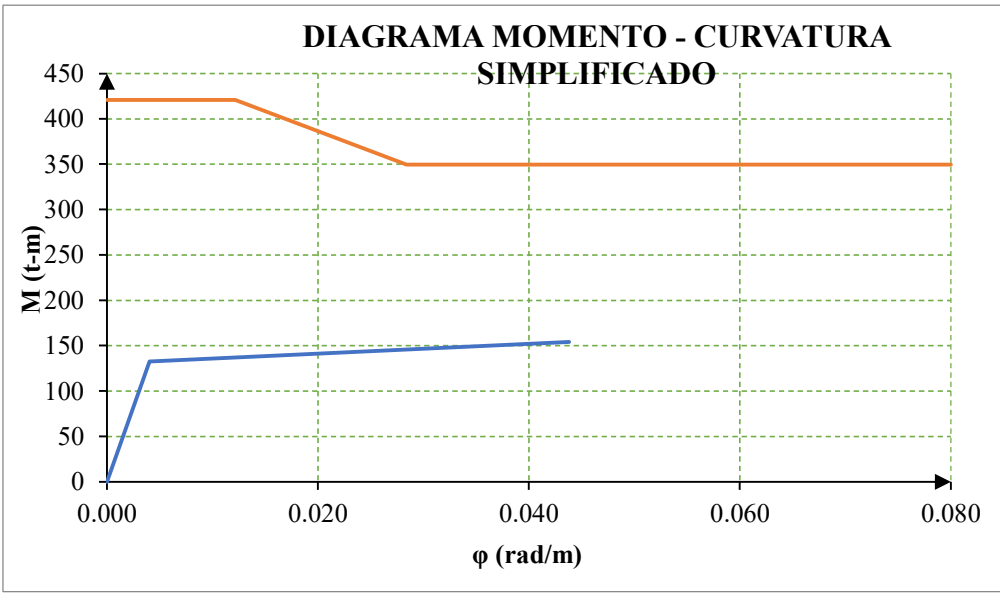
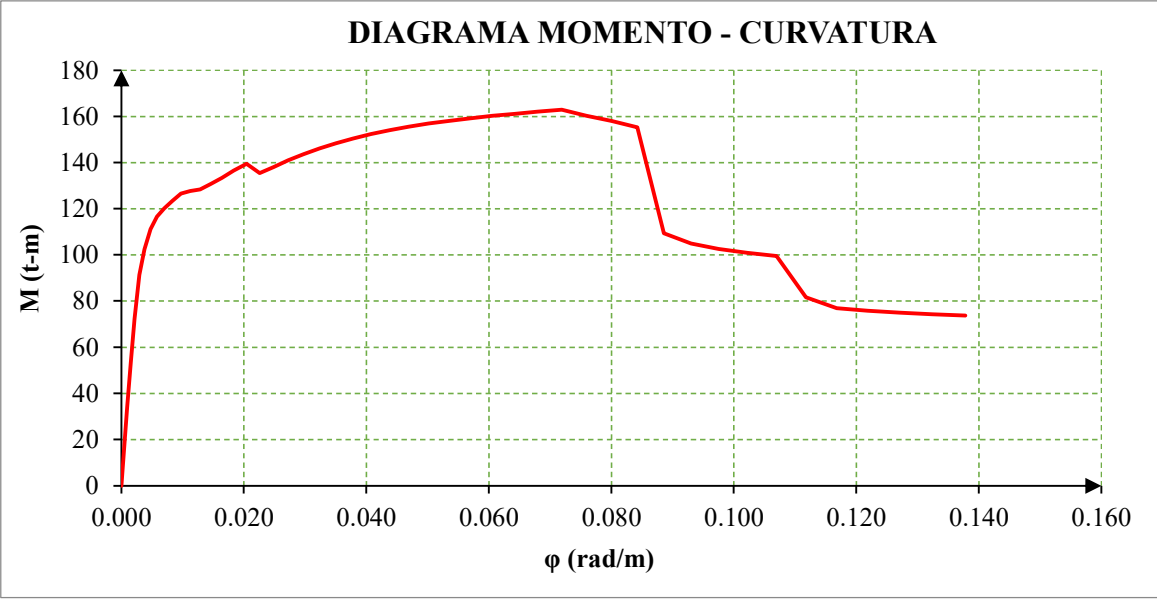
DIAGRAMA MOMENTO CURVATURA DE LA COLUMNA C-1 (90° Y 270°)

MOMENT CURVATURE (M-f) GRAPH - Kgf, cm, C

Axial Load = 0
 Moment Angle = 90

Results For Exact-Integration

fy(Initial) = 2.401E-05
 My = 7826304
 fmax = 1.378E-03
 Mmax = 7365603
 fconcrete = 2.047E-04
 Mconcrete = 13932044
 fsteel = 8.492E-04
 Msteel = 14804751



kgf-cm											T-m		φ (rad/m)	M (t-m)
Concrete Str	Neutral Axi	Steel Strain	Tendon Stra	Concrete Cd	Steel Comp	Steel Tensid	Prestress Fc	Net Force	Curvature	Moment	Curvature	Moment		
-0.010100	37.0339	3.99E-02	0	-192904	-42813	235600	0	-117.0322	0.000438	15403042	0.0438	154.03042		
-0.010900	36.8081	4.26E-02	0	-195300	-42813	238005	0	-107.7844	0.0004694	15554112	0.04694	155.54112	0	0
-0.011700	36.5865	4.55E-02	0	-197393	-42813	240112	0	-93.1533	0.0005018	15687985	0.05018	156.87985	0.004058	132.28534
-0.012700	36.3665	4.84E-02	0	-199227	-42813	241966	0	-74.0356	0.0005353	15805924	0.05353	158.05924	0.0438	154.03042
-0.013600	36.137	5.14E-02	0	-200928	-42813	243778	0	36.6897	0.0005699	15911998	0.05699	159.11998		
-0.014600	35.8678	0.0544	0	-202797	-42813	245590	0	-19.1341	0.0006056	16020373	0.06056	160.20373		
-0.015700	35.6154	0.0576	0	-204295	-42871	247133	0	-32.4837	0.0006424	16113551	0.06424	161.13551		
-0.016700	35.3885	0.0608	0	-205369	-43165	248531	0	-2.7514	0.0006802	16197312	0.06802	161.97312		
-0.017800	35.2049	0.0642	0	-205890	-44255	249969	0	-175.7612	0.0007192	16292684	0.07192	162.92684		
-0.019500	34.3069	0.067	0	-197850	-45942	243727	0	-65.5555	0.0007592	16022446	0.07592	160.22446		
-0.021200	33.4801	0.07	0	-189844	-52343	242037	0	-150.155	0.0008003	15800450	0.08003	158.0045		
-0.023100	32.5769	0.0729	0	-179592	-62988	242757	0	177.8463	0.0008425	15522527	0.08425	155.22527		
-0.018700	38.9095	0.0823	0	-168448	-44063	212593	0	81.8758	0.0008857	10932447	0.08857	109.32447		
-0.021800	36.5408	0.0842	0	-163828	-47334	211025	0	-136.2702	0.0009301	10494229	0.09301	104.94229		
-0.023900	35.5461	0.0873	0	-156199	-49065	205258	0	-6.7349	0.0009755	10246858	0.09755	102.46858		
-0.025600	34.9093	0.0909	0	-149092	-50408	199608	0	108.284	0.001022	10081935	0.1022	100.81935		
-0.027400	34.3633	0.0945	0	-142459	-51613	194091	0	19.0878	0.00107	9953884	0.107	99.53884		
-0.023300	39.1402	0.1042	0	-136259	-47729	183946	0	-41.5502	0.001118	8163848	0.1118	81.63848		
-0.027900	36.0963	0.1052	0	-130455	-51542	182163	0	165.0716	0.001168	7690902	0.1168	76.90902		
-0.029900	35.45	0.109	0	-125015	-52805	177773	0	-46.4858	0.001219	7575692	0.1219	75.75692		
-0.031800	34.9771	0.1131	0	-119908	-53855	173685	0	-77.3871	0.001271	7487135	0.1271	74.87135		
-0.033600	34.6395	0.1173	0	-115108	-54758	169744	0	-121.3378	0.001324	7423876	0.1324	74.23876		
-0.035300	34.353	0.1217	0	-110590	-55576	166192	0	26.1165	0.001378	7365603	0.1378	73.65603		

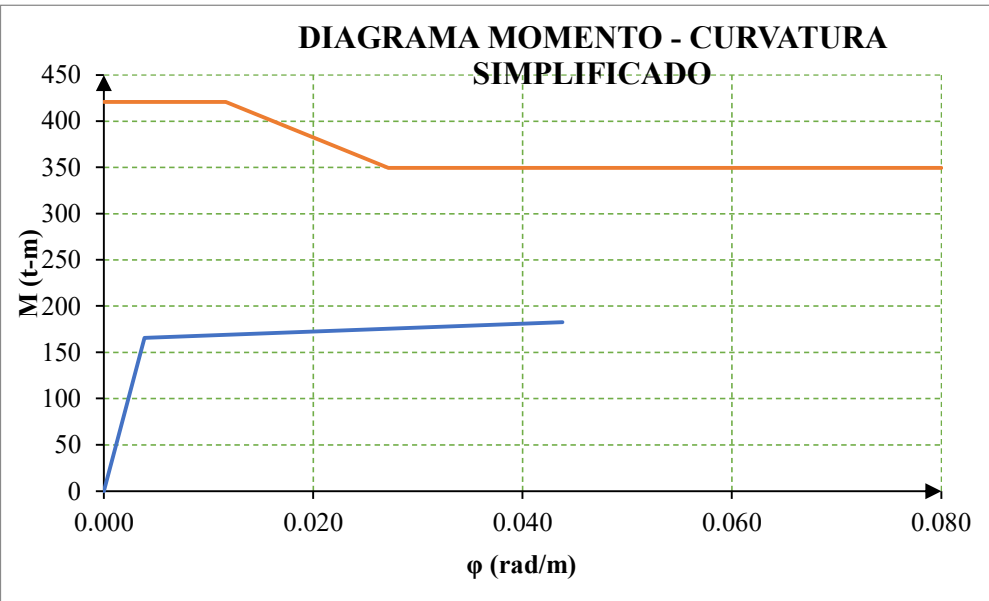
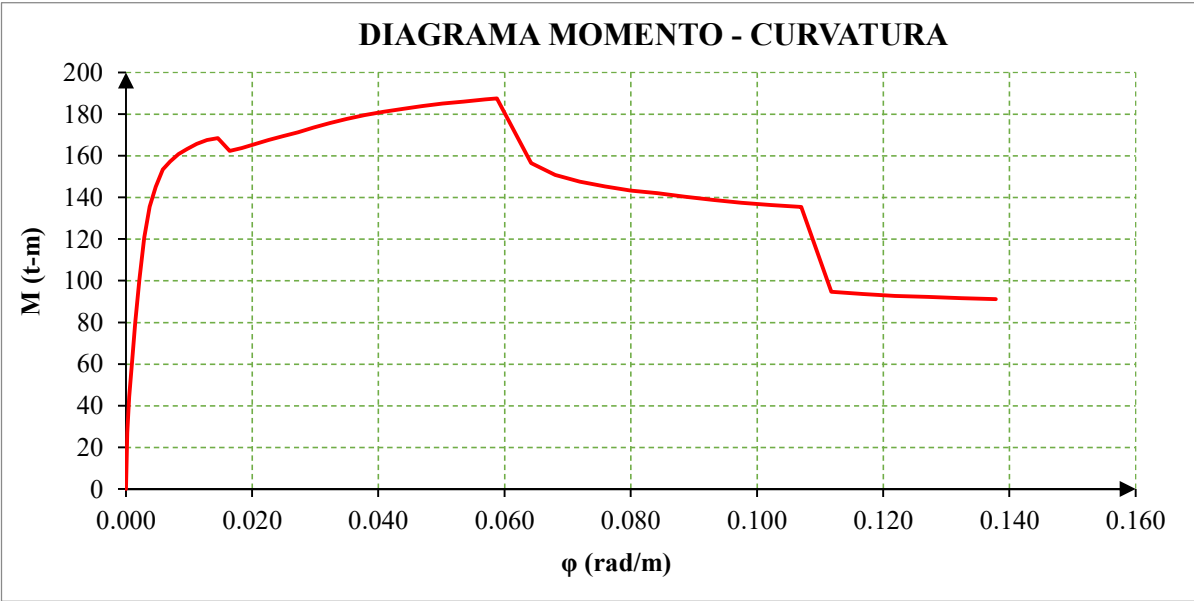
DIAGRAMA MOMENTO CURVATURA DE LA COLUMNA C-1 (90° Y 270°) AL 10% DE CARGA AXIAL

MOMENT CURVATURE (M-φ) GRAPH - Kgf, cm, C

Axial Load = -91355.15
 Moment Angle = 90

Results For Exact-Integration

fy(Initial) = 2.685E-05
 My = 11445765
 fmax = 1.378E-03
 Mmax = 9121391
 fconcrete = 1.476E-04
 Mconcrete = 16788884
 fsteel = 1.085E-03
 Msteel = 12219712



kgf-cm											T-m			
Concrete Str	Neutral Axi	Steel Strain	Tendon Stra	Concrete Cd	Steel Comp	Steel Tensid	Prestress Fc	Net Force	Curvature	Moment	Curvature	Moment		
-0.00005	0	-5.40E-05	0	-84865	-6497	0	0	-91362	0	1.32E-10	0	1.319E-15	INCORPORACIÓN DEL CORTANTE EN EL DIAGRAMA M-φ	
-0.00017	-20.6401	7.22E-05	0	-86012	-7203	1834.6513	0	-91380	2.16E-06	2709191	0.0002163	27.09191	L=3.80m	
-0.00031	2.6086	3.06E-04	0	-93118	-9452	11149	0	-91421	5.41E-06	4428894	0.0005407	44.28894	φ (rad/m)	M (t-m)
-0.00046	12.3847	6.46E-04	0	-105879	-11293	25791	0	-91381	9.73E-06	6108732	0.0009733	61.08732	0	420.882
-0.00064	17.6665	1.09E-03	0	-123656	-14299	46471	0	-91484	1.51E-05	8014761	0.001514	80.14761	0.0116533	420.882
-0.00084	20.9701	1.62E-03	0	-144572	-18114	71216	0	-91470	2.16E-05	10073407	0.002163	100.73407	0.027191	349.526
-0.00107	23.295	2.26E-03	0	-165748	-22256	96605	0	-91400	2.92E-05	12065001	0.00292	120.65001	0.08	349.526
-0.00131	25.3496	3.00E-03	0	-183132	-26333	118014	0	-91451	3.79E-05	13556246	0.003785	135.56246		
-0.00155	27.3735	3.87E-03	0	-194845	-29987	133416	0	-91416	4.76E-05	14506127	0.004758	145.06127	FRACTURA DEL REFUERZON TRANSVERSAL	
-0.00181	28.9445	4.84E-03	0	-205687	-33833	148064	0	-91456	5.84E-05	15342475	0.00584	153.42475	0.006035	cuantia volumetrica
-0.00207	30.537	5.94E-03	0	-211343	-36207	156109	0	-91441	7.03E-05	15729418	0.007029	157.29418	0.014	def. max. concreto
-0.00236	31.6464	7.13E-03	0	-217896	-37843	164284	0	-91456	8.33E-05	16076616	0.008327	160.76616		
-0.00267	32.5891	8.43E-03	0	-222111	-39457	170163	0	-91404	9.73E-05	16323304	0.009733	163.23304	PANDEO DE LA BARRA LONGITUDINAL	
-0.00301	33.2815	9.82E-03	0	-226407	-41340	176380	0	-91367	1.13E-04	16562331	0.01125	165.62331	s	10
-0.00336	33.8974	1.13E-02	0	-229526	-42966	181006	0	-91486	1.29E-04	16752087	0.01287	167.52087	db	2.54
-0.00373	34.4814	1.29E-02	0	-231157	-42813	182591	0	-91378	1.46E-04	16842058	0.0146	168.42058	s/db	3.9370079
-0.00457	32.1803	1.42E-02	0	-228403	-46276	183317	0	-91363	1.64E-04	16236159	0.01644	162.36159	lw	1.0746
-0.00509	32.3117	1.59E-02	0	-230219	-46407	185262	0	-91363	1.84E-04	16369343	0.01838	163.69343	ep*	0.0470866
-0.00565	32.359	1.77E-02	0	-232547	-46696	187883	0	-91360	2.04E-04	16557180	0.02044	165.5718	φu*	0.0438178
-0.00624	32.3743	1.95E-02	0	-234785	-47067	190492	0	-91360	2.26E-04	16747364	0.0226	167.47364		
-0.00688	32.3554	2.15E-02	0	-236942	-47549	192962	0	-91529	2.49E-04	16933042	0.02487	169.33042	CONSTRUCCION DE LA BILINEAL	
-0.00755	32.3018	2.35E-02	0	-239022	-48172	195741	0	-91452	2.73E-04	17119234	0.02725	171.19234	rad/cm	rad/m
-0.00829	32.1273	2.56E-02	0	-241928	-49261	199686	0	-91503	2.97E-04	17356857	0.02974	173.56857	M'y	11445765 114.45765
-0.00907	31.9482	2.78E-02	0	-244435	-50495	203413	0	-91517	3.23E-04	17574433	0.03234	175.74433	φ'y	0.000027 0.002685
-0.00989	31.766	3.01E-02	0	-246553	-51876	206923	0	-91505	3.50E-04	17772279	0.03504	177.72279	Maci(ec=0.003)	16558784.6 165.58785
-0.01080	31.583	3.24E-02	0	-248290	-53405	210226	0	-91468	3.79E-04	17951347	0.03785	179.51347	φy	0.003884
-0.01170	31.404	3.48E-02	0	-249633	-55067	213315	0	-91384	0.0004077	18110829	0.04077	181.10829		

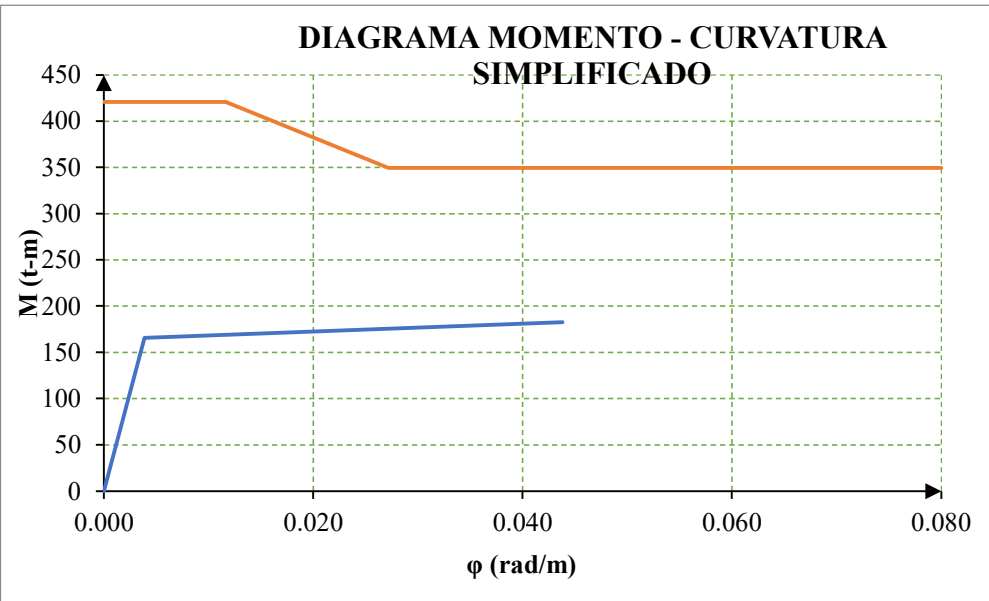
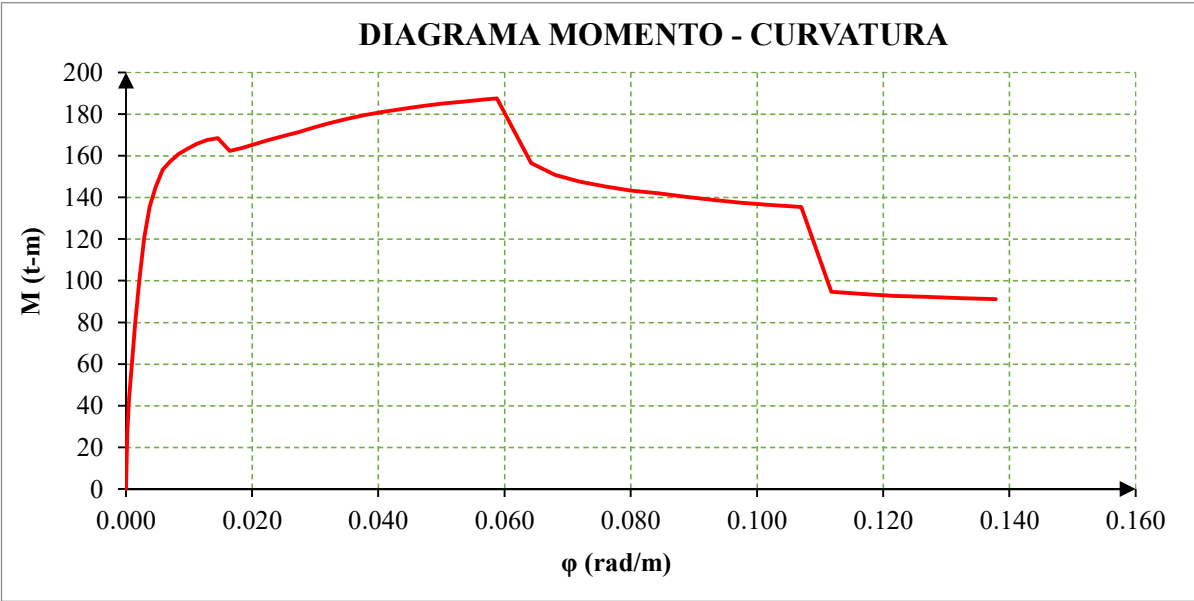
DIAGRAMA MOMENTO CURVATURA DE LA COLUMNA C-1 (90° Y 270°) AL 10% DE CARGA AXIAL

MOMENT CURVATURE (M-f) GRAPH - Kgf, cm, C

Axial Load = -91355.15
 Moment Angle = 90

Results For Exact-Integration

fy(Initial) = 2.685E-05
 My = 11445765
 fmax = 1.378E-03
 Mmax = 9121391
 fconcrete = 1.476E-04
 Mconcrete = 16788884
 fsteel = 1.085E-03
 Msteel = 12219712



kgf-cm											T-m		φ (rad/m)			
Concrete Str	Neutral Axi	Steel Strain	Tendon Stra	Concrete Cd	Steel Comp	Steel Tensid	Prestress Fc	Net Force	Curvature	Moment	Curvature	Moment				
-0.01260	31.2323	3.73E-02	0	-250584	-56847	216203	0	-91229	0.000438	18251527	0.0438	182.51527				
-0.01360	31.0462	3.99E-02	0	-251387	-58863	218883	0	-91366	0.0004694	18384805	0.04694	183.84805	0	0		
-0.01460	30.872	4.26E-02	0	-251821	-60953	221382	0	-91392	0.0005018	18500094	0.05018	185.00094	0.003884	165.58785		
-0.01570	30.6377	4.53E-02	0	-252573	-62523	223644	0	-91451	0.0005353	18600932	0.05353	186.00932	0.0438	182.51527		
-0.01680	30.4842	4.81E-02	0	-252388	-64739	225788	0	-91339	0.0005699	18705782	0.05699	187.05782				
-0.01740	30.4061	4.96E-02	0	-252237	-65933	226795	0	-91375	0.0005878	18757350	0.05878	187.5735				
-0.02610	19.3617	4.71E-02	0	-236618	-76391	221620	0	-91390	0.0006424	15646306	0.06424	156.46306				
-0.02870	17.7545	4.88E-02	0	-235540	-78010	222253	0	-91297	0.0006802	15072535	0.06802	150.72535				
-0.03090	17.0538	5.11E-02	0	-231585	-79237	219442	0	-91380	0.0007192	14757933	0.07192	147.57933				
-0.03300	16.5369	0.0536	0	-226744	-80764	216150	0	-91358	0.0007592	14522966	0.07592	145.22966				
-0.03520	16.0743	0.0561	0	-221779	-82419	212865	0	-91333	0.0008003	14329809	0.08003	143.29809				
-0.03730	15.7127	0.0587	0	-217776	-83913	210405	0	-91283	0.0008425	14206890	0.08425	142.0689				
-0.03960	15.288	0.0614	0	-209224	-85391	203224	0	-91391	0.0008857	14038932	0.08857	140.38932				
-0.04200	14.8584	0.064	0	-199313	-86792	194746	0	-91359	0.0009301	13876219	0.09301	138.76219				
-0.04440	14.4872	0.0668	0	-190103	-88074	186756	0	-91421	0.0009755	13744375	0.09755	137.44375				
-0.04680	14.1754	0.0697	0	-181577	-89239	179474	0	-91342	0.001022	13635938	0.1022	136.35938				
-0.04930	13.8974	0.0726	0	-173396	-93359	175366	0	-91390	0.00107	13546418	0.107	135.46418				
-0.04940	15.8338	0.0781	0	-165686	-89747	163954	0	-91479	0.001118	9468638	0.1118	94.68638				
-0.05200	15.4419	0.0811	0	-158664	-90845	158232	0	-91277	0.001168	9360556	0.1168	93.60556				
-0.05470	15.1233	0.0842	0	-152094	-91817	152696	0	-91215	0.001219	9275762	0.1219	92.75762				
-0.05730	14.905	0.0876	0	-145921	-92658	147239	0	-91340	0.001271	9216254	0.1271	92.16254				
-0.05990	14.7155	0.091	0	-140138	-93423	142201	0	-91359	0.001324	9165069	0.1324	91.65069				
-0.06260	14.5499	0.0944	0	-134741	-94114	137501	0	-91354	0.001378	9121391	0.1378	91.21391				

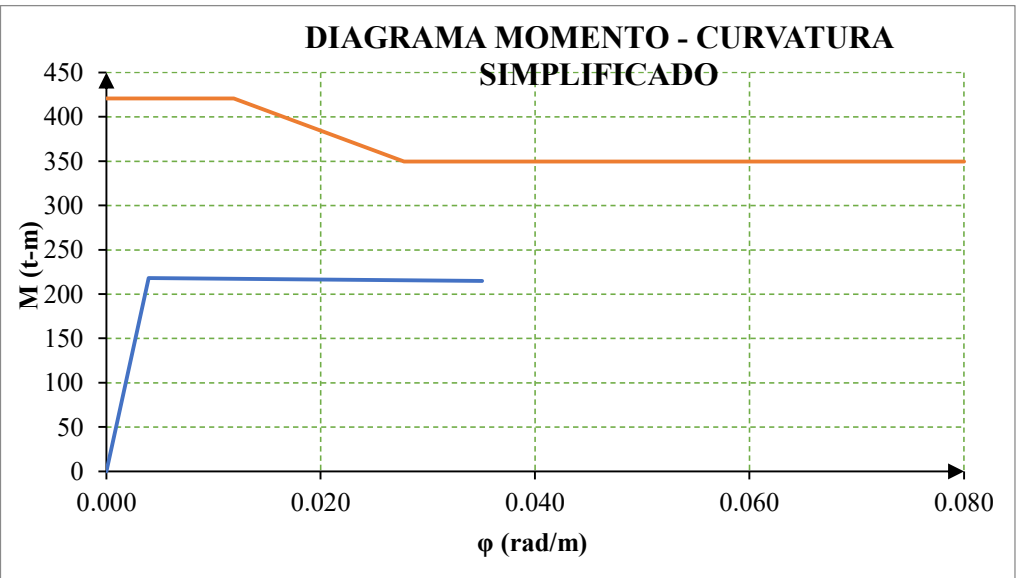
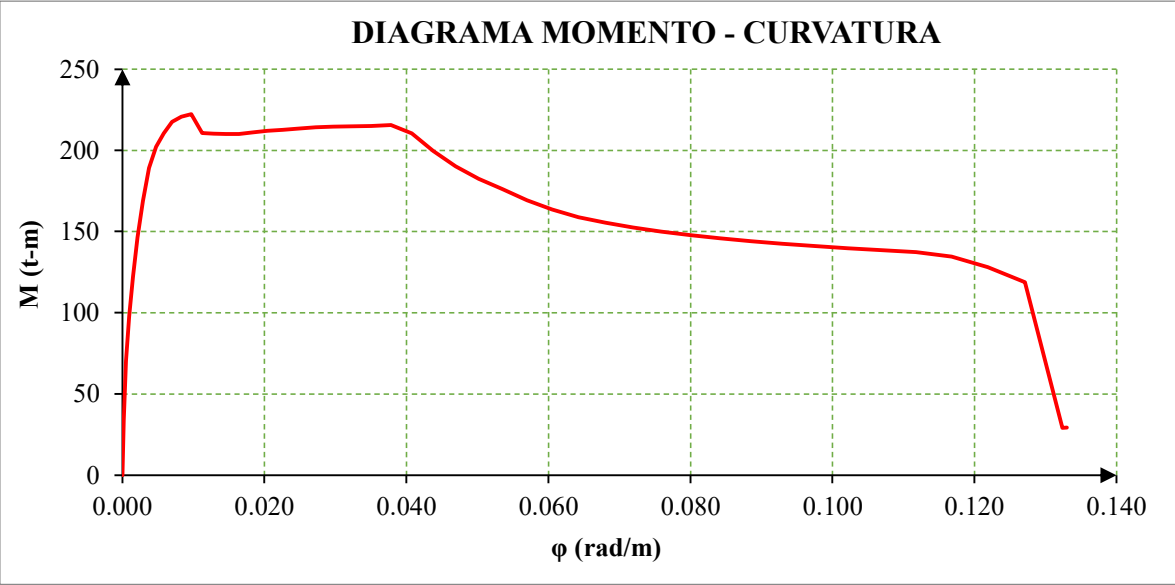
DIAGRAMA MOMENTO CURVATURA DE LA COLUMNA C-1 (90° Y 270°) AL 30% DE CARGA AXIAL

MOMENT CURVATURE (M-f) GRAPH - Kgf, cm, C

Axial Load = -274065.45
 Moment Angle = 90

Results For Exact-Integration

fy(Initial) = 3.180E-05
 My = 17485257
 fmax = 1.330E-03
 Mmax = 2920100
 fconcrete = 9.766E-05
 Mconcrete = 22208477
 fsteel = N/A
 Msteel = N/A



kgf-cm											T-m	
Concrete St	Neutral Axi	Steel Strain	Tendon Stra	Concrete Cd	Steel Comp	Steel Tensid	Prestress Fc	Net Force	Curvature	Moment	Curvature	Moment
-0.00016	0	-1.64E-04	0	-254319	-19748	0	0	-274067	0	3.68E-10	0	3.683E-15
-0.00029	-76.2758	-4.82E-05	0	-254224	-19840	0	0	-274064	2.16E-06	3357139	0.0002163	33.57139
-0.00048	-28.1861	1.40E-04	0	-255760	-21594	3265.8862	0	-274088	5.41E-06	7031985	0.0005407	70.31985
-0.00069	-10.4542	4.24E-04	0	-261973	-24659	12423	0	-274209	9.73E-06	9784329	0.0009733	97.84329
-0.00092	-0.6604	8.08E-04	0	-272878	-29442	28243	0	-274076	1.51E-05	12219387	0.001514	122.19387
-0.00118	5.4487	1.29E-03	0	-288370	-34114	48294	0	-274189	2.16E-05	14629746	0.002163	146.29746
-0.00147	9.669	1.86E-03	0	-304861	-38643	69294	0	-274210	2.92E-05	16873045	0.00292	168.73045
-0.00179	12.7467	2.53E-03	0	-320942	-43088	89958	0	-274072	3.79E-05	18912740	0.003785	189.1274
-0.00213	15.1472	3.29E-03	0	-334318	-45830	105982	0	-274166	4.76E-05	20203933	0.004758	202.03933
-0.00250	17.1775	4.16E-03	0	-342491	-49925	118339	0	-274078	5.84E-05	21039670	0.00584	210.3967
-0.00290	18.6841	5.11E-03	0	-350278	-54438	130578	0	-274138	7.03E-05	21744445	0.007029	217.44445
-0.00333	20.0234	6.16E-03	0	-355559	-56287	137758	0	-274088	8.33E-05	22073192	0.008327	220.73192
-0.00378	21.1311	7.31E-03	0	-359728	-57314	143103	0	-273939	9.73E-05	22233810	0.009733	222.3381
-0.00456	19.4588	8.26E-03	0	-353732	-61330	140878	0	-274183	1.13E-04	21065698	0.01125	210.65698
-0.00518	19.7607	9.49E-03	0	-356042	-62460	144416	0	-274086	1.29E-04	21015308	0.01287	210.15308
-0.00584	19.9729	1.08E-02	0	-358426	-63696	148044	0	-274078	1.46E-04	20994770	0.0146	209.9477
-0.00656	20.0903	1.22E-02	0	-360863	-65066	151712	0	-274216	1.64E-04	20995055	0.01644	209.95055
-0.00734	20.0638	1.36E-02	0	-363871	-66647	156436	0	-274083	1.84E-04	21101880	0.01838	211.0188
-0.00821	19.8539	1.51E-02	0	-367903	-66658	160428	0	-274133	2.04E-04	21191656	0.02044	211.91656
-0.00913	19.6078	1.66E-02	0	-371510	-66658	164073	0	-274094	2.26E-04	21261549	0.0226	212.61549
-0.01010	19.3067	1.82E-02	0	-375082	-66658	167692	0	-274048	2.49E-04	21339673	0.02487	213.39673
-0.01120	18.9869	1.99E-02	0	-378396	-66658	171007	0	-274048	2.73E-04	21405268	0.02725	214.05268
-0.01230	18.6708	2.16E-02	0	-381336	-66658	173947	0	-274047	2.97E-04	21449816	0.02974	214.49816
-0.01350	18.3642	2.34E-02	0	-383940	-66658	176552	0	-274046	3.23E-04	21475691	0.03234	214.75691
-0.01470	18.0839	2.53E-02	0	-386049	-66929	178978	0	-273999	3.50E-04	21494914	0.03504	214.94914
-0.01590	17.8673	2.72E-02	0	-387099	-68297	181476	0	-273921	3.79E-04	21545780	0.03785	215.4578
-0.01750	17.1326	2.90E-02	0	-382837	-69877	178605	0	-274109	0.0004077	21032380	0.04077	210.3238

INCORPORACIÓN DEL CORTANTE EN EL DIAGRAMA M-φ

L=3.80m

φ (rad/m)	M (t-m)
0	420.882
0.0119043	420.882
0.0277768	349.526
0.08	349.526

FRACTURA DEL REFUERZON TRANSVERSAL

0.006035	cuantia volumetrica
0.014	def. max. concreto

PANDEO DE LA BARRA LONGITUDINAL

s	10
db	2.54
s/db	3.9370079
lw	1.0746
ep*	0.0470866
φu*	0.0438178

CONSTRUCCION DE LA BILINEAL

	rad/cm	rad/m
M'y	17485257	174.85257
φ'y	0.000032	0.00318
Maci(ec=0.003)	21818703.1	218.18703
φy		0.003968

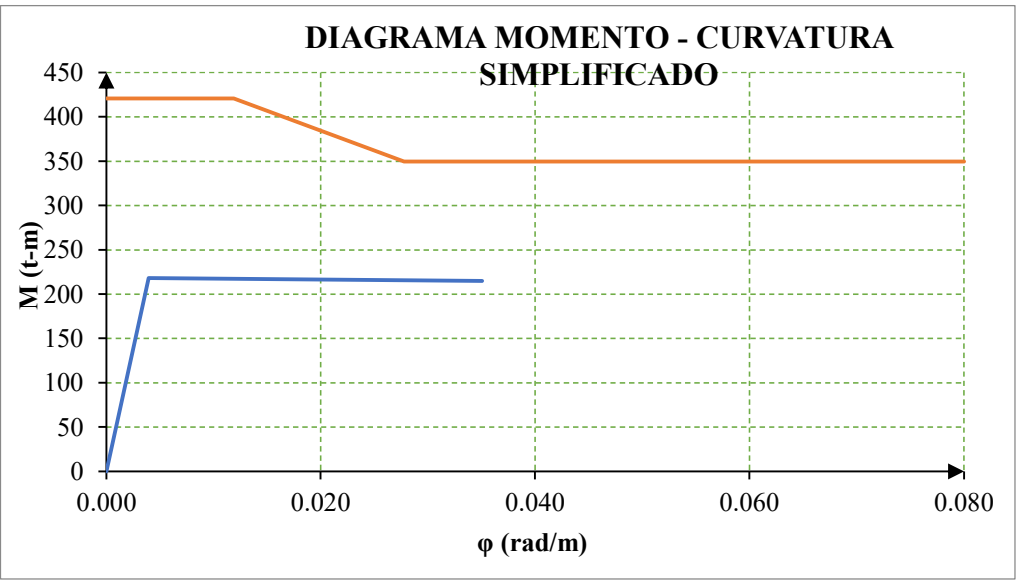
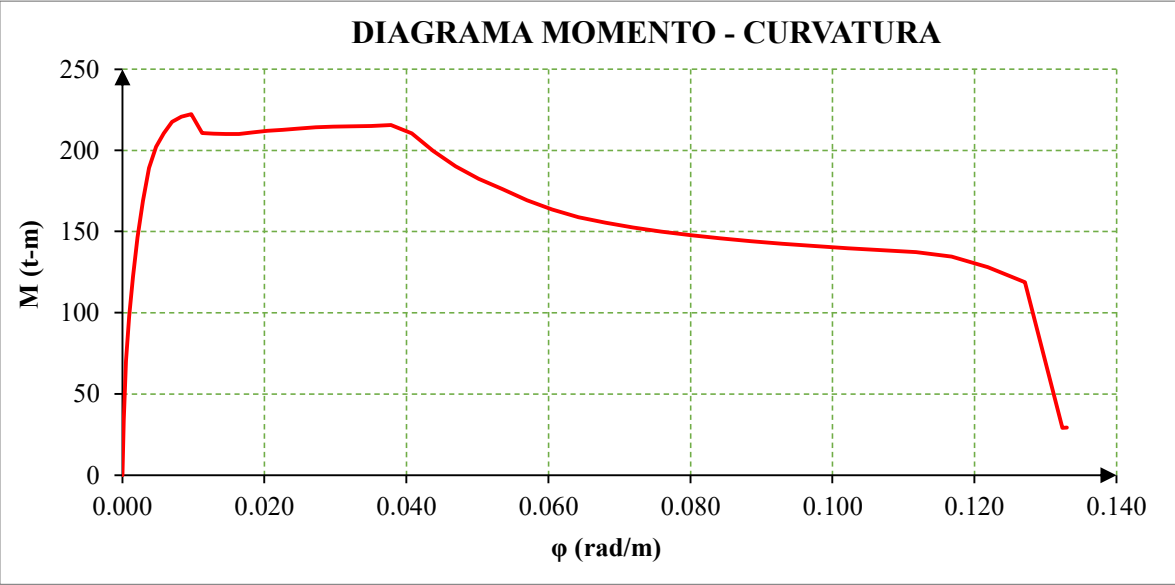
DIAGRAMA MOMENTO CURVATURA DE LA COLUMNA C-1 (90° Y 270°) AL 30% DE CARGA AXIAL

MOMENT CURVATURE (M-f) GRAPH - Kgf, cm, C

Axial Load = -274065.45
 Moment Angle = 90

Results For Exact-Integration

fy(Initial) = 3.180E-05
 My = 17485257
 fmax = 1.330E-03
 Mmax = 2920100
 fconcrete = 9.766E-05
 Mconcrete = 22208477
 fsteel = N/A
 Msteel = N/A



kgf-cm											T-m		φ (rad/m)		M (t-m)
Concrete Str	Neutral Axi	Steel Strain	Tendon Str	Concrete Cd	Steel Comp	Steel Tensi	Prestress Fc	Net Force	Curvature	Moment	Curvature	Moment			
-0.01930	16.0013	3.07E-02	0	-371951	-71600	169466	0	-274085	0.000438	19958646	0.0438	199.58646			
-0.02110	14.999	3.24E-02	0	-361086	-73190	160100	0	-274177	0.0004694	19007474	0.04694	190.07474	0	0	
-0.02300	14.1443	3.42E-02	0	-350460	-74657	151042	0	-274076	0.0005018	18241535	0.05018	182.41535	0.003968	218.18703	
-0.02500	13.3466	3.61E-02	0	-339234	-85747	150896	0	-274085	0.0005353	17604774	0.05353	176.04774	0.03504	214.94914	
-0.02720	12.2811	3.78E-02	0	-321547	-104758	152287	0	-274018	0.0005699	16921930	0.05699	169.2193			
-0.02950	11.291	3.95E-02	0	-303484	-124173	153627	0	-274030	0.0006056	16356794	0.06056	163.56794			
-0.03200	10.1998	4.12E-02	0	-291444	-137425	154682	0	-274188	0.0006424	15877949	0.06424	158.77949			
-0.03440	9.421	4.31E-02	0	-288907	-141019	155986	0	-273939	0.0006802	15535619	0.06802	155.35619			
-0.03690	8.6556	4.51E-02	0	-288444	-142806	157193	0	-274057	0.0007192	15239986	0.07192	152.39986			
-0.03950	7.9531	4.70E-02	0	-287959	-144446	158351	0	-274053	0.0007592	14988023	0.07592	149.88023			
-0.04220	7.291	4.90E-02	0	-287545	-145958	159451	0	-274052	0.0008003	14769574	0.08003	147.69574			
-0.04490	6.6595	5.11E-02	0	-287193	-147350	160495	0	-274049	0.0008425	14577149	0.08425	145.77149			
-0.04780	6.0538	5.32E-02	0	-286869	-148629	161450	0	-274048	0.0008857	14404907	0.08857	144.04907			
-0.05070	5.4668	5.53E-02	0	-286590	-149797	162340	0	-274048	0.0009301	14248348	0.09301	142.48348			
-0.05380	4.8949	0.0575	0	-286345	-150860	163161	0	-274045	0.0009755	14104012	0.09755	141.04012			
-0.05690	4.3362	0.0596	0	-286118	-151822	163894	0	-274045	0.001022	13968840	0.1022	139.6884			
-0.06010	3.7869	0.0618	0	-285920	-152684	164559	0	-274045	0.00107	13840653	0.107	138.40653			
-0.06350	3.2557	0.064	0	-285625	-153600	165169	0	-274056	0.001118	13720872	0.1118	137.20872			
-0.06740	2.2799	0.0657	0	-282570	-156457	165008	0	-274020	0.001168	13451158	0.1168	134.51158			
-0.07300	0.083	0.0659	0	-274534	-162221	162632	0	-274124	0.001219	12791378	0.1219	127.91378			
-0.08000	-2.9957	0.0648	0	-263319	-168386	157688	0	-274017	0.001271	11869340	0.1271	118.6934			
-0.10860	-22.0232	0.0423	0	-185487	-176149	87420	0	-274216	0.001324	2911050	0.1324	29.1105			
-0.10900	-21.9562	0.0426	0	-185610	-176184	87590	0	-274204	0.00133	2920100	0.133	29.201			

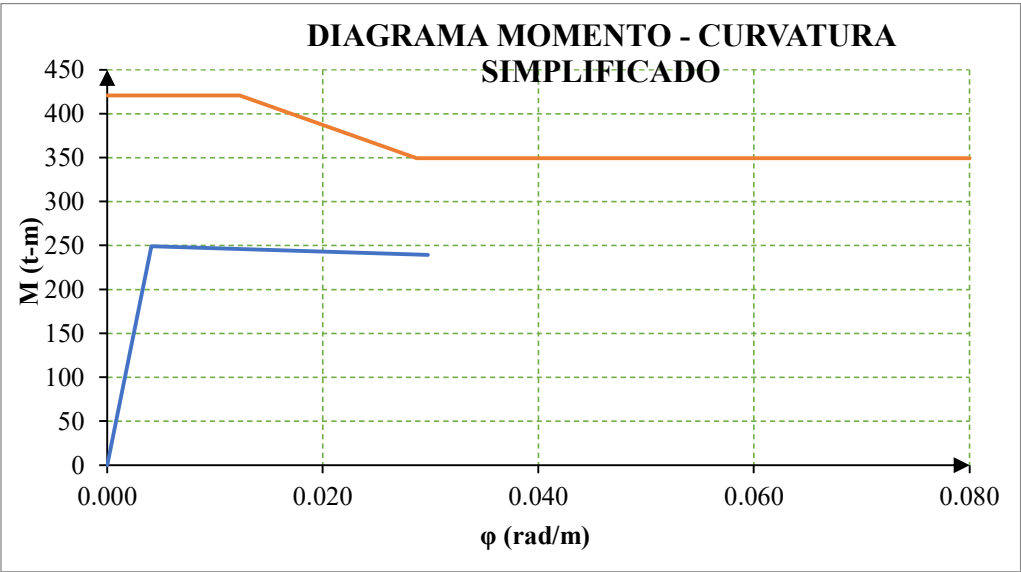
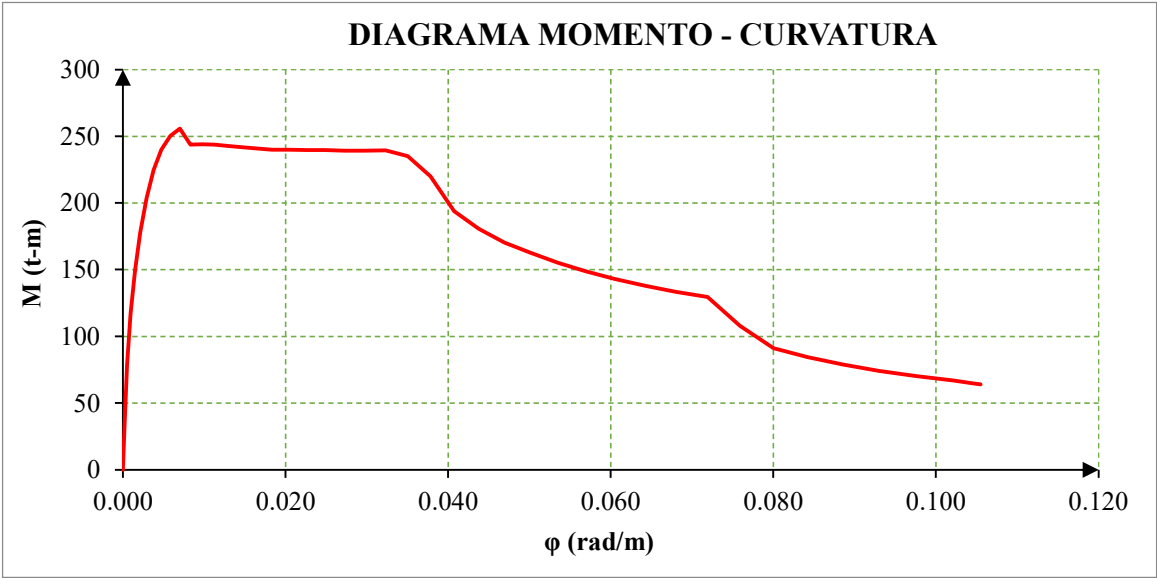
DIAGRAMA MOMENTO CURVATURA DE LA COLUMNA C-1 (90° Y 270°) AL 50% DE CARGA AXIAL

MOMENT CURVATURE (M-f) GRAPH - Kgf, cm, C

Axial Load = -456775.75
 Moment Angle = 90

Results For Exact-Integration

fy(Initial) = 3.639E-05
 My = 22120864
 fmax = 1.055E-03
 Mmax = 6391695
 fconcrete = 7.494E-05
 Mconcrete = 25146563
 fsteel = N/A
 Msteel = N/A



kgf-cm											T-m	
Concrete Str	Neutral Axi	Steel Strain	Tendon Stra	Concrete Cd	Steel Comp	Steel Tensid	Prestress Fc	Net Force	Curvature	Moment	Curvature	Moment
-0.00028	0	-2.79E-04	0	-423188	-33590	0	0	-456778	0	7.03E-10	0	7.025E-15
-0.00041	-129.602	-1.64E-04	0	-423034	-33711	0	0	-456745	2.16E-06	3196773	0.0002163	31.96773
-0.00061	-52.6508	7.30E-06	0	-422525	-34389	151.6694	0	-456763	5.41E-06	7870188	0.0005407	78.70188
-0.00085	-27.1363	2.62E-04	0	-425046	-37971	6209.3118	0	-456807	9.73E-06	11713179	0.0009733	117.13179
-0.00112	-14.1192	6.04E-04	0	-431141	-41743	16039	0	-456845	1.51E-05	14927317	0.001514	149.27317
-0.00143	-6.0427	1.04E-03	0	-441179	-49057	33347	0	-456889	2.16E-05	17772121	0.002163	177.72121
-0.00177	-0.6191	1.56E-03	0	-454114	-56381	53581	0	-456914	2.92E-05	20359629	0.00292	203.59629
-0.00215	3.0985	2.16E-03	0	-469103	-61243	73484	0	-456863	3.79E-05	22479089	0.003785	224.79089
-0.00258	5.8847	2.85E-03	0	-479748	-66194	89047	0	-456895	4.76E-05	23976177	0.004758	239.76177
-0.00304	7.938	3.62E-03	0	-488847	-70261	102231	0	-456877	5.84E-05	25025119	0.00584	250.25119
-0.00355	9.4965	4.46E-03	0	-496516	-70618	110262	0	-456872	7.03E-05	25587174	0.007029	255.87174
-0.00425	8.9861	5.25E-03	0	-496109	-75489	114803	0	-456795	8.33E-05	24356484	0.008327	243.56484
-0.00491	9.5364	6.18E-03	0	-500439	-77669	121320	0	-456788	9.73E-05	24386359	0.009733	243.86359
-0.00561	10.1155	7.21E-03	0	-501881	-78787	123832	0	-456836	1.13E-04	24357391	0.01125	243.57391
-0.00635	10.6447	8.32E-03	0	-501976	-78646	123832	0	-456790	1.29E-04	24262035	0.01287	242.62035
-0.00714	11.0667	9.50E-03	0	-502069	-78547	123832	0	-456784	1.46E-04	24173874	0.0146	241.73874
-0.00799	11.3992	1.08E-02	0	-502088	-78527	123832	0	-456782	1.64E-04	24082330	0.01644	240.8233
-0.00889	11.6476	1.21E-02	0	-502183	-78664	123903	0	-456945	1.84E-04	23989846	0.01838	239.89846
-0.00985	11.7906	1.34E-02	0	-503020	-79195	125279	0	-456937	2.04E-04	23973318	0.02044	239.73318
-0.01090	11.8716	1.49E-02	0	-503903	-80013	126972	0	-456944	2.26E-04	23967889	0.0226	239.67889
-0.01200	11.9152	1.64E-02	0	-504474	-81054	128598	0	-456929	2.49E-04	23947691	0.02487	239.47691
-0.01310	11.9229	1.80E-02	0	-504792	-82373	130260	0	-456905	2.73E-04	23917999	0.02725	239.17999
-0.01430	11.8858	1.96E-02	0	-505033	-84368	132496	0	-456904	2.97E-04	23915761	0.02974	239.15761
-0.01560	11.8617	2.13E-02	0	-504081	-87431	134628	0	-456883	3.23E-04	23944323	0.03234	239.44323
-0.01700	11.4722	2.29E-02	0	-499049	-94321	136484	0	-456886	3.50E-04	23509955	0.03504	235.09955
-0.01880	10.2115	2.43E-02	0	-483244	-111336	137849	0	-456732	3.79E-04	21982864	0.03785	219.82864
-0.02180	6.4606	2.47E-02	0	-463460	-131316	137934	0	-456842	0.0004077	19363048	0.04077	193.63048

INCORPORACIÓN DEL CORTANTE EN EL DIAGRAMA M-φ

L=3.80m

φ (rad/m)	M (t-m)
0	420.882
0.0123058	420.882
0.0287135	349.526
0.08	349.526

FRACTURA DEL REFUERZON TRANSVERSAL

0.006035	cuantia volumetrica
0.014	def. max. concreto

PANDEO DE LA BARRA LONGITUDINAL

s	10
db	2.54
s/db	3.9370079
lw	1.0746
ep*	0.0470866
φu*	0.0438178

CONSTRUCCION DE LA BILINEAL

BILINEAL	rad/cm	rad/m
M'y	22120864	221.20864
φ'y	0.000036	0.003639
Maci(ec=0.003)	24934887.4	249.34887
φy		0.004102

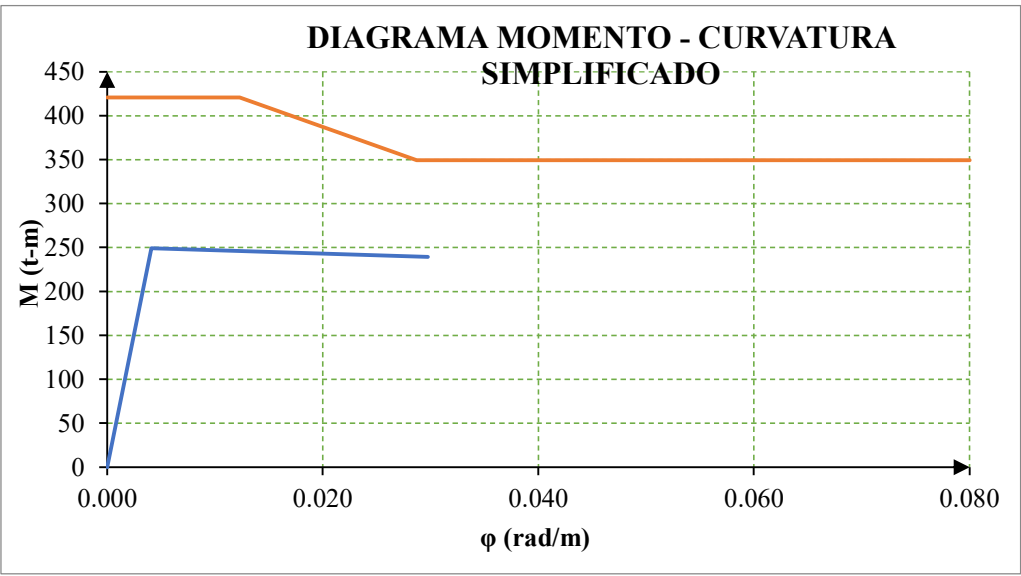
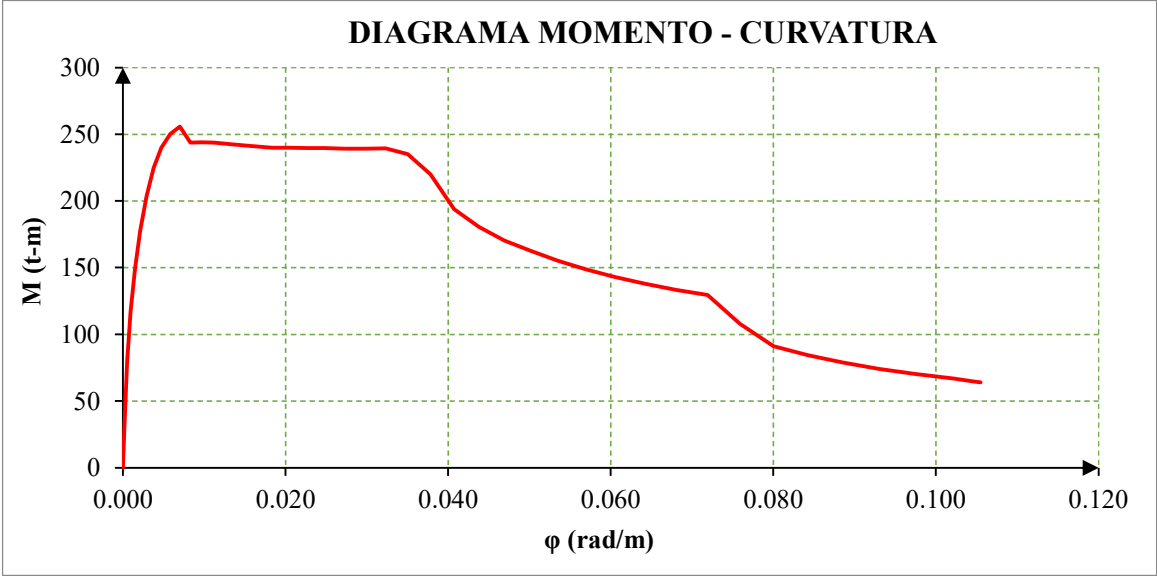
DIAGRAMA MOMENTO CURVATURA DE LA COLUMNA C-1 (90° Y 270°) AL 50% DE CARGA AXIAL

MOMENT CURVATURE (M-f) GRAPH - Kgf, cm, C

Axial Load = -456775.75
 Moment Angle = 90

Results For Exact-Integration

fy(Initial) = 3.639E-05
 My = 22120864
 fmax = 1.055E-03
 Mmax = 6391695
 fconcrete = 7.494E-05
 Mconcrete = 25146563
 fsteel = N/A
 Msteel = N/A



kgf-cm											T-m		φ (rad/m)		M (t-m)
Concrete Str	Neutral Axi	Steel Strain	Tendon Stra	Concrete Cd	Steel Comp	Steel Tensid	Prestress Fc	Net Force	Curvature	Moment	Curvature	Moment			
-0.02420	4.8507	2.58E-02	0	-462333	-133307	138900	0	-456741	0.000438	18065007	0.0438	180.65007			
-0.02650	3.4508	2.70E-02	0	-460690	-135936	139877	0	-456749	0.0004694	17032442	0.04694	170.32442	0	0	
-0.02900	2.2692	2.82E-02	0	-459280	-138302	140873	0	-456709	0.0005018	16245490	0.05018	162.4549	0.004102	249.34887	
-0.03160	1.0587	2.95E-02	0	-457887	-140560	141768	0	-456680	0.0005353	15505014	0.05353	155.05014	0.02974	239.15761	
-0.03420	-0.0947	3.07E-02	0	-456640	-142644	142612	0	-456672	0.0005699	14862112	0.05699	148.62112			
-0.03710	-1.2039	3.20E-02	0	-455500	-144568	143399	0	-456668	0.0006056	14295719	0.06056	142.95719			
-0.04000	-2.2805	3.32E-02	0	-454471	-146334	144138	0	-456667	0.0006424	13789163	0.06424	137.89163			
-0.04310	-3.3287	3.45E-02	0	-453496	-148019	144818	0	-456698	0.0006802	13331175	0.06802	133.31175			
-0.04620	-4.2686	3.58E-02	0	-451594	-150668	145494	0	-456768	0.0007192	12951154	0.07192	129.51154			
-0.05240	-9.0607	3.41E-02	0	-440741	-159673	143801	0	-456613	0.0007592	10779400	0.07592	107.794			
-0.05770	-12.129	3.35E-02	0	-418109	-165175	126608	0	-456676	0.0008003	9112921	0.08003	91.12921			
-0.06150	-13.0523	3.45E-02	0	-397176	-167866	108285	0	-456756	0.0008425	8428978	0.08425	84.28978			
-0.06540	-13.8142	3.56E-02	0	-377778	-170178	91190	0	-456765	0.0008857	7878415	0.08857	78.78415			
-0.06930	-14.5149	3.67E-02	0	-358273	-185524	87121	0	-456676	0.0009301	7408654	0.09301	74.08654			
-0.07330	-15.1178	3.79E-02	0	-340153	-204274	87648	0	-456779	0.0009755	7017218	0.09755	70.17218			
-0.07740	-15.6886	3.92E-02	0	-323672	-221218	88147	0	-456743	0.001022	6676548	0.1022	66.76548			
-0.07960	-16.1404	3.96E-02	0	-315793	-229109	88251	0	-456651	0.001046	6465916	0.1046	64.65916			
-0.08050	-16.301	0.0398	0	-312924	-231999	88294	0	-456630	0.001055	6391695	0.1055	63.91695			

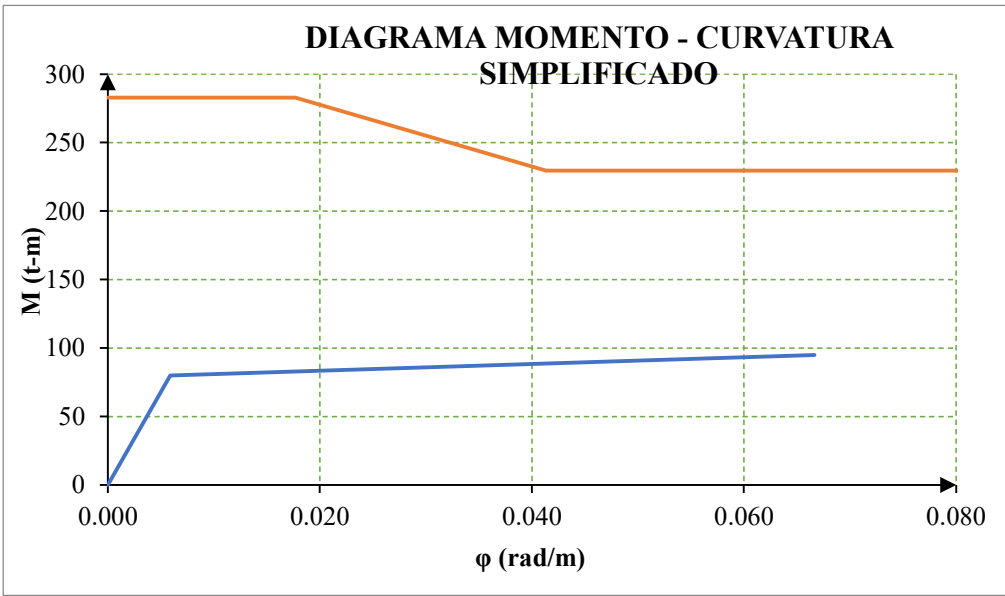
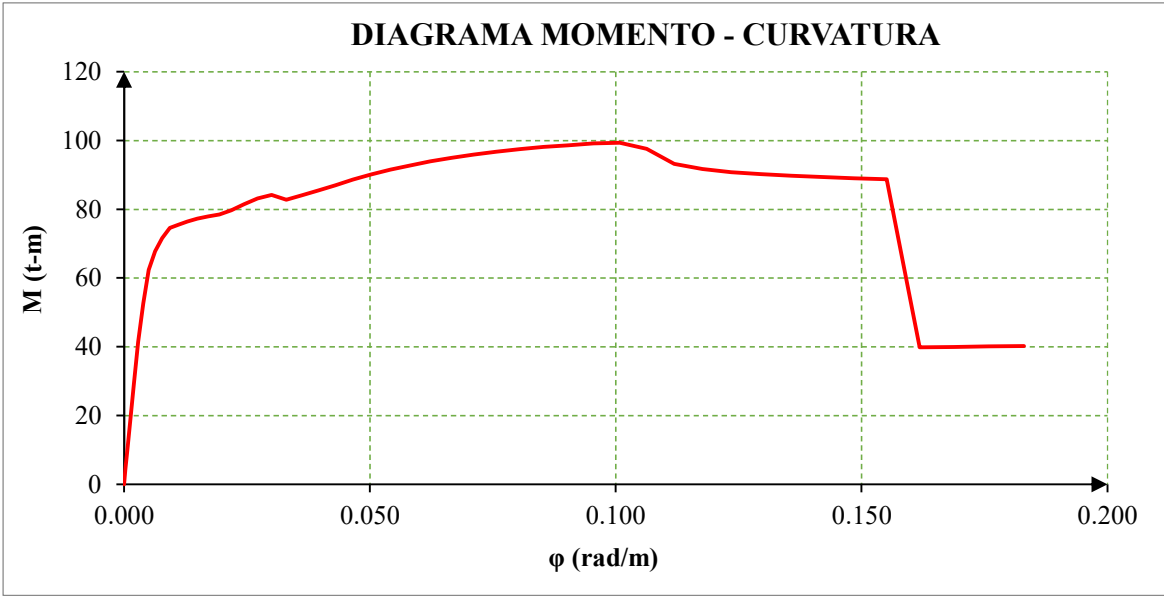
DIAGRAMA MOMENTO CURVATURA DE LA COLUMNA C-3 (0° Y 270°)

MOMENT CURVATURE (M-f) GRAPH - Kgf, cm, C

Axial Load = 0
Moment Angle = 0

Results For Exact-Integration

fy(Initial) = 3.904E-05
My = 5277921
fmax = 1.830E-03
Mmax = 4016656
fconcrete = 2.844E-04
Mconcrete = 8361184
fsteeel = 1.553E-03
Msteel = 8748759



kgf-cm											T-m	
Concrete St	Neutral Axi	Steel Strain	Tendon Stra	Concrete Cd	Steel Comp	Steel Tensid	Prestress Fd	Net Force	Curvature	Moment	Curvature	Moment
0.000000	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
-0.000061	25.4852	1.52E-04	0	-6201	-1360	7509.7581	0	-50.6007	2.87E-06	426529	0.0002872	4.26529
-0.000152	25.5223	3.80E-04	0	-15368	-3391	18795	0	36.6293	7.18E-06	1060656	0.000718	10.60656
-0.000275	25.4083	6.82E-04	0	-27551	-6149	33718	0	18.2817	1.29E-05	1903469	0.001292	19.03469
-0.000430	25.2575	1.06E-03	0	-42547	-9660	52217	0	9.704	2.01E-05	2946232	0.00201	29.46232
-0.000618	25.1456	1.51E-03	0	-59695	-13901	73604	0	8.128	2.87E-05	4141501	0.002872	41.41501
-0.000824	25.4093	2.05E-03	0	-75997	-18447	94533	0	88.8652	3.88E-05	5255528	0.003877	52.55528
-0.001045	25.8732	2.67E-03	0	-90681	-23185	113773	0	-92.2779	5.03E-05	6233314	0.005026	62.33314
-0.001252	26.8499	3.42E-03	0	-99614	-27221	126756	0	-80.0553	6.32E-05	6779764	0.006319	67.79764
-0.001457	27.8715	4.28E-03	0	-105665	-30938	136577	0	-24.826	7.76E-05	7156009	0.007755	71.56009
-0.001667	28.8035	5.24E-03	0	-110129	-34527	144550	0	-106.1917	9.33E-05	7457039	0.009334	74.57039
-0.001854	29.9009	6.33E-03	0	-110484	-37117	147579	0	-22.6165	1.11E-04	7551106	0.01106	75.51106
-0.002053	30.7791	7.51E-03	0	-111047	-39845	150890	0	-2.5222	1.29E-04	7644311	0.01292	76.44311
-0.002261	31.5284	8.79E-03	0	-111180	-42553	153727	0	-6.0228	1.49E-04	7723450	0.01493	77.2345
-0.002479	32.162	1.02E-02	0	-110867	-45315	156197	0	15.3261	1.71E-04	7787994	0.01709	77.87994
-0.002712	32.6753	1.16E-02	0	-110450	-48305	158854	0	99.1511	1.94E-04	7849146	0.01939	78.49146
-0.002977	33.0258	1.32E-02	0	-110709	-50369	161070	0	-7.7479	2.18E-04	7968868	0.02183	79.68868
-0.003268	33.2792	1.48E-02	0	-111186	-52466	163656	0	4.1069	2.44E-04	8141824	0.02441	81.41824
-0.003576	33.4897	1.65E-02	0	-111555	-54698	166364	0	110.8535	2.71E-04	8314223	0.02714	83.14223
-0.004070	33.105	1.81E-02	0	-109572	-59668	169228	0	-11.2674	3.00E-04	8417941	0.03001	84.17941
-0.005134	31.1238	1.93E-02	0	-106887	-64219	171049	0	-57.1618	3.30E-04	8271415	0.03303	82.71415
-0.005671	30.9959	2.11E-02	0	-109514	-64219	173732	0	-1.6685	3.62E-04	8410412	0.03619	84.10412
-0.006244	30.8553	2.30E-02	0	-112190	-64219	176327	0	-82.9681	3.95E-04	8548648	0.03949	85.48648
-0.006873	30.6605	2.49E-02	0	-115338	-64219	179541	0	-16.8482	4.29E-04	8697384	0.04294	86.97384
-0.007572	30.3923	2.69E-02	0	-119138	-64219	183260	0	-96.4553	4.65E-04	8861113	0.04653	88.61113
-0.008306	30.1411	2.89E-02	0	-122568	-64219	186784	0	-3.4912	5.03E-04	9008437	0.05026	90.08437
-0.009091	29.8742	3.10E-02	0	-125968	-64219	190082	0	-104.9902	0.0005414	9149486	0.05414	91.49486

INCORPORACIÓN DEL CORTANTE EN EL DIAGRAMA M-φ
L=3.80m

φ (rad/m)	M (t-m)
0	283.047
0.0177137	283.047
0.041332	229.529
0.1	229.529

FRACTURA DEL REFUERZON TRANSVERSAL

0.0068633	cuantia volumetrica
0.015	def. max. concreto

PANDEO DE LA BARRA LONGITUDINAL

s	10
db	2.54
s/db	3.9370079
lw	0.6746
ep*	0.0470866
φu*	0.0697993

CONSTRUCCION DE LA BILINEAL

	rad/cm	rad/m
M'y	5277921	52.77921
φ'y	0.000039	0.003904
Maci(ec=0.003)	7982538.1	79.825381
φy		0.005905

-0.009918	29.6143	3.31E-02	0	-129083	-64219	193181	0	-120.5227	0.0005816	9276474	0.05816	92.76474	φ (rad/m)	M (t-m)
-0.010800	29.3546	3.53E-02	0	-131984	-64219	196086	0	-116.9493	0.0006232	9391746	0.06232	93.91746	0	0
-0.011700	29.0938	3.76E-02	0	-134685	-64219	198795	0	-109.5838	0.0006663	9495673	0.06663	94.95673	0.005905	79.825381
-0.012700	28.8314	3.99E-02	0	-137196	-64219	201315	0	-99.9011	0.0007108	9588816	0.07108	95.88816	0.06663	94.95673
-0.013700	28.5667	4.23E-02	0	-139530	-64219	203658	0	-90.7899	0.0007568	9671872	0.07568	96.71872		
-0.014800	28.3	0.0447	0	-141690	-64219	205826	0	-83.8241	0.0008042	9745043	0.08042	97.45043		
-0.015900	28.0317	0.0472	0	-143684	-64219	207828	0	-75.2783	0.000853	9808883	0.0853	98.08883		
-0.017100	27.7673	0.0498	0	-145469	-64241	209674	0	-36.0667	0.0009033	9863376	0.09033	98.63376		
-0.018300	27.5368	0.0524	0	-146787	-64606	211403	0	9.5877	0.000955	9915660	0.0955	99.1566		
-0.019600	27.1914	0.055	0	-146380	-66511	212869	0	-21.7189	0.001008	9937487	0.1008	99.37487		
-0.022100	25.8454	0.0565	0	-142981	-70235	213187	0	-29.1746	0.001063	9755851	0.1063	97.55851		
-0.026400	23.0637	0.0564	0	-135823	-75841	211733	0	69.7735	0.001119	9320073	0.1119	93.20073		
-0.028800	22.1719	0.0582	0	-129189	-78275	207474	0	10.3829	0.001176	9169776	0.1176	91.69776		
-0.030900	21.6401	0.0605	0	-123030	-80121	203225	0	73.7901	0.001235	9079109	0.1235	90.79109		
-0.032900	21.2494	0.0629	0	-117301	-81702	198990	0	-13.6509	0.001295	9019079	0.1295	90.19079		
-0.034900	20.9183	0.0655	0	-111964	-83142	195125	0	19.1814	0.001357	8970976	0.1357	89.70976		
-0.037000	20.6229	0.0681	0	-106895	-85190	192034	0	-50.578	0.00142	8934131	0.142	89.34131		
-0.039100	20.3521	0.0708	0	-101717	-91106	192831	0	8.3837	0.001485	8901104	0.1485	89.01104		
-0.041200	20.1262	0.0736	0	-96979	-96519	193587	0	89.2911	0.001551	8875167	0.1551	88.75167		
-0.015400	37.1463	0.1044	0	-51602	-64219	115906	0	85.313	0.001618	3980817	0.1618	39.80817		
-0.016200	37.0828	0.1087	0	-52232	-64219	116440	0	-11.3652	0.001687	3996809	0.1687	39.96809		
-0.016900	37.0301	0.1131	0	-52726	-64219	116921	0	-23.6463	0.001758	4007819	0.1758	40.07819		
-0.017700	36.9812	0.1177	0	-53156	-64219	117350	0	-25.0176	0.00183	4016656	0.183	40.16656		

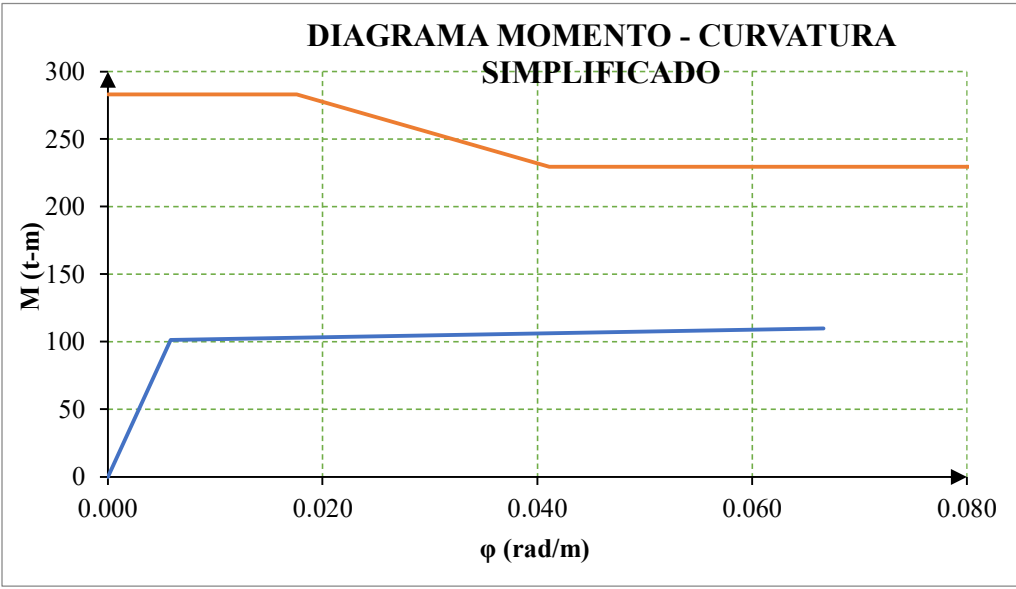
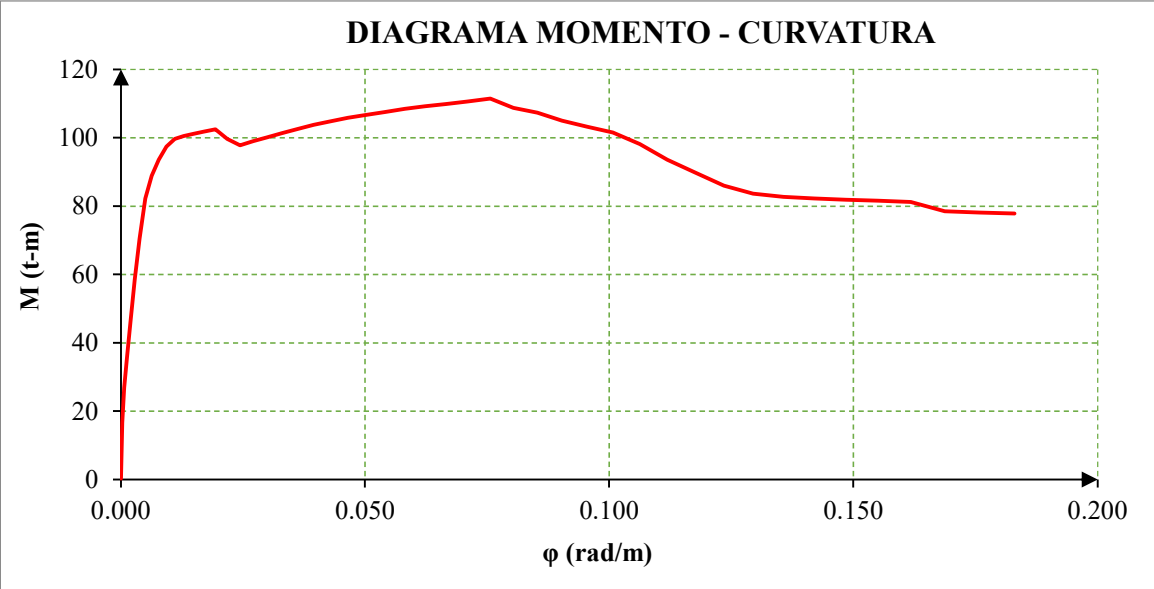
DIAGRAMA MOMENTO CURVATURA DE LA COLUMNA C-3 (0° Y 270°) AL 10% DE CARGA AXIAL

MOMENT CURVATURE (M-f) GRAPH - Kgf, cm, C

Axial Load = -70383.86
 Moment Angle = 0

Results For Exact-Integration

fy(Initial) = 4.376E-05
 My = 7549562
 fmax = 1.830E-03
 Mmax = 7777672
 fconcrete = 2.014E-04
 Mconcrete = 10157520
 fsteel = N/A
 Msteel = N/A



kgf-cm											T-m	
Concrete Str	Neutral Axi	Steel Strain	Tendon Stra	Concrete Cd	Steel Comp	Steel Tensid	Prestress Fc	Net Force	Curvature	Moment	Curvature	Moment
-0.00005	0	-5.48E-05	0	-64438	-5956	0	0	-70394	0	2.99E+04	0	0.29949
-0.00018	-16.6656	3.06E-05	0	-63396	-7858	850.6182	0	-70403	2.87E-06	1660241	0.0002872	16.60241
-0.00032	2.2961	2.13E-04	0	-67753	-10118	7397.8149	0	-70473	7.18E-06	2680450	0.000718	26.8045
-0.00046	10.7277	4.92E-04	0	-77350	-13553	20500	0	-70403	1.29E-05	3594265	0.001292	35.94265
-0.00064	15.0318	8.52E-04	0	-90634	-17383	37595	0	-70422	2.01E-05	4641540	0.00201	46.4154
-0.00084	17.4362	1.29E-03	0	-106787	-21879	58261	0	-70405	2.87E-05	5853418	0.002872	58.53418
-0.00107	19.1315	1.80E-03	0	-122853	-26725	79162	0	-70416	3.88E-05	7036920	0.003877	70.3692
-0.00132	20.3384	2.40E-03	0	-138882	-32049	100525	0	-70406	5.03E-05	8218926	0.005026	82.18926
-0.00157	21.8007	3.11E-03	0	-148369	-37168	115089	0	-70448	6.32E-05	8884016	0.006319	88.84016
-0.00182	23.1871	3.92E-03	0	-154291	-42263	126086	0	-70468	7.76E-05	9355646	0.007755	93.55646
-0.00208	24.3496	4.82E-03	0	-158721	-47488	135836	0	-70374	9.33E-05	9741291	0.009334	97.41291
-0.00236	25.3523	5.83E-03	0	-161392	-50764	141754	0	-70402	1.11E-04	9967248	0.01106	99.67248
-0.00263	26.3046	6.93E-03	0	-161330	-53280	144192	0	-70418	1.29E-04	10046651	0.01292	100.46651
-0.00293	27.0537	8.12E-03	0	-161186	-56014	146801	0	-70399	1.49E-04	10115008	0.01493	101.15008
-0.00325	27.6605	9.40E-03	0	-161078	-58943	149595	0	-70426	1.71E-04	10181626	0.01709	101.81626
-0.00359	28.1697	1.08E-02	0	-160843	-62036	152518	0	-70361	1.94E-04	10243067	0.01939	102.43067
-0.00428	27.0551	1.19E-02	0	-158201	-64219	151970	0	-70450	2.18E-04	9965428	0.02183	99.65428
-0.00505	25.9763	1.30E-02	0	-158109	-64219	151960	0	-70368	2.44E-04	9778299	0.02441	97.78299
-0.00565	25.8353	1.44E-02	0	-161699	-64219	155506	0	-70412	2.71E-04	9898057	0.02714	98.98057
-0.00629	25.7105	1.59E-02	0	-164847	-64219	158657	0	-70409	3.00E-04	10011752	0.03001	100.11752
-0.00697	25.5536	1.75E-02	0	-168046	-64219	161783	0	-70482	3.30E-04	10133524	0.03303	101.33524
-0.00771	25.3668	1.91E-02	0	-171244	-64219	165072	0	-70392	3.62E-04	10258052	0.03619	102.58052
-0.00850	25.1559	2.07E-02	0	-174366	-64219	168102	0	-70483	3.95E-04	10377249	0.03949	103.77249
-0.00933	24.9478	2.24E-02	0	-177120	-64219	170949	0	-70390	4.29E-04	10482051	0.04294	104.82051
-0.01020	24.7204	2.42E-02	0	-179748	-64219	173504	0	-70463	4.65E-04	10579340	0.04653	105.7934
-0.01110	24.484	2.60E-02	0	-182151	-64219	175888	0	-70482	5.03E-04	10666674	0.05026	106.66674
-0.01220	24.2089	2.79E-02	0	-184639	-64219	178448	0	-70410	0.0005414	10753511	0.05414	107.53511

INCORPORACIÓN DEL CORTANTE EN EL DIAGRAMA M-φ
 L=3.80m

φ (rad/m)	M (t-m)
0	283.047
0.0176149	283.047
0.0411013	229.529
0.1	229.529

FRACTURA DEL REFUERZON TRANSVERSAL

0.0068633	cuantia volumetrica
0.015	def. max. concreto

PANDEO DE LA BARRA LONGITUDINAL

s	10
db	2.54
s/db	3.9370079
lw	0.6746
ep*	0.0470866
φu*	0.0697993

CONSTRUCCION DE LA BILINEAL

	rad/cm	rad/m
M'y	7549562	75.49562
φ'y	0.000044	0.004376
Maci(ec=0.003)	10129835.2	101.29835
φy		0.005872

-0.01330	23.8821	2.98E-02	0	-187334	-64219	181140	0	-70414	0.0005816	10843992	0.05816	108.43992	φ (rad/m)	M (t-m)
-0.01440	23.5586	3.17E-02	0	-189699	-64219	183506	0	-70413	0.0006232	10922849	0.06232	109.22849	0	0
-0.01560	23.2433	3.37E-02	0	-191713	-64223	185583	0	-70353	0.0006663	10990106	0.06663	109.90106	0.005872	101.29835
-0.01690	22.9543	3.57E-02	0	-193237	-64628	187497	0	-70368	0.0007108	11057957	0.07108	110.57957	0.06663	109.90106
-0.01810	22.7578	3.79E-02	0	-193724	-66452	189735	0	-70441	0.0007568	11150693	0.07568	111.50693		
-0.02000	21.7949	3.95E-02	0	-184748	-69291	183775	0	-70264	0.0008042	10874577	0.08042	108.74577		
-0.02180	21.1252	4.13E-02	0	-178124	-71671	179323	0	-70472	0.000853	10732613	0.0853	107.32613		
-0.02390	20.2526	4.30E-02	0	-167713	-78534	175832	0	-70415	0.0009033	10497504	0.09033	104.97504		
-0.02590	19.4946	4.47E-02	0	-157891	-89445	176914	0	-70422	0.000955	10316164	0.0955	103.16164		
-0.02820	18.7073	0.0464	0	-149067	-99161	177811	0	-70417	0.001008	10154554	0.1008	101.54554		
-0.03180	16.7697	0.0469	0	-141027	-105770	176498	0	-70299	0.001063	9817037	0.1063	98.17037		
-0.03660	13.9814	0.0462	0	-133952	-109325	172922	0	-70355	0.001119	9358406	0.1119	93.58406		
-0.04130	11.5907	0.0458	0	-127461	-112042	169228	0	-70275	0.001176	8977648	0.1176	89.77648		
-0.04690	8.6707	0.0445	0	-121462	-116260	167422	0	-70299	0.001235	8594728	0.1235	85.94728		
-0.05190	6.5896	0.0439	0	-117339	-119887	166888	0	-70338	0.001295	8364172	0.1295	83.64172		
-0.05540	5.8242	0.045	0	-115970	-121720	167236	0	-70453	0.001357	8272323	0.1357	82.72323		
-0.05860	5.4229	0.0465	0	-115097	-123052	167812	0	-70337	0.00142	8224929	0.142	82.24929		
-0.06180	5.0701	0.0481	0	-114585	-124221	168373	0	-70432	0.001485	8187010	0.1485	81.8701		
-0.06500	4.7459	0.0498	0	-113911	-125261	168907	0	-70265	0.001551	8152323	0.1551	81.52323		
-0.06840	4.3905	0.0513	0	-113525	-126214	169376	0	-70363	0.001618	8116745	0.1618	81.16745		
-0.07520	2.0762	0.0496	0	-109602	-128180	167327	0	-70455	0.001687	7844118	0.1687	78.44118		
-0.07870	1.8791	0.0513	0	-105249	-128714	163589	0	-70374	0.001758	7809395	0.1758	78.09395		
-0.08230	1.6984	0.0531	0	-101175	-129155	159885	0	-70444	0.00183	7777672	0.183	77.77672		

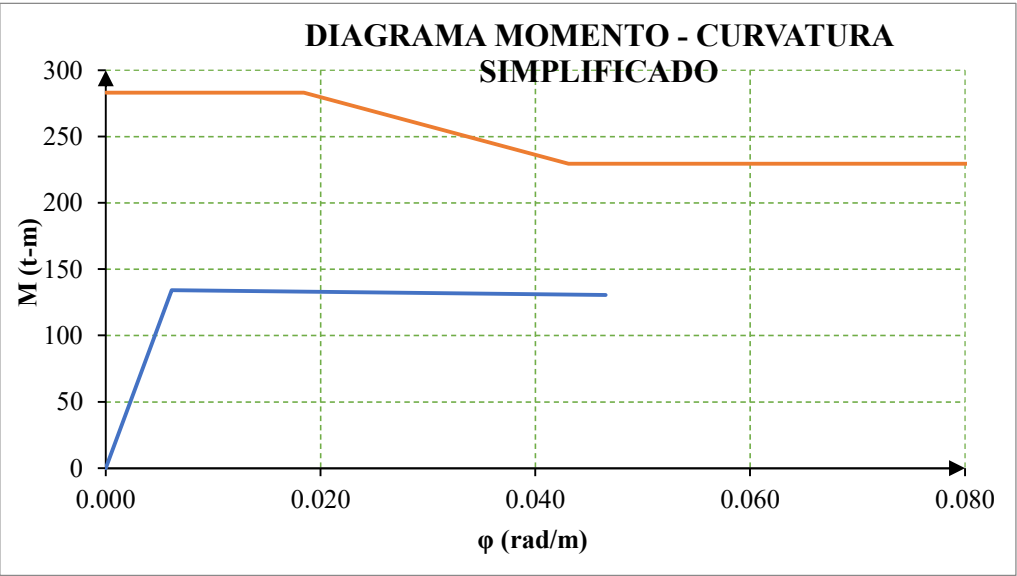
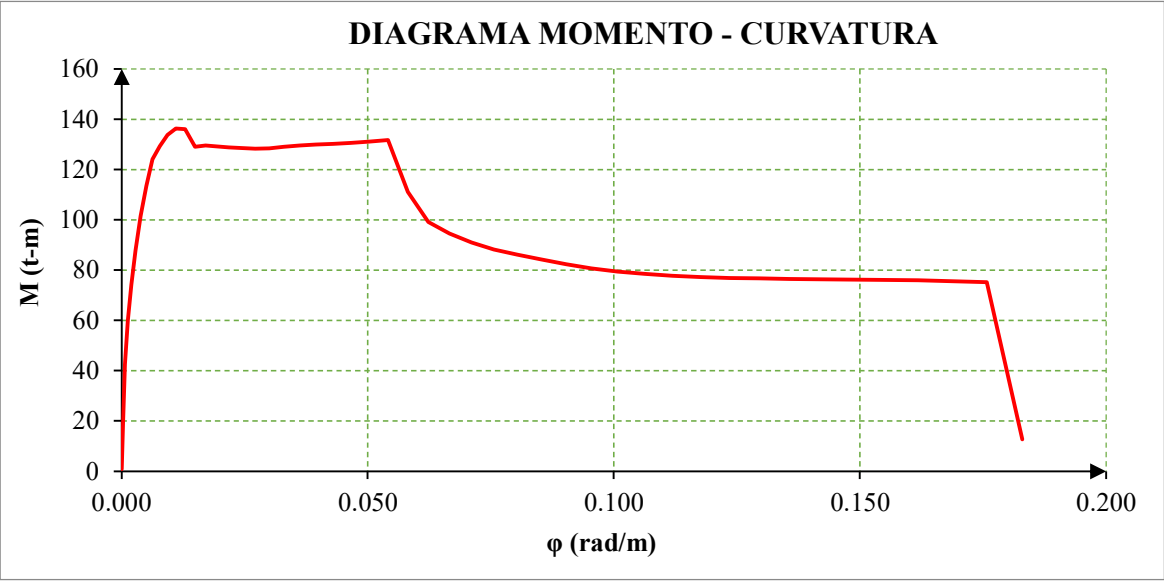
DIAGRAMA MOMENTO CURVATURA DE LA COLUMNA C-3 (0° Y 270°) AL 30% DE CARGA AXIAL

MOMENT CURVATURE (M-f) GRAPH - Kgf, cm, C

Axial Load = -211151.58
 Moment Angle = 0

Results For Exact-Integration

fy(Initial) = 5.317E-05
 My = 11587147
 fmax = 1.830E-03
 Mmax = 1267334
 fconcrete = 1.257E-04
 Mconcrete = 13604555
 fsteel = N/A
 Msteel = N/A



kgf-cm											T-m	
Concrete St	Neutral Axi	Steel Strain	Tendon Stra	Concrete Cd	Steel Comp	Steel Tensi	Prestress Fc	Net Force	Curvature	Moment	Curvature	Moment
-0.00017	0	-1.67E-04	0	-193053	-18104	0	0	-211157	0	9.08E+04	0	0.90847
-0.00030	-57.8022	-8.75E-05	0	-191303	-19847	0	0	-211150	2.87E-06	1872579	0.0002872	18.72579
-0.00050	-22.4949	3.47E-05	0	-189167	-23031	964.5169	0	-211234	7.18E-06	4252585	0.000718	42.52585
-0.00071	-8.5588	2.43E-04	0	-191026	-27522	7378.1187	0	-211169	1.29E-05	5985698	0.001292	59.85698
-0.00095	-0.5148	5.39E-04	0	-197406	-31406	17648	0	-211164	2.01E-05	7418638	0.00201	74.18638
-0.00121	4.7043	9.20E-04	0	-207800	-37513	34153	0	-211159	2.87E-05	8775834	0.002872	87.75834
-0.00149	8.2758	1.38E-03	0	-221746	-44721	55237	0	-211230	3.88E-05	10145056	0.003877	101.45056
-0.00180	10.9313	1.92E-03	0	-234242	-52264	75305	0	-211201	5.03E-05	11350225	0.005026	113.50225
-0.00215	12.6682	2.53E-03	0	-247873	-57786	94498	0	-211160	6.32E-05	12401626	0.006319	124.01626
-0.00251	14.2623	3.23E-03	0	-255140	-61988	105936	0	-211192	7.76E-05	12925767	0.007755	129.25767
-0.00292	15.4119	3.99E-03	0	-261277	-66704	116797	0	-211184	9.33E-05	13366576	0.009334	133.66576
-0.00335	16.4034	4.84E-03	0	-265196	-69677	123714	0	-211159	1.11E-04	13633508	0.01106	136.33508
-0.00391	16.4392	5.66E-03	0	-269517	-70545	128877	0	-211185	1.29E-04	13597746	0.01292	135.97746
-0.00476	14.8122	6.29E-03	0	-266992	-74342	130159	0	-211175	1.49E-04	12906171	0.01493	129.06171
-0.00544	14.8321	7.21E-03	0	-270934	-75763	135490	0	-211207	1.71E-04	12946306	0.01709	129.46306
-0.00610	15.1826	8.24E-03	0	-270501	-76528	135755	0	-211275	1.94E-04	12913798	0.01939	129.13798
-0.00680	15.5025	9.35E-03	0	-269648	-77270	135755	0	-211163	2.18E-04	12880087	0.02183	128.80087
-0.00755	15.7562	1.05E-02	0	-268812	-78098	135755	0	-211156	2.44E-04	12850371	0.02441	128.50371
-0.00834	15.9483	1.17E-02	0	-267997	-79045	135804	0	-211239	2.71E-04	12824181	0.02714	128.24181
-0.00920	16.0315	1.30E-02	0	-267740	-80325	136951	0	-211113	3.00E-04	12841929	0.03001	128.41929
-0.01010	15.9983	1.43E-02	0	-268132	-82070	139073	0	-211128	3.30E-04	12902912	0.03303	129.02912
-0.01110	15.875	1.56E-02	0	-268915	-83301	141049	0	-211167	3.62E-04	12950698	0.03619	129.50698
-0.01220	15.7144	1.70E-02	0	-269590	-84574	142922	0	-211242	3.95E-04	12989584	0.03949	129.89584
-0.01340	15.5389	1.84E-02	0	-269982	-85986	144751	0	-211216	4.29E-04	13020416	0.04294	130.20416
-0.01460	15.321	1.98E-02	0	-270394	-87703	146999	0	-211098	4.65E-04	13058308	0.04653	130.58308
-0.01590	15.0204	2.13E-02	0	-271211	-89031	149082	0	-211159	5.03E-04	13100495	0.05026	131.00495
-0.01730	14.7904	2.28E-02	0	-271082	-91117	151103	0	-211095	0.0005414	13164707	0.05414	131.64707

INCORPORACIÓN DEL CORTANTE EN EL DIAGRAMA M-φ

L=3.80m

φ (rad/m)	M (t-m)
0	283.047
0.0184717	283.047
0.0431006	229.529
0.1	229.529

FRACTURA DEL REFUERZON TRANSVERSAL

0.0068633	cuantia volumetrica
0.015	def. max. concreto

PANDEO DE LA BARRA LONGITUDINAL

s	10
db	2.54
s/db	3.9370079
lw	0.6746
ep*	0.0470866
φu*	0.0697993

CONSTRUCCION DE LA BILINEAL

	rad/cm	rad/m
M'y	11587147	115.87147
φ'y	0.000053	0.005317
Maci(ec=0.003)	13418220.2	134.1822
φy		0.006157

-0.02250	7.9362	2.05E-02	0	-259375	-98839	147125	0	-211089	0.0005816	11110352	0.05816	111.10352	φ (rad/m)	M (t-m)
-0.02630	4.5012	1.98E-02	0	-253744	-102978	145542	0	-211179	0.0006232	9913191	0.06232	99.13191	0	0
-0.02860	3.7402	2.07E-02	0	-246618	-105046	140559	0	-211105	0.0006663	9455766	0.06663	94.55766	0.006157	134.1822
-0.03100	3.1062	2.16E-02	0	-240174	-107041	136097	0	-211117	0.0007108	9095934	0.07108	90.95934	0.04653	130.58308
-0.03340	2.5649	2.26E-02	0	-233545	-109518	131921	0	-211142	0.0007568	8816972	0.07568	88.16972		
-0.03580	2.1715	2.37E-02	0	-226094	-111773	126701	0	-211166	0.0008042	8604042	0.08042	86.04042		
-0.03830	1.7364	2.48E-02	0	-216773	-113945	119593	0	-211124	0.000853	8424431	0.0853	84.24431		
-0.04100	1.2418	2.58E-02	0	-204790	-116046	109698	0	-211139	0.0009033	8222150	0.09033	82.2215		
-0.04380	0.828	2.69E-02	0	-193823	-117922	100594	0	-211151	0.000955	8064391	0.0955	80.64391		
-0.04660	0.4661	2.80E-02	0	-183227	-125244	97356	0	-211114	0.001008	7939567	0.1008	79.39567		
-0.04940	0.1611	2.92E-02	0	-173464	-136075	98412	0	-211128	0.001063	7843493	0.1063	78.43493		
-0.05230	-0.0794	3.05E-02	0	-164932	-145689	99481	0	-211140	0.001119	7772820	0.1119	77.7282		
-0.05520	-0.2718	3.18E-02	0	-157329	-154374	100557	0	-211146	0.001176	7720588	0.1176	77.20588		
-0.05820	-0.422	3.32E-02	0	-150565	-162135	101625	0	-211074	0.001235	7683136	0.1235	76.83136		
-0.06110	-0.4988	0.0348	0	-146210	-167651	102732	0	-211129	0.001295	7666182	0.1295	76.66182		
-0.06420	-0.6054	0.0363	0	-142607	-172247	103746	0	-211108	0.001357	7648503	0.1357	76.48503		
-0.06730	-0.72	0.0378	0	-139461	-176361	104689	0	-211133	0.00142	7632059	0.142	76.32059		
-0.07050	-0.8199	0.0394	0	-136448	-180304	105603	0	-211149	0.001485	7619177	0.1485	76.19177		
-0.07380	-0.9032	0.041	0	-133506	-184007	106480	0	-211033	0.001551	7608950	0.1551	76.0895		
-0.07730	-1.0761	0.0425	0	-131979	-186311	107202	0	-211088	0.001618	7588178	0.1618	75.88178		
-0.08100	-1.3543	0.0438	0	-132064	-186780	107756	0	-211088	0.001687	7554117	0.1687	75.54117		
-0.08490	-1.6258	0.0452	0	-132260	-187149	108276	0	-211133	0.001758	7520212	0.1758	75.20212		
-0.10920	-13.0286	0.0262	0	-182367	-108230	79398	0	-211199	0.00183	1267334	0.183	12.67334		

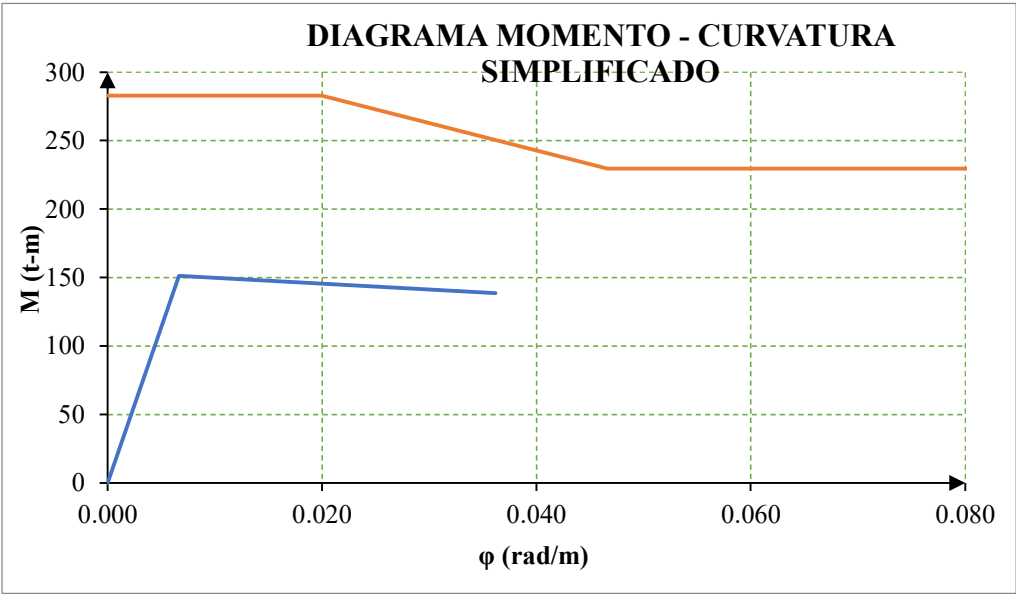
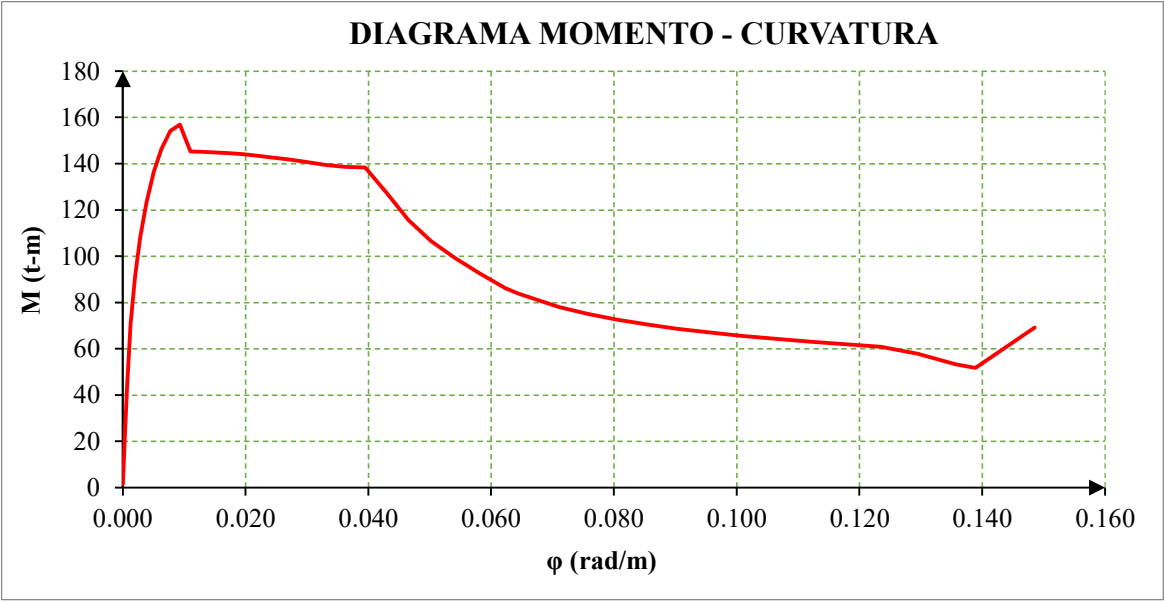
DIAGRAMA MOMENTO CURVATURA DE LA COLUMNA C-3 (0° Y 270°) AL 50% DE CARGA AXIAL

MOMENT CURVATURE (M-f) GRAPH - Kgf, cm, C

Axial Load = -351919.3
 Moment Angle = 0

Results For Exact-Integration

fy(Initial) = 6.478E-05
 My = 14713394
 fmax = 1.776E-03
 Mmax = 6714161
 fconcrete = 9.513E-05
 Mconcrete = 15572049
 fsteel = N/A
 Msteel = N/A



kgf-cm											T-m	
Concrete Str	Neutral Axi	Steel Strain	Tendon Stra	Concrete Cd	Steel Comp	Steel Tensid	Prestress Fc	Net Force	Curvature	Moment	Curvature	Moment
-0.00028	0	-2.83E-04	0	-321236	-30802	0	0	-352038	0	1.55E+05	0	1.54551
-0.00042	-98.5248	-2.05E-04	0	-319370	-32558	0	0	-351928	2.87E-06	1850591	0.0002872	18.50591
-0.00062	-39.8111	-8.96E-05	0	-316293	-35579	0	0	-351872	7.18E-06	4347553	0.000718	43.47553
-0.00088	-21.7499	7.22E-05	0	-313363	-40675	2003.4416	0	-352034	1.29E-05	7078301	0.001292	70.78301
-0.00117	-11.5932	3.16E-04	0	-313965	-47112	9149.2719	0	-351927	2.01E-05	9109102	0.00201	91.09102
-0.00149	-5.072	6.39E-04	0	-318152	-54094	20218	0	-352027	2.87E-05	10811912	0.002872	108.11912
-0.00183	-0.6432	1.04E-03	0	-325452	-60323	33848	0	-351927	3.88E-05	12337582	0.003877	123.37582
-0.00224	2.199	1.48E-03	0	-337754	-65220	50963	0	-352012	5.03E-05	13631271	0.005026	136.31271
-0.00268	4.2685	2.00E-03	0	-347325	-72132	67456	0	-352002	6.32E-05	14625247	0.006319	146.25247
-0.00318	5.6792	2.56E-03	0	-357403	-77675	83143	0	-351935	7.76E-05	15418081	0.007755	154.18081
-0.00371	6.9042	3.20E-03	0	-364153	-79092	91202	0	-352043	9.33E-05	15692695	0.009334	156.92695
-0.00457	5.3806	3.62E-03	0	-359482	-83050	90677	0	-351855	1.11E-04	14528663	0.01106	145.28663
-0.00531	5.5823	4.25E-03	0	-363616	-84538	96220	0	-351935	1.29E-04	14513129	0.01292	145.13129
-0.00610	5.8243	4.95E-03	0	-365825	-86071	99968	0	-351929	1.49E-04	14480910	0.01493	144.8091
-0.00696	5.9575	5.69E-03	0	-367945	-87775	103685	0	-352036	1.71E-04	14460498	0.01709	144.60498
-0.00790	5.923	6.45E-03	0	-370739	-88064	106875	0	-351929	1.94E-04	14412983	0.01939	144.12983
-0.00892	5.7895	7.23E-03	0	-373524	-88064	109629	0	-351960	2.18E-04	14349131	0.02183	143.49131
-0.01000	5.6043	8.04E-03	0	-375933	-88064	112050	0	-351948	2.44E-04	14269699	0.02441	142.69699
-0.01120	5.3831	8.88E-03	0	-377995	-88064	114124	0	-351936	2.71E-04	14174903	0.02714	141.74903
-0.01250	5.1409	9.75E-03	0	-379731	-88064	115867	0	-351928	3.00E-04	14066252	0.03001	140.66252
-0.01380	4.8939	1.06E-02	0	-381118	-88153	117348	0	-351923	3.30E-04	13949420	0.03303	139.4942
-0.01520	4.6936	1.16E-02	0	-381526	-89275	118848	0	-351953	3.62E-04	13864223	0.03619	138.64223
-0.01660	4.5435	1.26E-02	0	-380929	-91575	120562	0	-351942	3.95E-04	13830380	0.03949	138.3038
-0.01860	3.4019	1.32E-02	0	-370142	-94474	112699	0	-351917	4.29E-04	12759744	0.04294	127.59744
-0.02070	2.254	1.38E-02	0	-356258	-97264	101531	0	-351991	4.65E-04	11569805	0.04653	115.69805
-0.02280	1.3361	1.44E-02	0	-343524	-99779	91396	0	-351907	5.03E-04	10652214	0.05026	106.52214
-0.02500	0.5434	1.51E-02	0	-330936	-103940	83080	0	-351796	0.0005414	9919194	0.05414	99.19194

INCORPORACIÓN DEL CORTANTE EN EL DIAGRAMA M-φ
 L=3.80m

φ (rad/m)	M (t-m)
0	283.047
0.0199912	283.047
0.0466462	229.529
0.1	229.529

FRACTURA DEL REFUERZON TRANSVERSAL
 cuantia volumetrica
 def. max. concreto

0.0068633	0.015

PANDEO DE LA BARRA LONGITUDINAL
 s 10
 db 2.54
 s/db 3.9370079
 lw 0.6746
 ep* 0.0470866
 φu* 0.0697993

CONSTRUCCION DE LA BILINEAL
 rad/cm rad/m
 M'y 14713394 147.13394
 φ'y 0.000065 0.006478
 Maci(ec=0.003) 15135266.5 151.35266
 φy 0.006664

-0.02740	-0.3634	1.57E-02	0	-314779	-121054	83945	0	-351888	0.0005816	9248815	0.05816	92.48815	φ (rad/m)	M (t-m)
-0.03000	-1.3963	1.62E-02	0	-293383	-143144	84620	0	-351907	0.0006232	8621274	0.06232	86.21274	0	0
-0.03120	-1.7918	1.65E-02	0	-284235	-152612	85041	0	-351806	0.0006448	8382869	0.06448	83.82869	0.006664	151.35266
-0.03530	-3.0501	1.73E-02	0	-267702	-170201	86089	0	-351813	0.0007108	7805290	0.07108	78.0529	0.03619	138.64223
-0.03820	-3.7968	1.78E-02	0	-266040	-172657	86785	0	-351912	0.0007568	7505541	0.07568	75.05541		
-0.04110	-4.4712	1.84E-02	0	-264497	-174871	87496	0	-351872	0.0008042	7257649	0.08042	72.57649		
-0.04420	-5.1009	1.90E-02	0	-263153	-176885	88174	0	-351865	0.000853	7046926	0.0853	70.46926		
-0.04730	-5.6981	1.95E-02	0	-261983	-178711	88840	0	-351855	0.0009033	6865111	0.09033	68.65111		
-0.05060	-6.2713	2.01E-02	0	-260964	-180358	89468	0	-351854	0.000955	6704821	0.0955	67.04821		
-0.05390	-6.827	2.07E-02	0	-260082	-181832	90065	0	-351849	0.001008	6561033	0.1008	65.61033		
-0.05740	-7.371	2.12E-02	0	-259335	-183143	90626	0	-351853	0.001063	6429305	0.1063	64.29305		
-0.06100	-7.9059	2.17E-02	0	-258699	-184295	91144	0	-351850	0.001119	6306512	0.1119	63.06512		
-0.06480	-8.4366	2.22E-02	0	-258183	-185296	91625	0	-351854	0.001176	6189738	0.1176	61.89738		
-0.06870	-8.9587	2.27E-02	0	-257703	-186252	92065	0	-351889	0.001235	6078287	0.1235	60.78287		
-0.07360	-10.1435	2.23E-02	0	-253749	-189741	91665	0	-351825	0.001295	5773767	0.1295	57.73767		
-0.07930	-11.7568	2.11E-02	0	-245857	-194665	88627	0	-351895	0.001357	5327848	0.1357	53.27848		
-0.08180	-12.2157	2.10E-02	0	-240264	-196208	84671	0	-351801	0.001389	5171382	0.1389	51.71382		
-0.11860	-33.1777	-8.68E-03	0	-182528	-169330	0	0	-351857	0.001485	6910870	0.1485	69.1087		
-0.12310	-32.7043	-8.33E-03	0	-182172	-169746	0	0	-351918	0.001551	6873686	0.1551	68.73686		
-0.12770	-32.2647	-7.98E-03	0	-181769	-170143	0	0	-351912	0.001618	6838928	0.1618	68.38928		
-0.13250	-31.856	-7.63E-03	0	-181300	-170517	0	0	-351817	0.001687	6805496	0.1687	68.05496		
-0.13720	-31.3691	-7.09E-03	0	-181144	-170809	0	0	-351953	0.001758	6764019	0.1758	67.64019		
-0.13800	-31.0352	-6.57E-03	0	-181132	-170749	0	0	-351881	0.001776	6714161	0.1776	67.14161		

DIAGRAMA MOMENTO CURVATURA DE LA COLUMNA C-3 (90° Y 180°)

MOMENT CURVATURE (M-f) GRAPH - Kgf, cm, C

Axial Load = 0

Moment Angle = 90

Results For Exact-Integration

fy(Initial) = 3.544E-05

My = 5177504

fmax = 1.830E-03

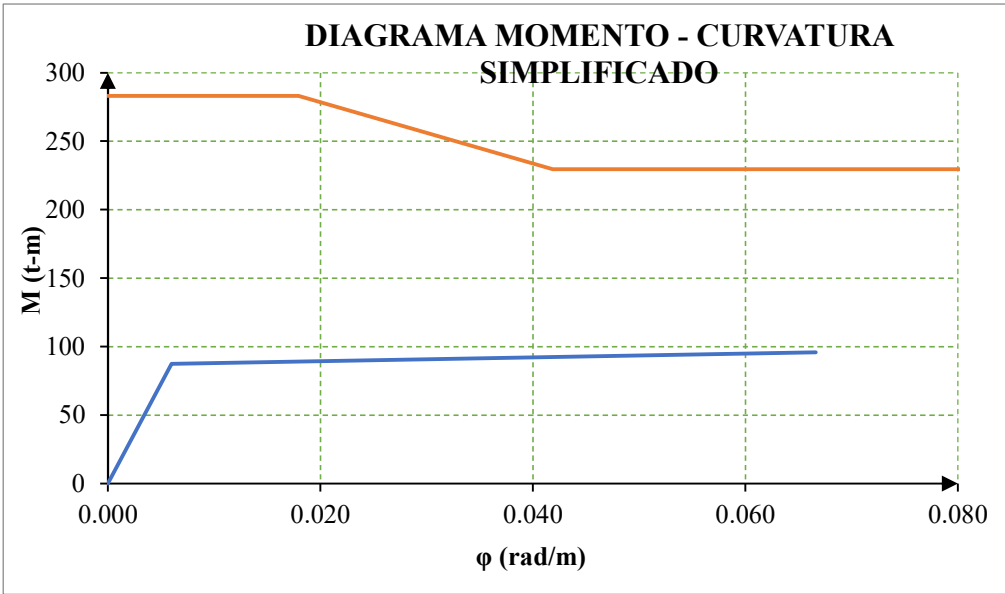
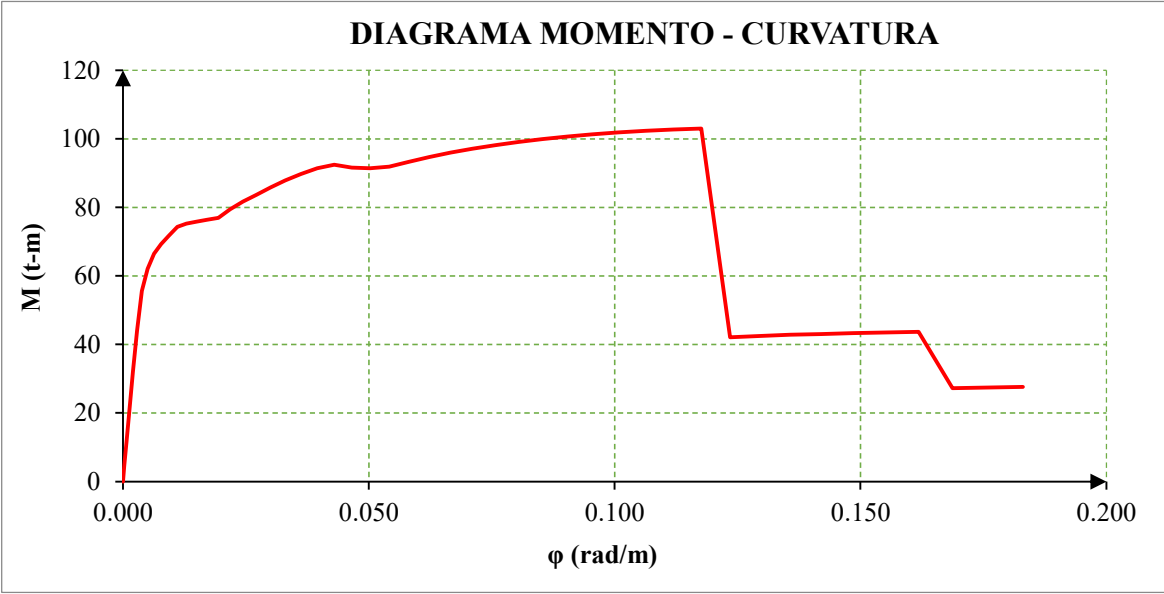
Mmax = 2757458

fconcrete = 4.152E-04

Mconcrete = 9202952

fsteel = 1.185E-03

Msteel = 9393163



kgf-cm											T-m	
Concrete St	Neutral Axi	Steel Strain	Tendon Stra	Concrete Cd	Steel Comp	Steel Tensid	Prestress Fd	Net Force	Curvature	Moment	Curvature	Moment
0.000000	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
-0.000046	17.2102	1.66E-04	0	-7277	-807.1607	7984.4722	0	-100.1877	2.87E-06	461709	0.0002872	4.61709
-0.000115	17.2988	4.16E-04	0	-17979	-2000	20013	0	33.1539	7.18E-06	1149147	0.000718	11.49147
-0.000208	17.2265	7.48E-04	0	-32304	-3626	35949	0	18.8273	1.29E-05	2064563	0.001292	20.64563
-0.000326	17.1321	1.16E-03	0	-50064	-5694	55769	0	11.0106	2.01E-05	3201994	0.00201	32.01994
-0.000462	17.2392	1.66E-03	0	-69196	-8048	77251	0	6.1737	2.87E-05	4402955	0.002872	44.02955
-0.000614	17.5098	2.26E-03	0	-88210	-10574	98914	0	129.7108	3.88E-05	5561120	0.003877	55.6112
-0.000757	18.2799	2.96E-03	0	-101050	-12633	113637	0	-45.5881	5.03E-05	6205380	0.005026	62.0538
-0.000904	19.0295	3.77E-03	0	-111812	-14566	126361	0	-17.486	6.32E-05	6647763	0.006319	66.47763
-0.001049	19.8045	4.69E-03	0	-119597	-16208	135774	0	-31.1566	7.76E-05	6927636	0.007755	69.27636
-0.001200	20.4778	5.71E-03	0	-126422	-17765	144172	0	-14.9415	9.33E-05	7172773	0.009334	71.72773
-0.001365	20.9886	6.82E-03	0	-133855	-19476	153320	0	-10.7334	1.11E-04	7432913	0.01106	74.32913
-0.001509	21.6546	8.06E-03	0	-136125	-20375	156419	0	-81.2631	1.29E-04	7520111	0.01292	75.20111
-0.001658	22.2331	9.39E-03	0	-137933	-21146	159056	0	-21.8813	1.49E-04	7582995	0.01493	75.82995
-0.001812	22.7321	1.08E-02	0	-139468	-21828	161269	0	-26.4848	1.71E-04	7637668	0.01709	76.37668
-0.001973	23.1571	1.24E-02	0	-140895	-22476	163357	0	-13.6	1.94E-04	7694679	0.01939	76.94679
-0.002165	23.4141	1.40E-02	0	-144519	-23749	168262	0	-6.0416	2.18E-04	7939499	0.02183	79.39499
-0.002369	23.6283	1.57E-02	0	-147619	-25109	172686	0	-41.3763	2.44E-04	8169594	0.02441	81.69594
-0.002576	23.8439	1.75E-02	0	-149203	-26290	175477	0	-16.8165	2.71E-04	8364374	0.02714	83.64374
-0.002803	23.9942	1.94E-02	0	-150962	-27820	178778	0	-4.8736	3.00E-04	8575897	0.03001	85.75897
-0.003047	24.1073	2.14E-02	0	-152493	-29579	182071	0	-1.5956	3.30E-04	8780483	0.03303	87.80483
-0.003306	24.1981	2.35E-02	0	-153640	-31495	185156	0	21.0455	3.62E-04	8968782	0.03619	89.68782
-0.003578	24.2736	2.56E-02	0	-154407	-33542	188027	0	77.1912	3.95E-04	9140797	0.03949	91.40797
-0.003956	24.1203	2.78E-02	0	-152311	-38296	190578	0	-28.55	4.29E-04	9246541	0.04294	92.46541
-0.004721	23.1876	2.97E-02	0	-144133	-48436	192530	0	-39.1854	4.65E-04	9162588	0.04653	91.62588
-0.005443	22.5046	3.18E-02	0	-139202	-55289	194479	0	-11.6334	5.03E-04	9143657	0.05026	91.43657
-0.006093	22.0792	3.40E-02	0	-139317	-57174	196463	0	-27.9242	0.0005414	9186529	0.05414	91.86529

INCORPORACIÓN DEL CORTANTE EN EL DIAGRAMA M-φ

L=3.80m

φ (rad/m)	M (t-m)
0	283.047
0.0179498	283.047
0.0418828	229.529
0.1	229.529

FRACTURA DEL REFUERZON TRANSVERSAL

0.0068633

cuantia volumetrica

0.015

def. max. concreto

PANDEO DE LA BARRA LONGITUDINAL

s

10

db

2.54

s/db

3.9370079

lw

0.6746

ep*

0.0470866

φu*

0.0697993

CONSTRUCCION DE LA BILINEAL

rad/cm

rad/m

M'y

5177504

51.77504

φ'y

0.000035

0.003544

Maci(ec=0.003)

8741075.0

87.41075

φy

0.005983

-0.006566	22.0433	3.65E-02	0	-142612	-57174	199783	0	-3.0182	0.0005816	9330788	0.05816	93.30788	φ (rad/m)	M (t-m)
-0.007064	21.9987	3.91E-02	0	-145923	-57174	203023	0	-74.7494	0.0006232	9468832	0.06232	94.68832	0	0
-0.007582	21.9549	4.17E-02	0	-149009	-57174	206060	0	-122.7806	0.0006663	9595402	0.06663	95.95402	0.005983	87.41075
-0.008118	21.9126	4.45E-02	0	-151854	-57174	208896	0	-132.1857	0.0007108	9710252	0.07108	97.10252	0.06663	95.95402
-0.008675	21.8706	4.73E-02	0	-154487	-57174	211534	0	-127.0386	0.0007568	9814143	0.07568	98.14143		
-0.009252	21.8285	0.0503	0	-156926	-57174	213980	0	-120.5732	0.0008042	9907730	0.08042	99.0773		
-0.009850	21.7861	0.0533	0	-159178	-57174	216239	0	-112.9729	0.000853	9991422	0.0853	99.91422		
-0.010500	21.7435	0.0564	0	-161249	-57174	218318	0	-105.328	0.0009033	10065598	0.09033	100.65598		
-0.011100	21.7008	0.0596	0	-163145	-57174	220220	0	-99.3564	0.000955	10130557	0.0955	101.30557		
-0.011800	21.6581	0.0628	0	-164870	-57174	221947	0	-97.2622	0.001008	10186639	0.1008	101.86639		
-0.012500	21.6159	0.0662	0	-166424	-57174	223510	0	-87.6723	0.001063	10234125	0.1063	102.34125		
-0.013200	21.5737	0.0696	0	-167823	-57174	224916	0	-81.2816	0.001119	10273582	0.1119	102.73582		
-0.013900	21.532	0.0732	0	-169071	-57174	226170	0	-75.3044	0.001176	10305271	0.1176	103.05271		
-0.009900	25.317	0.0815	0	-79470	-56158	135753	0	125.5311	0.001235	4209383	0.1235	42.09383		
-0.010400	25.3241	0.0855	0	-79975	-57174	137121	0	-27.3627	0.001295	4248033	0.1295	42.48033		
-0.010900	25.2957	0.0895	0	-81281	-57174	138353	0	-101.778	0.001357	4279428	0.1357	42.79428		
-0.011400	25.2727	0.0936	0	-82402	-57174	139507	0	-69.8477	0.00142	4305500	0.142	43.055		
-0.012000	25.2495	0.0979	0	-83471	-57174	140586	0	-59.707	0.001485	4329686	0.1485	43.29686		
-0.012600	25.2272	0.1022	0	-84465	-57174	141587	0	-52.1305	0.001551	4351414	0.1551	43.51414		
-0.013200	25.2058	0.1066	0	-85386	-57174	142510	0	-49.2447	0.001618	4370841	0.1618	43.70841		
-0.012000	26.2351	0.1129	0	-61388	-47392	108786	0	5.8831	0.001687	2724418	0.1687	27.24418		
-0.012500	26.2493	0.1176	0	-61445	-48113	109596	0	38.4058	0.001758	2741470	0.1758	27.4147		
-0.012900	26.2636	0.1224	0	-61469	-48824	110353	0	60.2213	0.00183	2757458	0.183	27.57458		

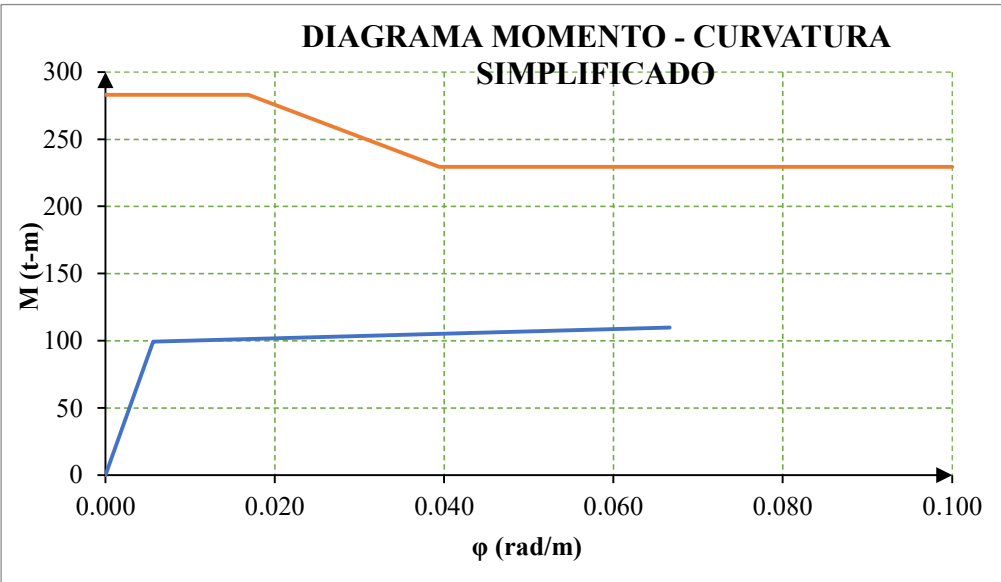
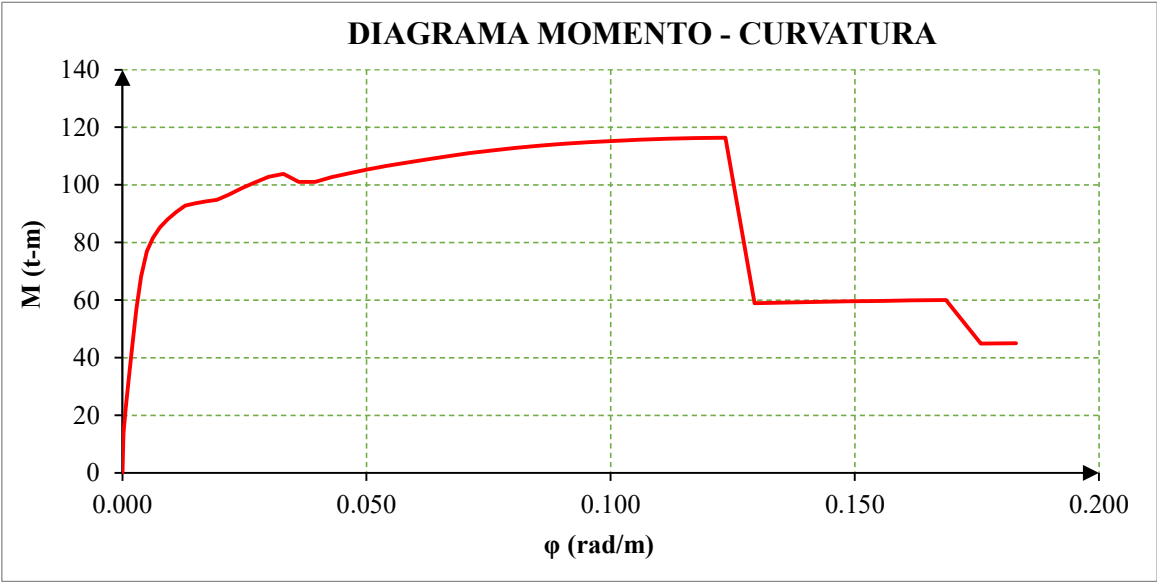
DIAGRAMA MOMENTO CURVATURA DE LA COLUMNA C-3 (90° Y 180°) AL 10% DE CARGA AXIAL

MOMENT CURVATURE (M-f) GRAPH - Kgf, cm, C

Axial Load = -70383.86
 Moment Angle = 90

Results For Exact-Integration

fy(Initial) = 3.840E-05
 My = 6767336
 fmax = 1.830E-03
 Mmax = 4502203
 fconcrete = 3.191E-04
 Mconcrete = 10341562
 fsteel = 1.245E-03
 Msteel = 10691361



kgf-cm											T-m	
Concrete St	Neutral Axi	Steel Strain	Tendon Stra	Concrete Cd	Steel Comp	Steel Tensid	Prestress Fd	Net Force	Curvature	Moment	Curvature	Moment
-0.00005	0	-5.48E-05	0	-64438	-5956	0	0	-70394	0	2.99E+04	0	0.29949
-0.00014	-16.038	7.07E-05	0	-67201	-5561	2359.7504	0	-70402	2.87E-06	1360143	0.0002872	13.60143
-0.00024	0.4132	2.95E-04	0	-75229	-6330	11166	0	-70393	7.18E-06	2242283	0.000718	22.42283
-0.00035	6.6003	6.11E-04	0	-87861	-8344	25739	0	-70465	1.29E-05	3208860	0.001292	32.0886
-0.00047	9.743	1.01E-03	0	-104355	-10568	44497	0	-70427	2.01E-05	4353006	0.00201	43.53006
-0.00062	11.5741	1.50E-03	0	-123846	-13091	66521	0	-70416	2.87E-05	5653397	0.002872	56.53397
-0.00079	13.0057	2.08E-03	0	-142006	-15555	87158	0	-70402	3.88E-05	6810456	0.003877	68.10456
-0.00096	14.2931	2.76E-03	0	-156790	-18195	104544	0	-70442	5.03E-05	7691626	0.005026	76.91626
-0.00112	15.5559	3.55E-03	0	-166674	-20659	116922	0	-70411	6.32E-05	8159439	0.006319	81.59439
-0.00130	16.6076	4.44E-03	0	-175228	-23089	127898	0	-70419	7.76E-05	8525351	0.007755	85.25351
-0.00147	17.5424	5.43E-03	0	-181646	-25370	136583	0	-70433	9.33E-05	8799860	0.009334	87.9986
-0.00166	18.3019	6.52E-03	0	-187776	-27722	145092	0	-70407	1.11E-04	9057116	0.01106	90.57116
-0.00186	18.9417	7.70E-03	0	-193134	-30107	152774	0	-70467	1.29E-04	9284019	0.01292	92.84019
-0.00204	19.6623	9.01E-03	0	-193674	-31802	155065	0	-70412	1.49E-04	9354967	0.01493	93.54967
-0.00224	20.2526	1.04E-02	0	-194337	-33589	157531	0	-70396	1.71E-04	9419635	0.01709	94.19635
-0.00244	20.7241	1.19E-02	0	-195037	-35568	160214	0	-70391	1.94E-04	9481369	0.01939	94.81369
-0.00268	21.0621	1.35E-02	0	-196406	-37999	164012	0	-70393	2.18E-04	9658369	0.02183	96.58369
-0.00294	21.3025	1.51E-02	0	-198098	-40869	168582	0	-70384	2.44E-04	9878411	0.02441	98.78411
-0.00322	21.4802	1.69E-02	0	-199730	-43753	173039	0	-70444	2.71E-04	10084573	0.02714	100.84573
-0.00353	21.5787	1.87E-02	0	-202006	-45659	177308	0	-70357	3.00E-04	10276584	0.03001	102.76584
-0.00396	21.343	2.05E-02	0	-201796	-49118	180414	0	-70500	3.30E-04	10379836	0.03303	103.79836
-0.00490	19.8055	2.19E-02	0	-195141	-57174	181912	0	-70404	3.62E-04	10105259	0.03619	101.05259
-0.00559	19.1909	2.36E-02	0	-197424	-57174	184231	0	-70367	3.95E-04	10103333	0.03949	101.03333
-0.00607	19.2056	2.57E-02	0	-200970	-57174	187747	0	-70397	4.29E-04	10263191	0.04294	102.63191
-0.00656	19.2442	2.79E-02	0	-203518	-57174	190301	0	-70391	4.65E-04	10406295	0.04653	104.06295
-0.00707	19.2742	3.01E-02	0	-205886	-57174	192670	0	-70389	5.03E-04	10538463	0.05026	105.38463
-0.00760	19.2961	3.25E-02	0	-208076	-57174	194862	0	-70388	0.0005414	10659756	0.05414	106.59756

INCORPORACIÓN DEL CORTANTE EN EL DIAGRAMA M-φ

L=3.80m

φ (rad/m)	M (t-m)
0	283.047
0.0168949	283.047
0.0394215	229.529
0.1	229.529

FRACTURA DEL REFUERZON TRANSVERSAL

0.0068633

0.015

cuantia volumetrica
 def. max. concreto

PANDEO DE LA BARRA LONGITUDINAL

10

2.54

3.9370079

0.6746

0.0470866

0.0697993

CONSTRUCCION DE LA BILINEAL

rad/cm

rad/m

M'y

6767336

67.67336

φ'y

0.000038

0.00384

Maci(ec=0.003)

9924797.5

99.247975

φy

0.005632

-0.00816	19.3051	3.49E-02	0	-210229	-57174	196901	0	-70503	0.0005816	10772770	0.05816	107.7277	φ (rad/m)	M (t-m)
-0.00874	19.3073	3.74E-02	0	-212214	-57174	198938	0	-70450	0.0006232	10875511	0.06232	108.75511	0	0
-0.00938	19.2515	3.99E-02	0	-215283	-57174	202000	0	-70457	0.0006663	10993086	0.06663	109.93086	0.005632	99.247975
-0.01010	19.1891	4.25E-02	0	-218191	-57174	204864	0	-70501	0.0007108	11100414	0.07108	111.00414	0.06663	109.93086
-0.01080	19.1235	4.52E-02	0	-220869	-57174	207537	0	-70506	0.0007568	11196166	0.07568	111.96166		
-0.01150	19.0538	4.80E-02	0	-223352	-57174	210025	0	-70501	0.0008042	11281387	0.08042	112.81387		
-0.01220	18.9802	5.09E-02	0	-225653	-57174	212334	0	-70494	0.000853	11356655	0.0853	113.56655		
-0.01300	18.903	5.38E-02	0	-227779	-57174	214467	0	-70486	0.0009033	11422369	0.09033	114.22369		
-0.01390	18.8225	5.68E-02	0	-229735	-57174	216430	0	-70478	0.000955	11478930	0.0955	114.7893		
-0.01470	18.7392	0.0599	0	-231527	-57174	218230	0	-70471	0.001008	11526748	0.1008	115.26748		
-0.01560	18.6532	0.063	0	-233163	-57174	219872	0	-70464	0.001063	11566234	0.1063	115.66234		
-0.01650	18.565	0.0663	0	-234647	-57174	221363	0	-70458	0.001119	11597796	0.1119	115.97796		
-0.01750	18.4748	0.0696	0	-235987	-57174	222708	0	-70453	0.001176	11621780	0.1176	116.2178		
-0.01850	18.383	0.0729	0	-237186	-57174	223912	0	-70448	0.001235	11638552	0.1235	116.38552		
-0.01400	22.5466	0.0819	0	-146253	-57174	133039	0	-70389	0.001295	5885315	0.1295	58.85315		
-0.01470	22.5123	0.0857	0	-147256	-57174	134055	0	-70375	0.001357	5908292	0.1357	59.08292		
-0.01540	22.4641	0.0897	0	-148471	-57174	135254	0	-70392	0.00142	5931584	0.142	59.31584		
-0.01620	22.4138	0.0937	0	-149632	-57174	136388	0	-70417	0.001485	5952721	0.1485	59.52721		
-0.01700	22.3633	0.0978	0	-150697	-57174	137442	0	-70428	0.001551	5971018	0.1551	59.71018		
-0.01780	22.3118	0.1019	0	-151692	-57174	138434	0	-70432	0.001618	5986933	0.1618	59.86933		
-0.01870	22.26	0.1062	0	-152607	-57174	139352	0	-70429	0.001687	6000424	0.1687	60.00424		
-0.01680	23.7509	0.1132	0	-119753	-57174	106672	0	-70255	0.001758	4485202	0.1758	44.85202		
-0.01760	23.7098	0.1178	0	-120692	-57174	107454	0	-70411	0.00183	4502203	0.183	45.02203		

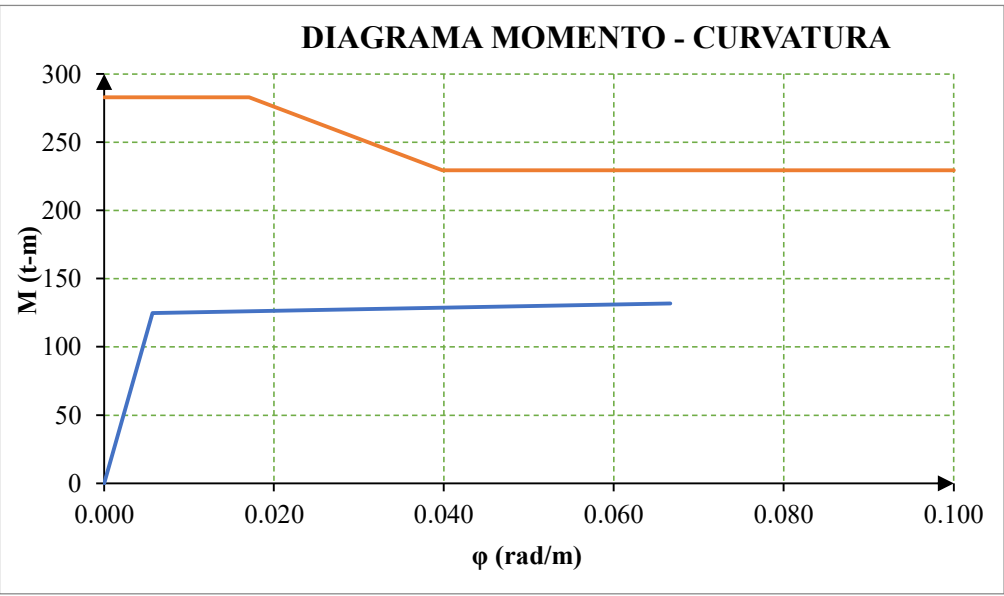
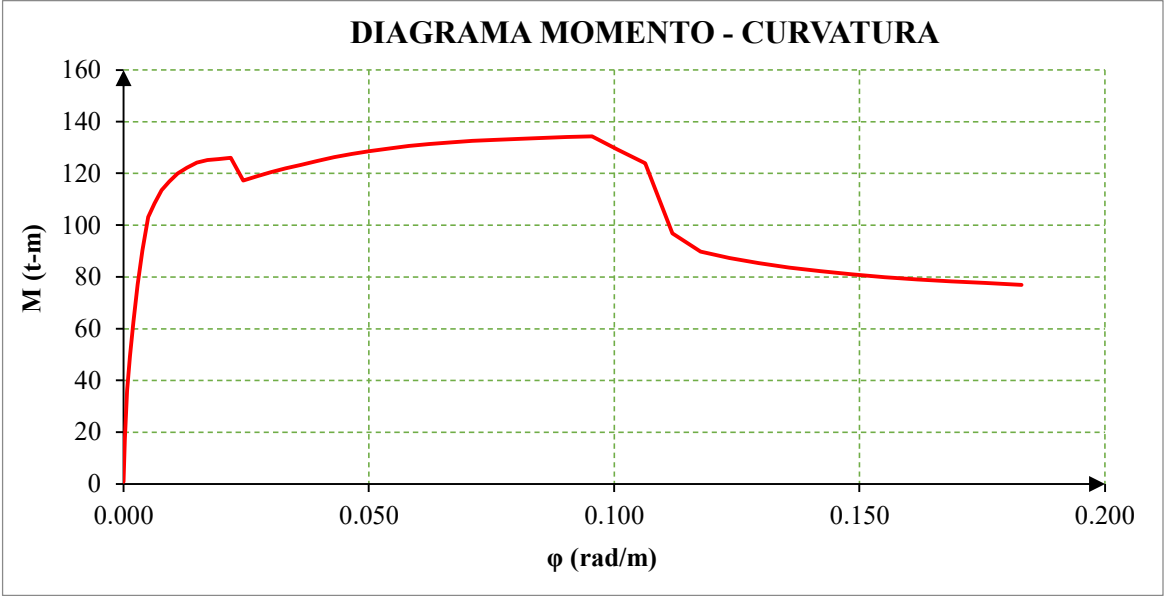
DIAGRAMA MOMENTO CURVATURA DE LA COLUMNA C-3 (90° Y 180°) AL 30% DE CARGA AXIAL

MOMENT CURVATURE (M-f) GRAPH - Kgf, cm, C

Axial Load = -211151.58
 Moment Angle = 90

Results For Exact-Integration

fy(Initial) = 4.370E-05
 My = 9576066
 fmax = 1.830E-03
 Mmax = 7688833
 fconcrete = 2.195E-04
 Mconcrete = 12555443
 fsteel = N/A
 Msteel = N/A



kgf-cm											T-m	
Concrete Str	Neutral Axi	Steel Strain	Tendon Stra	Concrete Cd	Steel Comp	Steel Tensid	Prestress Fc	Net Force	Curvature	Moment	Curvature	Moment
-0.00017	0	-1.67E-04	0	-193053	-18104	0	0	-211157	0	9.08E+04	0	0.90847
-0.00026	-58.6863	-5.18E-05	0	-194636	-16513	0	0	-211149	2.87E-06	1707356	0.0002872	17.07356
-0.00040	-21.7717	1.36E-04	0	-198693	-16707	4230.7465	0	-211169	7.18E-06	3597888	0.000718	35.97888
-0.00054	-8.2997	4.18E-04	0	-207654	-18430	14896	0	-211188	1.29E-05	4931420	0.001292	49.3142
-0.00070	-1.5065	7.87E-04	0	-220557	-19667	29013	0	-211210	2.01E-05	6275608	0.00201	62.75608
-0.00088	2.609	1.24E-03	0	-237403	-22915	49116	0	-211201	2.87E-05	7695634	0.002872	76.95634
-0.00108	5.4603	1.79E-03	0	-254454	-26716	69962	0	-211208	3.88E-05	9022057	0.003877	90.22057
-0.00130	7.4932	2.42E-03	0	-272148	-30733	91696	0	-211185	5.03E-05	10314647	0.005026	103.14647
-0.00151	9.5025	3.17E-03	0	-279535	-33791	102082	0	-211244	6.32E-05	10847610	0.006319	108.4761
-0.00173	11.0248	4.01E-03	0	-287481	-36967	113238	0	-211210	7.76E-05	11350329	0.007755	113.50329
-0.00196	12.3094	4.95E-03	0	-292957	-39922	121695	0	-211183	9.33E-05	11689810	0.009334	116.8981
-0.00221	13.3235	5.97E-03	0	-298028	-43013	129857	0	-211185	1.11E-04	11995449	0.01106	119.95449
-0.00249	14.0817	7.08E-03	0	-302832	-45461	137076	0	-211217	1.29E-04	12215276	0.01292	122.15276
-0.00280	14.6164	8.26E-03	0	-307726	-48027	144574	0	-211179	1.49E-04	12408919	0.01493	124.08919
-0.00311	15.1559	9.54E-03	0	-309189	-50528	148476	0	-211241	1.71E-04	12511303	0.01709	125.11303
-0.00342	15.6986	1.09E-02	0	-308227	-52930	150005	0	-211152	1.94E-04	12549666	0.01939	125.49666
-0.00375	16.1443	1.24E-02	0	-307538	-55500	151777	0	-211261	2.18E-04	12595936	0.02183	125.95936
-0.00478	13.7365	1.33E-02	0	-302154	-57174	148118	0	-211210	2.44E-04	11725512	0.02441	117.25512
-0.00527	13.9212	1.48E-02	0	-305468	-57174	151485	0	-211157	2.71E-04	11885651	0.02714	118.85651
-0.00578	14.0686	1.64E-02	0	-308710	-57174	154729	0	-211155	3.00E-04	12040318	0.03001	120.40318
-0.00632	14.1849	1.81E-02	0	-311790	-57174	157809	0	-211155	3.30E-04	12184928	0.03303	121.84928
-0.00690	14.2654	1.99E-02	0	-314895	-57174	160915	0	-211154	3.62E-04	12327307	0.03619	123.27307
-0.00752	14.3004	2.17E-02	0	-318320	-57174	164340	0	-211155	3.95E-04	12479752	0.03949	124.79752
-0.00817	14.31	2.36E-02	0	-321618	-57174	167508	0	-211285	4.29E-04	12621209	0.04294	126.21209
-0.00885	14.3098	2.56E-02	0	-324461	-57174	170480	0	-211155	4.65E-04	12745977	0.04653	127.45977
-0.00957	14.2854	2.76E-02	0	-327245	-57174	173155	0	-211264	5.03E-04	12861143	0.05026	128.61143
-0.01030	14.2501	2.97E-02	0	-329694	-57174	175595	0	-211273	0.0005414	12962303	0.05414	129.62303

INCORPORACIÓN DEL CORTANTE EN EL DIAGRAMA M-φ

L=3.80m

φ (rad/m)	M (t-m)
0	283.047
0.0170807	283.047
0.0398549	229.529
0.1	229.529

FRACTURA DEL REFUERZON TRANSVERSAL

0.0068633 cuantia volumetrica
 0.015 def. max. concreto

PANDEO DE LA BARRA LONGITUDINAL

s 10
 db 2.54
 s/db 3.9370079
 lw 0.6746
 ep* 0.0470866
 φu* 0.0697993

CONSTRUCCION DE LA BILINEAL

rad/cm rad/m
 M'y 9576066 95.76066
 φ'y 0.000044 0.00437
 Maci(ec=0.003) 12476406.8 124.76407
 φy 0.005694

-0.01110	14.203	3.19E-02	0	-331878	-57174	177788	0	-211265	0.0005816	13051270	0.05816	130.5127	φ (rad/m)	M (t-m)
-0.01200	14.1454	3.42E-02	0	-333804	-57174	179724	0	-211254	0.0006232	13128557	0.06232	131.28557	0	0
-0.01280	14.0789	3.65E-02	0	-335476	-57174	181408	0	-211243	0.0006663	13194831	0.06663	131.94831	0.005694	124.76407
-0.01370	14.0051	3.89E-02	0	-336894	-57174	182837	0	-211231	0.0007108	13250400	0.07108	132.504	0.06663	131.94831
-0.01470	13.9252	4.13E-02	0	-338066	-57174	184021	0	-211220	0.0007568	13296284	0.07568	132.96284		
-0.01570	13.8396	4.38E-02	0	-339016	-57174	184986	0	-211204	0.0008042	13333109	0.08042	133.33109		
-0.01670	13.7485	4.64E-02	0	-339767	-57174	185752	0	-211189	0.000853	13362140	0.0853	133.6214		
-0.01780	13.6381	4.91E-02	0	-340627	-57457	186930	0	-211154	0.0009033	13397223	0.09033	133.97223		
-0.01890	13.5462	5.18E-02	0	-340849	-58504	188264	0	-211088	0.000955	13438539	0.0955	134.38539		
-0.02110	12.4366	5.35E-02	0	-326278	-70848	186032	0	-211094	0.001008	12909822	0.1008	129.09822		
-0.02350	11.2316	5.52E-02	0	-312411	-84091	185441	0	-211061	0.001063	12390453	0.1063	123.90453		
-0.03420	2.7861	4.86E-02	0	-296739	-95937	181602	0	-211074	0.001119	9678194	0.1119	96.78194		
-0.03820	0.8818	4.89E-02	0	-282268	-99663	170735	0	-211196	0.001176	8974337	0.1176	89.74337		
-0.04070	0.3775	5.07E-02	0	-270157	-101606	160628	0	-211136	0.001235	8728136	0.1235	87.28136		
-0.04320	7.34E-03	0.0527	0	-257578	-103276	149710	0	-211144	0.001295	8524558	0.1295	85.24558		
-0.04570	-0.3121	0.0548	0	-245857	-104792	139445	0	-211204	0.001357	8355082	0.1357	83.55082		
-0.04820	-0.5833	0.0569	0	-234919	-106159	129953	0	-211125	0.00142	8214490	0.142	82.1449		
-0.05070	-0.8364	0.0591	0	-223867	-114418	127197	0	-211087	0.001485	8092208	0.1485	80.92208		
-0.05330	-1.0612	0.0614	0	-213279	-125555	127684	0	-211150	0.001551	7987871	0.1551	79.87871		
-0.05600	-1.2483	0.0638	0	-203569	-135737	128128	0	-211178	0.001618	7900844	0.1618	79.00844		
-0.05860	-1.4039	0.0662	0	-194615	-145065	128531	0	-211149	0.001687	7827659	0.1687	78.27659		
-0.06130	-1.5367	0.0688	0	-186304	-153826	128884	0	-211246	0.001758	7764572	0.1758	77.64572		
-0.06420	-1.7698	0.0712	0	-178367	-161889	129142	0	-211115	0.00183	7688833	0.183	76.88833		

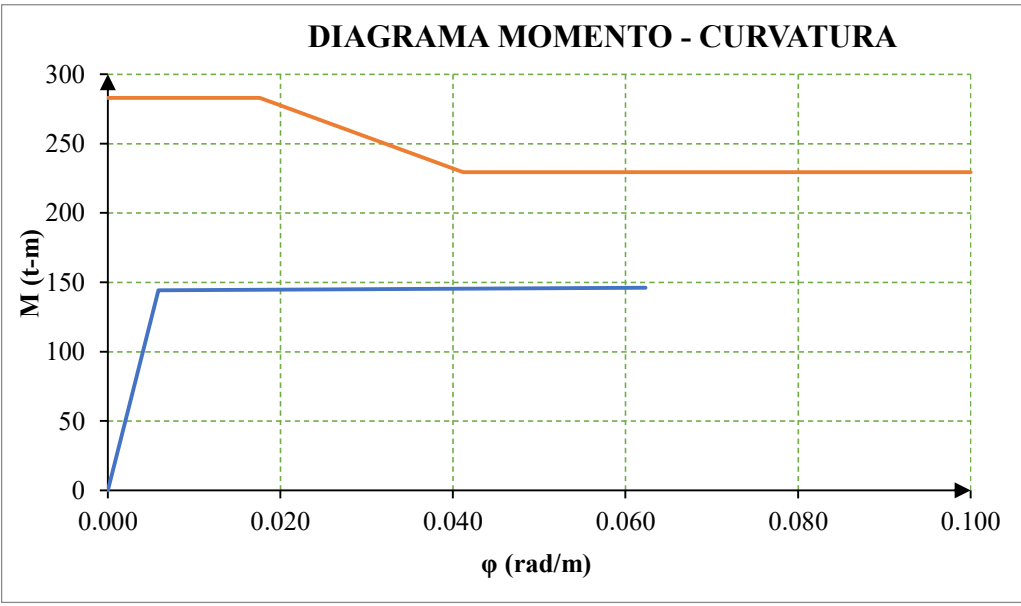
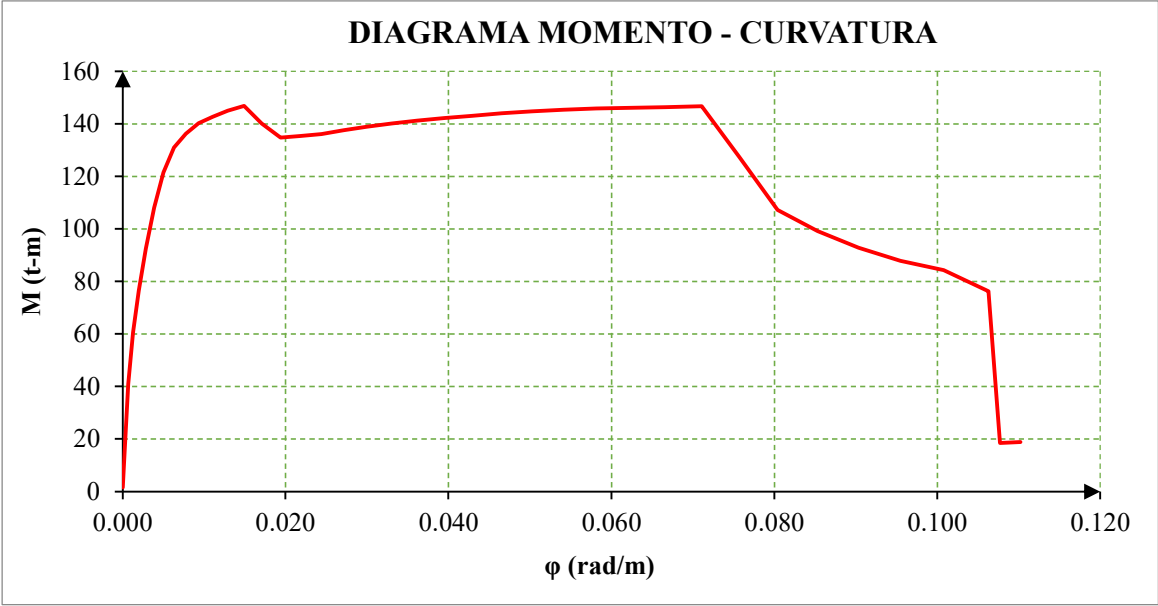
DIAGRAMA MOMENTO CURVATURA DE LA COLUMNA C-3 (90° Y 180°) AL 50% DE CARGA AXIAL

MOMENT CURVATURE (M-f) GRAPH - Kgf, cm, C

Axial Load = -351919.3
 Moment Angle = 90

Results For Exact-Integration

fy(Initial) = 4.885E-05
 My = 11976899
 fmax = 1.102E-03
 Mmax = 1878656
 fconcrete = 1.589E-04
 Mconcrete = 14385807
 fsteel = N/A
 Msteel = N/A



kgf-cm											T-m	
Concrete Str	Neutral Axi	Steel Strain	Tendon Stra	Concrete Cd	Steel Comp	Steel Tensid	Prestress Fc	Net Force	Curvature	Moment	Curvature	Moment
-0.00028	0	-2.83E-04	0	-321236	-30802	0	0	-352038	0	1.55E+05	0	1.54551
-0.00038	-99.4503	-1.69E-04	0	-322624	-29237	0	0	-351861	2.87E-06	1558449	0.0002872	15.58449
-0.00053	-40.5697	6.96E-07	0	-324759	-27167	21.7007	0	-351905	7.18E-06	4088502	0.000718	40.88502
-0.00070	-20.8652	2.56E-04	0	-330762	-29165	7980.6814	0	-351946	1.29E-05	6052091	0.001292	60.52091
-0.00089	-10.7769	6.01E-04	0	-341034	-31951	21042	0	-351943	2.01E-05	7645738	0.00201	76.45738
-0.00110	-4.9266	1.03E-03	0	-354621	-34568	37248	0	-351942	2.87E-05	9238994	0.002872	92.38994
-0.00133	-1.0727	1.54E-03	0	-370667	-36817	55511	0	-351973	3.88E-05	10806617	0.003877	108.06617
-0.00159	1.7673	2.13E-03	0	-385025	-41712	74780	0	-351957	5.03E-05	12140725	0.005026	121.40725
-0.00185	4.0454	2.83E-03	0	-395072	-46946	90020	0	-351998	6.32E-05	13097031	0.006319	130.97031
-0.00213	5.9294	3.61E-03	0	-400864	-50700	99570	0	-351994	7.76E-05	13615701	0.007755	136.15701
-0.00243	7.3054	4.48E-03	0	-407245	-53466	108725	0	-351986	9.33E-05	14019935	0.009334	140.19935
-0.00276	8.381	5.42E-03	0	-411373	-56422	115843	0	-351952	1.11E-04	14268157	0.01106	142.68157
-0.00312	9.2026	6.45E-03	0	-415730	-59686	123481	0	-351935	1.29E-04	14495926	0.01292	144.95926
-0.00351	9.8587	7.55E-03	0	-419735	-62568	130289	0	-352014	1.49E-04	14685663	0.01493	146.85663
-0.00417	8.9514	8.48E-03	0	-418579	-64957	131529	0	-352006	1.71E-04	14012089	0.01709	140.12089
-0.00487	8.2077	9.48E-03	0	-417313	-67502	132858	0	-351957	1.94E-04	13465378	0.01939	134.65378
-0.00542	8.4918	1.07E-02	0	-421507	-68158	137679	0	-351986	2.18E-04	13534512	0.02183	135.34512
-0.00601	8.7022	1.21E-02	0	-425767	-68925	142768	0	-351924	2.44E-04	13608516	0.02441	136.08516
-0.00664	8.8651	1.34E-02	0	-429601	-69778	147402	0	-351977	2.71E-04	13751850	0.02714	137.5185
-0.00729	9.0524	1.49E-02	0	-431407	-70528	150006	0	-351929	3.00E-04	13884762	0.03001	138.84762
-0.00797	9.1945	1.65E-02	0	-433036	-71382	152495	0	-351923	3.30E-04	14006302	0.03303	140.06302
-0.00870	9.2969	1.81E-02	0	-434481	-72355	154828	0	-352008	3.62E-04	14114661	0.03619	141.14661
-0.00946	9.3718	1.98E-02	0	-435561	-73431	157059	0	-351934	3.95E-04	14209411	0.03949	142.09411
-0.01030	9.3751	2.15E-02	0	-437391	-74127	159496	0	-352022	4.29E-04	14301781	0.04294	143.01781
-0.01120	9.3415	2.33E-02	0	-439222	-74940	162131	0	-352031	4.65E-04	14390192	0.04653	143.90192
-0.01210	9.2864	2.51E-02	0	-440773	-75850	164601	0	-352023	5.03E-04	14464699	0.05026	144.64699
-0.01310	9.2121	2.70E-02	0	-442058	-76866	166913	0	-352010	0.0005414	14526297	0.05414	145.26297

INCORPORACIÓN DEL CORTANTE EN EL DIAGRAMA M-φ

L=3.80m

φ (rad/m)	M (t-m)
0	283.047
0.0176452	283.047
0.0411721	229.529
0.1	229.529

FRACTURA DEL REFUERZON TRANSVERSAL

0.0068633 cuantia volumetrica
 0.015 def. max. concreto

PANDEO DE LA BARRA LONGITUDINAL

s 10
 db 2.54
 s/db 3.9370079
 lw 0.6746
 ep* 0.0470866
 φu* 0.0697993

CONSTRUCCION DE LA BILINEAL

rad/cm rad/m
 M'y 11976899 119.76899
 φ'y 0.000049 0.004885
 Maci(ec=0.003) 14420635.7 144.20636
 φy 0.005882

-0.01410	9.1235	2.90E-02	0	-443035	-77985	169074	0	-351946	0.0005816	14575354	0.05816	145.75354	φ (rad/m)	M (t-m)
-0.01520	8.9895	3.09E-02	0	-444412	-78580	171060	0	-351933	0.0006232	14609019	0.06232	146.09019	0	0
-0.01630	8.8197	3.30E-02	0	-446002	-78851	172885	0	-351968	0.0006663	14632339	0.06663	146.32339	0.005882	144.20636
-0.01750	8.6814	3.51E-02	0	-446476	-80067	174604	0	-351940	0.0007108	14664369	0.07108	146.64369	0.06232	146.09019
-0.02180	4.5335	3.42E-02	0	-439153	-85982	173317	0	-351819	0.0007568	12733666	0.07568	127.33666		
-0.02600	0.9945	3.35E-02	0	-413304	-90516	152006	0	-351814	0.0008042	10711388	0.08042	107.11388		
-0.02850	-0.0447	3.47E-02	0	-389613	-92606	130368	0	-351851	0.000853	9908420	0.0853	99.0842		
-0.03090	-0.9226	3.59E-02	0	-367138	-101180	116413	0	-351905	0.0009033	9272188	0.09033	92.72188		
-0.03340	-1.6673	3.72E-02	0	-345341	-123810	117226	0	-351925	0.000955	8772114	0.0955	87.72114		
-0.03580	-2.2142	3.88E-02	0	-327412	-142741	118138	0	-352015	0.001008	8420536	0.1008	84.20536		
-0.03990	-4.2453	3.87E-02	0	-309097	-160221	117522	0	-351796	0.001063	7623578	0.1063	76.23578		
-0.07910	-40.1486	5.58E-04	0	-141122	-228087	17393	0	-351815	0.001077	1843260	0.1077	18.4326		
-0.08100	-40.2338	4.77E-04	0	-137936	-228724	14869	0	-351792	0.001102	1878656	0.1102	18.78656		

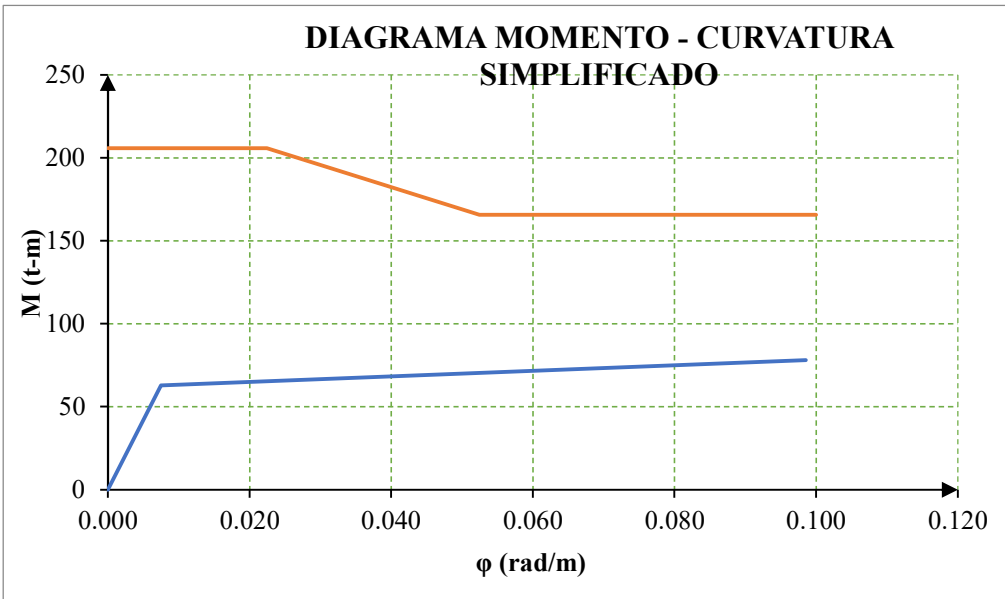
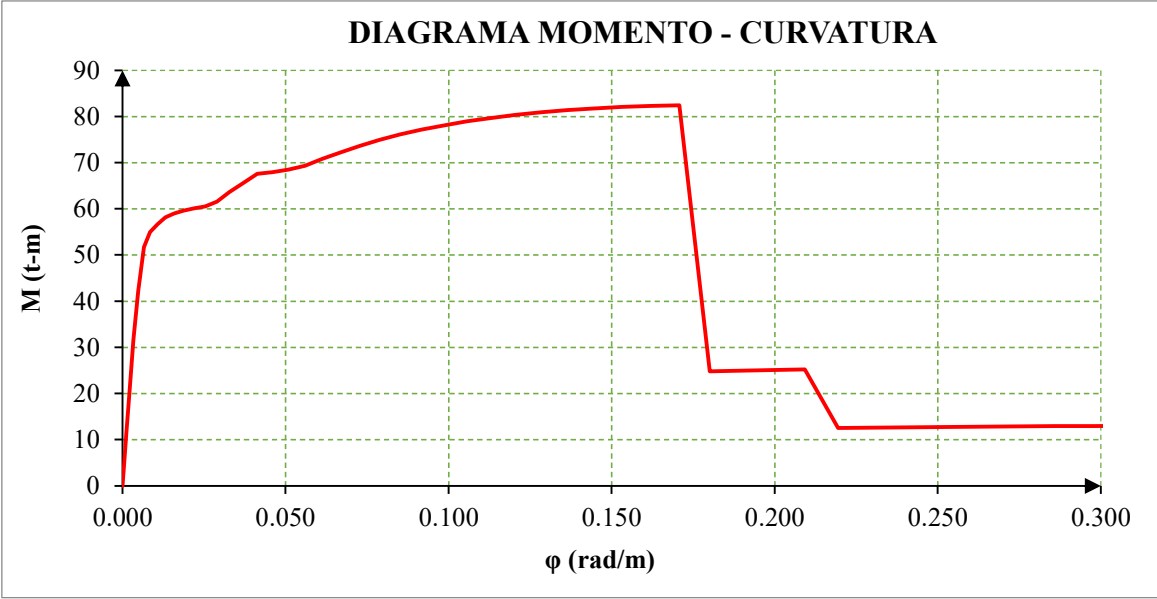
DIAGRAMA MOMENTO CURVATURA DE LA COLUMNA C-5 (0° Y 180°)

MOMENT CURVATURE (M-f) GRAPH - Kgf, cm, C

Axial Load = 0
 Moment Angle = 0

Results For Exact-Integration

fy(Initial) = 5.327E-05
 My = 4472589
 fmax = 3.100E-03
 Mmax = 1297999
 fconcrete = 4.124E-04
 Mconcrete = 6754931
 fsteel = 1.725E-03
 Msteel = 7224164



kgf-cm											T-m	
Concrete St	Neutral Axi	Steel Strain	Tendon Stra	Concrete Cd	Steel Comp	Steel Tensid	Prestress Fd	Net Force	Curvature	Moment	Curvature	Moment
0.000000	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
-0.000075	14.5134	1.87E-04	0	-8402	-1920	10247	0	-74.5255	4.87E-06	458088	0.0004867	4.58088
-0.000188	14.5122	4.69E-04	0	-20801	-4799	25615	0	15.4311	1.22E-05	1139572	0.001217	11.39572
-0.000342	14.4062	8.41E-04	0	-37189	-8735	45933	0	8.8235	2.19E-05	2042236	0.00219	20.42236
-0.000536	14.2578	1.30E-03	0	-57266	-13799	71069	0	3.968	3.41E-05	3156606	0.003407	31.56606
-0.000754	14.5134	1.87E-03	0	-76424	-19195	95608	0	-10.8955	4.87E-05	4214478	0.004867	42.14478
-0.000989	14.9454	2.56E-03	0	-93613	-24733	118278	0	-67.667	6.57E-05	5168707	0.00657	51.68707
-0.001190	16.0286	3.41E-03	0	-100706	-28225	128898	0	-32.955	8.52E-05	5494803	0.008516	54.94803
-0.001384	17.071	4.40E-03	0	-104444	-30843	135213	0	-73.6816	1.07E-04	5662393	0.01071	56.62393
-0.001593	17.8744	5.50E-03	0	-108187	-33463	141624	0	-26.2866	1.31E-04	5814884	0.01314	58.14884
-0.001801	18.6131	6.74E-03	0	-110058	-35422	145428	0	-51.847	1.58E-04	5896241	0.01582	58.96241
-0.002021	19.211	8.10E-03	0	-111678	-37304	148962	0	-20.2254	1.87E-04	5959621	0.01874	59.59621
-0.002253	19.7109	9.57E-03	0	-112750	-39050	151768	0	-32.1565	2.19E-04	6010052	0.0219	60.10052
-0.002503	20.1078	1.12E-02	0	-113451	-40949	154389	0	-10.8299	2.53E-04	6051097	0.02531	60.51097
-0.002789	20.3665	1.28E-02	0	-114638	-43740	158424	0	46.055	2.90E-04	6150716	0.02896	61.50716
-0.003105	20.5468	1.46E-02	0	-115709	-47159	162868	0	-0.7687	3.29E-04	6360857	0.03285	63.60857
-0.003441	20.6966	1.65E-02	0	-116215	-50794	167002	0	-6.3032	3.70E-04	6555699	0.03699	65.55699
-0.003810	20.7887	1.85E-02	0	-116442	-55225	171647	0	-19.2698	4.14E-04	6760664	0.04137	67.60664
-0.004523	20.1646	2.03E-02	0	-106364	-69138	175480	0	-22.1949	4.60E-04	6788705	0.04599	67.88705
-0.005293	19.5926	2.22E-02	0	-100105	-78978	179076	0	-7.0731	5.09E-04	6845439	0.05086	68.45439
-0.006071	19.1531	2.42E-02	0	-96932	-85626	182538	0	-19.7509	5.60E-04	6932831	0.05597	69.32831
-0.006692	19.0872	2.64E-02	0	-100490	-85626	186120	0	3.7966	6.13E-04	7081332	0.06132	70.81332
-0.007352	19.0134	2.88E-02	0	-104090	-85626	189661	0	-54.4907	6.69E-04	7224354	0.06692	72.24354
-0.008055	18.9286	3.12E-02	0	-107770	-85626	193393	0	-3.0301	7.28E-04	7362944	0.07276	73.62944
-0.008792	18.8484	3.38E-02	0	-111214	-85626	196837	0	-2.6741	7.88E-04	7490588	0.07884	74.90588
-0.009561	18.7735	3.64E-02	0	-114390	-85626	200014	0	-2.4963	8.52E-04	7607059	0.08516	76.07059
-0.010400	18.6992	3.92E-02	0	-117387	-85626	202915	0	-97.0636	0.0009173	7713884	0.09173	77.13884

INCORPORACIÓN DEL CORTANTE EN EL DIAGRAMA M-φ
 L=3.80m

φ (rad/m)	M (t-m)
0	205.904
0.0224785	205.904
0.0524498	165.766
0.1	165.766

FRACTURA DEL REFUERZON TRANSVERSAL
 cuantia volumetrica
 def. max. concreto

s	10
db	2.54
s/db	3.9370079
lw	0.4746
ep*	0.0470866
φu*	0.0992133

PANDEO DE LA BARRA LONGITUDINAL
 s
 db
 s/db
 lw
 ep*
 φu*

CONSTRUCCION DE LA BILINEAL
 rad/cm
 rad/m
 M'y
 φ'y
 Maci(ec=0.003)
 φy

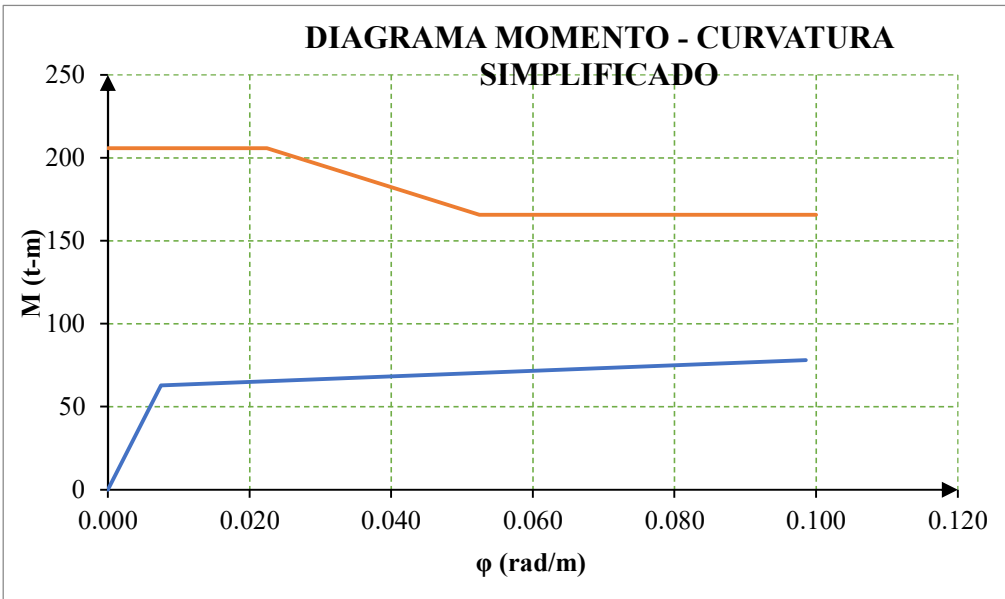
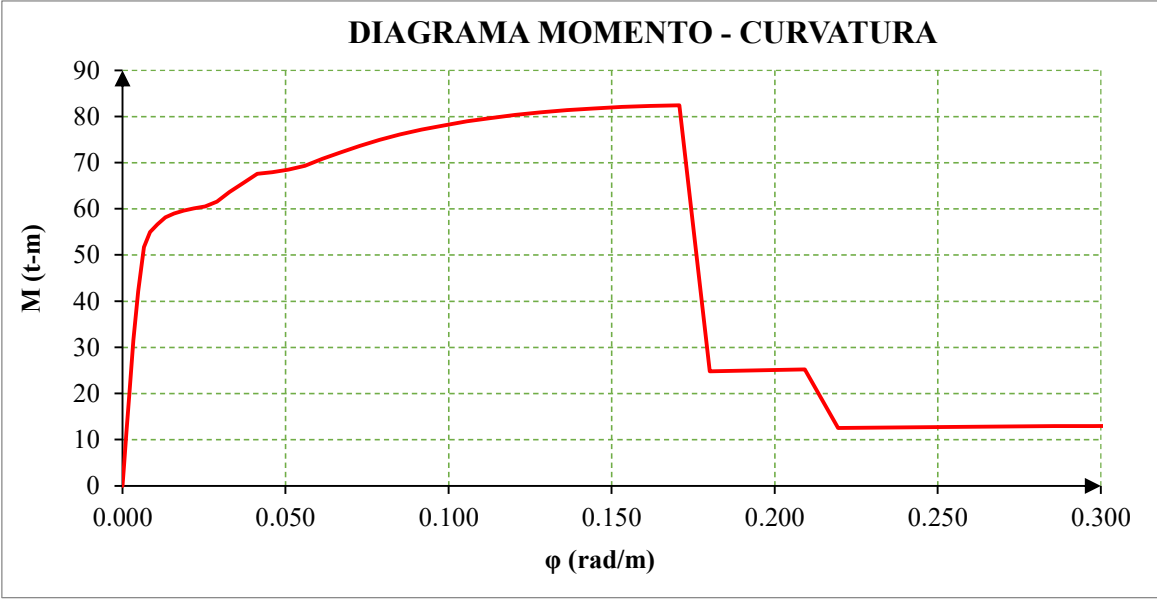
DIAGRAMA MOMENTO CURVATURA DE LA COLUMNA C-5 (0° Y 180°)

MOMENT CURVATURE (M-f) GRAPH - Kgf, cm, C

Axial Load = 0
 Moment Angle = 0

Results For Exact-Integration

fy(Initial) = 5.327E-05
 My = 4472589
 fmax = 3.100E-03
 Mmax = 1297999
 fconcrete = 4.124E-04
 Mconcrete = 6754931
 fsteel = 1.725E-03
 Msteel = 7224164



kgf-cm											T-m		φ (rad/m)	M (t-m)
Concrete St	Neutral Axi	Steel Strain	Tendon Stra	Concrete Cd	Steel Comp	Steel Tensid	Prestress Fd	Net Force	Curvature	Moment	Curvature	Moment		
-0.011200	18.638	4.20E-02	0	-119953	-85626	205575	0	-2.9305	0.0009855	7806758	0.09855	78.06758		
-0.012100	18.5722	4.50E-02	0	-122442	-85626	207974	0	-93.0333	0.001056	7892558	0.1056	78.92558	0	0
-0.013000	18.5187	4.80E-02	0	-124523	-85626	210146	0	-2.5082	0.001129	7965311	0.1129	79.65311	0.007493	62.910317
-0.013900	18.4608	5.11E-02	0	-126535	-85626	212081	0	-78.9487	0.001204	8031605	0.1204	80.31605	0.09855	78.06758
-0.014900	18.4096	5.44E-02	0	-128266	-85626	213800	0	-91.5734	0.001282	8087796	0.1282	80.87796		
-0.015900	18.363	0.0577	0	-129769	-85626	215306	0	-89.0675	0.001363	8135040	0.1363	81.3504		
-0.016900	18.3201	0.0612	0	-131069	-85626	216611	0	-83.9031	0.001445	8174131	0.1445	81.74131		
-0.017900	18.2813	0.0647	0	-132172	-85626	217720	0	-78.2639	0.001531	8205403	0.1531	82.05403		
-0.019000	18.2463	0.0684	0	-133091	-85626	218643	0	-72.8521	0.001618	8229317	0.1618	82.29317		
-0.020100	18.2157	0.0721	0	-133826	-85626	219385	0	-67.3202	0.001708	8246087	0.1708	82.46087		
-0.012200	23.2236	0.085	0	-39911	-58116	98096	0	69.2873	0.001801	2476726	0.1801	24.76726		
-0.012800	23.2501	0.0896	0	-39845	-59093	98945	0	7.9482	0.001896	2493793	0.1896	24.93793		
-0.013400	23.2771	0.0942	0	-39745	-59891	99717	0	81.4444	0.001993	2505634	0.1993	25.05634		
-0.014000	23.3016	0.099	0	-39660	-60757	100408	0	-9.194	0.002093	2519346	0.2093	25.19346		
-0.013900	23.6626	0.1046	0	-34856	-30786	65577	0	-65.8459	0.002195	1248049	0.2195	12.48049		
-0.014500	23.6739	0.1096	0	-34982	-31172	66141	0	-12.9498	0.002299	1255663	0.2299	12.55663		
-0.015200	23.6844	0.1148	0	-35101	-31579	66662	0	-17.8003	0.002407	1263839	0.2407	12.63839		
-0.015900	23.6945	0.12	0	-35208	-31959	67143	0	-24.063	0.002516	1271286	0.2516	12.71286		
-0.016500	23.7043	0.1254	0	-35302	-32311	67581	0	-31.919	0.002628	1277971	0.2628	12.77971		
-0.017200	23.7137	0.1308	0	-35386	-32637	67981	0	-41.3711	0.002742	1283960	0.2742	12.8396		
-0.017900	23.7229	0.1364	0	-35458	-32938	68343	0	-52.4516	0.002859	1289274	0.2859	12.89274		
-0.018700	23.7318	0.1422	0	-35520	-33212	68667	0	-65.8364	0.002978	1293925	0.2978	12.93925		
-0.019400	23.7403	0.148	0	-35574	-33465	68956	0	-82.6137	0.0031	1297999	0.31	12.97999		

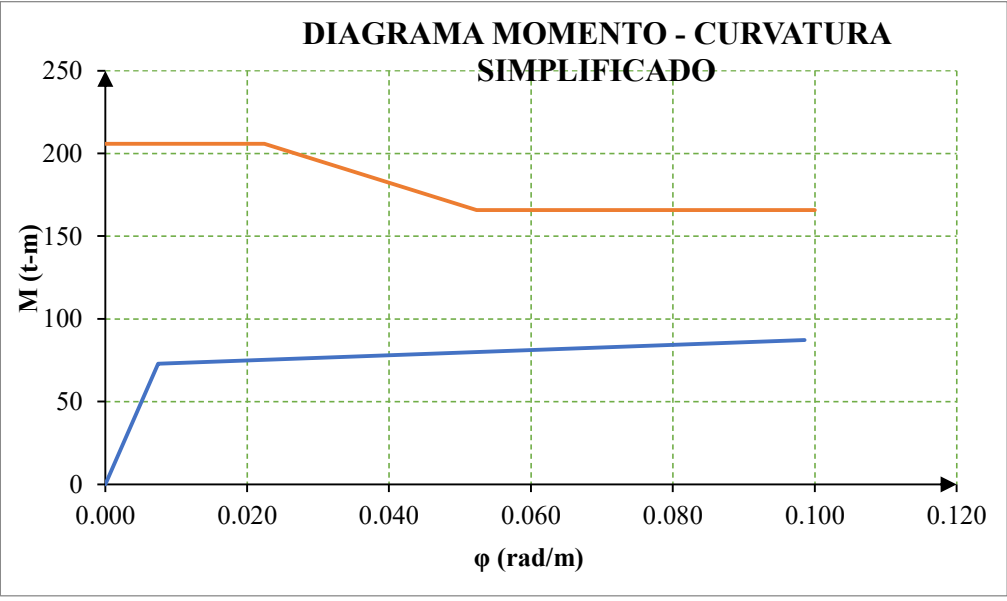
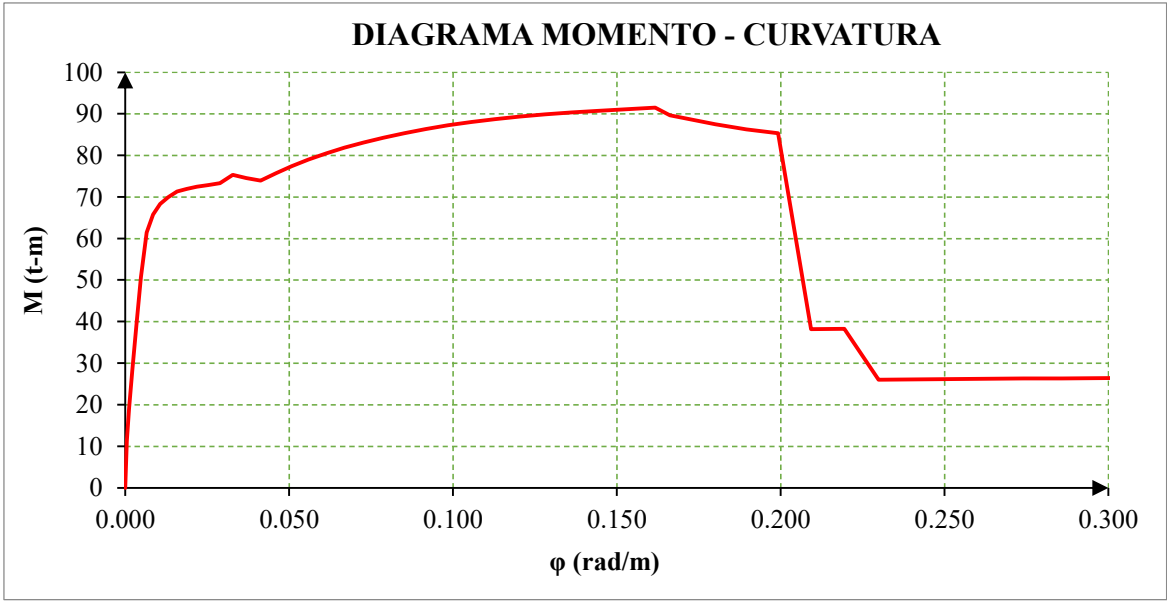
DIAGRAMA MOMENTO CURVATURA DE LA COLUMNA C-5 (0° Y 180°) AL 10% DE CARGA AXIAL

MOMENT CURVATURE (M-f) GRAPH - Kgf, cm, C

Axial Load = -56463.09
 Moment Angle = 0

Results For Exact-Integration

fy(Initial) = 5.816E-05
 My = 5666145
 fmax = 3.100E-03
 Mmax = 2644662
 fconcrete = 3.312E-04
 Mconcrete = 7528255
 fsteel = 2.000E-03
 Msteel = 8186717



kgf-cm											T-m	
Concrete St	Neutral Axi	Steel Strain	Tendon Stra	Concrete Cd	Steel Compl	Steel Tensid	Prestress Fd	Net Force	Curvature	Moment	Curvature	Moment
-0.00006	0	-5.68E-05	0	-49789	-6700	0	0	-56490	0	9.10E-13	0	9.095E-18
-0.00019	-8.3852	7.60E-05	0	-51719	-8174	3363.3002	0	-56530	4.87E-06	1131145	0.0004867	11.31145
-0.00032	3.295	3.32E-04	0	-61210	-11700	16426	0	-56483	1.22E-05	1905050	0.001217	19.0505
-0.00049	7.5238	6.90E-04	0	-75947	-16137	35565	0	-56519	2.19E-05	2817665	0.00219	28.17665
-0.00070	9.5276	1.14E-03	0	-94760	-21473	59745	0	-56489	3.41E-05	3919977	0.003407	39.19977
-0.00093	10.7935	1.69E-03	0	-114411	-27401	85308	0	-56504	4.87E-05	5063481	0.004867	50.63481
-0.00120	11.7678	2.35E-03	0	-132783	-33588	109882	0	-56488	6.57E-05	6144293	0.00657	61.44293
-0.00143	13.1979	3.17E-03	0	-139797	-38247	121576	0	-56468	8.52E-05	6574520	0.008516	65.7452
-0.00167	14.4355	4.12E-03	0	-143874	-42572	129910	0	-56537	1.07E-04	6833115	0.01071	68.33115
-0.00191	15.4997	5.19E-03	0	-145821	-46434	135759	0	-56497	1.31E-04	6991413	0.01314	69.91413
-0.00216	16.339	6.38E-03	0	-147401	-50374	141263	0	-56512	1.58E-04	7126847	0.01582	71.26847
-0.00242	17.0861	7.70E-03	0	-146966	-53854	144351	0	-56469	1.87E-04	7189894	0.01874	71.89894
-0.00270	17.6583	9.12E-03	0	-146393	-57736	147666	0	-56464	2.19E-04	7244319	0.0219	72.44319
-0.00301	18.1244	1.07E-02	0	-145355	-61814	150767	0	-56402	2.53E-04	7288093	0.02531	72.88093
-0.00333	18.4985	1.23E-02	0	-144206	-65617	153354	0	-56469	2.90E-04	7330747	0.02896	73.30747
-0.00375	18.5964	1.40E-02	0	-146430	-69368	159422	0	-56376	3.29E-04	7533355	0.03285	75.33355
-0.00456	17.6606	1.54E-02	0	-137501	-81106	162140	0	-56468	3.70E-04	7456102	0.03699	74.56102
-0.00552	16.6642	1.68E-02	0	-134729	-85626	163906	0	-56449	4.14E-04	7394852	0.04137	73.94852
-0.00617	16.5861	1.87E-02	0	-139978	-85626	169239	0	-56364	4.60E-04	7566884	0.04599	75.66884
-0.00687	16.4839	2.06E-02	0	-145445	-85626	174604	0	-56467	5.09E-04	7742233	0.05086	77.42233
-0.00762	16.3899	2.26E-02	0	-150468	-85626	179591	0	-56502	5.60E-04	7904531	0.05597	79.04531
-0.00837	16.3499	2.47E-02	0	-154107	-85626	183256	0	-56476	6.13E-04	8049983	0.06132	80.49983
-0.00917	16.3032	2.70E-02	0	-157555	-85626	186645	0	-56536	6.69E-04	8185101	0.06692	81.85101
-0.01000	16.2577	2.93E-02	0	-160661	-85626	189811	0	-56475	7.28E-04	8307596	0.07276	83.07596
-0.01090	16.1901	3.17E-02	0	-163901	-85626	192964	0	-56562	7.88E-04	8425041	0.07884	84.25041
-0.01180	16.1106	3.42E-02	0	-167081	-85626	196240	0	-56467	8.52E-04	8534566	0.08516	85.34566
-0.01280	16.0253	3.67E-02	0	-170092	-85626	199252	0	-56466	0.0009173	8634520	0.09173	86.3452

INCORPORACIÓN DEL CORTANTE EN EL DIAGRAMA M-φ
 L=3.80m

φ (rad/m)	M (t-m)
0	205.904
0.0224403	205.904
0.0523607	165.766
0.1	165.766

FRACTURA DEL REFUERZON TRANSVERSAL
 cuantia volumetrica
 def. max. concreto

0.0080467	0.017

PANDEO DE LA BARRA LONGITUDINAL
 s 10
 db 2.54
 s/db 3.9370079
 lw 0.4746
 ep* 0.0470866
 φu* 0.0992133

CONSTRUCCION DE LA BILINEAL
 rad/cm rad/m
 M'y 5666145 56.66145
 φ'y 0.000058 0.005816
 Maci(ec=0.003) 7287368.3 72.873683
 φy 0.007480

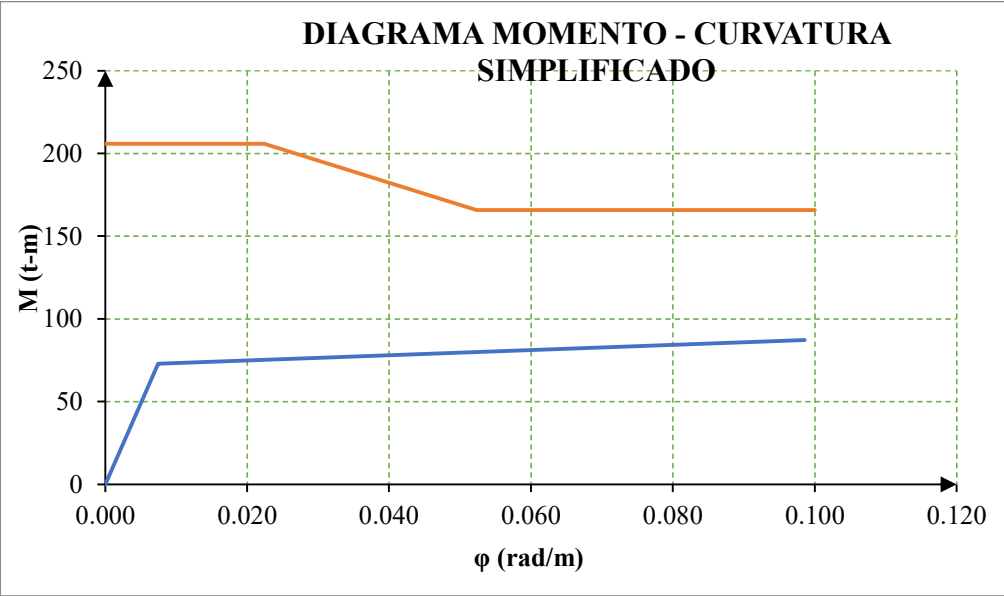
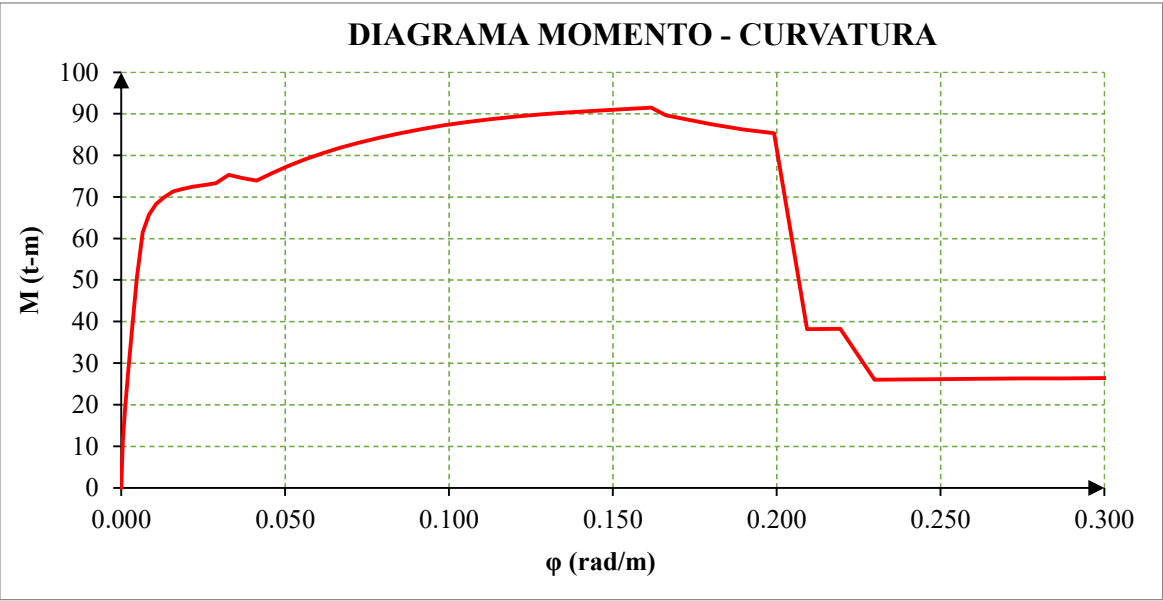
DIAGRAMA MOMENTO CURVATURA DE LA COLUMNA C-5 (0° Y 180°) AL 10% DE CARGA AXIAL

MOMENT CURVATURE (M-f) GRAPH - Kgf, cm, C

Axial Load = -56463.09
 Moment Angle = 0

Results For Exact-Integration

fy(Initial) = 5.816E-05
 My = 5666145
 fmax = 3.100E-03
 Mmax = 2644662
 fconcrete = 3.312E-04
 Mconcrete = 7528255
 fsteel = 2.000E-03
 Msteel = 8186717



kgf-cm											T-m		φ (rad/m)	M (t-m)
Concrete St	Neutral Axi	Steel Strain	Tendon Stra	Concrete Cd	Steel Compl	Steel Tensid	Prestress Fd	Net Force	Curvature	Moment	Curvature	Moment		
-0.01390	15.9346	3.94E-02	0	-172940	-85626	202012	0	-56553	0.0009855	8725355	0.09855	87.25355		
-0.01490	15.8519	4.21E-02	0	-175380	-85626	204540	0	-56466	0.001056	8803330	0.1056	88.0333	0	0
-0.01610	15.7608	4.49E-02	0	-177745	-85626	206829	0	-56542	0.001129	8874159	0.1129	88.74159	0.007480	72.873683
-0.01730	15.6728	4.78E-02	0	-179830	-85626	208904	0	-56552	0.001204	8934960	0.1204	89.3496	0.09855	87.25355
-0.01850	15.5859	5.08E-02	0	-181692	-85626	210770	0	-56548	0.001282	8986973	0.1282	89.86973		
-0.01980	15.5016	5.38E-02	0	-183320	-85626	212437	0	-56509	0.001363	9030331	0.1363	90.30331		
-0.02100	15.4426	5.70E-02	0	-184321	-86048	213938	0	-56432	0.001445	9069732	0.1445	90.69732		
-0.02230	15.4308	6.04E-02	0	-184340	-87488	215296	0	-56532	0.001531	9114658	0.1531	91.14658		
-0.02350	15.4502	6.38E-02	0	-183701	-89280	216493	0	-56488	0.001618	9154296	0.1618	91.54296		
-0.02570	14.5462	0.0641	0	-179031	-93591	216206	0	-56415	0.001663	8967113	0.1663	89.67113		
-0.03010	13.295	0.0672	0	-171766	-100408	215754	0	-56420	0.001801	8747655	0.1801	87.47655		
-0.03260	12.8009	0.0698	0	-163167	-103573	210281	0	-56459	0.001896	8621997	0.1896	86.21997		
-0.03490	12.4908	0.0727	0	-155198	-106059	204842	0	-56414	0.001993	8533756	0.1993	85.33756		
-0.01740	21.6625	0.0956	0	-69529	-85626	98655	0	-56499	0.002093	3814310	0.2093	38.1431		
-0.01830	21.6453	0.1002	0	-70154	-85626	99310	0	-56470	0.002195	3823012	0.2195	38.23012		
-0.01600	23.0503	0.1082	0	-44304	-77790	65591	0	-56503	0.002299	2600868	0.2299	26.00868		
-0.01670	23.0764	0.1133	0	-44096	-78592	66147	0	-56540	0.002407	2610489	0.2407	26.10489		
-0.01740	23.1035	0.1185	0	-43849	-79272	66664	0	-56457	0.002516	2616462	0.2516	26.16462		
-0.01810	23.1286	0.1239	0	-43615	-79980	67140	0	-56455	0.002628	2623573	0.2628	26.23573		
-0.01880	23.153	0.1293	0	-43375	-80655	67574	0	-56456	0.002742	2629990	0.2742	26.2999		
-0.01950	23.1777	0.1349	0	-43114	-81240	67969	0	-56385	0.002859	2633939	0.2859	26.33939		
-0.02030	23.1993	0.1406	0	-42886	-81933	68326	0	-56493	0.002978	2641450	0.2978	26.4145		
-0.02100	23.2222	0.1464	0	-42622	-82475	68645	0	-56452	0.0031	2644662	0.31	26.44662		

DIAGRAMA MOMENTO CURVATURA DE LA COLUMNA C-5 (0° Y 180°) AL 30% DE CARGA AXIAL

MOMENT CURVATURE (M-f) GRAPH - Kgf, cm, C

Axial Load = -169389.27

Moment Angle = 0

Results For Exact-Integration

fy(Initial) = 6.744E-05

My = 7739214

fmax = 3.100E-03

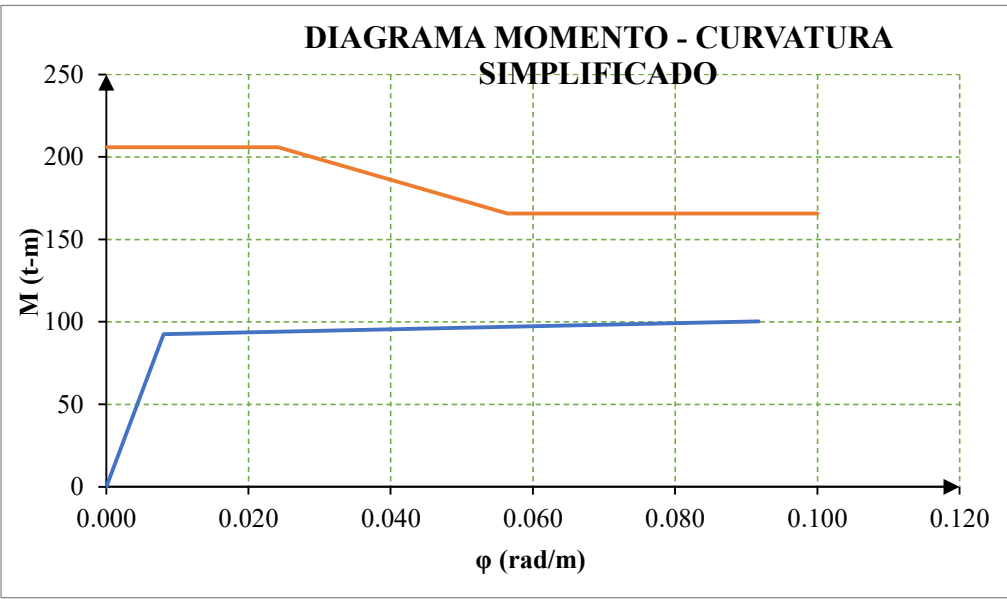
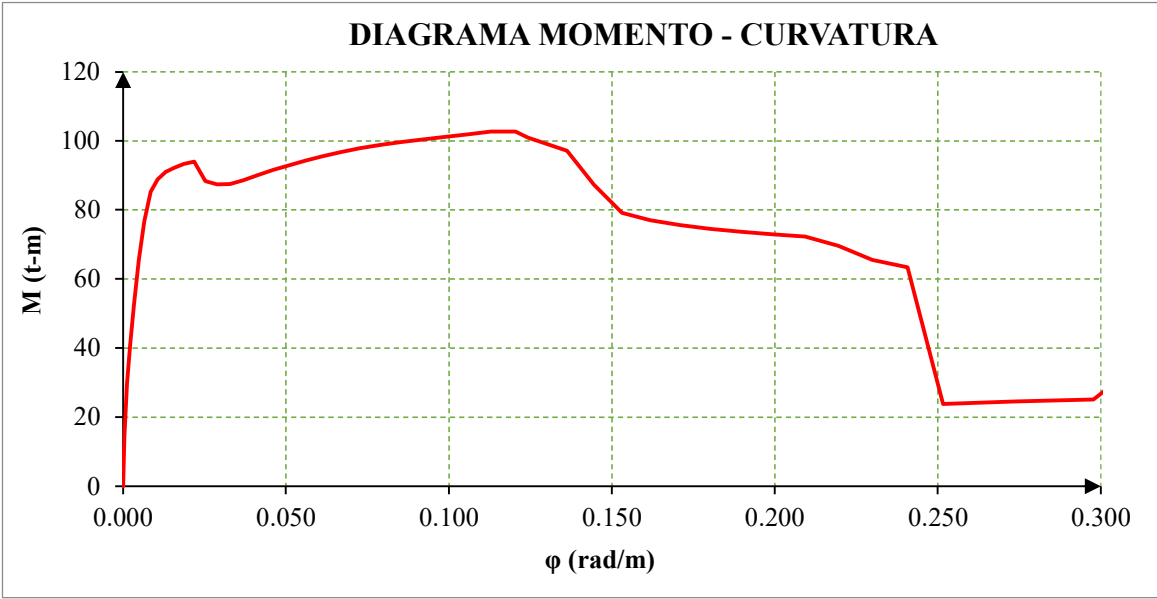
Mmax = 3411322

fconcrete = 2.229E-04

Mconcrete = 9328946

fsteel = N/A

Msteel = N/A



kgf-cm											T-m	
Concrete St	Neutral Axi	Steel Strain	Tendon Stra	Concrete Cd	Steel Comp	Steel Tensid	Prestress Fd	Net Force	Curvature	Moment	Curvature	Moment
-0.00017	0	-1.73E-04	0	-149027	-20388	0	0	-169416	0	1.05E-11	0	1.046E-16
-0.00032	-35.8126	-5.75E-05	0	-148848	-20546	0	0	-169395	4.87E-06	1451190	0.0004867	14.5119
-0.00052	-12.4879	1.40E-04	0	-151542	-23735	5823.5804	0	-169453	1.22E-05	2964695	0.001217	29.64695
-0.00073	-3.2494	4.54E-04	0	-161008	-29502	21114	0	-169396	2.19E-05	4100482	0.00219	41.00482
-0.00097	1.551	8.70E-04	0	-175679	-35916	42151	0	-169444	3.41E-05	5266093	0.003407	52.66093
-0.00125	4.3192	1.38E-03	0	-194222	-44147	68940	0	-169429	4.87E-05	6549674	0.004867	65.49674
-0.00155	6.3471	1.99E-03	0	-209895	-52516	92954	0	-169457	6.57E-05	7661877	0.00657	76.61877
-0.00187	8.0014	2.73E-03	0	-220883	-60587	112075	0	-169395	8.52E-05	8523972	0.008516	85.23972
-0.00218	9.6407	3.60E-03	0	-223101	-66837	120565	0	-169374	1.07E-04	8887708	0.01071	88.87708
-0.00252	10.8289	4.58E-03	0	-225111	-70235	125948	0	-169397	1.31E-04	9093864	0.01314	90.93864
-0.00289	11.7587	5.66E-03	0	-225470	-73129	129158	0	-169441	1.58E-04	9217575	0.01582	92.17575
-0.00328	12.4729	6.83E-03	0	-225733	-77296	133627	0	-169402	1.87E-04	9331697	0.01874	93.31697
-0.00369	13.1522	8.14E-03	0	-223895	-81744	136238	0	-169401	2.19E-04	9393295	0.0219	93.93295
-0.00466	11.5811	9.00E-03	0	-215903	-86853	133316	0	-169440	2.53E-04	8827127	0.02531	88.27127
-0.00533	11.5958	1.03E-02	0	-215721	-86981	133316	0	-169386	2.90E-04	8738391	0.02896	87.38391
-0.00595	11.897	1.18E-02	0	-216773	-86018	133399	0	-169392	3.29E-04	8748632	0.03285	87.48632
-0.00664	12.0439	1.33E-02	0	-219926	-85626	136108	0	-169444	3.70E-04	8854221	0.03699	88.54221
-0.00740	12.1047	1.49E-02	0	-223968	-85626	140202	0	-169392	4.14E-04	9006008	0.04137	90.06008
-0.00821	12.1399	1.66E-02	0	-227803	-85626	144037	0	-169392	4.60E-04	9149498	0.04599	91.49498
-0.00908	12.1536	1.84E-02	0	-231392	-85626	147627	0	-169391	5.09E-04	9283778	0.05086	92.83778
-0.01000	12.1222	2.02E-02	0	-235255	-85626	151423	0	-169458	5.60E-04	9425050	0.05597	94.2505
-0.01100	12.0814	2.21E-02	0	-238720	-85626	154956	0	-169391	6.13E-04	9554665	0.06132	95.54665
-0.01200	12.0294	2.41E-02	0	-241872	-85626	158108	0	-169389	6.69E-04	9673259	0.06692	96.73259
-0.01310	11.9694	2.62E-02	0	-244655	-85884	161145	0	-169393	7.28E-04	9780418	0.07276	97.80418
-0.01430	11.901	2.83E-02	0	-247103	-86529	164167	0	-169465	7.88E-04	9877111	0.07884	98.77111
-0.01550	11.8317	3.05E-02	0	-249154	-87286	166967	0	-169473	8.52E-04	9962545	0.08516	99.62545
-0.01670	11.7613	3.28E-02	0	-250844	-88160	169542	0	-169463	0.0009173	10037672	0.09173	100.37672

INCORPORACIÓN DEL CORTANTE EN EL DIAGRAMA M-φ
 L=3.80m

φ (rad/m)	M (t-m)
0	205.904
0.0241827	205.904
0.0564264	165.766
0.1	165.766

FRACTURA DEL REFUERZON TRANSVERSAL
 cuantia volumetrica
 def. max. concreto

0.0080467	0.017

PANDEO DE LA BARRA LONGITUDINAL
 s 10
 db 2.54
 s/db 3.9370079
 lw 0.4746
 ep* 0.0470866
 φu* 0.0992133

CONSTRUCCION DE LA BILINEAL
 rad/cm rad/m
 M'y 7739214 77.39214
 φ'y 0.000067 0.006744
 Maci(ec=0.003) 9250467.3 92.504673
 φy 0.008061

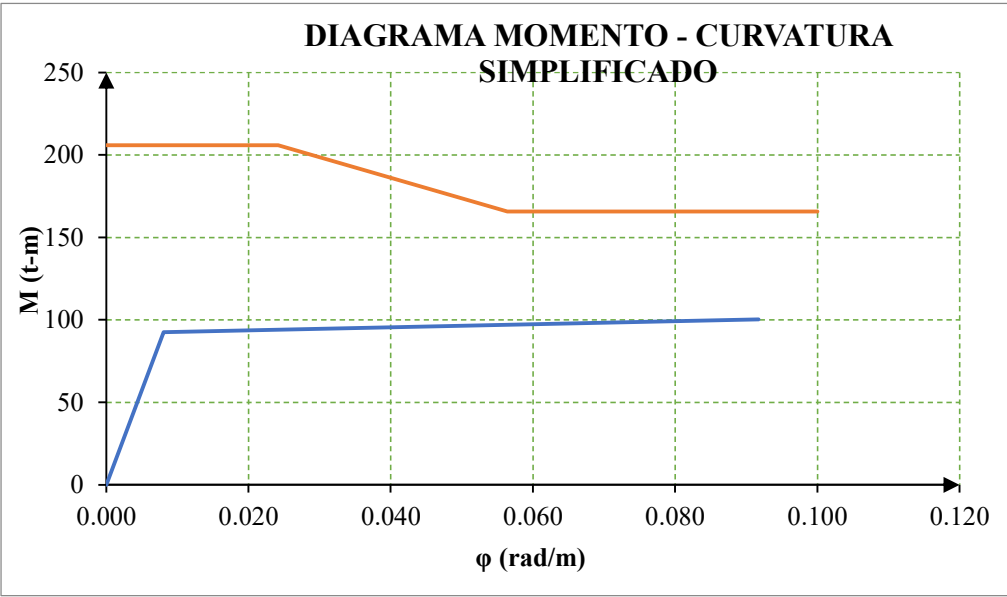
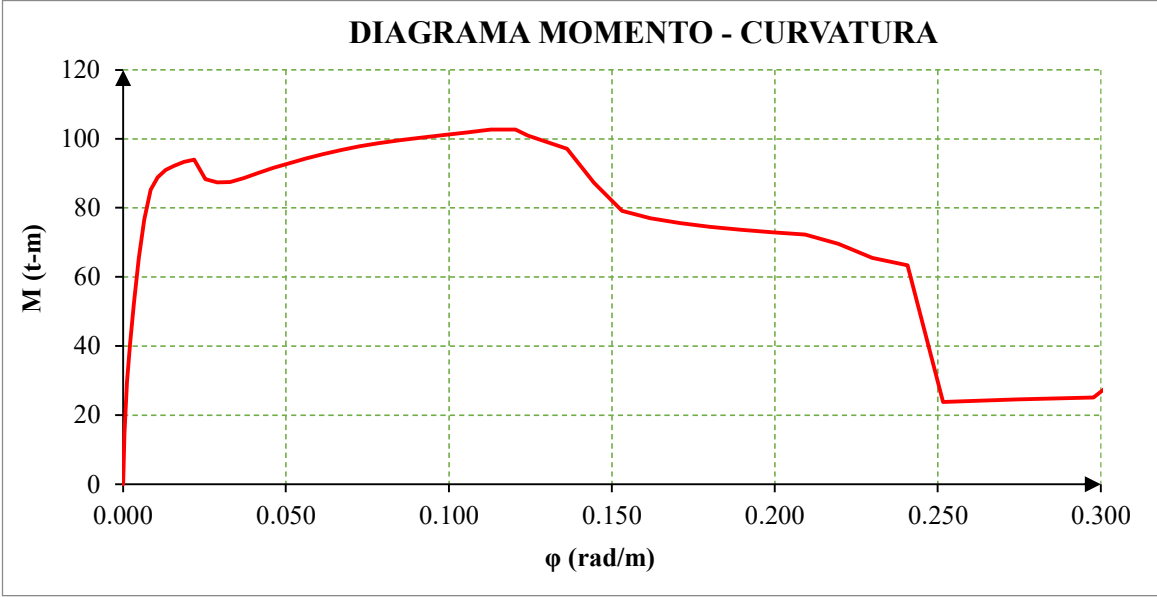
DIAGRAMA MOMENTO CURVATURA DE LA COLUMNA C-5 (0° Y 180°) AL 30% DE CARGA AXIAL

MOMENT CURVATURE (M-f) GRAPH - Kgf, cm, C

Axial Load = -169389.27
 Moment Angle = 0

Results For Exact-Integration

fy(Initial) = 6.744E-05
 My = 7739214
 fmax = 3.100E-03
 Mmax = 3411322
 fconcrete = 2.229E-04
 Mconcrete = 9328946
 fsteel = N/A
 Msteel = N/A



kgf-cm											T-m		φ (rad/m)	M (t-m)
Concrete St	Neutral Axi	Steel Strain	Tendon Stra	Concrete Cd	Steel Comp	Steel Tensid	Prestress Fd	Net Force	Curvature	Moment	Curvature	Moment		
-0.01800	11.7008	3.52E-02	0	-252032	-89325	171935	0	-169423	0.0009855	10107312	0.09855	101.07312		
-0.01940	11.6742	3.77E-02	0	-252362	-91220	174191	0	-169390	0.001056	10182526	0.1056	101.82526	0	0
-0.02070	11.661	4.03E-02	0	-252230	-93942	176769	0	-169403	0.001129	10268437	0.1129	102.68437	0.008061	92.504673
-0.02230	11.485	4.27E-02	0	-249009	-99342	178911	0	-169440	0.001204	10266908	0.1204	102.66908	0.09173	100.37672
-0.02360	11.0508	4.36E-02	0	-240582	-108045	179331	0	-169297	0.001243	10088858	0.1243	100.88858		
-0.02760	9.718	4.59E-02	0	-224976	-124575	180206	0	-169344	0.001363	9708453	0.1363	97.08453		
-0.03530	5.5929	4.28E-02	0	-211865	-134489	176983	0	-169371	0.001445	8726252	0.1445	87.26252		
-0.04290	1.9476	3.97E-02	0	-200138	-143124	173926	0	-169336	0.001531	7912234	0.1531	79.12234		
-0.04690	1.0277	4.05E-02	0	-191139	-146826	168652	0	-169313	0.001618	7697329	0.1618	76.97329		
-0.05040	0.5006	4.19E-02	0	-181064	-149483	161081	0	-169467	0.001708	7554943	0.1708	75.54943		
-0.05380	0.0968	4.34E-02	0	-171766	-151702	154085	0	-169383	0.001801	7450514	0.1801	74.50514		
-0.05740	-0.2778	4.50E-02	0	-162494	-159770	152908	0	-169355	0.001896	7363143	0.1896	73.63143		
-0.06100	-0.5995	4.66E-02	0	-153925	-169210	153746	0	-169390	0.001993	7293953	0.1993	72.93953		
-0.06480	-0.9683	4.82E-02	0	-146085	-177715	154432	0	-169369	0.002093	7224859	0.2093	72.24859		
-0.07170	-2.6878	0.0468	0	-138738	-183462	152851	0	-169348	0.002195	6955466	0.2195	69.55466		
-0.08100	-5.24	0.0431	0	-132467	-185865	148847	0	-169485	0.002299	6552748	0.2299	65.52748		
-0.08820	-6.6652	0.0417	0	-126598	-189099	146402	0	-169295	0.002407	6332072	0.2407	63.32072		
-0.13540	-23.8025	4.97E-04	0	-122928	-67203	20656	0	-169475	0.002516	2380468	0.2516	23.80468		
-0.14150	-23.8536	3.85E-04	0	-117692	-67669	15993	0	-169368	0.002628	2414038	0.2628	24.14038		
-0.14780	-23.8991	2.77E-04	0	-112784	-68091	11499	0	-169375	0.002742	2446317	0.2742	24.46317		
-0.15420	-23.9389	1.75E-04	0	-108176	-68465	7260.6402	0	-169380	0.002859	2475082	0.2859	24.75082		
-0.16080	-23.9744	7.62E-05	0	-103846	-68798	3166.2279	0	-169478	0.002978	2503149	0.2978	25.03149		
-0.16840	-24.3109	-9.64E-04	0	-95838	-73556	0	0	-169393	0.0031	3411322	0.31	34.11322		

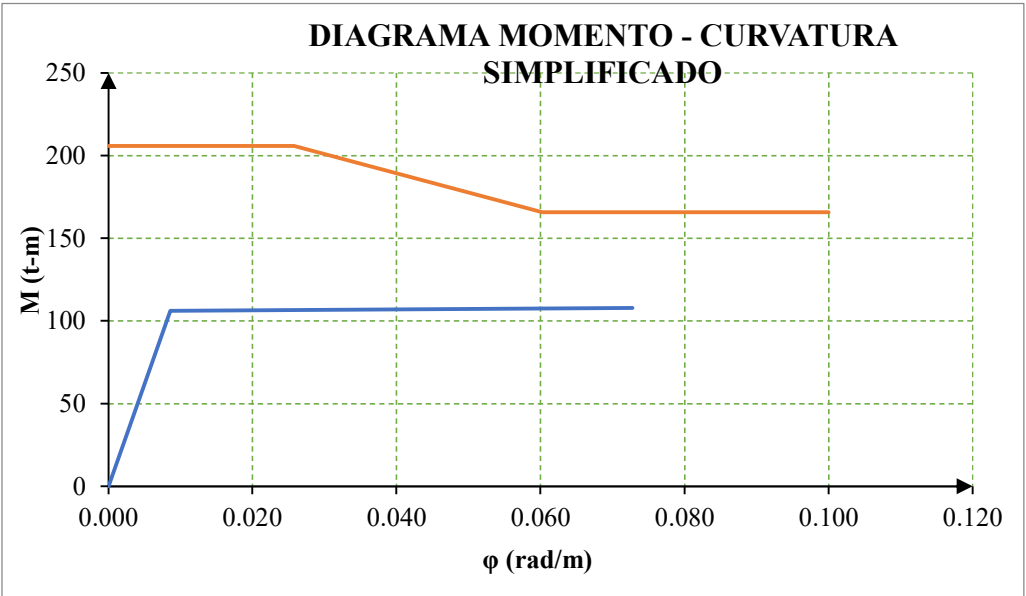
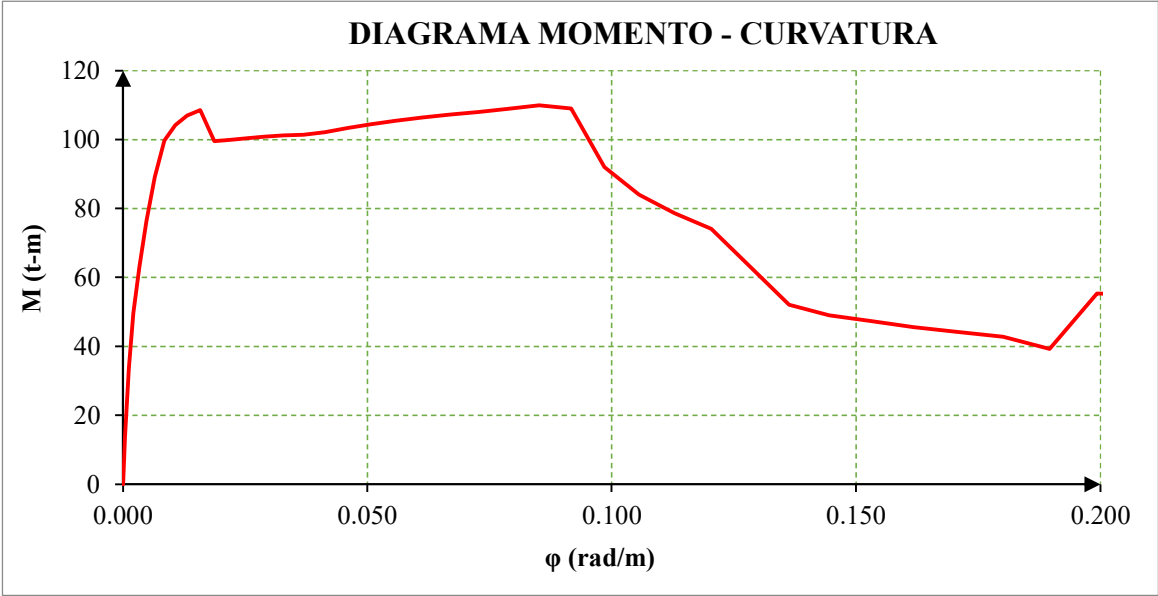
DIAGRAMA MOMENTO CURVATURA DE LA COLUMNA C-5 (0° Y 180°) AL 50% DE CARGA AXIAL

MOMENT CURVATURE (M-f) GRAPH - Kgf, cm, C

Axial Load = -282315.45
 Moment Angle = 0

Results For Exact-Integration

fy(Initial) = 7.757E-05
 My = 9554647
 fmax = 2.267E-03
 Mmax = 5178613
 fconcrete = 1.634E-04
 Mconcrete = 10688178
 fsteel = N/A
 Msteel = N/A



kgf-cm											T-m	
Concrete Str	Neutral Axi	Steel Strain	Tendon Stra	Concrete Cd	Steel Comp	Steel Tensi	Prestress Fc	Net Force	Curvature	Moment	Curvature	Moment
-0.00029	0	-2.94E-04	0	-247606	-34704	0	0	-282310	0	9.10E-12	0	9.10E-17
-0.00044	-60.8681	-1.79E-04	0	-247381	-34921	0	0	-282302	4.87E-06	1380718	0.0004867	13.80718
-0.00067	-24.7965	-9.69E-06	0	-246727	-35565	0	0	-282293	1.22E-05	3367960	0.001217	33.6796
-0.00092	-12.1423	2.60E-04	0	-251041	-42143	10797	0	-282387	2.19E-05	4958780	0.00219	49.5878
-0.00120	-5.3512	6.35E-04	0	-260911	-50523	29039	0	-282396	3.41E-05	6305346	0.003407	63.05346
-0.00152	-1.2885	1.11E-03	0	-274991	-59377	51997	0	-282371	4.87E-05	7640649	0.004867	76.40649
-0.00188	1.387	1.67E-03	0	-289502	-69835	76963	0	-282373	6.57E-05	8912480	0.00657	89.1248
-0.00229	3.1205	2.31E-03	0	-304556	-78189	100343	0	-282402	8.52E-05	9965225	0.008516	99.65225
-0.00271	4.7313	3.08E-03	0	-308697	-84312	110685	0	-282325	1.07E-04	10411099	0.01071	104.11099
-0.00315	6.033	3.95E-03	0	-309989	-90516	118170	0	-282335	1.31E-04	10696876	0.01314	106.96876
-0.00362	7.0854	4.92E-03	0	-310226	-94625	122448	0	-282403	1.58E-04	10850331	0.01582	108.50331
-0.00460	5.4341	5.52E-03	0	-303660	-99868	121261	0	-282267	1.87E-04	9947525	0.01874	99.47525
-0.00527	5.9486	6.56E-03	0	-305990	-100968	124557	0	-282401	2.19E-04	9990678	0.0219	99.90678
-0.00597	6.4003	7.69E-03	0	-307725	-102031	127425	0	-282331	2.53E-04	10035129	0.02531	100.35129
-0.00672	6.7852	8.91E-03	0	-309126	-103107	129915	0	-282318	2.90E-04	10077424	0.02896	100.77424
-0.00753	7.0812	1.02E-02	0	-310828	-104029	132523	0	-282334	3.29E-04	10118637	0.03285	101.18637
-0.00837	7.3817	1.16E-02	0	-311157	-104559	133360	0	-282356	3.70E-04	10138816	0.03699	101.38816
-0.00927	7.5834	1.31E-02	0	-312312	-105241	135235	0	-282318	4.14E-04	10208590	0.04137	102.0859
-0.01030	7.6581	1.46E-02	0	-314959	-106216	138856	0	-282319	4.60E-04	10333310	0.04599	103.3331
-0.01130	7.7028	1.61E-02	0	-317291	-107298	142271	0	-282318	5.09E-04	10446083	0.05086	104.46083
-0.01250	7.7213	1.78E-02	0	-319332	-108499	145492	0	-282339	5.60E-04	10547826	0.05597	105.47826
-0.01370	7.7002	1.94E-02	0	-321419	-109471	148549	0	-282341	6.13E-04	10637845	0.06132	106.37845
-0.01500	7.5808	2.11E-02	0	-324700	-109471	151791	0	-282380	6.69E-04	10719742	0.06692	107.19742
-0.01640	7.4442	2.29E-02	0	-327693	-109716	155040	0	-282369	7.28E-04	10797494	0.07276	107.97494
-0.01780	7.3622	2.47E-02	0	-329166	-111337	158177	0	-282326	7.88E-04	10889349	0.07884	108.89349
-0.01930	7.3181	2.67E-02	0	-329528	-114012	161170	0	-282370	8.52E-04	10991746	0.08516	109.91746
-0.02130	6.7963	2.83E-02	0	-328068	-117559	163291	0	-282336	0.0009173	10893442	0.09173	108.93442

INCORPORACIÓN DEL CORTANTE EN EL DIAGRAMA M-φ

L=3.80m

φ (rad/m)	M (t-m)
0	205.904
0.0258194	205.904
0.0602453	165.766
0.1	165.766

FRACTURA DEL REFUERZON TRANSVERSAL

0.0080467 cuantia volumetrica
 0.017 def. max. concreto

PANDEO DE LA BARRA LONGITUDINAL

s 10
 db 2.54
 s/db 3.9370079
 lw 0.4746
 ep* 0.0470866
 φu* 0.0992133

CONSTRUCCION DE LA BILINEAL

rad/cm rad/m
 M'y 9554647 95.54647
 φ'y 0.000078 0.007757
 Maci(ec=0.003) 10600973.4 106.00973
 φy 0.008606

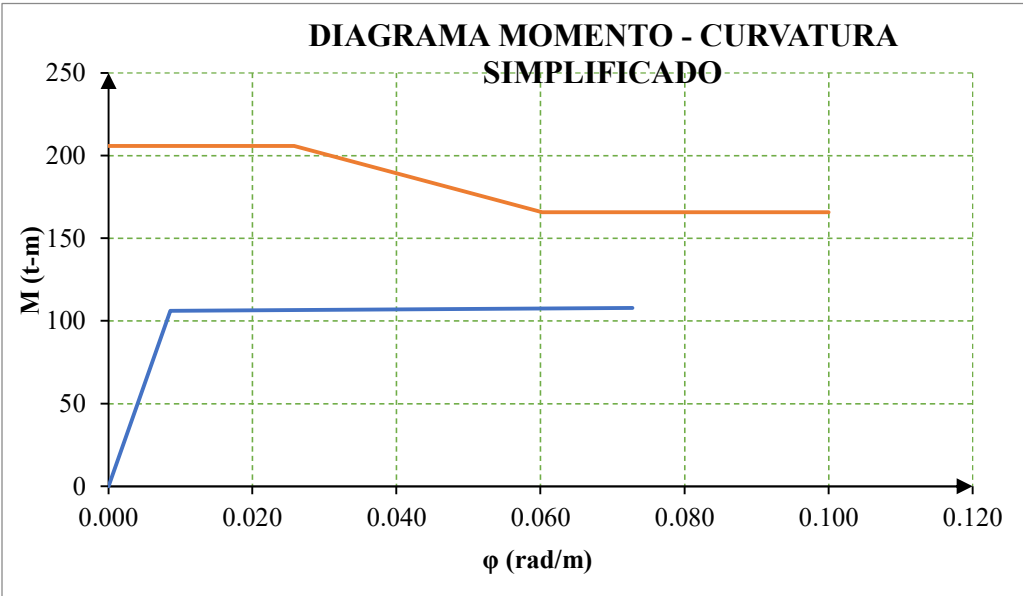
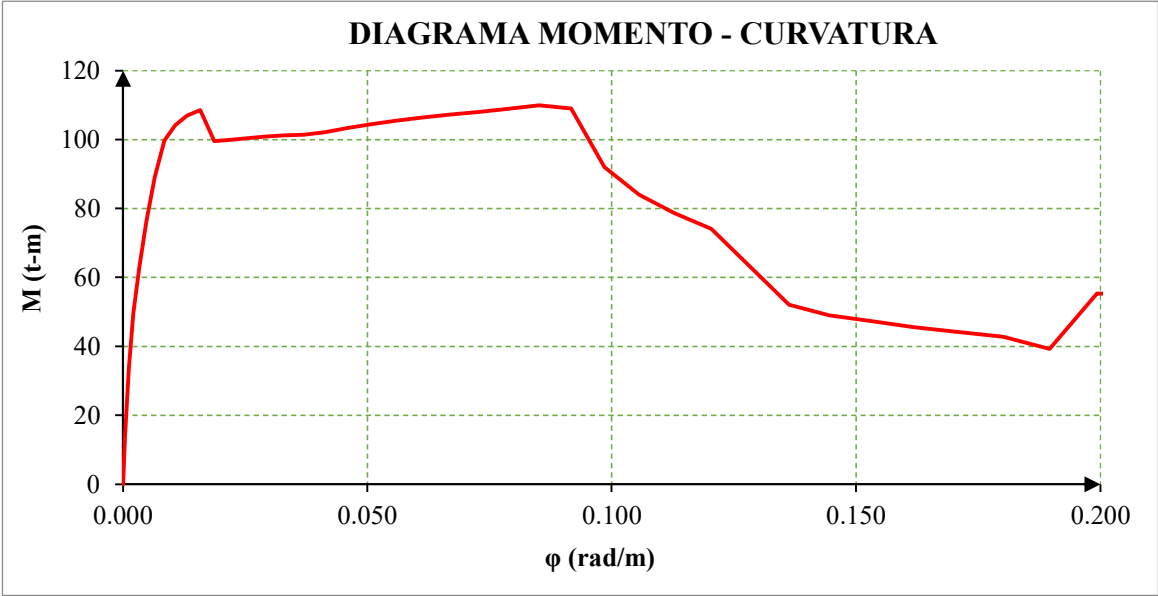
DIAGRAMA MOMENTO CURVATURA DE LA COLUMNA C-5 (0° Y 180°) AL 50% DE CARGA AXIAL

MOMENT CURVATURE (M-f) GRAPH - Kgf, cm, C

Axial Load = -282315.45
 Moment Angle = 0

Results For Exact-Integration

fy(Initial) = 7.757E-05
 My = 9554647
 fmax = 2.267E-03
 Mmax = 5178613
 fconcrete = 1.634E-04
 Mconcrete = 10688178
 fsteel = N/A
 Msteel = N/A



kgf-cm											T-m		φ (rad/m)	M (t-m)
Concrete Str	Neutral Axi	Steel Strain	Tendon Stra	Concrete Cd	Steel Comp	Steel Tensi	Prestress Fc	Net Force	Curvature	Moment	Curvature	Moment		
-0.02730	2.249	2.59E-02	0	-311734	-127737	157185	0	-282286	0.0009855	9201556	0.09855	92.01556		
-0.03110	0.533	2.59E-02	0	-290838	-132408	140942	0	-282303	0.001056	8396234	0.1056	83.96234	0	0
-0.03460	-0.6671	2.63E-02	0	-271060	-145881	134617	0	-282324	0.001129	7860135	0.1129	78.60135	0.008606	106.00973
-0.03840	-1.8719	2.67E-02	0	-253082	-163860	134665	0	-282277	0.001204	7402068	0.1204	74.02068	0.07276	107.97494
-0.04600	-5.879	2.32E-02	0	-239027	-173698	130418	0	-282308	0.001282	6323989	0.1282	63.23989		
-0.05470	-10.173	1.88E-02	0	-224993	-180930	123623	0	-282301	0.001363	5201480	0.1363	52.0148		
-0.05940	-11.115	1.86E-02	0	-212063	-184423	114210	0	-282276	0.001445	4893141	0.1445	48.93141		
-0.06370	-11.6215	1.89E-02	0	-202078	-186871	106669	0	-282280	0.001531	4727677	0.1531	47.27677		
-0.06820	-12.1491	1.92E-02	0	-190809	-191848	100364	0	-282293	0.001618	4555294	0.1618	45.55294		
-0.07280	-12.6246	1.94E-02	0	-179887	-203237	100807	0	-282317	0.001708	4409418	0.1708	44.09418		
-0.07770	-13.1304	1.96E-02	0	-170049	-213277	101039	0	-282288	0.001801	4270714	0.1801	42.70714		
-0.08490	-14.8053	1.74E-02	0	-160994	-218505	97199	0	-282301	0.001896	3917014	0.1896	39.17014		
-0.11690	-28.653	-9.27E-03	0	-128858	-153539	0	0	-282397	0.001993	5526913	0.1993	55.26913		
-0.12180	-28.2122	-8.82E-03	0	-128534	-153787	0	0	-282321	0.002093	5505073	0.2093	55.05073		
-0.12680	-27.7894	-8.32E-03	0	-128387	-154015	0	0	-282402	0.002195	5487866	0.2195	54.87866		
-0.12880	-27.3119	-7.44E-03	0	-128404	-153978	0	0	-282381	0.002247	5443498	0.2247	54.43498		
-0.12510	-25.2014	-2.72E-03	0	-129517	-152765	0	0	-282281	0.002267	5178613	0.2267	51.78613		

DIAGRAMA MOMENTO CURVATURA DE LA COLUMNA C-5 (90° Y 270°)

MOMENT CURVATURE (M-f) GRAPH - Kgf, cm, C

Axial Load = 0

Moment Angle = 90

Results For Exact-Integration

fy(Initial) = 5.336E-05

My = 4277492

fmax = 3.100E-03

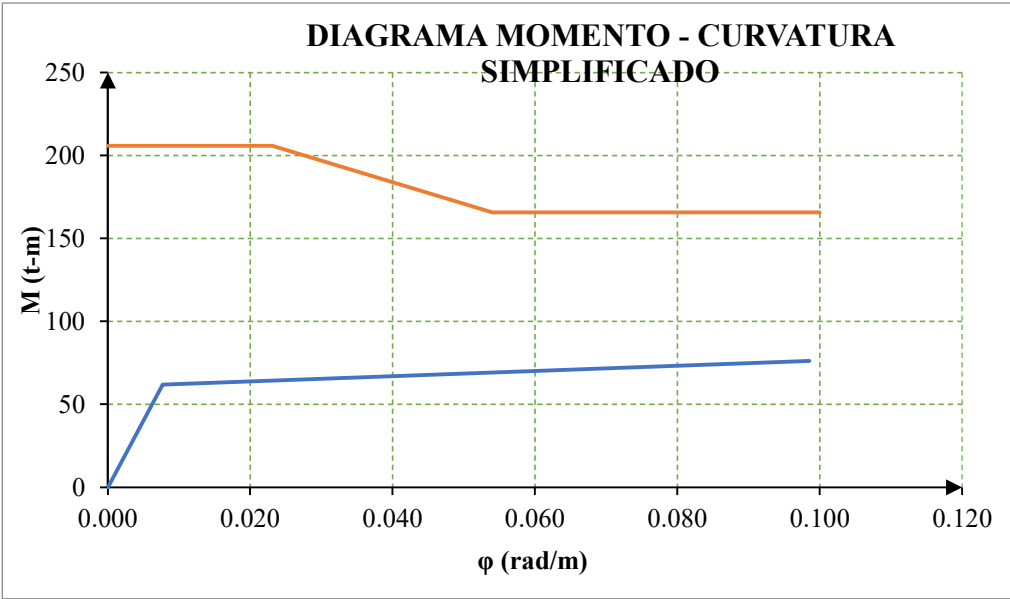
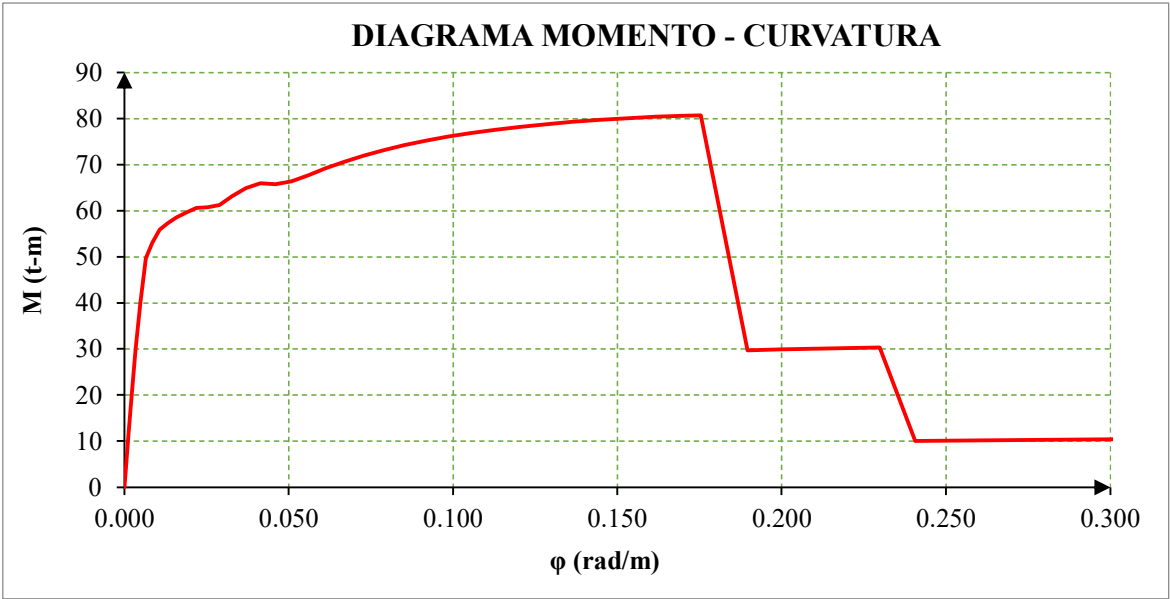
Mmax = 1040686

fconcrete = 3.922E-04

Mconcrete = 6546625

fsteel = 1.769E-03

Msteel = 7526166



kgf-cm											T-m	
Concrete St	Neutral Axi	Steel Strain	Tendon Stra	Concrete Cd	Steel Comp	Steel Tensid	Prestress Fd	Net Force	Curvature	Moment	Curvature	Moment
0.000000	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
-0.000075	14.525	1.88E-04	0	-8408	-1759	10093	0	-74.4068	4.87E-06	435809	0.0004867	4.35809
-0.000188	14.5239	4.69E-04	0	-20817	-4399	25232	0	15.8255	1.22E-05	1083879	0.001217	10.83879
-0.000341	14.418	8.41E-04	0	-37219	-8007	45235	0	9.406	2.19E-05	1941996	0.00219	19.41996
-0.000536	14.2697	1.30E-03	0	-57313	-12648	69965	0	4.3247	3.41E-05	3000713	0.003407	30.00713
-0.000755	14.4867	1.87E-03	0	-76852	-17665	94508	0	-8.7495	4.87E-05	4013571	0.004867	40.13571
-0.000999	14.7994	2.55E-03	0	-95519	-23064	118527	0	-56.444	6.57E-05	4970731	0.00657	49.70731
-0.001206	15.8337	3.39E-03	0	-103499	-26536	130001	0	-33.5583	8.52E-05	5302447	0.008516	53.02447
-0.001429	16.6526	4.35E-03	0	-110709	-30014	140654	0	-68.5201	1.07E-04	5591710	0.01071	55.9171
-0.001646	17.4751	5.45E-03	0	-114598	-32712	147279	0	-29.9692	1.31E-04	5729705	0.01314	57.29705
-0.001877	18.1331	6.66E-03	0	-118061	-35404	153410	0	-55.3207	1.58E-04	5855037	0.01582	58.55037
-0.002120	18.6868	8.00E-03	0	-120628	-37981	158588	0	-21.1144	1.87E-04	5958161	0.01874	59.58161
-0.002388	19.0969	9.44E-03	0	-123173	-40967	164131	0	-9.4005	2.19E-04	6060017	0.0219	60.60017
-0.002630	19.6054	1.10E-02	0	-121867	-42430	164206	0	-91.0934	2.53E-04	6074677	0.02531	60.74677
-0.002898	19.9905	1.27E-02	0	-120903	-44295	165197	0	-0.5762	2.90E-04	6125628	0.02896	61.25628
-0.003221	20.195	1.45E-02	0	-121503	-47688	169205	0	13.7388	3.29E-04	6316195	0.03285	63.16195
-0.003564	20.3641	1.64E-02	0	-121654	-51307	172977	0	15.8161	3.70E-04	6493471	0.03699	64.93471
-0.004027	20.265	1.83E-02	0	-117456	-58946	176364	0	-38.4636	4.14E-04	6597733	0.04137	65.97733
-0.004864	19.4244	2.00E-02	0	-109471	-69887	179332	0	-25.1354	4.60E-04	6571842	0.04599	65.71842
-0.005668	18.8549	2.18E-02	0	-104647	-78580	183255	0	27.6715	5.09E-04	6637953	0.05086	66.37953
-0.006400	18.5643	2.38E-02	0	-108658	-78580	187256	0	17.187	5.60E-04	6767402	0.05597	67.67402
-0.007062	18.4837	2.61E-02	0	-112711	-78580	191257	0	-34.5291	6.13E-04	6921225	0.06132	69.21225
-0.007754	18.4129	2.84E-02	0	-116412	-78580	194990	0	-3.4791	6.69E-04	7062654	0.06692	70.62654
-0.008479	18.3455	3.08E-02	0	-119865	-78580	198442	0	-3.0196	7.28E-04	7193161	0.07276	71.93161
-0.009239	18.2813	3.33E-02	0	-123061	-78580	201638	0	-2.7494	7.88E-04	7313062	0.07884	73.13062
-0.010000	18.2201	3.60E-02	0	-125996	-78580	204574	0	-2.4612	8.52E-04	7422041	0.08516	74.22041
-0.010900	18.1617	3.87E-02	0	-128678	-78580	207256	0	-2.3641	0.0009173	7520607	0.09173	75.20607

INCORPORACIÓN DEL CORTANTE EN EL DIAGRAMA M-φ
 L=3.80m

φ (rad/m)	M (t-m)
0	205.904
0.0231496	205.904
0.0540158	165.766
0.1	165.766

FRACTURA DEL REFUERZON TRANSVERSAL
 cuantia volumetrica
 def. max. concreto

0.0080467	0.017

PANDEO DE LA BARRA LONGITUDINAL
 s 10
 db 2.54
 s/db 3.9370079
 lw 0.4746
 ep* 0.0470866
 φu* 0.0992133

CONSTRUCCION DE LA BILINEAL

	rad/cm	rad/m
M'y	4277492	42.77492
φ'y	0.000053	0.005336
Maci(ec=0.003)	6185807.1	61.858071
φy		0.007717

DIAGRAMA MOMENTO CURVATURA DE LA COLUMNA C-5 (90° Y 270°)

MOMENT CURVATURE (M-f) GRAPH - Kgf, cm, C

Axial Load = 0

Moment Angle = 90

Results For Exact-Integration

fy(Initial) = 5.336E-05

My = 4277492

fmax = 3.100E-03

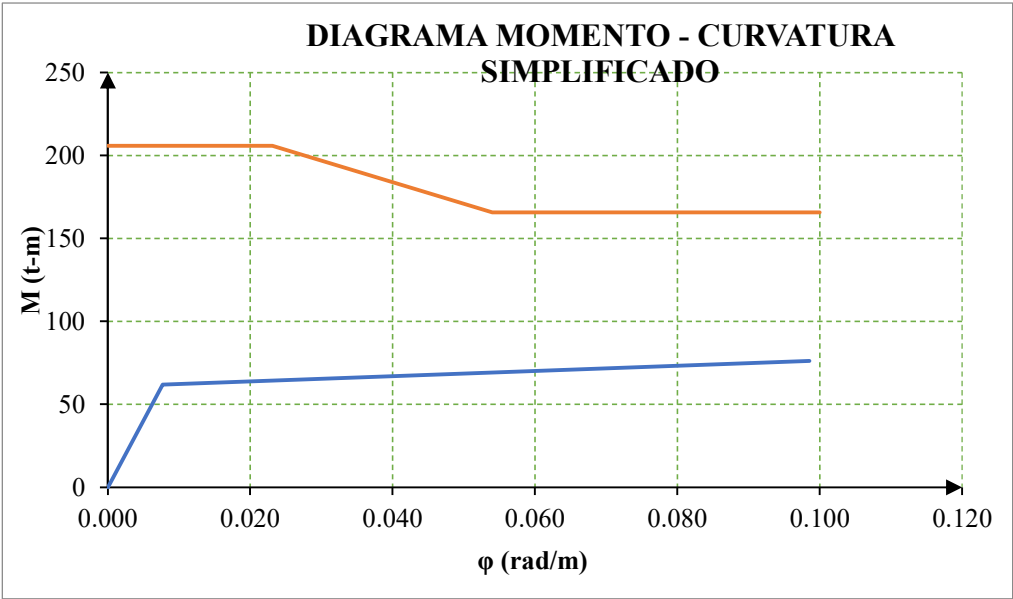
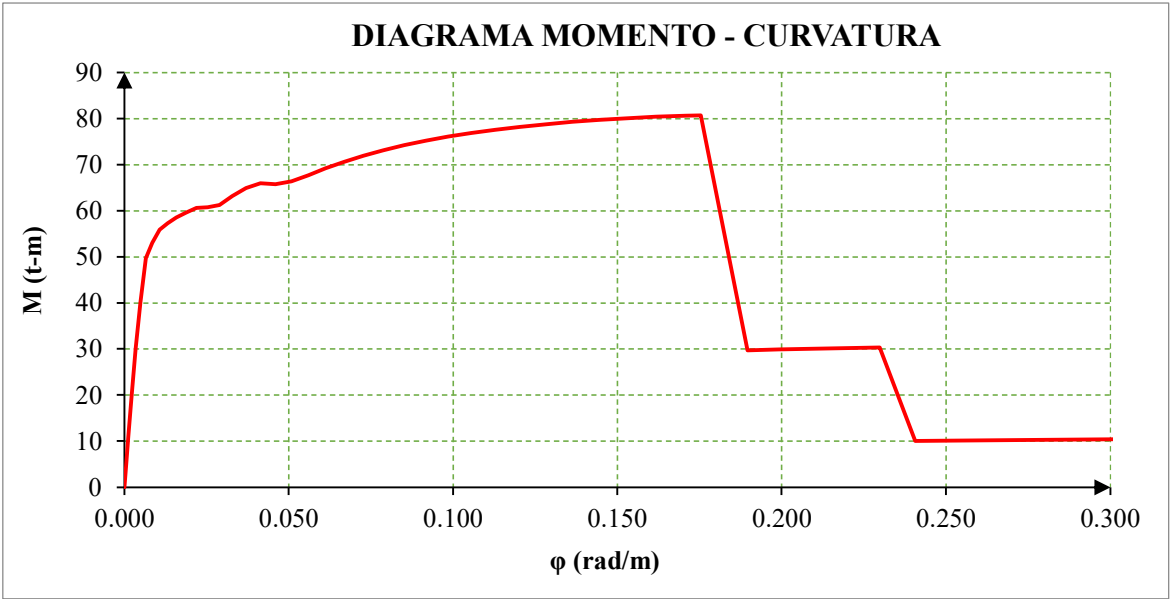
Mmax = 1040686

fconcrete = 3.922E-04

Mconcrete = 6546625

fsteel = 1.769E-03

Msteel = 7526166



kgf-cm											T-m		φ (rad/m)	M (t-m)
Concrete Str	Neutral Axi	Steel Strain	Tendon Stra	Concrete Cd	Steel Comp	Steel Tensid	Prestress Fd	Net Force	Curvature	Moment	Curvature	Moment		
-0.011700	18.1009	4.15E-02	0	-131213	-78580	209697	0	-96.1387	0.0009855	7610867	0.09855	76.10867		
-0.012600	18.0515	4.44E-02	0	-133337	-78580	211914	0	-2.7917	0.001056	7688216	0.1056	76.88216	0	0
-0.013600	17.9961	4.74E-02	0	-135399	-78580	213897	0	-82.0523	0.001129	7759224	0.1129	77.59224	0.007717	61.858071
-0.014500	17.9438	5.05E-02	0	-137230	-78580	215725	0	-84.8867	0.001204	7820572	0.1204	78.20572	0.09855	76.10867
-0.015500	17.8835	5.37E-02	0	-139054	-78580	217676	0	41.3028	0.001282	7874374	0.1282	78.74374		
-0.016600	17.7924	0.0569	0	-141313	-78580	219870	0	-23.6295	0.001363	7927648	0.1363	79.27648		
-0.017800	17.7058	0.0603	0	-143331	-78580	221852	0	-59.4762	0.001445	7972489	0.1445	79.72489		
-0.018900	17.6226	0.0637	0	-145139	-78580	223645	0	-74.976	0.001531	8009522	0.1531	80.09522		
-0.020200	17.543	0.0672	0	-146746	-78580	225257	0	-69.185	0.001618	8039194	0.1618	80.39194		
-0.021400	17.467	0.0708	0	-148162	-78580	226677	0	-65.7345	0.001708	8062025	0.1708	80.62025		
-0.022100	17.429	0.0727	0	-148825	-78580	227327	0	-78.4766	0.001754	8071351	0.1754	80.71351		
-0.013600	22.8252	0.0888	0	-47529	-72207	119803	0	67.3792	0.001896	2967380	0.1896	29.6738		
-0.014200	22.8517	0.0934	0	-47420	-73370	120759	0	-30.0798	0.001993	2988656	0.1993	29.88656		
-0.014900	22.8797	0.0981	0	-47254	-74428	121622	0	-59.7084	0.002093	3005999	0.2093	30.05999		
-0.015600	22.9085	0.103	0	-47043	-75396	122396	0	-43.2636	0.002195	3020005	0.2195	30.20005		
-0.016200	22.9376	0.1079	0	-46804	-76291	123083	0	-11.2204	0.002299	3031484	0.2299	30.31484		
-0.015100	23.7256	0.1149	0	-34871	-25191	60042	0	-20.3823	0.002407	1000028	0.2407	10.00028		
-0.015800	23.7339	0.1201	0	-35013	-25541	60543	0	-10.7215	0.002516	1007913	0.2516	10.07913		
-0.016400	23.7419	0.1255	0	-35143	-25880	61008	0	-14.9206	0.002628	1015539	0.2628	10.15539		
-0.017100	23.7496	0.1309	0	-35260	-26196	61436	0	-20.2472	0.002742	1022589	0.2742	10.22589		
-0.017800	23.7572	0.1365	0	-35365	-26492	61830	0	-26.7362	0.002859	1029114	0.2859	10.29114		
-0.018600	23.7644	0.1423	0	-35458	-26768	62190	0	-34.8246	0.002978	1035135	0.2978	10.35135		
-0.019300	23.7715	0.1481	0	-35540	-27023	62518	0	-45.4652	0.0031	1040686	0.31	10.40686		

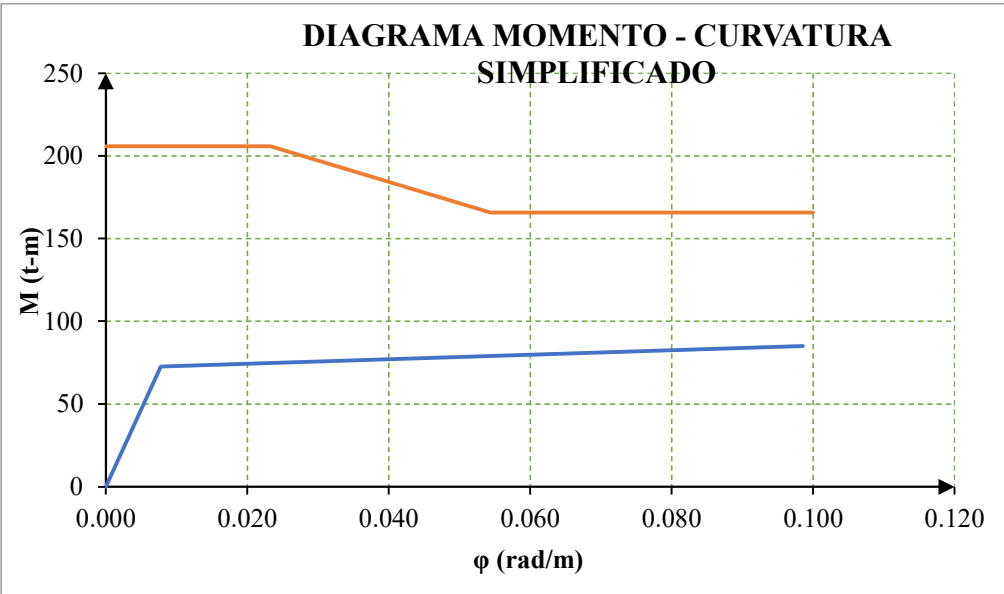
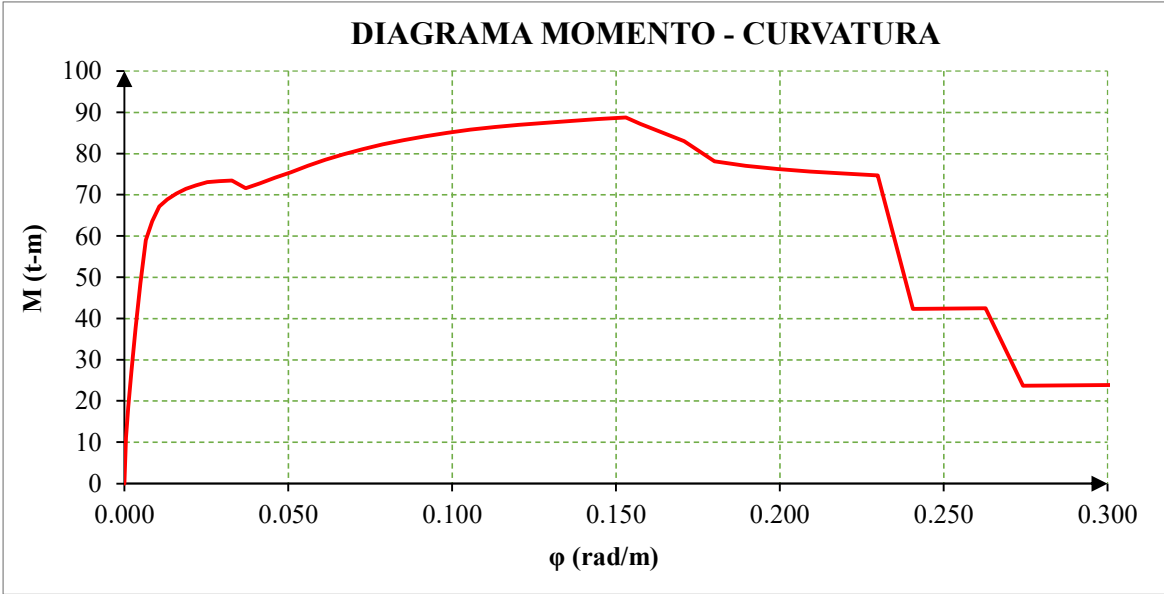
DIAGRAMA MOMENTO CURVATURA DE LA COLUMNA C-5 (90° Y 270°) AL 10% DE CARGA AXIAL

MOMENT CURVATURE (M-f) GRAPH - Kgf, cm, C

Axial Load = -56463.09
 Moment Angle = 90

Results For Exact-Integration

fy(Initial) = 5.823E-05
 My = 5442894
 fmax = 3.100E-03
 Mmax = 2389785
 fconcrete = 3.065E-04
 Mconcrete = 7334946
 fsteel = 2.301E-03
 Msteel = 7436194



kgf-cm											T-m	
Concrete St	Neutral Axi	Steel Strain	Tendon Stra	Concrete Cd	Steel Comp	Steel Tensid	Prestress Fd	Net Force	Curvature	Moment	Curvature	Moment
-0.00006	0	-5.68E-05	0	-49789	-6700	0	0	-56490	0	1.14E-13	0	1.137E-18
-0.00019	-8.3686	7.61E-05	0	-51731	-7704	2902.7131	0	-56532	4.87E-06	1109873	0.0004867	11.09873
-0.00032	3.3127	3.32E-04	0	-61235	-10789	15541	0	-56483	1.22E-05	1850666	0.001217	18.50666
-0.00049	7.5515	6.91E-04	0	-76019	-13949	33448	0	-56520	2.19E-05	2718129	0.00219	27.18129
-0.00070	9.5517	1.14E-03	0	-94854	-18780	57148	0	-56486	3.41E-05	3764631	0.003407	37.64631
-0.00093	10.793	1.69E-03	0	-114735	-24524	82759	0	-56500	4.87E-05	4853611	0.004867	48.53611
-0.00120	11.6972	2.35E-03	0	-134019	-30839	108379	0	-56479	6.57E-05	5902921	0.00657	59.02921
-0.00145	13.0204	3.15E-03	0	-142709	-35676	121916	0	-56469	8.52E-05	6361214	0.008516	63.61214
-0.00171	14.0742	4.08E-03	0	-149916	-40545	133973	0	-56488	1.07E-04	6717184	0.01071	67.17184
-0.00196	15.1031	5.14E-03	0	-152735	-44602	140799	0	-56539	1.31E-04	6887945	0.01314	68.87945
-0.00223	15.9091	6.31E-03	0	-155056	-48823	147403	0	-56476	1.58E-04	7024698	0.01582	70.24698
-0.00252	16.5378	7.60E-03	0	-156527	-53342	153371	0	-56497	1.87E-04	7139905	0.01874	71.39905
-0.00284	17.0544	8.99E-03	0	-156770	-58031	158336	0	-56466	2.19E-04	7228795	0.0219	72.28795
-0.00320	17.3753	1.05E-02	0	-158054	-61796	163384	0	-56467	2.53E-04	7307069	0.02531	73.07069
-0.00354	17.7706	1.21E-02	0	-156610	-64204	164342	0	-56473	2.90E-04	7330582	0.02896	73.30582
-0.00414	17.4132	1.36E-02	0	-152755	-71011	167207	0	-56559	3.29E-04	7340589	0.03285	73.40589
-0.00520	15.9314	1.48E-02	0	-147560	-78580	169723	0	-56418	3.70E-04	7154525	0.03699	71.54525
-0.00586	15.8457	1.65E-02	0	-150982	-78580	173111	0	-56451	4.14E-04	7276394	0.04137	72.76394
-0.00649	15.8807	1.83E-02	0	-154308	-78580	176384	0	-56504	4.60E-04	7416134	0.04599	74.16134
-0.00717	15.9073	2.03E-02	0	-157412	-78580	179525	0	-56468	5.09E-04	7547897	0.05086	75.47897
-0.00791	15.863	2.23E-02	0	-161542	-78580	183580	0	-56542	5.60E-04	7700677	0.05597	77.00677
-0.00870	15.8068	2.44E-02	0	-165544	-78580	187656	0	-56468	6.13E-04	7847016	0.06132	78.47016
-0.00954	15.7428	2.66E-02	0	-169341	-78580	191455	0	-56467	6.69E-04	7982893	0.06692	79.82893
-0.01040	15.674	2.89E-02	0	-172884	-78580	194998	0	-56466	7.28E-04	8107757	0.07276	81.07757
-0.01140	15.6012	3.12E-02	0	-176171	-78580	198285	0	-56466	7.88E-04	8221666	0.07884	82.21666
-0.01230	15.5251	3.37E-02	0	-179203	-78580	201317	0	-56466	8.52E-04	8324673	0.08516	83.24673
-0.01340	15.4412	3.62E-02	0	-182087	-78580	204107	0	-56560	0.0009173	8418851	0.09173	84.18851

INCORPORACIÓN DEL CORTANTE EN EL DIAGRAMA M-φ
 L=3.80m

φ (rad/m)	M (t-m)
0	205.904
0.023316	205.904
0.054404	165.766
0.1	165.766

FRACTURA DEL REFUERZON TRANSVERSAL

0.0080467	cuantia volumetrica
0.017	def. max. concreto

PANDEO DE LA BARRA LONGITUDINAL

s	10
db	2.54
s/db	3.9370079
lw	0.4746
ep*	0.0470866
φu*	0.0992133

CONSTRUCCION DE LA BILINEAL

	rad/cm	rad/m
M'y	5442894	54.42894
φ'y	0.000058	0.005823
Maci(ec=0.003)	7264670.6	72.646706
φy		0.007772

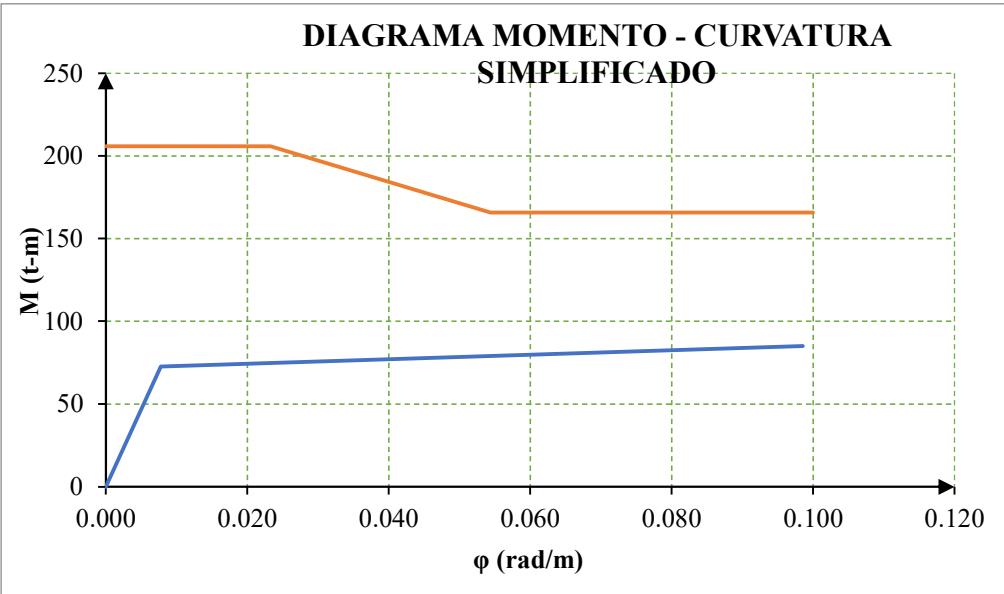
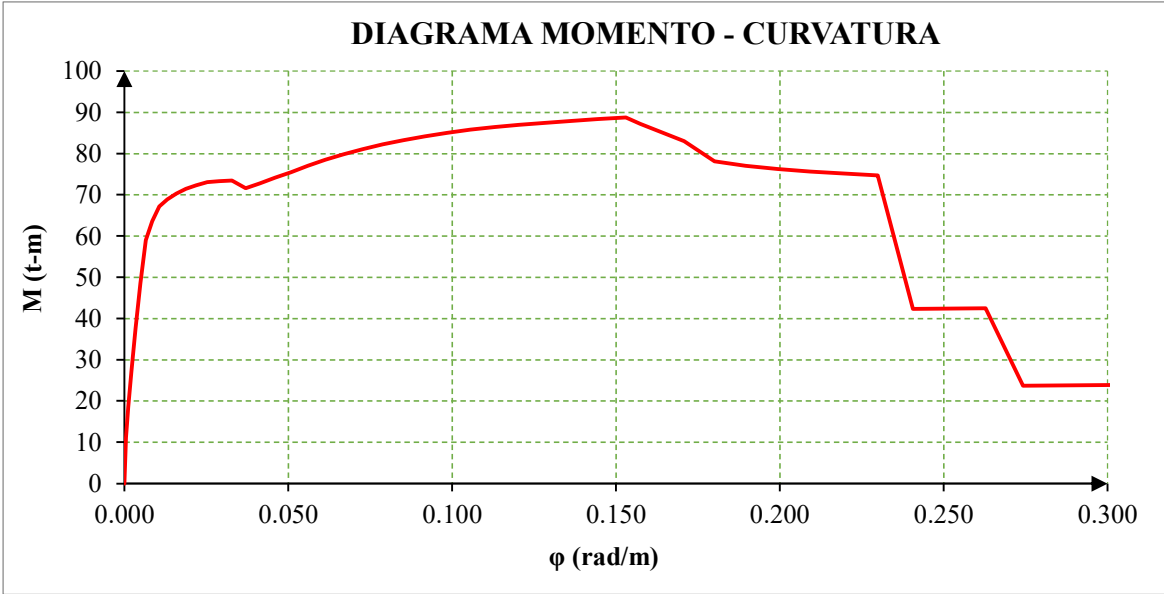
DIAGRAMA MOMENTO CURVATURA DE LA COLUMNA C-5 (90° Y 270°) AL 10% DE CARGA AXIAL

MOMENT CURVATURE (M-f) GRAPH - Kgf, cm, C

Axial Load = -56463.09
 Moment Angle = 90

Results For Exact-Integration

fy(Initial) = 5.823E-05
 My = 5442894
 fmax = 3.100E-03
 Mmax = 2389785
 fconcrete = 3.065E-04
 Mconcrete = 7334946
 fsteel = 2.301E-03
 Msteel = 7436194



kgf-cm											T-m		φ (rad/m)	M (t-m)
Concrete St	Neutral Axi	Steel Strain	Tendon Stra	Concrete Cd	Steel Comp	Steel Tensid	Prestress Fd	Net Force	Curvature	Moment	Curvature	Moment		
-0.01440	15.3644	3.88E-02	0	-184553	-78580	206667	0	-56466	0.0009855	8500203	0.09855	85.00203		
-0.01550	15.2764	4.15E-02	0	-186968	-78580	209000	0	-56548	0.001056	8574832	0.1056	85.74832	0	0
-0.01670	15.191	4.42E-02	0	-189092	-78580	211118	0	-56554	0.001129	8639211	0.1129	86.39211	0.007772	72.646706
-0.01790	15.1048	4.71E-02	0	-191002	-78580	213029	0	-56554	0.001204	8694970	0.1204	86.9497	0.09855	85.00203
-0.01920	15.0183	5.00E-02	0	-192712	-78580	214748	0	-56545	0.001282	8742650	0.1282	87.4265		
-0.02050	14.9557	5.31E-02	0	-193802	-78946	216299	0	-56449	0.001363	8785361	0.1363	87.85361		
-0.02180	14.9413	5.63E-02	0	-193872	-80238	217706	0	-56403	0.001445	8831448	0.1445	88.31448		
-0.02300	14.9456	5.96E-02	0	-193488	-81986	218945	0	-56529	0.001531	8878031	0.1531	88.78031		
-0.02490	14.1949	6.01E-02	0	-190066	-85319	218951	0	-56435	0.001574	8720945	0.1574	87.20945		
-0.03080	11.9432	0.0614	0	-181064	-94156	218788	0	-56432	0.001708	8295949	0.1708	82.95949		
-0.03720	9.3171	0.06	0	-171766	-101364	216624	0	-56507	0.001801	7806715	0.1801	78.06715		
-0.03990	8.9542	0.0625	0	-163167	-103409	210024	0	-56552	0.001896	7702945	0.1896	77.02945		
-0.04250	8.6749	0.0651	0	-155198	-105180	203975	0	-56403	0.001993	7621415	0.1993	76.21415		
-0.04500	8.4897	0.068	0	-147799	-106685	197972	0	-56513	0.002093	7563528	0.2093	75.63528		
-0.04760	8.3344	0.071	0	-140917	-108048	192500	0	-56465	0.002195	7514047	0.2195	75.14047		
-0.05010	8.2008	0.074	0	-134505	-109287	187332	0	-56460	0.002299	7471897	0.2299	74.71897		
-0.02360	20.1806	0.1063	0	-98715	-78580	120902	0	-56393	0.002407	4233167	0.2407	42.33167		
-0.02480	20.1423	0.1111	0	-99421	-78580	121538	0	-56464	0.002516	4241963	0.2516	42.41963		
-0.02600	20.107	0.1159	0	-100022	-78580	122108	0	-56494	0.002628	4248370	0.2628	42.4837		
-0.01880	23.1592	0.1293	0	-43806	-73695	61057	0	-56444	0.002742	2368250	0.2742	23.6825		
-0.01950	23.1804	0.1349	0	-43607	-74407	61484	0	-56529	0.002859	2377223	0.2859	23.77223		
-0.02020	23.203	0.1406	0	-43366	-74981	61876	0	-56471	0.002978	2382196	0.2978	23.82196		
-0.02100	23.2232	0.1464	0	-43150	-75630	62234	0	-56546	0.0031	2389785	0.31	23.89785		

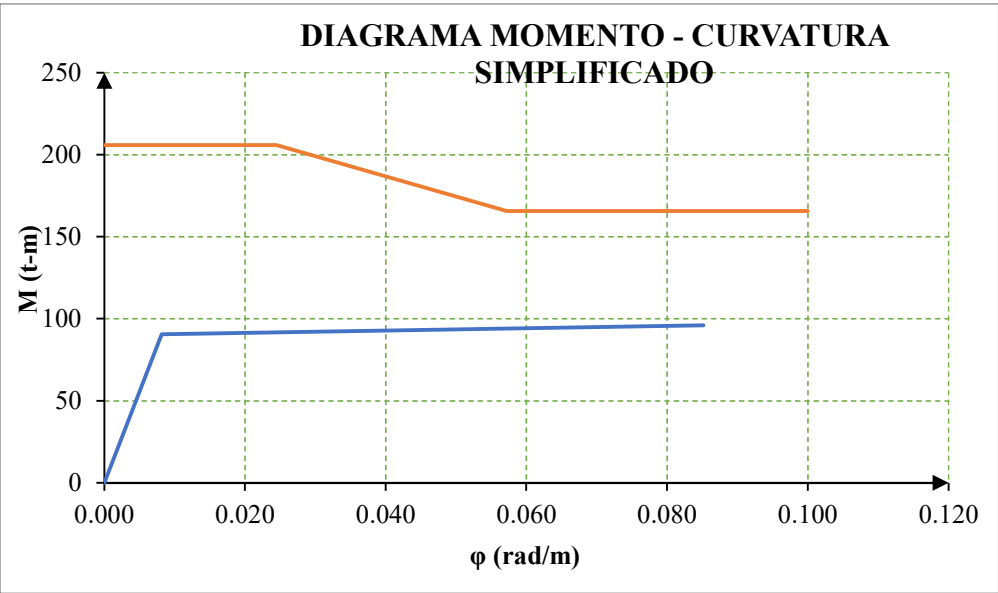
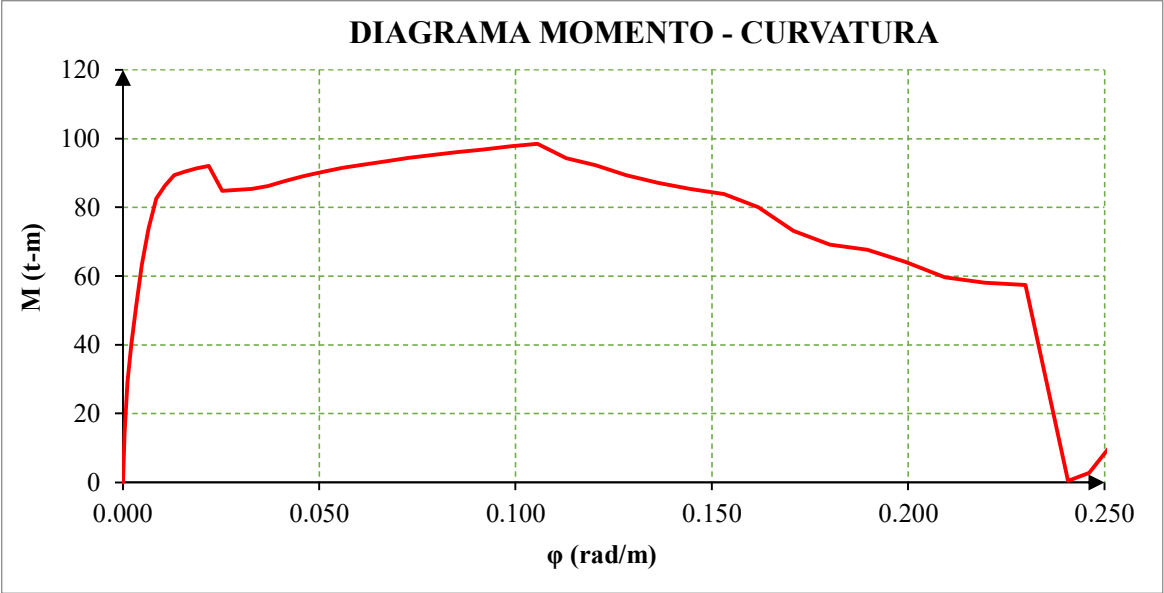
DIAGRAMA MOMENTO CURVATURA DE LA COLUMNA C-5 (90° Y 270°) AL 30% DE CARGA AXIAL

MOMENT CURVATURE (M-f) GRAPH - Kgf, cm, C

Axial Load = -169389.27
 Moment Angle = 90

Results For Exact-Integration

fy(Initial) = 6.748E-05
 My = 7468942
 fmax = 3.100E-03
 Mmax = 2784079
 fconcrete = 2.177E-04
 Mconcrete = 9197484
 fsteel = N/A
 Msteel = N/A



kgf-cm											T-m	
Concrete St	Neutral Axi	Steel Strain	Tendon Stra	Concrete Cd	Steel Comp	Steel Tensid	Prestress Fd	Net Force	Curvature	Moment	Curvature	Moment
-0.00017	0	-1.73E-04	0	-149027	-20388	0	0	-169416	0	6.82E-12	0	6.821E-17
-0.00032	-35.8133	-5.75E-05	0	-148848	-20547	0	0	-169395	4.87E-06	1431325	0.0004867	14.31325
-0.00052	-12.4825	1.40E-04	0	-151550	-23250	5346.9186	0	-169454	1.22E-05	2913329	0.001217	29.13329
-0.00073	-3.2353	4.55E-04	0	-161044	-27873	19521	0	-169396	2.19E-05	4003704	0.00219	40.03704
-0.00097	1.564	8.71E-04	0	-175734	-33719	40007	0	-169447	3.41E-05	5114609	0.003407	51.14609
-0.00125	4.3386	1.38E-03	0	-194333	-40211	65114	0	-169430	4.87E-05	6331162	0.004867	63.31162
-0.00155	6.3414	1.99E-03	0	-210570	-46528	87646	0	-169453	6.57E-05	7390054	0.00657	73.90054
-0.00188	7.8904	2.72E-03	0	-223573	-52538	106718	0	-169393	8.52E-05	8253583	0.008516	82.53583
-0.00220	9.4478	3.58E-03	0	-227233	-59441	117258	0	-169417	1.07E-04	8628548	0.01071	86.28548
-0.00258	10.3973	4.52E-03	0	-233277	-63893	127701	0	-169470	1.31E-04	8931369	0.01314	89.31369
-0.00295	11.3213	5.59E-03	0	-233692	-68015	132315	0	-169393	1.58E-04	9036754	0.01582	90.36754
-0.00337	12.0404	6.75E-03	0	-234058	-72468	137133	0	-169393	1.87E-04	9129050	0.01874	91.2905
-0.00382	12.5608	8.01E-03	0	-234087	-77467	142160	0	-169394	2.19E-04	9200488	0.0219	92.00488
-0.00489	10.6773	8.78E-03	0	-226368	-78580	135480	0	-169469	2.53E-04	8481886	0.02531	84.81886
-0.00553	10.9123	1.01E-02	0	-229765	-78580	138927	0	-169419	2.90E-04	8504664	0.02896	85.04664
-0.00621	11.0894	1.15E-02	0	-233331	-78580	142518	0	-169393	3.29E-04	8532978	0.03285	85.32978
-0.00697	11.1564	1.30E-02	0	-238167	-78580	147282	0	-169466	3.70E-04	8620069	0.03699	86.20069
-0.00781	11.1256	1.45E-02	0	-244112	-78580	153300	0	-169393	4.14E-04	8768576	0.04137	87.68576
-0.00871	11.069	1.61E-02	0	-249779	-78580	158967	0	-169392	4.60E-04	8906269	0.04599	89.06269
-0.00966	11.0155	1.78E-02	0	-254629	-78580	163782	0	-169428	5.09E-04	9030862	0.05086	90.30862
-0.01070	10.9483	1.96E-02	0	-259051	-78580	168149	0	-169482	5.60E-04	9143660	0.05597	91.4366
-0.01170	10.869	2.14E-02	0	-263066	-78580	172250	0	-169396	6.13E-04	9243591	0.06132	92.43591
-0.01290	10.7624	2.33E-02	0	-267013	-78580	176154	0	-169439	6.69E-04	9337715	0.06692	93.37715
-0.01410	10.6126	2.52E-02	0	-271232	-78580	180343	0	-169470	7.28E-04	9437232	0.07276	94.37232
-0.01540	10.4587	2.72E-02	0	-275010	-78580	184118	0	-169472	7.88E-04	9524326	0.07884	95.24326
-0.01680	10.3039	2.92E-02	0	-278330	-78613	187503	0	-169439	8.52E-04	9600182	0.08516	96.00182
-0.01820	10.1687	3.13E-02	0	-280867	-79291	190763	0	-169395	0.0009173	9675639	0.09173	96.75639

INCORPORACIÓN DEL CORTANTE EN EL DIAGRAMA M-φ
 L=3.80m

φ (rad/m)	M (t-m)
0	205.904
0.0245214	205.904
0.0572167	165.766
0.1	165.766

FRACTURA DEL REFUERZON TRANSVERSAL
 cuantia volumetrica
 def. max. concreto

0.0080467	0.017

PANDEO DE LA BARRA LONGITUDINAL
 s 10
 db 2.54
 s/db 3.9370079
 lw 0.4746
 ep* 0.0470866
 φu* 0.0992133

CONSTRUCCION DE LA BILINEAL

	rad/cm	rad/m
M'y	7468942	74.68942
φ'y	0.000067	0.006748
Maci(ec=0.003)	9047084.0	90.47084
φy		0.008174

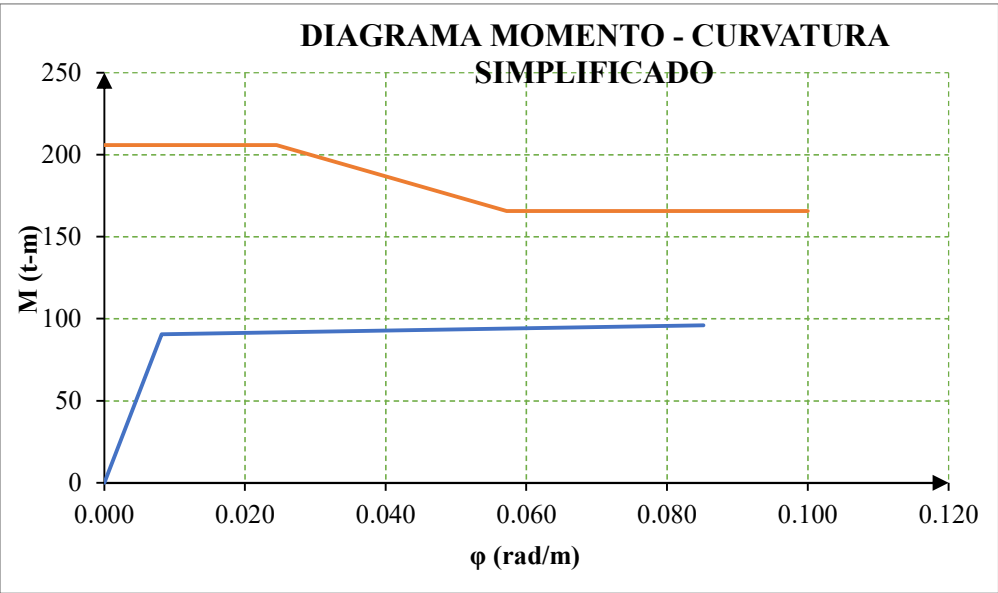
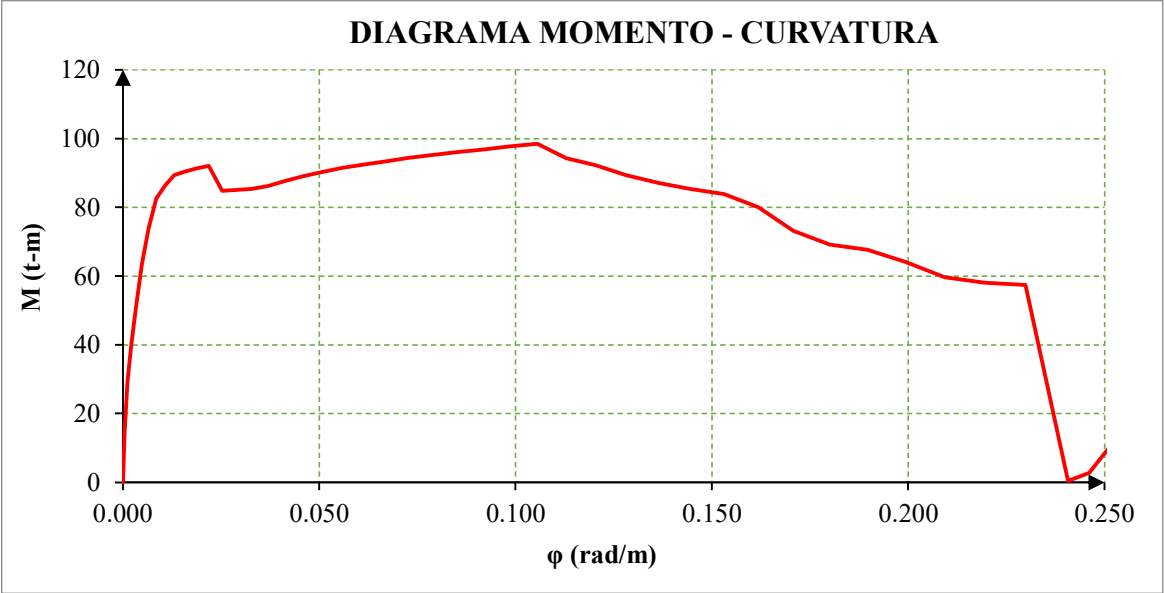
DIAGRAMA MOMENTO CURVATURA DE LA COLUMNA C-5 (90° Y 270°) AL 30% DE CARGA AXIAL

MOMENT CURVATURE (M-f) GRAPH - Kgf, cm, C

Axial Load = -169389.27
 Moment Angle = 90

Results For Exact-Integration

fy(Initial) = 6.748E-05
 My = 7468942
 fmax = 3.100E-03
 Mmax = 2784079
 fconcrete = 2.177E-04
 Mconcrete = 9197484
 fsteel = N/A
 Msteel = N/A



kgf-cm											T-m		φ (rad/m)	M (t-m)
Concrete St	Neutral Axi	Steel Strain	Tendon Stra	Concrete Cd	Steel Comp	Steel Tensid	Prestress Fd	Net Force	Curvature	Moment	Curvature	Moment		
-0.01960	10.0838	3.36E-02	0	-282134	-81671	194377	0	-169428	0.0009855	9769487	0.09855	97.69487		
-0.02110	9.9991	3.59E-02	0	-283095	-83987	197709	0	-169373	0.001056	9853314	0.1056	98.53314	0	0
-0.02360	9.1075	3.74E-02	0	-267670	-87960	186247	0	-169383	0.001129	9424803	0.1129	94.24803	0.008174	90.47084
-0.02570	8.653	3.93E-02	0	-256782	-90875	178266	0	-169391	0.001204	9220321	0.1204	92.20321	0.08516	96.00182
-0.02810	8.0911	4.12E-02	0	-241190	-93864	165688	0	-169366	0.001282	8936836	0.1282	89.36836		
-0.03050	7.5913	4.30E-02	0	-225708	-108167	164560	0	-169315	0.001363	8709900	0.1363	87.099		
-0.03300	7.1825	4.51E-02	0	-211718	-123570	165867	0	-169420	0.001445	8537736	0.1445	85.37736		
-0.03560	6.7604	4.71E-02	0	-199095	-137252	167030	0	-169316	0.001531	8386907	0.1531	83.86907		
-0.04030	5.0751	4.70E-02	0	-187268	-148062	165967	0	-169363	0.001618	8002128	0.1618	80.02128		
-0.04820	1.7717	0.044	0	-177330	-153045	160966	0	-169409	0.001708	7309488	0.1708	73.09488		
-0.05440	-0.2175	0.0428	0	-168253	-158675	157549	0	-169379	0.001801	6912375	0.1801	69.12375		
-0.05900	-1.1283	0.0434	0	-163167	-162748	156553	0	-169362	0.001896	6762986	0.1896	67.62986		
-0.06640	-3.3163	0.0412	0	-155198	-168860	154720	0	-169338	0.001993	6407677	0.1993	64.07677		
-0.07570	-6.1781	0.0373	0	-147799	-174276	152710	0	-169365	0.002093	5960925	0.2093	59.60925		
-0.08130	-7.0643	0.0372	0	-140917	-176098	147685	0	-169329	0.002195	5800955	0.2195	58.00955		
-0.08580	-7.3161	0.0384	0	-134505	-177018	142117	0	-169406	0.002299	5737503	0.2299	57.37503		
-0.11840	-19.1838	0.0116	0	-128521	-119544	78618	0	-169447	0.002407	40014	0.2407	0.40014		
-0.12580	-21.1102	7.11E-03	0	-125662	-122253	78580	0	-169334	0.002461	268030	0.2461	2.6803		
-0.14170	-23.9055	2.48E-04	0	-117692	-61095	9477.6279	0	-169309	0.002628	2680482	0.2628	26.80482		
-0.14800	-23.9536	1.27E-04	0	-112784	-61543	4855.5495	0	-169472	0.002742	2715296	0.2742	27.15296		
-0.15440	-23.9934	1.88E-05	0	-108176	-61949	715.415	0	-169410	0.002859	2740834	0.2859	27.40834		
-0.16090	-24.0319	-9.49E-05	0	-103405	-65939	0	0	-169345	0.002978	2763515	0.2978	27.63515		
-0.16760	-24.0661	-2.05E-04	0	-98839	-70462	0	0	-169301	0.0031	2784079	0.31	27.84079		

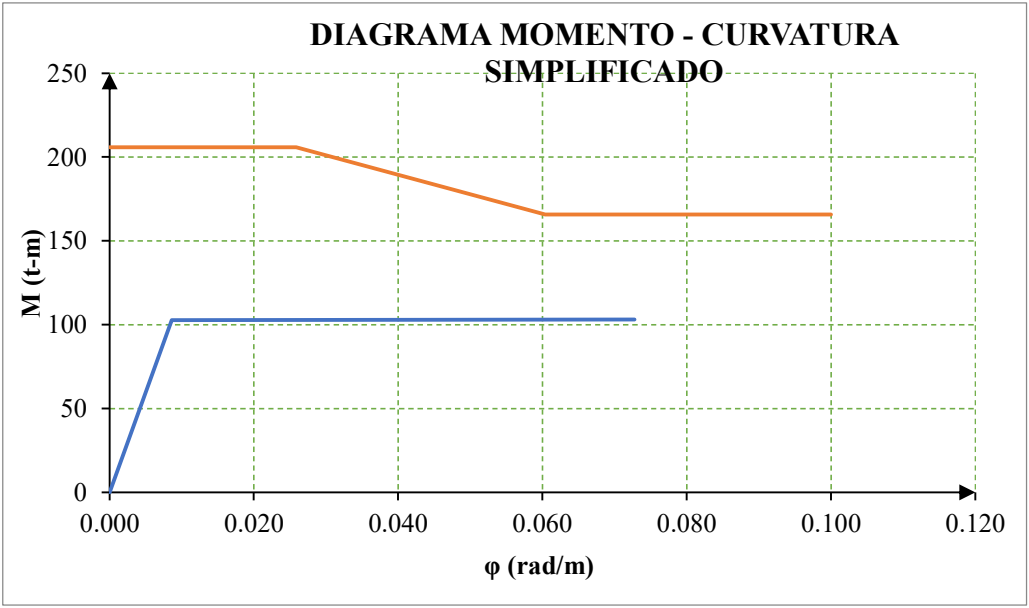
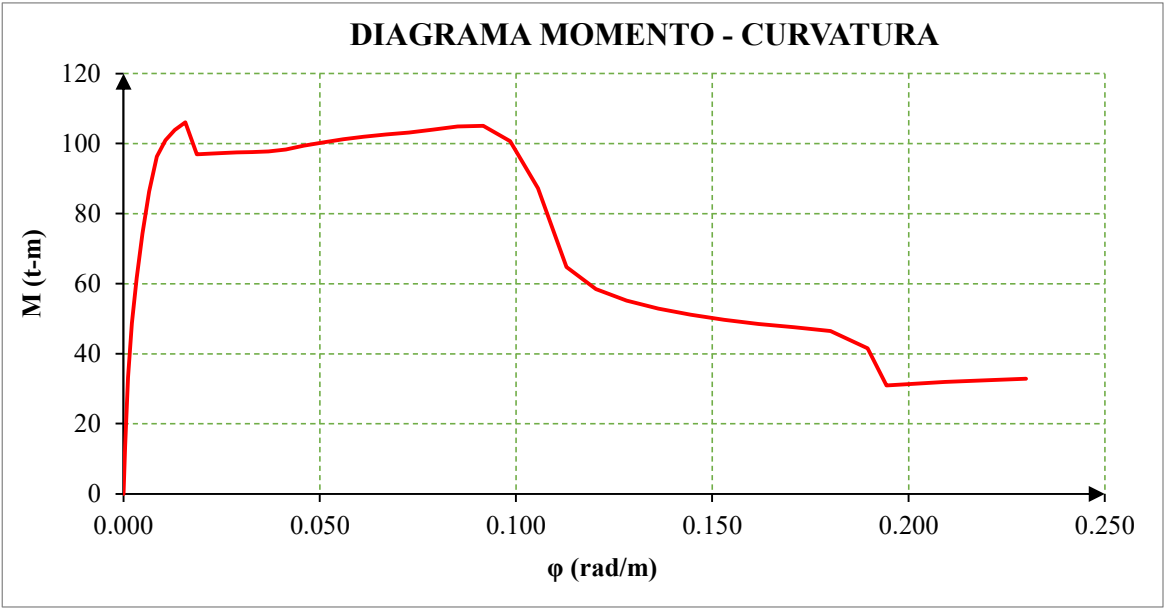
DIAGRAMA MOMENTO CURVATURA DE LA COLUMNA C-5 (90° Y 270°) AL 50% DE CARGA AXIAL

MOMENT CURVATURE (M-f) GRAPH - Kgf, cm, C

Axial Load = -282315.45
Moment Angle = 90

Results For Exact-Integration

fy(Initial) = 7.760E-05
My = 9238110
fmax = 2.299E-03
Mmax = 3287454
fconcrete = 1.614E-04
Mconcrete = 10502966
fsteel = N/A
Msteel = N/A



kgf-cm											T-m	
Concrete Str	Neutral Axi	Steel Strain	Tendon Str	Concrete Cr	Steel Comp	Steel Tensid	Prestress Fc	Net Force	Curvature	Moment	Curvature	Moment
-0.00029	0	-2.94E-04	0	-247606	-34704	0	0	-282310	0	1.19E-10	0	1.191E-15
-0.00044	-60.8687	-1.79E-04	0	-247380	-34921	0	0	-282302	4.87E-06	1360709	0.0004867	13.60709
-0.00067	-24.7986	-9.72E-06	0	-246724	-35568	0	0	-282293	1.22E-05	3317922	0.001217	33.17922
-0.00092	-12.1381	2.60E-04	0	-251053	-41248	9912.2482	0	-282388	2.19E-05	4865712	0.00219	48.65712
-0.00120	-5.3357	6.36E-04	0	-260972	-47573	26150	0	-282395	3.41E-05	6154484	0.003407	61.54484
-0.00152	-1.2781	1.11E-03	0	-275049	-56321	48999	0	-282370	4.87E-05	7424594	0.004867	74.24594
-0.00188	1.3855	1.67E-03	0	-289790	-65718	73133	0	-282375	6.57E-05	8629230	0.00657	86.2923
-0.00229	3.1064	2.31E-03	0	-305205	-72407	95215	0	-282396	8.52E-05	9625449	0.008516	96.25449
-0.00272	4.5841	3.06E-03	0	-311908	-77007	106594	0	-282321	1.07E-04	10094875	0.01071	100.94875
-0.00318	5.8298	3.92E-03	0	-314553	-81171	113376	0	-282348	1.31E-04	10380150	0.01314	103.8015
-0.00369	6.6644	4.85E-03	0	-319250	-82972	119882	0	-282339	1.58E-04	10602406	0.01582	106.02406
-0.00469	4.9709	5.43E-03	0	-313157	-90379	121319	0	-282216	1.87E-04	9692706	0.01874	96.92706
-0.00535	5.5729	6.48E-03	0	-314098	-89630	121393	0	-282335	2.19E-04	9705983	0.0219	97.05983
-0.00605	6.0779	7.61E-03	0	-315025	-88693	121393	0	-282325	2.53E-04	9723224	0.02531	97.23224
-0.00681	6.4917	8.83E-03	0	-316056	-87660	121393	0	-282322	2.90E-04	9740936	0.02896	97.40936
-0.00761	6.8281	1.01E-02	0	-317131	-86583	121393	0	-282321	3.29E-04	9756033	0.03285	97.56033
-0.00847	7.0982	1.15E-02	0	-318218	-85515	121413	0	-282319	3.70E-04	9767686	0.03699	97.67686
-0.00941	7.2593	1.29E-02	0	-320261	-84950	122839	0	-282373	4.14E-04	9821553	0.04137	98.21553
-0.01040	7.3128	1.44E-02	0	-323317	-85151	126150	0	-282318	4.60E-04	9930901	0.04599	99.30901
-0.01150	7.3347	1.59E-02	0	-326036	-85614	129249	0	-282401	5.09E-04	10028383	0.05086	100.28383
-0.01270	7.3361	1.75E-02	0	-328303	-86305	132200	0	-282408	5.60E-04	10114536	0.05597	101.14536
-0.01390	7.3213	1.92E-02	0	-330128	-87232	134966	0	-282393	6.13E-04	10189231	0.06132	101.89231
-0.01520	7.2935	2.09E-02	0	-331535	-88409	137559	0	-282385	6.69E-04	10253623	0.06692	102.53623
-0.01650	7.2655	2.27E-02	0	-332377	-89979	139997	0	-282360	7.28E-04	10313507	0.07276	103.13507
-0.01790	7.2678	2.47E-02	0	-332228	-92467	142371	0	-282324	7.88E-04	10388281	0.07884	103.88281
-0.01940	7.2643	2.66E-02	0	-331773	-95874	145321	0	-282325	8.52E-04	10480039	0.08516	104.80039
-0.02100	7.1498	2.86E-02	0	-329092	-101575	148326	0	-282341	0.0009173	10501117	0.09173	105.01117

INCORPORACIÓN DEL CORTANTE EN EL DIAGRAMA M-φ

L=3.80m	
φ (rad/m)	M (t-m)
0	205.904
0.0258799	205.904
0.0603863	165.766
0.1	165.766

FRACTURA DEL REFUERZON TRANSVERSAL

0.0080467	cuantia volumetrica
0.017	def. max. concreto

PANDEO DE LA BARRA LONGITUDINAL

s	10
db	2.54
s/db	3.9370079
lw	0.4746
ep*	0.0470866
φu*	0.0992133

CONSTRUCCION DE LA BILINEAL

	rad/cm	rad/m
M'y	9238110	92.3811
φ'y	0.000078	0.00776
Maci(ec=0.003)	10269801.9	102.69802
φy		0.008627

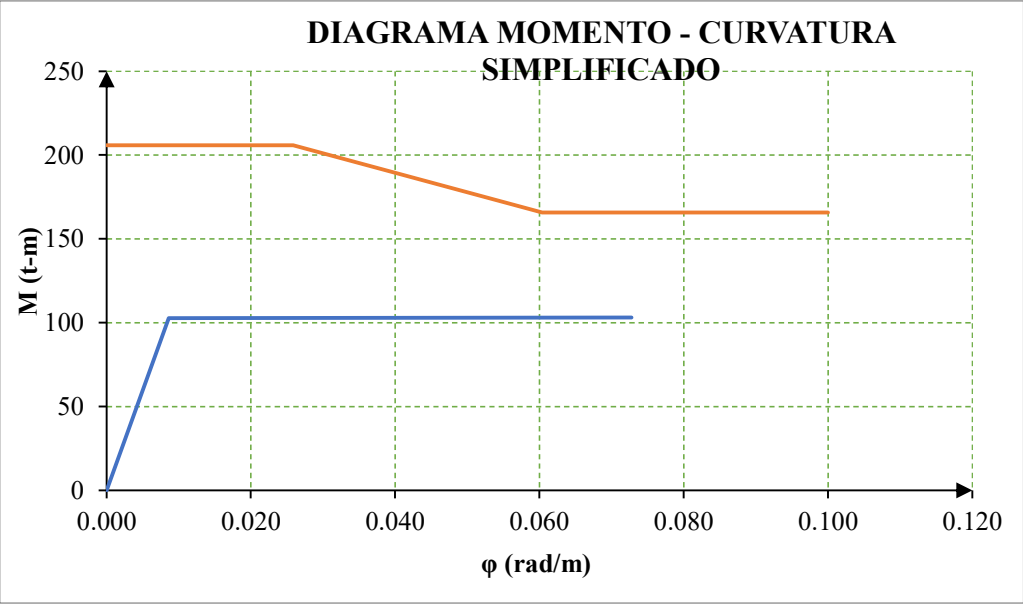
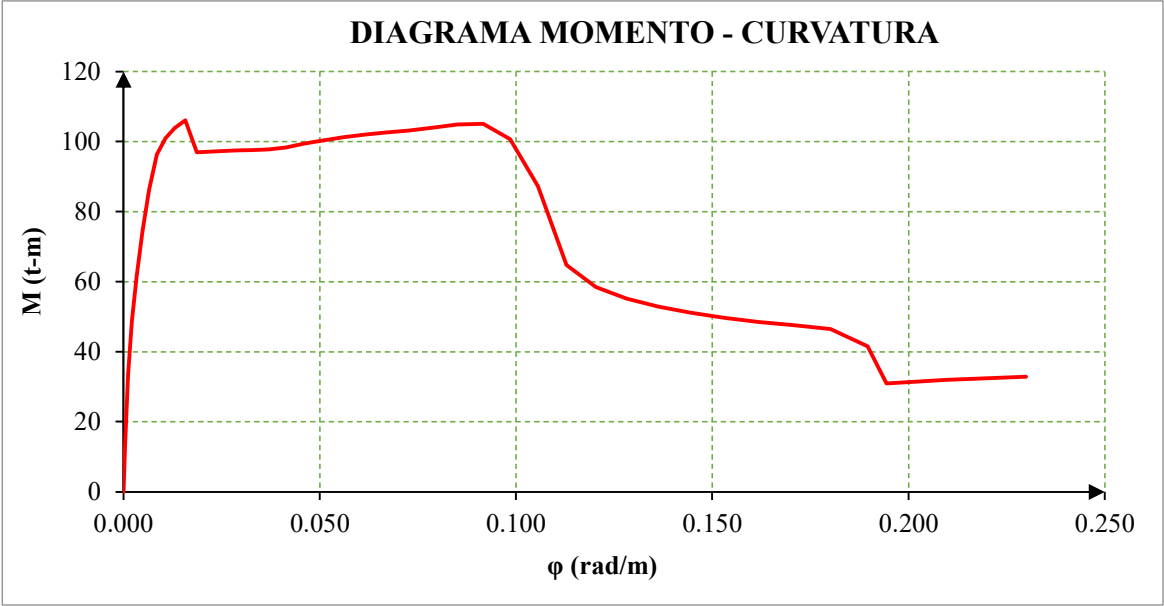
DIAGRAMA MOMENTO CURVATURA DE LA COLUMNA C-5 (90° Y 270°) AL 50% DE CARGA AXIAL

MOMENT CURVATURE (M-f) GRAPH - Kgf, cm, C

Axial Load = -282315.45
 Moment Angle = 90

Results For Exact-Integration

fy(Initial) = 7.760E-05
 My = 9238110
 fmax = 2.299E-03
 Mmax = 3287454
 fconcrete = 1.614E-04
 Mconcrete = 10502966
 fsteel = N/A
 Msteel = N/A



kgf-cm											T-m		φ (rad/m)	M (t-m)
Concrete Str	Neutral Axi	Steel Strain	Tendon Stra	Concrete Cd	Steel Comp	Steel Tensi	Prestress Fc	Net Force	Curvature	Moment	Curvature	Moment		
-0.02320	6.4256	3.00E-02	0	-311162	-121120	149952	0	-282330	0.0009855	10065865	0.09855	100.65865		
-0.02870	2.8147	2.83E-02	0	-288968	-139419	146104	0	-282284	0.001056	8717298	0.1056	87.17298	0	0
-0.03880	-4.3771	2.22E-02	0	-270382	-151174	139228	0	-282328	0.001129	6476395	0.1129	64.76395	0.008627	102.69802
-0.04380	-6.3476	2.13E-02	0	-256782	-157805	132243	0	-282344	0.001204	5841458	0.1204	58.41458	0.07276	103.13507
-0.04750	-7.0798	2.17E-02	0	-241190	-161478	120334	0	-282334	0.001282	5515204	0.1282	55.15204		
-0.05120	-7.5638	2.24E-02	0	-226977	-164428	109096	0	-282308	0.001363	5288255	0.1363	52.88255		
-0.05490	-7.9684	2.32E-02	0	-213985	-166999	98670	0	-282314	0.001445	5109166	0.1445	51.09166		
-0.05870	-8.3378	2.40E-02	0	-200888	-180029	98694	0	-282223	0.001531	4962441	0.1531	49.62441		
-0.06250	-8.6456	2.48E-02	0	-189055	-192968	99710	0	-282314	0.001618	4845429	0.1618	48.45429		
-0.06640	-8.8941	2.58E-02	0	-178405	-204685	100767	0	-282324	0.001708	4754907	0.1708	47.54907		
-0.07080	-9.306	2.65E-02	0	-168489	-215216	101463	0	-282242	0.001801	4646698	0.1801	46.46698		
-0.07940	-11.8742	2.30E-02	0	-159277	-220505	97485	0	-282297	0.001896	4153728	0.1896	41.53728		
-0.10500	-24.0268	-5.21E-05	0	-158841	-123465	0	0	-282307	0.001944	3093184	0.1944	30.93184		
-0.11340	-24.1673	-3.50E-04	0	-146259	-136140	0	0	-282399	0.002093	3190048	0.2093	31.90048		
-0.11900	-24.2399	-5.26E-04	0	-138698	-143596	0	0	-282294	0.002195	3240307	0.2195	32.40307		
-0.12490	-24.3018	-6.94E-04	0	-131704	-150606	0	0	-282310	0.002299	3287454	0.2299	32.87454		

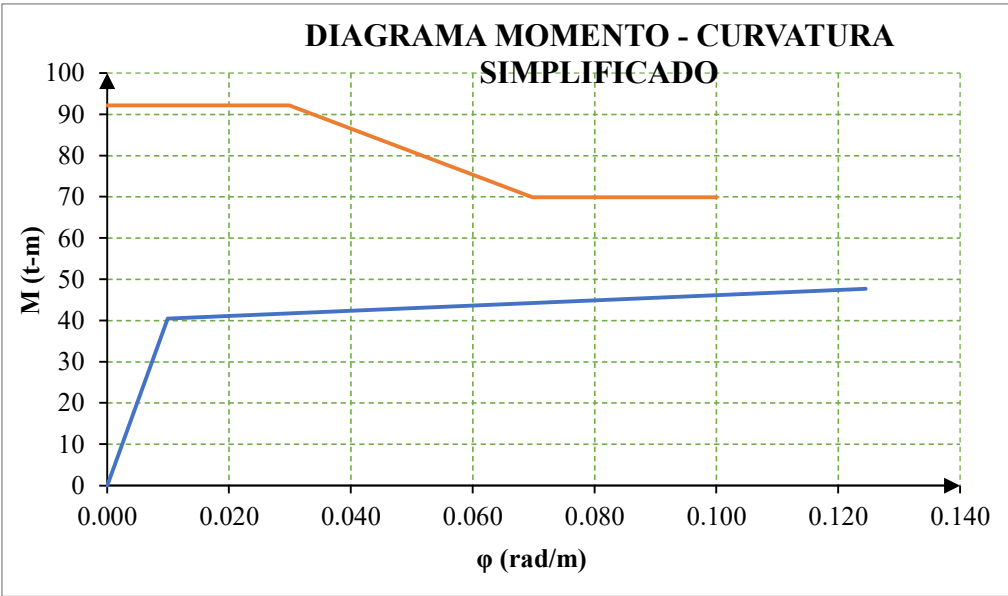
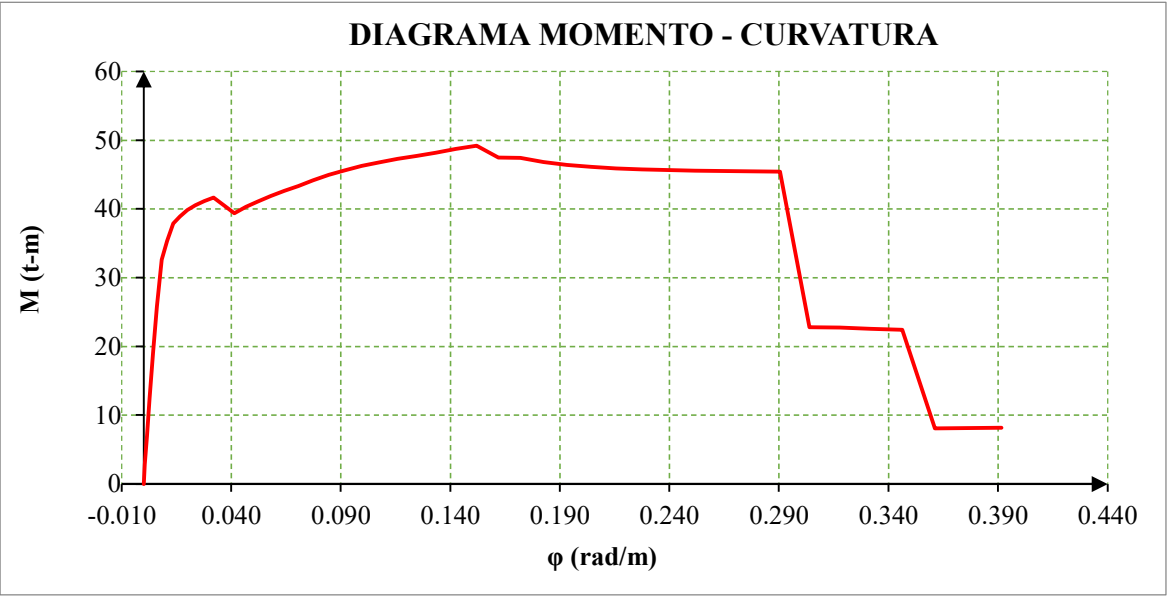
DIAGRAMA MOMENTO CURVATURA DE LA COLUMNA C-12' (0° Y 180°)

MOMENT CURVATURE (M-f) GRAPH - Kgf, cm, C

Axial Load = 0
Moment Angle = 0

Results For Exact-Integration

fy(Initial) = 7.117E-05
My = 2888504
fmax = 3.916E-03
Mmax = 813764
fconcrete = 1.532E-03
Mconcrete = 4900937
fsteeel = 2.908E-03
Msteel = 4479458



kgf-cm											T-m	
Concrete St	Neutral Axi	Steel Strain	Tendon Stra	Concrete Cd	Steel Comp	Steel Tensid	Prestress Fd	Net Force	Curvature	Moment	Curvature	Moment
0.000000	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
-0.000067	10.1392	1.79E-04	0	-6488	-1699	8177.4234	0	-8.983	6.15E-06	278845	0.0006147	2.78845
-0.000168	10.0826	4.47E-04	0	-16104	-4273	20380	0	2.7222	1.54E-05	693890	0.001537	6.9389
-0.000305	9.9759	8.02E-04	0	-28638	-7784	36472	0	49.97	2.77E-05	1239649	0.002766	12.39649
-0.000482	9.8093	1.24E-03	0	-43887	-12332	56214	0	-4.7629	4.30E-05	1910021	0.004303	19.10021
-0.000683	9.8909	1.78E-03	0	-59226	-17461	76676	0	-10.757	6.15E-05	2581434	0.006147	25.81434
-0.000915	9.9754	2.41E-03	0	-74684	-23353	98033	0	-3.012	8.30E-05	3262539	0.008299	32.62539
-0.001097	10.8039	3.21E-03	0	-81867	-27493	109355	0	-4.3847	1.08E-04	3533281	0.01076	35.33281
-0.001299	11.3953	4.11E-03	0	-88710	-32067	120768	0	-9.5016	1.35E-04	3786112	0.01352	37.86112
-0.001473	12.1249	5.17E-03	0	-91440	-35580	127018	0	-1.6247	1.66E-04	3890607	0.0166	38.90607
-0.001668	12.653	6.32E-03	0	-93749	-39537	133283	0	-3.4604	2.00E-04	3980306	0.01998	39.80306
-0.001880	13.0567	7.59E-03	0	-95065	-43857	138900	0	-21.0373	2.37E-04	4054593	0.02367	40.54593
-0.002102	13.4031	8.96E-03	0	-95359	-48273	143622	0	-10.3437	2.77E-04	4113822	0.02766	41.13822
-0.002381	13.5501	1.04E-02	0	-96651	-51517	148172	0	4.1824	3.20E-04	4163157	0.03197	41.63157
-0.002966	12.8904	1.17E-02	0	-90286	-59129	149399	0	-16.3821	3.66E-04	4052796	0.03658	40.52796
-0.003778	11.8949	1.28E-02	0	-84881	-64219	149150	0	50.1616	4.15E-04	3936869	0.04149	39.36869
-0.004387	11.6092	1.43E-02	0	-89330	-64219	153552	0	2.6736	4.67E-04	4027223	0.04672	40.27223
-0.004961	11.5062	1.59E-02	0	-92022	-64219	156272	0	30.7943	5.23E-04	4109967	0.05225	41.09967
-0.005578	11.3975	1.77E-02	0	-94631	-64219	158845	0	-4.9585	5.81E-04	4189494	0.05809	41.89494
-0.006238	11.2897	1.95E-02	0	-97048	-64219	161263	0	-3.7979	6.42E-04	4263638	0.06424	42.63638
-0.006948	11.1711	2.13E-02	0	-99395	-64219	163612	0	-1.8062	7.07E-04	4333759	0.07069	43.33759
-0.007782	10.9531	2.32E-02	0	-102684	-64219	166893	0	-9.4628	7.75E-04	4416882	0.07746	44.16882
-0.008682	10.7283	2.51E-02	0	-105821	-64219	169988	0	-52.6156	8.45E-04	4493375	0.08452	44.93375
-0.009642	10.5087	2.71E-02	0	-108671	-64219	172888	0	-2.0927	9.19E-04	4561758	0.0919	45.61758
-0.010700	10.2796	2.92E-02	0	-111400	-64219	175574	0	-44.9088	9.96E-04	4623723	0.09959	46.23723
-0.011800	10.0512	3.13E-02	0	-113900	-64219	178071	0	-48.1879	1.08E-03	4678505	0.1076	46.78505
-0.013000	9.8212	3.34E-02	0	-116209	-64219	180384	0	-44.0049	0.001159	4726687	0.1159	47.26687

INCORPORACIÓN DEL CORTANTE EN EL DIAGRAMA M-φ
L=3.80m

φ (rad/m)	M (t-m)
0	92.175
0.0299212	92.175
0.0698162	69.876
0.1	69.876

FRACTURA DEL REFUERZON TRANSVERSAL

0.008449	cuantia volumetrica
0.017	def. max. concreto

PANDEO DE LA BARRA LONGITUDINAL

s	10
db	2.54
s/db	3.9370079
lw	0.3746
ep*	0.0470866
φu*	0.1256984

CONSTRUCCION DE LA BILINEAL

	rad/cm	rad/m
M'y	2888504	28.88504
φ'y	0.000071	0.007117
Maci(ec=0.003)	4047941.9	40.479419
φy		0.009974

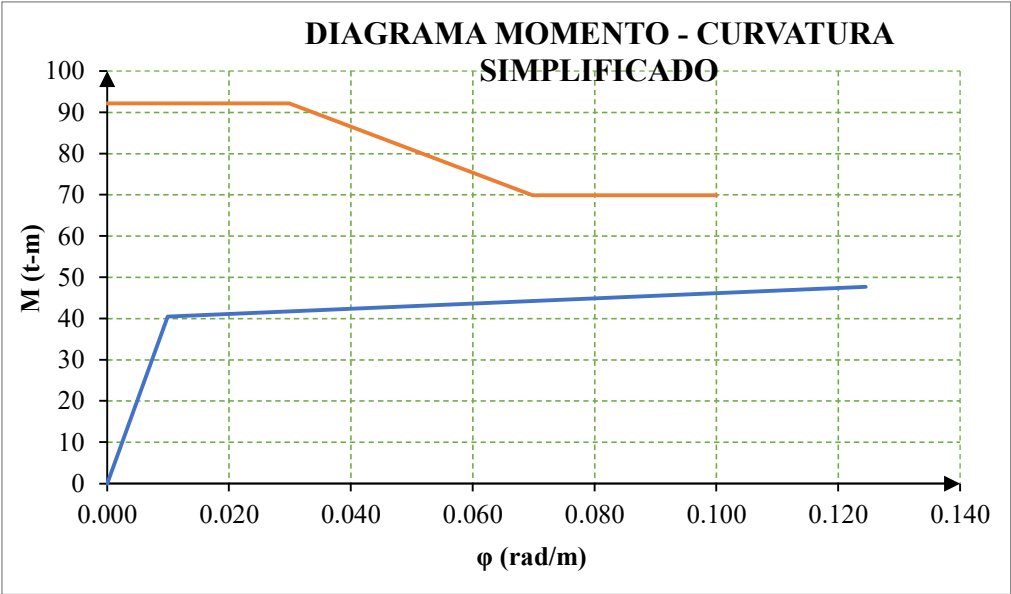
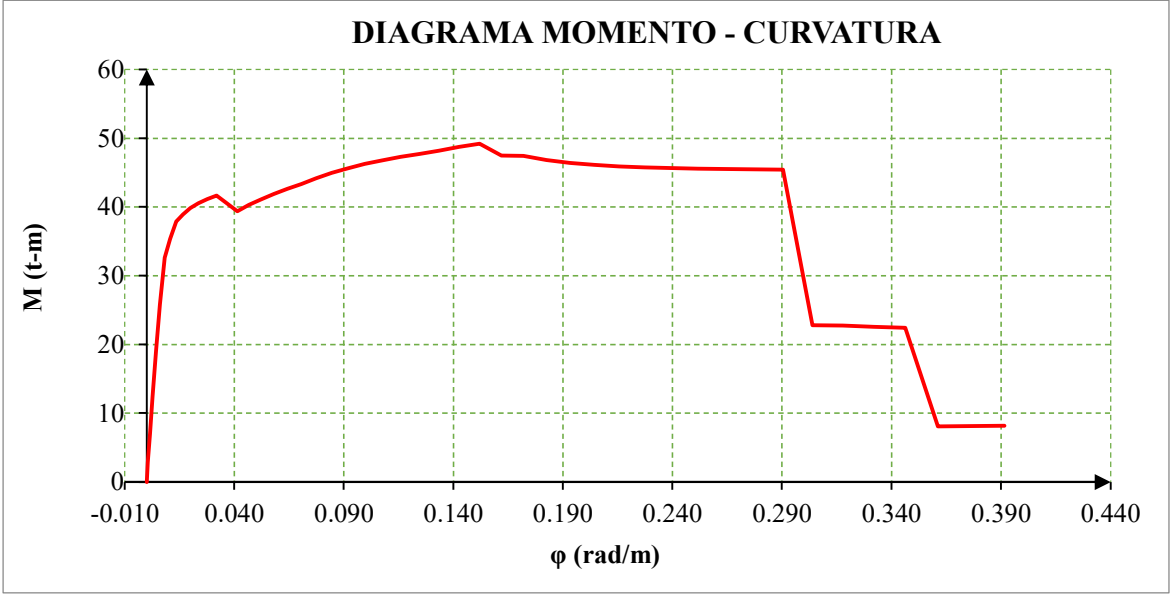
DIAGRAMA MOMENTO CURVATURA DE LA COLUMNA C-12' (0° Y 180°)

MOMENT CURVATURE (M-f) GRAPH - Kgf, cm, C

Axial Load = 0
 Moment Angle = 0

Results For Exact-Integration

fy(Initial) = 7.117E-05
 My = 2888504
 fmax = 3.916E-03
 Mmax = 813764
 fconcrete = 1.532E-03
 Mconcrete = 4900937
 fsteel = 2.908E-03
 Msteel = 4479458



kgf-cm											T-m		φ (rad/m)	M (t-m)
Concrete St	Neutral Axi	Steel Strain	Tendon Stra	Concrete Cd	Steel Comp	Steel Tensid	Prestress Fd	Net Force	Curvature	Moment	Curvature	Moment		
-0.014200	9.5949	3.56E-02	0	-118280	-64264	182525	0	-19.1909	0.001245	4768976	0.1245	47.68976		
-0.015400	9.4221	3.79E-02	0	-119625	-64969	184587	0	-6.7018	0.001334	4814183	0.1334	48.14183	0	0
-0.016600	9.3486	4.04E-02	0	-119833	-66835	186650	0	-18.4805	0.001426	4869998	0.1426	48.69998	0.009974	40.479419
-0.017800	9.2808	4.30E-02	0	-119890	-68640	188542	0	12.6088	0.001521	4920315	0.1521	49.20315	0.1245	47.68976
-0.021200	7.9233	4.36E-02	0	-114760	-73515	188293	0	17.7213	0.00162	4744783	0.162	47.44783		
-0.022900	7.6713	0.0459	0	-112337	-75597	187942	0	8.1715	0.001721	4739745	0.1721	47.39745		
-0.024900	7.3624	0.0481	0	-105907	-77702	183608	0	-0.9273	0.001826	4681358	0.1826	46.81358		
-0.026900	7.1021	0.0505	0	-100014	-79612	179644	0	18.2778	0.001933	4637337	0.1933	46.37337		
-0.028700	6.9349	0.053	0	-94600	-81252	175849	0	-2.9969	0.002044	4609642	0.2044	46.09642		
-0.030600	6.801	0.0557	0	-89614	-82738	172350	0	-1.1841	0.002158	4589607	0.2158	45.89607		
-0.032600	6.6868	0.0584	0	-85012	-84112	169087	0	-36.8286	0.002274	4574983	0.2274	45.74983		
-0.034500	6.5915	0.0613	0	-80756	-85382	166137	0	-0.4335	0.002394	4563883	0.2394	45.63883		
-0.036500	6.5102	0.0642	0	-76812	-86550	163369	0	6.6464	0.002517	4555640	0.2517	45.5564		
-0.038500	6.4418	0.0673	0	-73150	-87627	160805	0	28.5089	0.002643	4549124	0.2643	45.49124		
-0.040500	6.3832	0.0704	0	-69744	-88622	158364	0	-1.5147	0.002772	4544091	0.2772	45.44091		
-0.042600	6.3345	0.0736	0	-66570	-89537	156113	0	5.4761	0.002905	4539422	0.2905	45.39422		
-0.017300	15.3065	0.1043	0	-55594	-64219	119799	0	-14.2973	0.00304	2278626	0.304	22.78626		
-0.018600	15.1365	0.1085	0	-55767	-64499	120244	0	-21.8617	0.003178	2275163	0.3178	22.75163		
-0.020500	14.8148	0.1122	0	-53319	-67064	120377	0	-5.4932	0.00332	2253808	0.332	22.53808		
-0.022300	14.5685	0.1163	0	-51011	-69583	120593	0	-1.1212	0.003464	2240158	0.3464	22.40158		
-0.008498	18.647	0.136	0	-21925	-39749	61712	0	37.8561	0.003612	804234	0.3612	8.04234		
-0.008816	18.6565	0.1417	0	-21833	-40290	62084	0	-39.3461	0.003762	810345	0.3762	8.10345		
-0.009136	18.6668	0.1475	0	-21734	-40685	62422	0	3.2839	0.003916	813764	0.3916	8.13764		

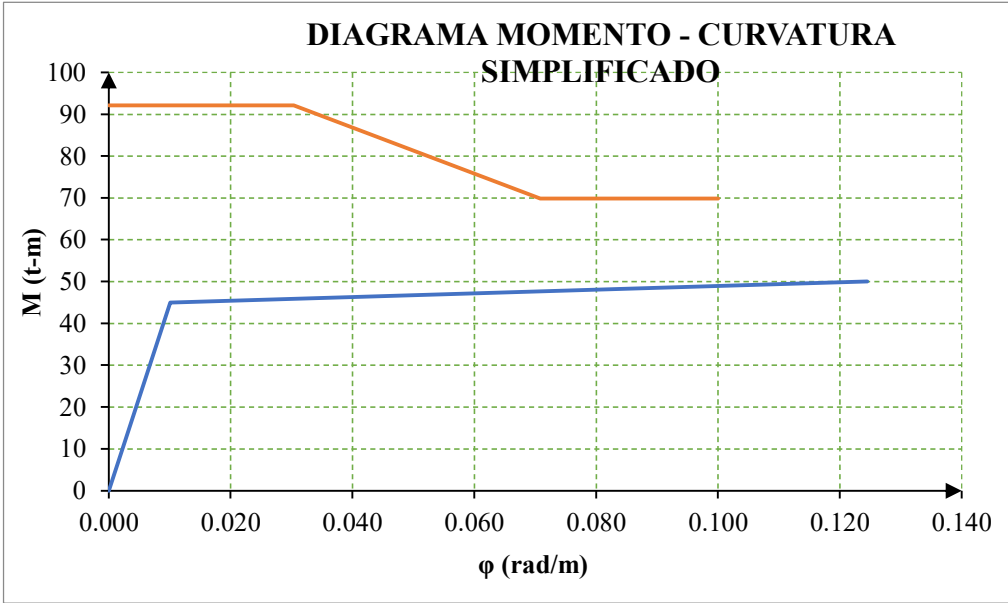
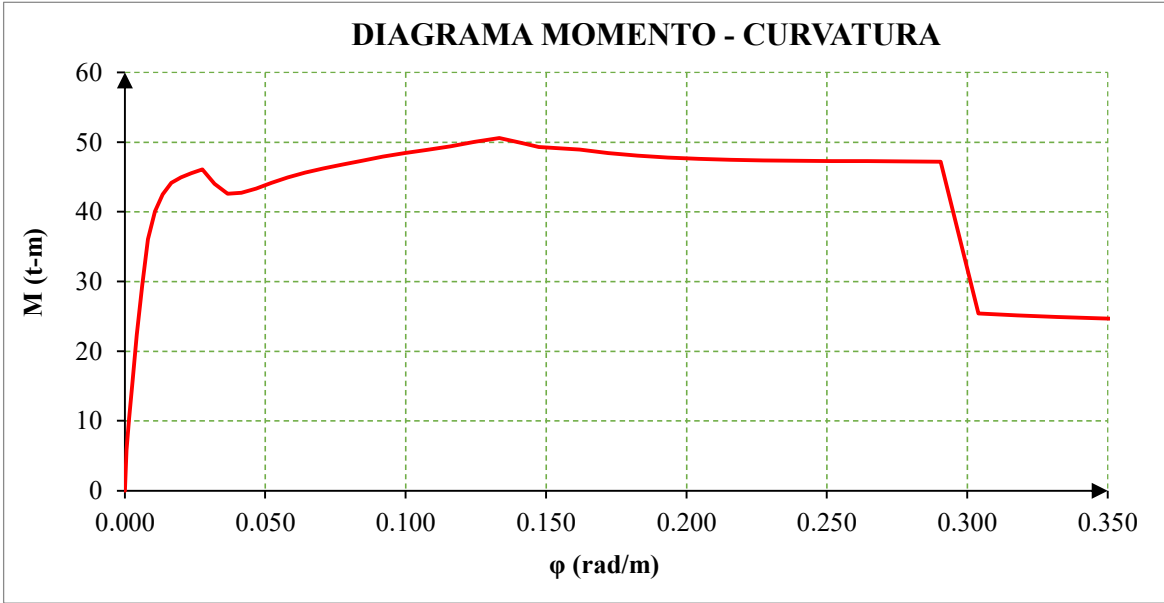
DIAGRAMA MOMENTO CURVATURA DE LA COLUMNA C-12' (0° Y 180°) AL 10% DE CARGA AXIAL

MOMENT CURVATURE (M-f) GRAPH - Kgf, cm, C

Axial Load = -35252.6
 Moment Angle = 0

Results For Exact-Integration

fy(Initial) = 7.698E-05
 My = 3419533
 fmax = 3.916E-03
 Mmax = 2390230
 fconcrete = 1.351E-03
 Mconcrete = 5044345
 fsteel = 2.923E-03
 Msteel = 4417548



kgf-cm											T-m	
Concrete St	Neutral Axi	Steel Strain	Tendon Stra	Concrete Cd	Steel Comp	Steel Tensid	Prestress Fd	Net Force	Curvature	Moment	Curvature	Moment
-0.00006	0	-6.02E-05	0	-28995	-6255	0	0	-35250	0	1.47E-04	0	1.467E-09
-0.00017	-7.3309	7.17E-05	0	-30598	-6921	2236.934	0	-35283	6.15E-06	580535	0.0006147	5.80535
-0.00029	1.8618	3.21E-04	0	-38233	-9642	12616	0	-35258	1.54E-05	1028209	0.001537	10.28209
-0.00044	5.0317	6.65E-04	0	-49741	-12798	27268	0	-35271	2.77E-05	1573148	0.002766	15.73148
-0.00063	6.4558	1.10E-03	0	-64140	-16832	45713	0	-35259	4.30E-05	2232268	0.004303	22.32268
-0.00084	7.2641	1.62E-03	0	-79596	-22496	66823	0	-35268	6.15E-05	2941007	0.006147	29.41007
-0.00109	7.8931	2.23E-03	0	-94008	-28740	87489	0	-35259	8.30E-05	3604975	0.008299	36.04975
-0.00132	8.7631	2.99E-03	0	-102866	-34337	101946	0	-35257	1.08E-04	4006596	0.01076	40.06596
-0.00154	9.6084	3.87E-03	0	-108274	-39602	112612	0	-35264	1.35E-04	4249985	0.01352	42.49985
-0.00177	10.3377	4.87E-03	0	-111314	-44828	120850	0	-35292	1.66E-04	4415690	0.0166	44.1569
-0.00200	10.9678	5.99E-03	0	-112147	-49394	126283	0	-35258	2.00E-04	4491978	0.01998	44.91978
-0.00230	11.3025	7.17E-03	0	-113997	-52748	131484	0	-35262	2.37E-04	4551316	0.02367	45.51316
-0.00262	11.5319	8.45E-03	0	-115679	-56521	136916	0	-35284	2.77E-04	4609547	0.02766	46.09547
-0.00331	10.6451	9.48E-03	0	-106769	-64219	135689	0	-35299	3.20E-04	4401529	0.03197	44.01529
-0.00406	9.9028	1.06E-02	0	-105219	-64219	134177	0	-35261	3.66E-04	4259726	0.03658	42.59726
-0.00464	9.825	1.20E-02	0	-108190	-64219	137145	0	-35265	4.15E-04	4270338	0.04149	42.70338
-0.00529	9.685	1.34E-02	0	-111689	-64219	140659	0	-35249	4.67E-04	4333826	0.04672	43.33826
-0.00601	9.4992	1.49E-02	0	-115476	-64219	144432	0	-35264	5.23E-04	4414955	0.05225	44.14955
-0.00679	9.3133	1.64E-02	0	-118983	-64219	147938	0	-35264	5.81E-04	4490794	0.05809	44.90794
-0.00763	9.127	1.81E-02	0	-122194	-64219	151108	0	-35305	6.42E-04	4559958	0.06424	45.59958
-0.00852	8.9462	1.98E-02	0	-125039	-64219	154003	0	-35255	7.07E-04	4621968	0.07069	46.21968
-0.00948	8.7627	2.15E-02	0	-127622	-64219	156555	0	-35287	7.75E-04	4678422	0.07746	46.78422
-0.01050	8.5732	2.33E-02	0	-129994	-64219	158958	0	-35255	8.45E-04	4731739	0.08452	47.31739
-0.01160	8.3533	2.51E-02	0	-132431	-64219	161381	0	-35269	9.19E-04	4789355	0.0919	47.89355
-0.01280	8.145	2.70E-02	0	-134489	-64219	163444	0	-35264	9.96E-04	4840322	0.09959	48.40322
-0.01400	7.9538	2.90E-02	0	-136136	-64336	165248	0	-35224	1.08E-03	4886645	0.1076	48.86645
-0.01530	7.8043	3.11E-02	0	-137154	-65344	167249	0	-35249	0.001159	4940098	0.1159	49.40098

INCORPORACIÓN DEL CORTANTE EN EL DIAGRAMA M-φ
 L=3.80m

φ (rad/m)	M (t-m)
0	92.175
0.0303562	92.175
0.0708312	69.876
0.1	69.876

FRACTURA DEL REFUERZON TRANSVERSAL

0.008449	cuantia volumetrica
0.017	def. max. concreto

PANDEO DE LA BARRA LONGITUDINAL

s	10
db	2.54
s/db	3.9370079
lw	0.3746
ep*	0.0470866
φu*	0.1256984

CONSTRUCCION DE LA BILINEAL

	rad/cm	rad/m
M'y	3419533	34.19533
φ'y	0.000077	0.007698
Maci(ec=0.003)	4494851.1	44.948511
φy		0.010119

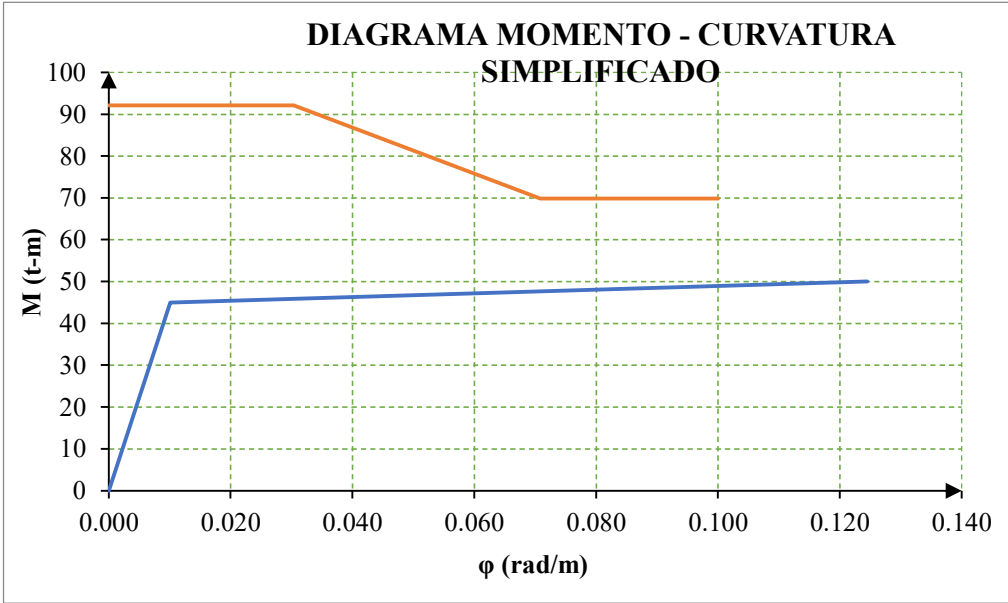
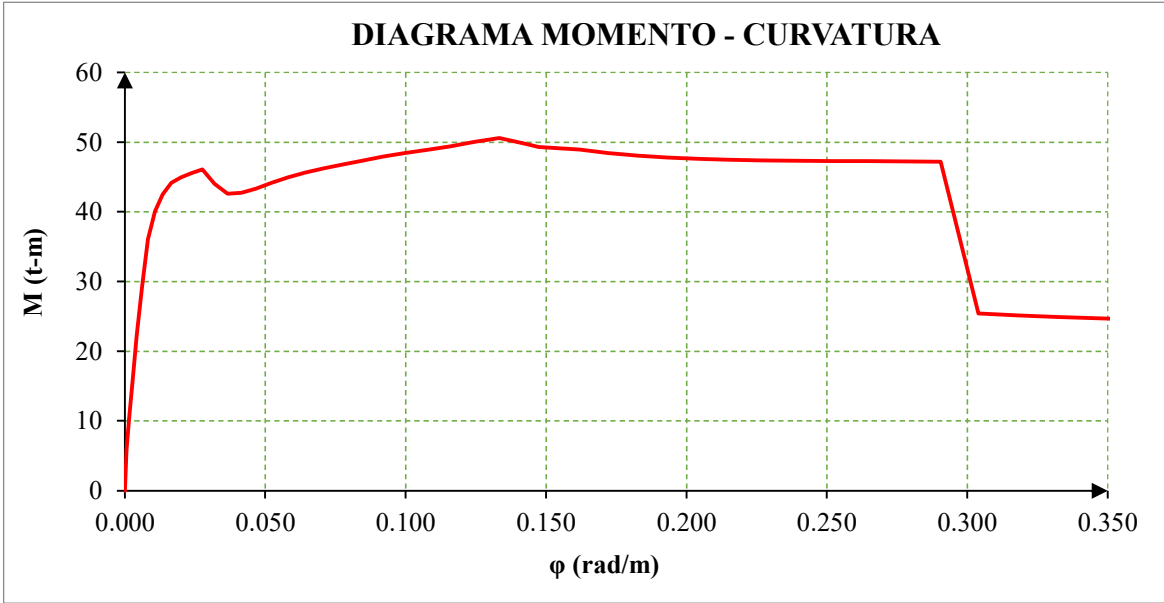
DIAGRAMA MOMENTO CURVATURA DE LA COLUMNA C-12' (0° Y 180°) AL 10% DE CARGA AXIAL

MOMENT CURVATURE (M-f) GRAPH - Kgf, cm, C

Axial Load = -35252.6
 Moment Angle = 0

Results For Exact-Integration

fy(Initial) = 7.698E-05
 My = 3419533
 fmax = 3.916E-03
 Mmax = 2390230
 fconcrete = 1.351E-03
 Mconcrete = 5044345
 fsteel = 2.923E-03
 Msteel = 4417548



kgf-cm											T-m		φ (rad/m)	M (t-m)
Concrete Str	Neutral Axi	Steel Strain	Tendon Stra	Concrete Cd	Steel Comp	Steel Tensid	Prestress Fd	Net Force	Curvature	Moment	Curvature	Moment		
-0.01660	7.7019	3.32E-02	0	-137536	-67370	169660	0	-35246	0.001245	5002614	0.1245	50.02614		
-0.01790	7.6041	3.55E-02	0	-137743	-69333	171813	0	-35263	0.001334	5060075	0.1334	50.60075	0	0
-0.01960	7.2504	3.74E-02	0	-130881	-71800	167427	0	-35253	0.001426	4977291	0.1426	49.77291	0.010119	44.948511
-0.02050	7.0912	3.85E-02	0	-126557	-72970	164254	0	-35273	0.001474	4928939	0.1474	49.28939	0.1245	50.02614
-0.02300	6.8209	4.18E-02	0	-119372	-75885	160001	0	-35255	0.00162	4893176	0.162	48.93176		
-0.02480	6.6078	4.41E-02	0	-112337	-77797	154880	0	-35254	0.001721	4841746	0.1721	48.41746		
-0.02660	6.4319	4.64E-02	0	-105907	-79554	150222	0	-35239	0.001826	4804354	0.1826	48.04354		
-0.02850	6.2793	4.89E-02	0	-99750	-83362	147813	0	-35299	0.001933	4777345	0.1933	47.77345		
-0.03040	6.1466	5.14E-02	0	-93690	-90627	149062	0	-35255	0.002044	4757199	0.2044	47.57199		
-0.03230	6.0389	0.054	0	-88194	-97289	150231	0	-35252	0.002158	4743795	0.2158	47.43795		
-0.03420	5.9522	0.0568	0	-83195	-103378	151322	0	-35252	0.002274	4735298	0.2274	47.35298		
-0.03620	5.883	0.0596	0	-78629	-108941	152330	0	-35240	0.002394	4730097	0.2394	47.30097		
-0.03820	5.8268	0.0625	0	-74437	-114109	153244	0	-35302	0.002517	4727513	0.2517	47.27513		
-0.04020	5.7842	0.0655	0	-70582	-118770	154068	0	-35284	0.002643	4725987	0.2643	47.25987		
-0.04230	5.7333	0.0686	0	-66976	-123068	154780	0	-35264	0.002772	4723976	0.2772	47.23976		
-0.04460	5.6577	0.0716	0	-63571	-127049	155363	0	-35257	0.002905	4720198	0.2905	47.20198		
-0.02990	11.1514	0.0917	0	-63608	-80477	108792	0	-35293	0.00304	2539174	0.304	25.39174		
-0.03260	10.7522	0.0946	0	-60840	-82643	108222	0	-35262	0.003178	2514280	0.3178	25.1428		
-0.03530	10.3718	0.0975	0	-58249	-84603	107579	0	-35273	0.00332	2492597	0.332	24.92597		
-0.03800	10.0179	0.1005	0	-55820	-86336	106870	0	-35286	0.003464	2473494	0.3464	24.73494		
-0.04120	9.5845	0.1032	0	-53539	-88090	106411	0	-35219	0.003612	2452922	0.3612	24.52922		
-0.04570	8.855	0.1048	0	-51396	-90175	106343	0	-35228	0.003762	2423947	0.3762	24.23947		
-0.05090	8.0057	0.1057	0	-49379	-92082	106250	0	-35210	0.003916	2390230	0.3916	23.9023		

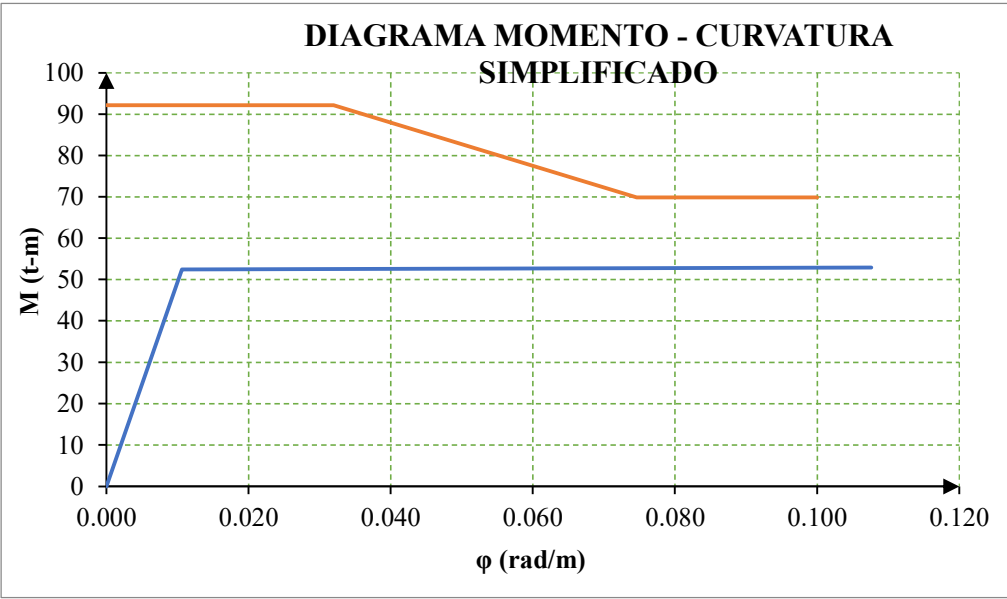
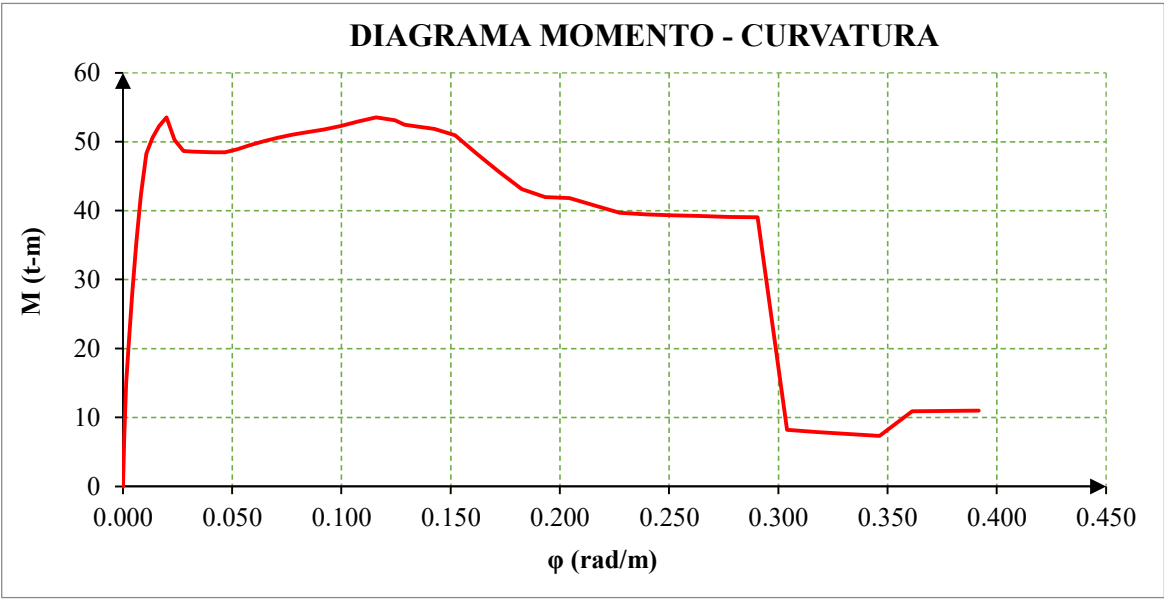
DIAGRAMA MOMENTO CURVATURA DE LA COLUMNA C-12' (0° Y 180°) AL 30% DE CARGA AXIAL

MOMENT CURVATURE (M-f) GRAPH - Kgf, cm, C

Axial Load = -105757.8
 Moment Angle = 0

Results For Exact-Integration

fy(Initial) = 8.875E-05
 My = 4367689
 fmax = 3.916E-03
 Mmax = 1099151
 fconcrete = 1.196E-03
 Mconcrete = 5337016
 fsteel = N/A
 Msteel = N/A



kgf-cm											T-m	
Concrete St	Neutral Axi	Steel Strain	Tendon Stra	Concrete Cd	Steel Comp	Steel Tensid	Prestress Fd	Net Force	Curvature	Moment	Curvature	Moment
-0.00018	0	-1.83E-04	0	-86713	-19041	0	0	-105754	0	4.48E-04	0	4.475E-09
-0.00031	-30.0541	-6.80E-05	0	-86556	-19203	0	0	-105760	6.15E-06	727690	0.0006147	7.2769
-0.00049	-10.6836	1.28E-04	0	-88719	-21052	3985.5515	0	-105785	1.54E-05	1507263	0.001537	15.07263
-0.00067	-3.2804	4.35E-04	0	-96378	-24747	15316	0	-105810	2.77E-05	2135784	0.002766	21.35784
-0.00089	0.43	8.36E-04	0	-107714	-30197	32125	0	-105786	4.30E-05	2806908	0.004303	28.06908
-0.00114	2.4827	1.32E-03	0	-121646	-36580	52454	0	-105773	6.15E-05	3552210	0.006147	35.5221
-0.00142	3.9163	1.90E-03	0	-134111	-43199	71523	0	-105788	8.30E-05	4226330	0.008299	42.2633
-0.00173	4.9265	2.57E-03	0	-144863	-50351	89404	0	-105810	1.08E-04	4829132	0.01076	48.29132
-0.00204	5.9294	3.37E-03	0	-149676	-53047	96958	0	-105765	1.35E-04	5055173	0.01352	50.55173
-0.00239	6.587	4.25E-03	0	-153461	-56434	104130	0	-105765	1.66E-04	5228647	0.0166	52.28647
-0.00276	7.1746	5.23E-03	0	-155179	-61106	110526	0	-105759	2.00E-04	5351050	0.01998	53.5105
-0.00349	6.2591	5.98E-03	0	-148239	-64584	107032	0	-105791	2.37E-04	5028441	0.02367	50.28441
-0.00419	5.8587	6.88E-03	0	-145849	-66948	107032	0	-105766	2.77E-04	4863211	0.02766	48.63211
-0.00477	6.0645	8.01E-03	0	-146821	-66005	107032	0	-105795	3.20E-04	4853301	0.03197	48.53301
-0.00540	6.2309	9.23E-03	0	-147794	-64998	107032	0	-105760	3.66E-04	4847969	0.03658	48.47969
-0.00608	6.353	1.05E-02	0	-148788	-64219	107202	0	-105806	4.15E-04	4845210	0.04149	48.4521
-0.00680	6.4385	1.19E-02	0	-149665	-64219	108131	0	-105754	4.67E-04	4844060	0.04672	48.4406
-0.00762	6.4188	1.33E-02	0	-151341	-64219	109818	0	-105742	5.23E-04	4886540	0.05225	48.8654
-0.00851	6.3486	1.47E-02	0	-153189	-64219	111652	0	-105756	5.81E-04	4947897	0.05809	49.47897
-0.00946	6.2712	1.62E-02	0	-154635	-65049	113924	0	-105760	6.42E-04	5003863	0.06424	50.03863
-0.01050	6.1909	1.78E-02	0	-155714	-66313	116241	0	-105786	7.07E-04	5054248	0.07069	50.54248
-0.01150	6.1122	1.95E-02	0	-156448	-67780	118442	0	-105786	7.75E-04	5099565	0.07746	50.99565
-0.01260	6.0371	2.12E-02	0	-156857	-69425	120502	0	-105780	8.45E-04	5139639	0.08452	51.39639
-0.01380	5.9716	2.29E-02	0	-156929	-71285	122444	0	-105769	9.19E-04	5177374	0.0919	51.77374
-0.01500	5.9375	2.48E-02	0	-156529	-73605	124376	0	-105757	9.96E-04	5224281	0.09959	52.24281
-0.01620	5.9075	2.68E-02	0	-155930	-76929	127102	0	-105757	1.08E-03	5291240	0.1076	52.9124
-0.01750	5.8733	2.88E-02	0	-155220	-80430	129885	0	-105765	0.001159	5356091	0.1159	53.56091

INCORPORACIÓN DEL CORTANTE EN EL DIAGRAMA M-φ

L=3.80m

φ (rad/m)	M (t-m)
0	92.175
0.0319757	92.175
0.0746099	69.876
0.1	69.876

FRACTURA DEL REFUERZON TRANSVERSAL

0.008449	cuantia volumetrica
0.017	def. max. concreto

PANDEO DE LA BARRA LONGITUDINAL

s	10
db	2.54
s/db	3.9370079
lw	0.3746
ep*	0.0470866
φu*	0.1256984

CONSTRUCCION DE LA BILINEAL

	rad/cm	rad/m
M'y	4367689	43.67689
φ'y	0.000089	0.008875
Maci(ec=0.003)	5245436.6	52.454366
φy		0.010659

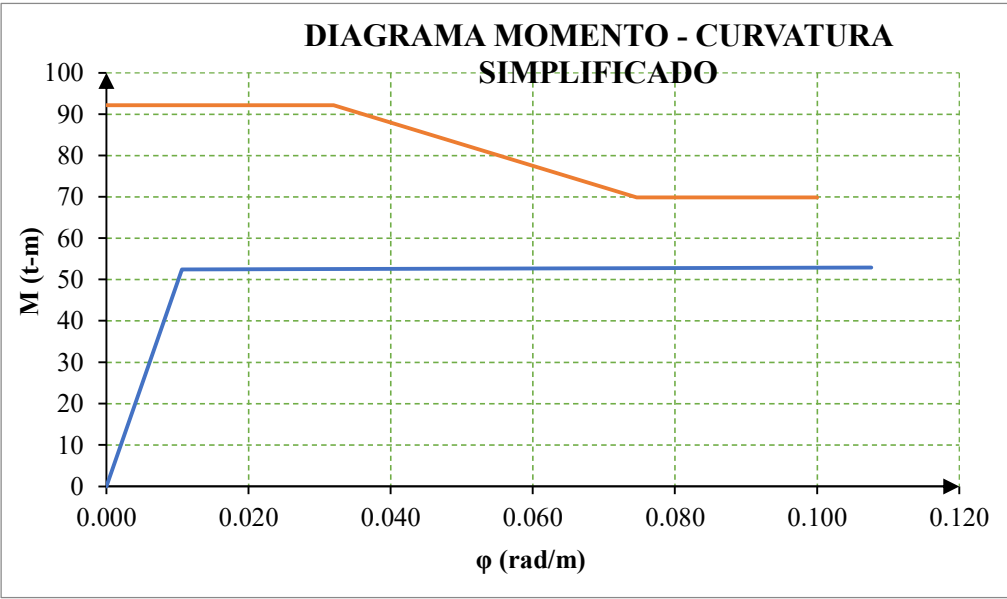
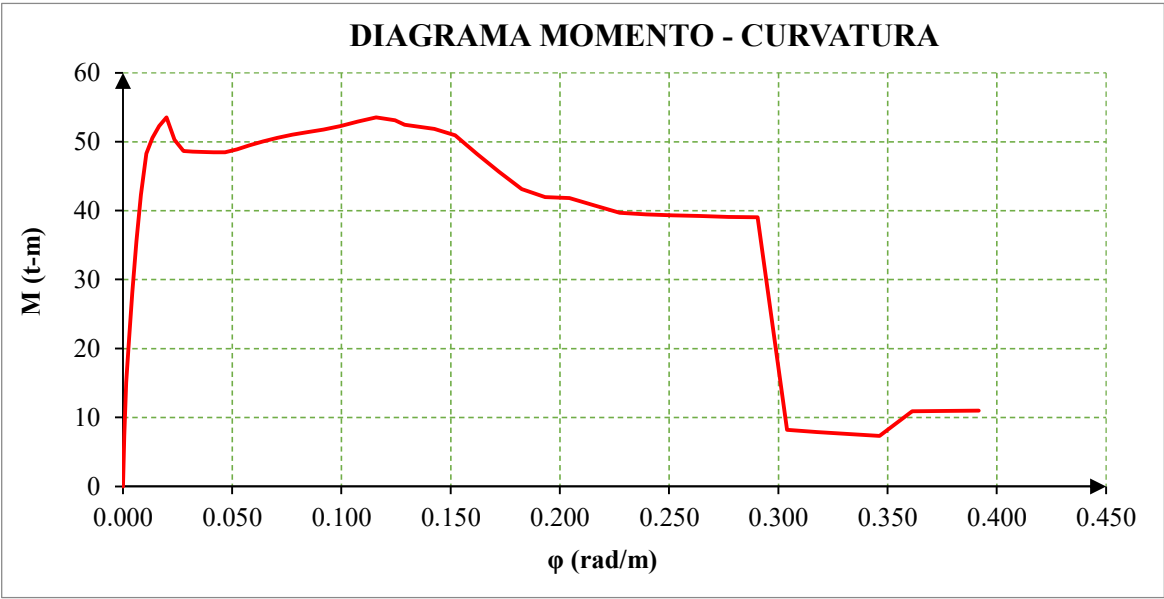
DIAGRAMA MOMENTO CURVATURA DE LA COLUMNA C-12' (0° Y 180°) AL 30% DE CARGA AXIAL

MOMENT CURVATURE (M-f) GRAPH - Kgf, cm, C

Axial Load = -105757.8
 Moment Angle = 0

Results For Exact-Integration

fy(Initial) = 8.875E-05
 My = 4367689
 fmax = 3.916E-03
 Mmax = 1099151
 fconcrete = 1.196E-03
 Mconcrete = 5337016
 fsteel = N/A
 Msteel = N/A



kgf-cm											T-m		φ (rad/m)	M (t-m)
Concrete St	Neutral Axi	Steel Strain	Tendon Stra	Concrete Cd	Steel Comp	Steel Tensid	Prestress Fd	Net Force	Curvature	Moment	Curvature	Moment		
-0.01910	5.6587	3.07E-02	0	-148847	-89038	132105	0	-105780	0.001245	5311547	0.1245	53.11547		
-0.02000	5.4807	3.16E-02	0	-143157	-95647	133017	0	-105787	0.001289	5246299	0.1289	52.46299	0	0
-0.02250	5.194	3.45E-02	0	-132845	-108975	136030	0	-105790	0.001426	5184010	0.1426	51.8401	0.010659	52.454366
-0.02470	4.7604	3.62E-02	0	-123838	-119233	137317	0	-105754	0.001521	5090165	0.1521	50.90165	0.1076	52.9124
-0.02920	2.9673	3.56E-02	0	-115630	-125246	135127	0	-105749	0.00162	4821252	0.162	48.21252		
-0.03420	1.1135	3.46E-02	0	-108748	-128934	131925	0	-105758	0.001721	4559776	0.1721	45.59776		
-0.04010	-0.9881	3.29E-02	0	-102590	-133459	130299	0	-105750	0.001826	4313110	0.1826	43.1311		
-0.04480	-2.1947	3.25E-02	0	-96868	-138930	130065	0	-105732	0.001933	4197007	0.1933	41.97007		
-0.04830	-2.6265	3.35E-02	0	-94600	-141813	130642	0	-105771	0.002044	4181860	0.2044	41.8186		
-0.05370	-3.8859	0.0326	0	-89614	-146276	130137	0	-105752	0.002158	4075482	0.2158	40.75482		
-0.05960	-5.2122	0.0314	0	-85012	-150104	129360	0	-105756	0.002274	3966269	0.2274	39.66269		
-0.06330	-5.4267	0.0325	0	-80756	-151613	126636	0	-105733	0.002394	3945302	0.2394	39.45302		
-0.06690	-5.5772	0.0338	0	-76812	-152862	123923	0	-105751	0.002517	3930665	0.2517	39.30665		
-0.07060	-5.7088	0.0351	0	-73150	-153939	121383	0	-105705	0.002643	3918883	0.2643	39.18883		
-0.07440	-5.8234	0.0365	0	-69744	-154854	118846	0	-105752	0.002772	3908220	0.2772	39.0822		
-0.07810	-5.8989	0.0381	0	-66570	-155592	116396	0	-105767	0.002905	3900450	0.2905	39.0045		
-0.10400	-13.2149	0.0176	0	-63608	-115261	73118	0	-105751	0.00304	816098	0.304	8.16098		
-0.11010	-13.6457	0.017	0	-60840	-117204	72290	0	-105754	0.003178	785434	0.3178	7.85434		
-0.11640	-14.0562	0.0164	0	-58249	-118893	71391	0	-105751	0.00332	756654	0.332	7.56654		
-0.12280	-14.4454	0.0158	0	-55820	-120332	70389	0	-105763	0.003464	728878	0.3464	7.28878		
-0.14410	-18.9138	3.11E-04	0	-53539	-61892	9706.2179	0	-105725	0.003612	1085314	0.3612	10.85314		
-0.15020	-18.9326	2.54E-04	0	-51396	-62257	7908.2174	0	-105745	0.003762	1092800	0.3762	10.928		
-0.15640	-18.9491	2.00E-04	0	-49379	-62587	6220.1959	0	-105746	0.003916	1099151	0.3916	10.99151		

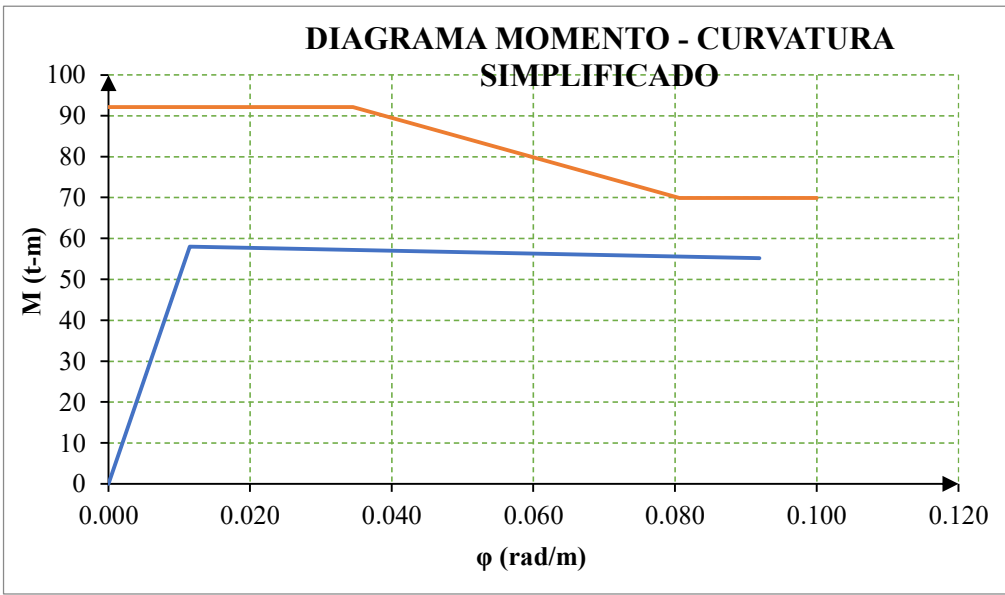
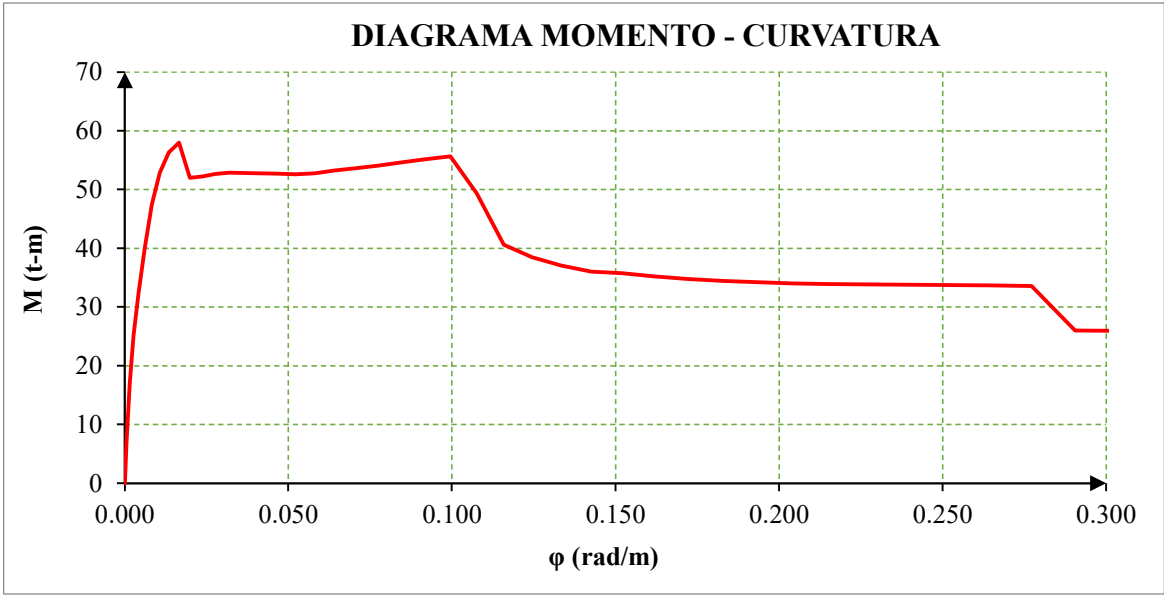
DIAGRAMA MOMENTO CURVATURA DE LA COLUMNA C-12' (0° Y 180°) AL 50% DE CARGA AXIAL

MOMENT CURVATURE (M-f) GRAPH - Kgf, cm, C

Axial Load = -176263
 Moment Angle = 0

Results For Exact-Integration

fy(Initial) = 1.028E-04
 My = 5178937
 fmax = 3.566E-03
 Mmax = 2550449
 fconcrete = 9.990E-04
 Mconcrete = 5538640
 fsteel = N/A
 Msteel = N/A



kgf-cm											T-m			
Concrete St	Neutral Axi	Steel Strain	Tendon Stra	Concrete Cd	Steel Comp	Steel Tensid	Prestress Fc	Net Force	Curvature	Moment	Curvature	Moment		
-0.00031	0	-3.12E-04	0	-143820	-32460	0	0	-176280	0	7.66E-04	0	7.656E-09	INCORPORACIÓN DEL CORTANTE EN EL DIAGRAMA M-φ L=3.80m	
-0.00044	-51.0956	-1.97E-04	0	-143640	-32648	0	0	-176288	6.15E-06	691114	0.0006147	6.91114		
-0.00064	-20.8294	-2.81E-05	0	-142982	-33273	0	0	-176255	1.54E-05	1689866	0.001537	16.89866	φ (rad/m)	M (t-m)
-0.00087	-10.4132	2.38E-04	0	-146352	-37347	7407.3094	0	-176292	2.77E-05	2518146	0.002766	25.18146	0	92.175
-0.00112	-4.9708	6.04E-04	0	-154064	-42274	20045	0	-176293	4.30E-05	3251809	0.004303	32.51809	0.0345524	92.175
-0.00140	-1.8385	1.06E-03	0	-164545	-50384	38646	0	-176283	6.15E-05	4000995	0.006147	40.00995	0.0806223	69.876
-0.00173	0.1126	1.59E-03	0	-175541	-59549	58824	0	-176266	8.30E-05	4737695	0.008299	47.37695	0.1	69.876
-0.00213	1.2098	2.17E-03	0	-186649	-65629	76001	0	-176277	1.08E-04	5285875	0.01076	52.85875	FRACTURA DEL REFUERZON TRANSVERSAL	
-0.00255	2.1243	2.86E-03	0	-192614	-71698	88001	0	-176312	1.35E-04	5627048	0.01352	56.27048		
-0.00300	2.9281	3.64E-03	0	-195718	-75969	95387	0	-176300	1.66E-04	5801965	0.0166	58.01965	0.008449	cuantia volumetrica
-0.00392	1.3844	4.07E-03	0	-186935	-84772	95448	0	-176259	2.00E-04	5196833	0.01998	51.96833	0.017	def. max. concreto
-0.00458	1.638	4.88E-03	0	-188889	-87318	99914	0	-176293	2.37E-04	5221418	0.02367	52.21418	PANDEO DE LA BARRA LONGITUDINAL	
-0.00531	1.8236	5.76E-03	0	-190866	-90151	104705	0	-176311	2.77E-04	5263819	0.02766	52.63819		
-0.00604	2.1024	6.75E-03	0	-190996	-92332	107032	0	-176296	3.20E-04	5284179	0.03197	52.84179	s	10
-0.00678	2.4534	7.85E-03	0	-189578	-93717	107032	0	-176264	3.66E-04	5279699	0.03658	52.79699	db	2.54
-0.00757	2.7485	9.02E-03	0	-188160	-95138	107032	0	-176266	4.15E-04	5274715	0.04149	52.74715	s/db	3.9370079
-0.00841	3.0008	1.03E-02	0	-186676	-96582	107032	0	-176226	4.67E-04	5268139	0.04672	52.68139	lw	0.3746
-0.00932	3.1662	1.16E-02	0	-185669	-97665	107061	0	-176273	5.23E-04	5259855	0.05225	52.59855	ep*	0.0470866
-0.01030	3.2339	1.29E-02	0	-185291	-99166	108185	0	-176271	5.81E-04	5275247	0.05809	52.75247	φu*	0.1256984
-0.01140	3.2	1.43E-02	0	-185596	-101353	110668	0	-176281	6.42E-04	5320703	0.06424	53.20703	CONSTRUCCION DE LA BILINEAL	
-0.01260	3.1619	1.57E-02	0	-185596	-103715	113028	0	-176283	7.07E-04	5361556	0.07069	53.61556		
-0.01380	3.1372	1.71E-02	0	-185165	-106404	115295	0	-176274	7.75E-04	5403165	0.07746	54.03165	rad/cm	rad/m
-0.01510	3.0943	1.87E-02	0	-184671	-109056	117428	0	-176299	8.45E-04	5458607	0.08452	54.58607	M'y	5178937 51.78937
-0.01650	3.0081	2.02E-02	0	-184390	-111302	119399	0	-176292	9.19E-04	5513624	0.0919	55.13624	φ'y	0.000103 0.01028
-0.01800	2.9097	2.18E-02	0	-184039	-113477	121238	0	-176278	9.96E-04	5563249	0.09959	55.63249	Maci(ec=0.003)	5802357.2 58.023572
-0.02270	-0.1055	2.03E-02	0	-176036	-119709	119523	0	-176222	1.08E-03	4938637	0.1076	49.38637	φy	0.011517
-0.02940	-4.3291	1.70E-02	0	-163489	-126354	113606	0	-176238	0.001159	4057143	0.1159	40.57143		

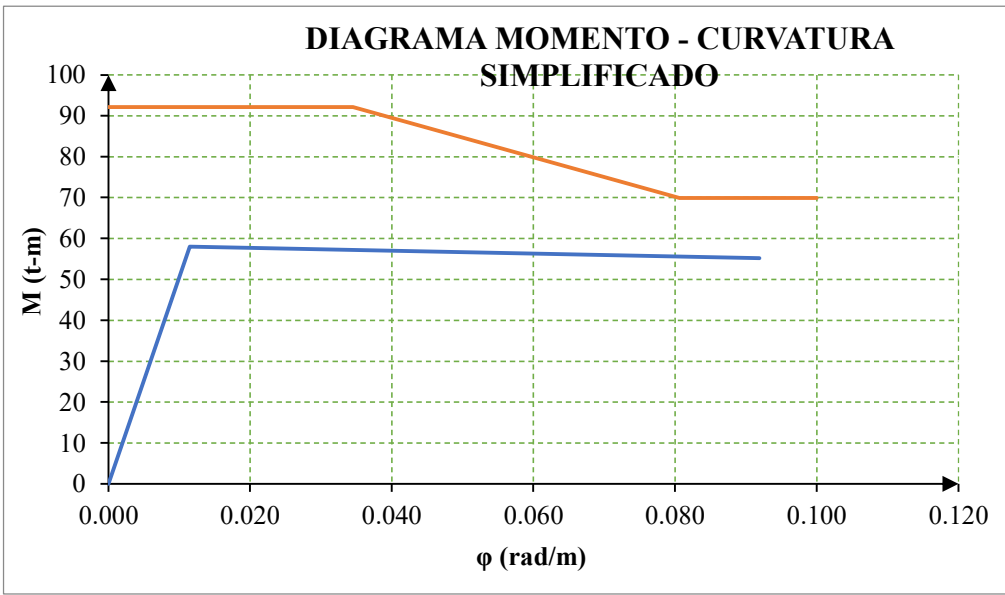
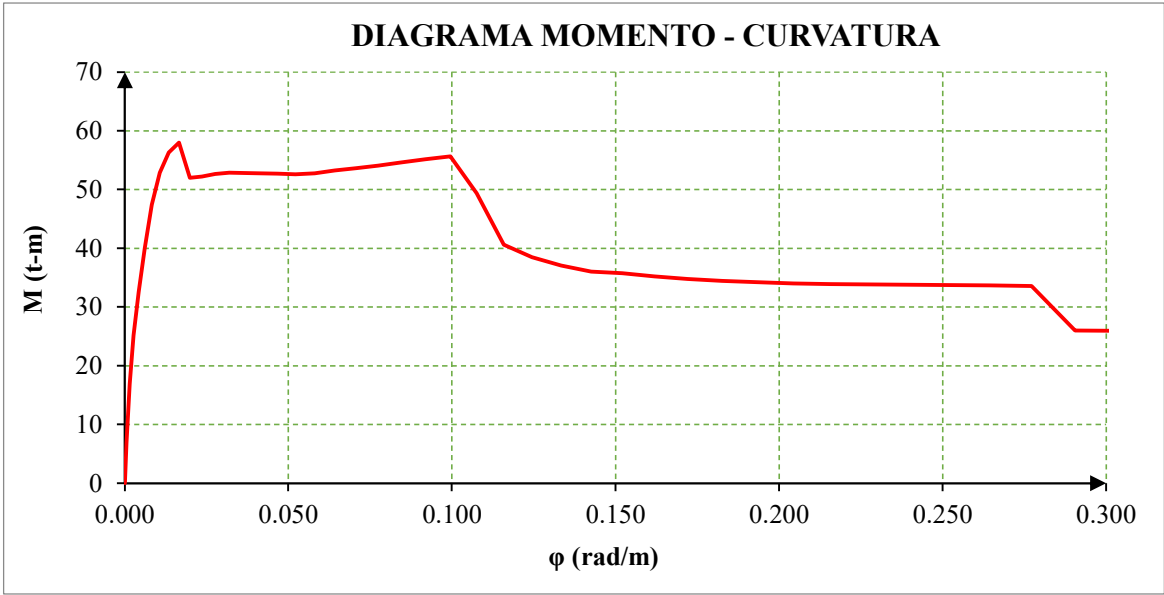
DIAGRAMA MOMENTO CURVATURA DE LA COLUMNA C-12' (0° Y 180°) AL 50% DE CARGA AXIAL

MOMENT CURVATURE (M-f) GRAPH - Kgf, cm, C

Axial Load = -176263
 Moment Angle = 0

Results For Exact-Integration

fy(Initial) = 1.028E-04
 My = 5178937
 fmax = 3.566E-03
 Mmax = 2550449
 fconcrete = 9.990E-04
 Mconcrete = 5538640
 fsteel = N/A
 Msteel = N/A



kgf-cm											T-m		φ (rad/m)	M (t-m)
Concrete St	Neutral Axi	Steel Strain	Tendon Stra	Concrete Cd	Steel Comp	Steel Tensid	Prestress Fd	Net Force	Curvature	Moment	Curvature	Moment		
-0.03230	-4.9708	1.75E-02	0	-152054	-130393	106175	0	-176273	0.001245	3847396	0.1245	38.47396		
-0.03520	-5.4095	1.81E-02	0	-141762	-133986	99500	0	-176248	0.001334	3704101	0.1334	37.04101	0	0
-0.03810	-5.7162	1.89E-02	0	-132468	-137051	93267	0	-176252	0.001426	3602912	0.1426	36.02912	0.011517	58.023572
-0.04090	-5.884	2.00E-02	0	-127088	-139644	90465	0	-176267	0.001521	3575932	0.1521	35.75932	0.0919	55.13624
-0.04390	-6.0995	2.09E-02	0	-119372	-142139	85254	0	-176257	0.00162	3518103	0.162	35.18103		
-0.04700	-6.2787	2.19E-02	0	-112337	-144389	80465	0	-176261	0.001721	3475377	0.1721	34.75377		
-0.05010	-6.4395	2.29E-02	0	-105425	-150448	79614	0	-176259	0.001826	3442978	0.1826	34.42978		
-0.05330	-6.5777	2.40E-02	0	-98912	-158067	80700	0	-176278	0.001933	3419099	0.1933	34.19099		
-0.05660	-6.6902	2.52E-02	0	-93011	-165030	81778	0	-176263	0.002044	3402648	0.2044	34.02648		
-0.05990	-6.7831	2.64E-02	0	-87639	-171468	82837	0	-176271	0.002158	3391115	0.2158	33.91115		
-0.06340	-6.8588	2.76E-02	0	-82733	-177398	83864	0	-176268	0.002274	3383346	0.2274	33.83346		
-0.06690	-6.9207	2.89E-02	0	-78234	-182894	84861	0	-176267	0.002394	3378206	0.2394	33.78206		
-0.07050	-6.9874	3.02E-02	0	-74059	-187988	85800	0	-176247	0.002517	3373609	0.2517	33.73609		
-0.07430	-7.0994	3.15E-02	0	-70108	-192771	86609	0	-176270	0.002643	3365322	0.2643	33.65322		
-0.07820	-7.1931	3.27E-02	0	-66498	-197191	87397	0	-176293	0.002772	3358517	0.2772	33.58517		
-0.12840	-23.2207	-1.23E-02	0	-49265	-127023	0	0	-176288	0.002905	2598661	0.2905	25.98661		
-0.13350	-22.9181	-1.19E-02	0	-49202	-127087	0	0	-176289	0.00304	2591030	0.304	25.9103		
-0.13870	-22.6364	-0.0116	0	-49134	-127153	0	0	-176287	0.003178	2584087	0.3178	25.84087		
-0.14400	-22.3834	-0.0112	0	-48940	-127338	0	0	-176277	0.00332	2577922	0.332	25.77922		
-0.14950	-22.1461	-0.0109	0	-48737	-127509	0	0	-176246	0.003464	2571856	0.3464	25.71856		
-0.15170	-21.8705	-0.0102	0	-48772	-127529	0	0	-176301	0.003538	2562798	0.3538	25.62798		
-0.15200	-21.6256	-9.36E-03	0	-48733	-127482	0	0	-176215	0.003566	2550449	0.3566	25.50449		

DIAGRAMA MOMENTO CURVATURA DE LA COLUMNA C-12' (90° Y 270°)

MOMENT CURVATURE (M-f) GRAPH - Kgf, cm, C

Axial Load = 0

Moment Angle = 90

Results For Exact-Integration

fy(Initial) = 9.350E-05

My = 2454044

fmax = 5.314E-03

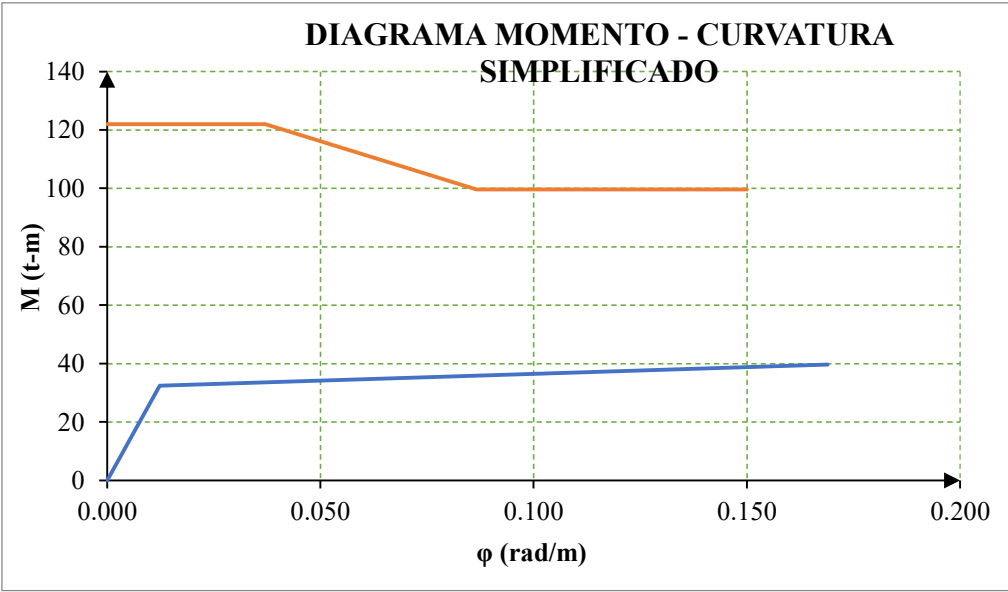
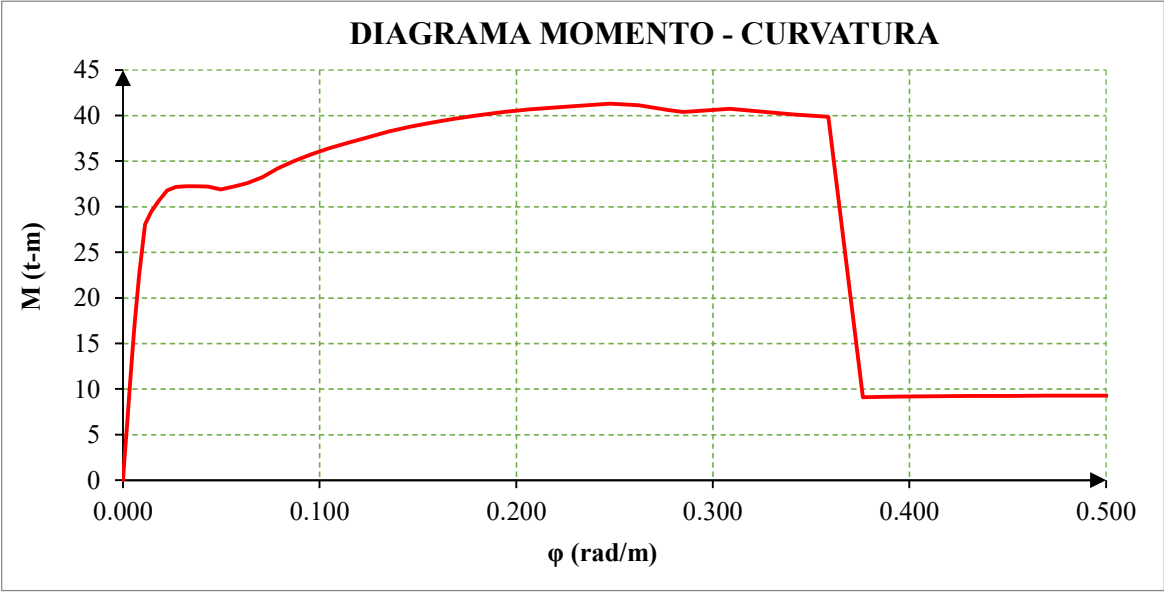
Mmax = 928690

fconcrete = 2.512E-03

Mconcrete = 4128305

fsteel = 3.594E-03

Msteel = 3866409



kgf-cm											T-m	
Concrete St	Neutral Axi	Steel Strain	Tendon Stra	Concrete Cd	Steel Comp	Steel Tensid	Prestress Fd	Net Force	Curvature	Moment	Curvature	Moment
0.000000	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
-0.000066	8.0971	1.84E-04	0	-7032	-2048	9069.409	0	-10.075	8.34E-06	249140	0.0008343	2.4914
-0.000166	8.0405	4.60E-04	0	-17429	-5168	22600	0	3.1338	2.09E-05	619496	0.002086	6.19496
-0.000303	7.9436	8.24E-04	0	-30951	-9453	40456	0	51.1671	3.75E-05	1106088	0.003754	11.06088
-0.000479	7.7951	1.27E-03	0	-47341	-15066	62392	0	-14.9025	5.84E-05	1702813	0.00584	17.02813
-0.000672	7.9451	1.83E-03	0	-62743	-21002	83725	0	-20.6113	8.34E-05	2267978	0.008343	22.67978
-0.000886	8.1361	2.49E-03	0	-77223	-27458	104678	0	-3.581	1.13E-04	2807073	0.01126	28.07073
-0.001029	8.9535	3.35E-03	0	-82190	-30632	112805	0	-17.2461	1.46E-04	2949824	0.0146	29.49824
-0.001175	9.5984	4.33E-03	0	-86161	-33587	119702	0	-44.7903	1.84E-04	3069782	0.01835	30.69782
-0.001334	10.0773	5.42E-03	0	-89569	-36735	126287	0	-16.8442	2.25E-04	3178036	0.02253	31.78036
-0.001469	10.5837	6.67E-03	0	-89934	-38509	128438	0	-5.2629	2.71E-04	3218061	0.02711	32.18061
-0.001594	11.038	8.04E-03	0	-88897	-39553	128438	0	-11.4517	3.21E-04	3222915	0.03212	32.22915
-0.001731	11.3902	9.53E-03	0	-87712	-40733	128438	0	-7.1207	3.75E-04	3223743	0.03754	32.23743
-0.001878	11.6699	1.11E-02	0	-86377	-42024	128438	0	37.218	4.34E-04	3221469	0.04338	32.21469
-0.002192	11.5833	1.27E-02	0	-79558	-49872	129420	0	-10.8181	4.96E-04	3190147	0.04964	31.90147
-0.002639	11.3141	1.43E-02	0	-70384	-62879	133273	0	9.461	5.63E-04	3222064	0.05631	32.22064
-0.003203	10.9486	1.58E-02	0	-64112	-72658	136752	0	-17.7191	6.34E-04	3260732	0.0634	32.60732
-0.003739	10.7272	1.75E-02	0	-59581	-80615	140209	0	13.3183	7.09E-04	3322282	0.07091	33.22282
-0.004103	10.7953	1.95E-02	0	-58949	-84853	143812	0	10.1366	7.88E-04	3419615	0.07884	34.19615
-0.004614	10.708	2.15E-02	0	-61353	-85626	146973	0	-5.2711	8.72E-04	3501619	0.08718	35.01619
-0.005196	10.5844	2.36E-02	0	-64231	-85626	149854	0	-3.242	9.59E-04	3574285	0.09594	35.74285
-0.005813	10.4697	2.57E-02	0	-66895	-85626	152519	0	-1.8525	1.05E-03	3641184	0.1051	36.41184
-0.006475	10.3554	2.79E-02	0	-69446	-85626	155019	0	-52.9894	1.15E-03	3703319	0.1147	37.03319
-0.007202	10.2256	3.02E-02	0	-72111	-85626	157751	0	13.4007	1.25E-03	3762945	0.1247	37.62945
-0.008030	10.0586	3.25E-02	0	-75203	-85626	160793	0	-35.8776	1.35E-03	3822894	0.1352	38.22894
-0.008908	9.8986	3.49E-02	0	-78043	-85626	163613	0	-55.3816	1.46E-03	3876606	0.146	38.76606
-0.009838	9.7441	3.73E-02	0	-80650	-85626	166221	0	-54.8895	0.001573	3924614	0.1573	39.24614

INCORPORACIÓN DEL CORTANTE EN EL DIAGRAMA M-φ
 L=3.80m

φ (rad/m)	M (t-m)
0	121.954
0.0371115	121.954
0.0865934	99.655
0.15	99.655

FRACTURA DEL REFUERZON TRANSVERSAL
 cuantia volumetrica
 def. max. concreto

s	10
db	2.54
s/db	3.9370079
lw	0.2746
ep*	0.0470866
φu*	0.1714735

PANDEO DE LA BARRA LONGITUDINAL

s	10
db	2.54
s/db	3.9370079
lw	0.2746
ep*	0.0470866
φu*	0.1714735

CONSTRUCCION DE LA BILINEAL

rad/cm	rad/m
2454044	24.54044
0.000094	0.00935
3246814.3	32.468143
0.012370	

DIAGRAMA MOMENTO CURVATURA DE LA COLUMNA C-12' (90° Y 270°)

MOMENT CURVATURE (M-f) GRAPH - Kgf, cm, C

Axial Load = 0

Moment Angle = 90

Results For Exact-Integration

fy(Initial) = 9.350E-05

My = 2454044

fmax = 5.314E-03

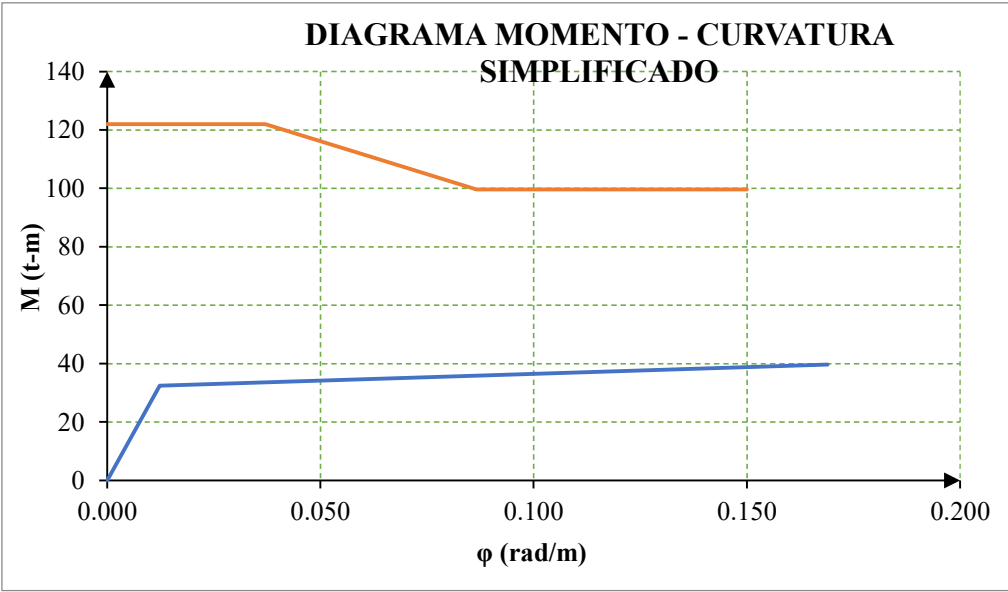
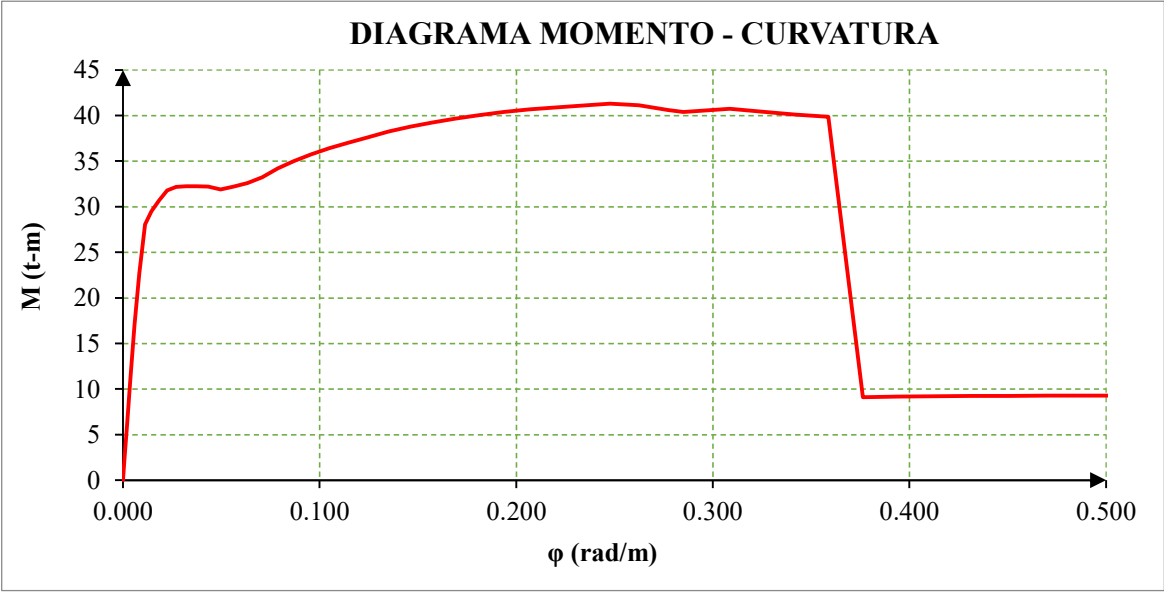
Mmax = 928690

fconcrete = 2.512E-03

Mconcrete = 4128305

fsteel = 3.594E-03

Msteel = 3866409



kgf-cm											T-m		φ (rad/m)	M (t-m)
Concrete St	Neutral Axi	Steel Strain	Tendon Stra	Concrete Cd	Steel Comp	Steel Tensid	Prestress Fd	Net Force	Curvature	Moment	Curvature	Moment		
-0.010800	9.5971	3.99E-02	0	-82998	-85626	168622	0	-1.5938	0.001689	3966704	0.1689	39.66704		
-0.011900	9.4478	4.24E-02	0	-85230	-85626	170815	0	-40.3664	0.00181	4004541	0.181	40.04541	0	0
-0.013000	9.3041	4.51E-02	0	-87239	-85626	172820	0	-44.3888	0.001936	4037230	0.1936	40.3723	0.012370	32.468143
-0.014100	9.1639	4.78E-02	0	-89064	-85626	174646	0	-43.2949	0.002065	4065426	0.2065	40.65426	0.1689	39.66704
-0.015300	9.0271	5.06E-02	0	-90716	-85626	176303	0	-39.0443	0.002198	4089409	0.2198	40.89409		
-0.016600	8.9071	0.0535	0	-92026	-85789	177827	0	12.0718	0.002336	4110324	0.2336	41.10324		
-0.017800	8.8354	0.0566	0	-92605	-86677	179295	0	13.9917	0.002478	4133258	0.2478	41.33258		
-0.019600	8.5112	0.0591	0	-89425	-90630	180040	0	-14.8646	0.002624	4112273	0.2624	41.12273		
-0.022300	7.9732	0.061	0	-84478	-95657	180150	0	15.12	0.002774	4061551	0.2774	40.61551		
-0.023600	7.7099	0.0619	0	-82140	-98005	180168	0	22.1181	0.002851	4038905	0.2851	40.38905		
-0.025500	7.7496	0.0671	0	-81549	-100439	181970	0	-18.0706	0.003087	4075235	0.3087	40.75235		
-0.028300	7.2888	0.0692	0	-77467	-104448	181922	0	7.1331	0.003249	4041883	0.3249	40.41883		
-0.031300	6.8384	0.0712	0	-73683	-108089	181776	0	3.7749	0.003416	4012227	0.3416	40.12227		
-0.034400	6.4018	0.0732	0	-70170	-111357	181533	0	6.4817	0.003587	3985370	0.3587	39.8537		
-0.008377	13.7737	0.1045	0	-27498	-35406	62944	0	41.0984	0.003763	911226	0.3763	9.11226		
-0.008746	13.7812	0.1095	0	-27445	-35858	63248	0	-54.975	0.003942	916752	0.3942	9.16752		
-0.009120	13.7894	0.1146	0	-27382	-36122	63507	0	2.4311	0.004125	919492	0.4125	9.19492		
-0.009502	13.797	0.1199	0	-27314	-36408	63724	0	3.0843	0.004313	922435	0.4313	9.22435		
-0.009892	13.8043	0.1253	0	-27238	-36657	63900	0	4.04	0.004505	924781	0.4505	9.24781		
-0.010300	13.8113	0.1307	0	-27158	-36872	64036	0	5.209	0.004701	926560	0.4701	9.2656		
-0.010700	13.8182	0.1363	0	-27072	-37054	64133	0	6.6269	0.004901	927797	0.4901	9.27797		
-0.011100	13.8247	0.1421	0	-26983	-37203	64194	0	8.3366	0.005106	928506	0.5106	9.28506		
-0.011500	13.8311	0.1479	0	-26889	-37318	64218	0	11.2565	0.005314	928690	0.5314	9.2869		

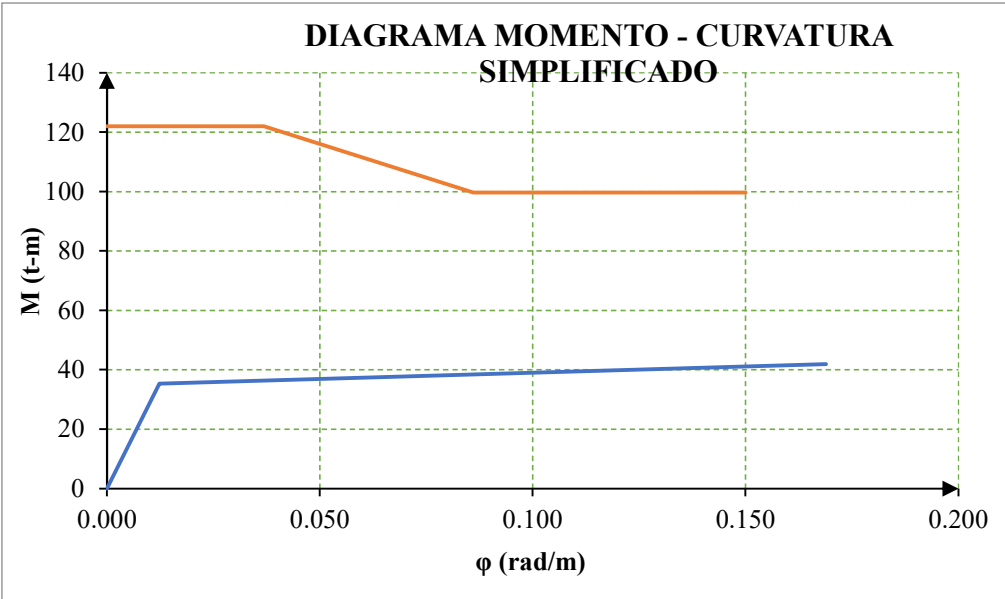
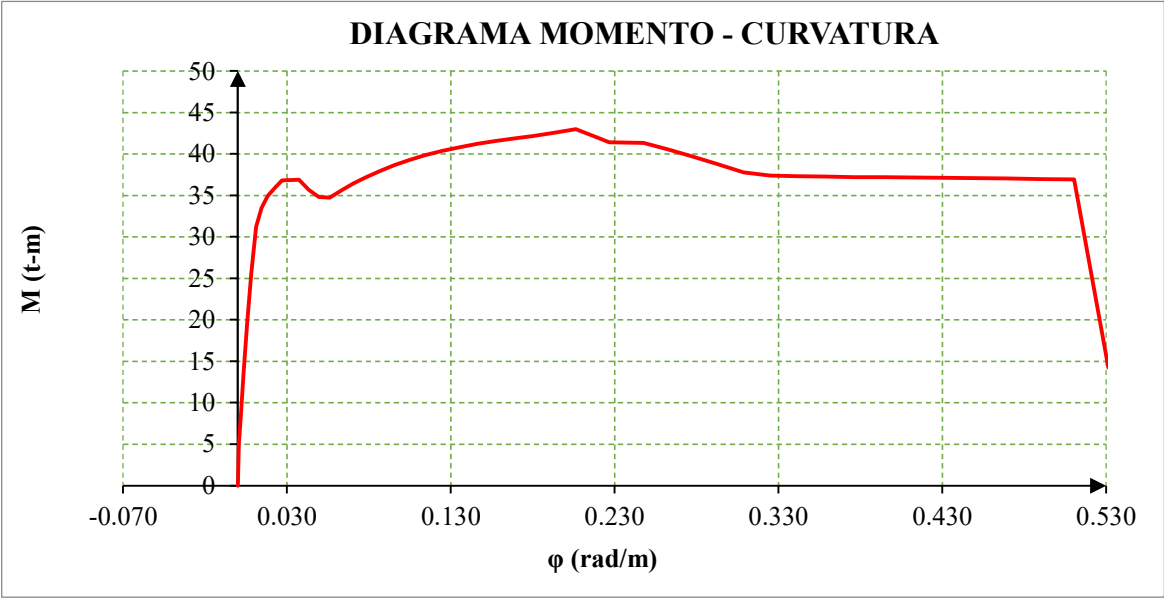
DIAGRAMA MOMENTO CURVATURA DE LA COLUMNA C-12' (90° Y 270°) AL 10% DE CARGA AXIAL

MOMENT CURVATURE (M-f) GRAPH - Kgf, cm, C

Axial Load = -35252.6
 Moment Angle = 90

Results For Exact-Integration

fy(Initial) = 1.015E-04
 My = 2908765
 fmax = 5.314E-03
 Mmax = 1421505
 fconcrete = 2.069E-03
 Mconcrete = 4296168
 fsteel = 5.112E-03
 Msteel = 3622157



kgf-cm											T-m	
Concrete St	Neutral Axi	Steel Strain	Tendon Stra	Concrete Cd	Steel Compl	Steel Tensid	Prestress Fd	Net Force	Curvature	Moment	Curvature	Moment
-0.00006	0	-6.02E-05	0	-28995	-6255	0	0	-35250	0	1.59E-12	0	1.592E-17
-0.00018	-5.0063	7.50E-05	0	-30955	-7461	3119.7195	0	-35296	8.34E-06	494298	0.0008343	4.94298
-0.00029	1.9148	3.32E-04	0	-39410	-10480	14632	0	-35258	2.09E-05	886385	0.002086	8.86385
-0.00044	4.256	6.85E-04	0	-51881	-15209	31820	0	-35270	3.75E-05	1370893	0.003754	13.70893
-0.00063	5.2854	1.13E-03	0	-67351	-21160	53250	0	-35261	5.84E-05	1957244	0.00584	19.57244
-0.00084	5.9293	1.66E-03	0	-83157	-27994	75871	0	-35280	8.34E-05	2563959	0.008343	25.63959
-0.00108	6.4569	2.30E-03	0	-97267	-35320	97324	0	-35262	1.13E-04	3121324	0.01126	31.21324
-0.00126	7.3568	3.12E-03	0	-102894	-40322	107957	0	-35258	1.46E-04	3349694	0.0146	33.49694
-0.00145	8.1008	4.06E-03	0	-106435	-45013	116141	0	-35307	1.84E-04	3489021	0.01835	34.89021
-0.00164	8.7068	5.12E-03	0	-107991	-49568	122288	0	-35272	2.25E-04	3588697	0.02253	35.88697
-0.00186	9.1305	6.27E-03	0	-108851	-54889	128438	0	-35302	2.71E-04	3678693	0.02711	36.78693
-0.00203	9.6806	7.61E-03	0	-106010	-57676	128438	0	-35248	3.21E-04	3684069	0.03212	36.84069
-0.00221	10.1227	9.06E-03	0	-103210	-60513	128438	0	-35284	3.75E-04	3686765	0.03754	36.86765
-0.00272	9.7382	1.03E-02	0	-92827	-70889	128438	0	-35278	4.34E-04	3567126	0.04338	35.67126
-0.00329	9.3829	1.16E-02	0	-83764	-80018	128482	0	-35300	4.96E-04	3479442	0.04964	34.79442
-0.00391	9.055	1.30E-02	0	-79803	-85626	130148	0	-35281	5.63E-04	3470472	0.05631	34.70472
-0.00448	8.9282	1.45E-02	0	-83607	-85626	133930	0	-35303	6.34E-04	3560071	0.0634	35.60071
-0.00510	8.8106	1.62E-02	0	-87136	-85626	137505	0	-35256	7.09E-04	3644326	0.07091	36.44326
-0.00576	8.6915	1.79E-02	0	-90499	-85626	140869	0	-35255	7.88E-04	3723679	0.07884	37.23679
-0.00648	8.5716	1.97E-02	0	-93656	-85626	144026	0	-35255	8.72E-04	3797464	0.08718	37.97464
-0.00724	8.4507	2.15E-02	0	-96600	-85626	146971	0	-35255	9.59E-04	3865339	0.09594	38.65339
-0.00806	8.3282	2.35E-02	0	-99332	-85626	149703	0	-35255	1.05E-03	3927222	0.1051	39.27222
-0.00894	8.2042	2.55E-02	0	-101856	-85626	152227	0	-35254	1.15E-03	3983203	0.1147	39.83203
-0.00988	8.0754	2.75E-02	0	-104225	-85626	154546	0	-35305	1.25E-03	4033805	0.1247	40.33805
-0.01090	7.9514	2.97E-02	0	-106310	-85626	156681	0	-35254	1.35E-03	4078281	0.1352	40.78281
-0.01190	7.8203	3.19E-02	0	-108295	-85626	158627	0	-35293	1.46E-03	4118164	0.146	41.18164
-0.01310	7.686	3.41E-02	0	-110133	-85626	160467	0	-35292	0.001573	4153325	0.1573	41.53325

INCORPORACIÓN DEL CORTANTE EN EL DIAGRAMA M-φ
 L=3.80m

φ (rad/m)	M (t-m)
0	121.954
0.0368846	121.954
0.0860641	99.655
0.15	99.655

FRACTURA DEL REFUERZON TRANSVERSAL
 0.008449 cuantia volumetrica
 0.017 def. max. concreto

PANDEO DE LA BARRA LONGITUDINAL
 s 10
 db 2.54
 s/db 3.9370079
 lw 0.2746
 ep* 0.0470866
 φu* 0.1714735

CONSTRUCCION DE LA BILINEAL

	rad/cm	rad/m
M'y	2908765	29.08765
φ'y	0.000102	0.01015
Maci(ec=0.003)	3523438.4	35.234384
φy		0.012295

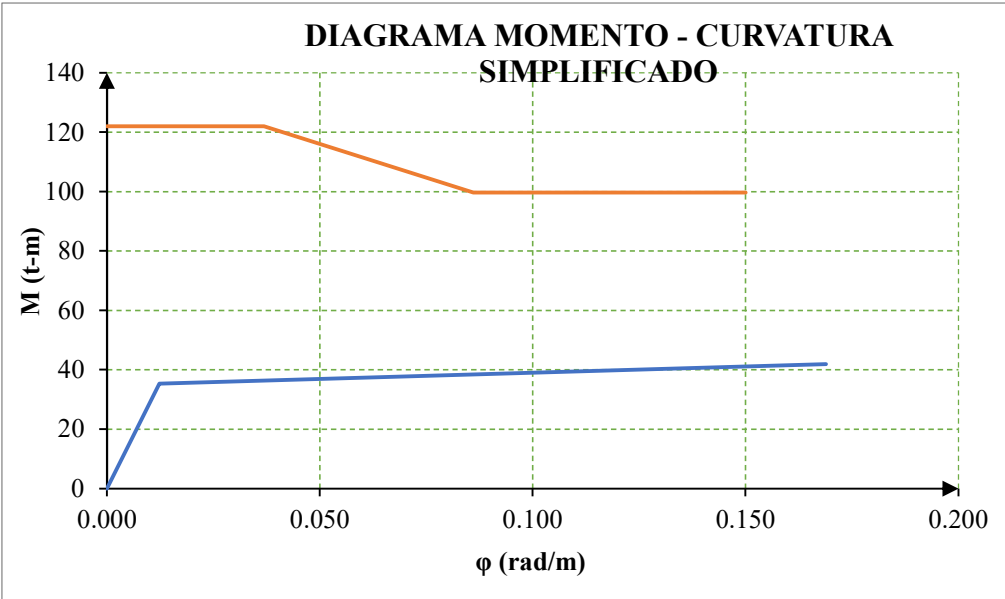
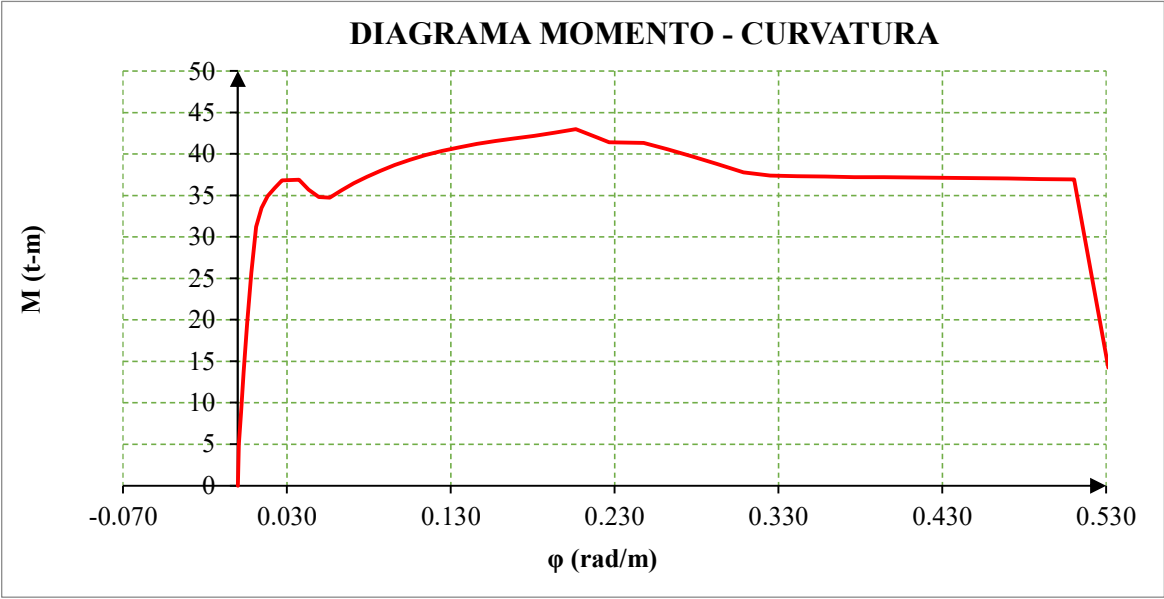
DIAGRAMA MOMENTO CURVATURA DE LA COLUMNA C-12' (90° Y 270°) AL 10% DE CARGA AXIAL

MOMENT CURVATURE (M-f) GRAPH - Kgf, cm, C

Axial Load = -35252.6
 Moment Angle = 90

Results For Exact-Integration

fy(Initial) = 1.015E-04
 My = 2908765
 fmax = 5.314E-03
 Mmax = 1421505
 fconcrete = 2.069E-03
 Mconcrete = 4296168
 fsteel = 5.112E-03
 Msteel = 3622157



kgf-cm											T-m		φ (rad/m)	M (t-m)
Concrete St	Neutral Axi	Steel Strain	Tendon Stra	Concrete Cd	Steel Compl	Steel Tensid	Prestress Fd	Net Force	Curvature	Moment	Curvature	Moment		
-0.01430	7.5289	3.64E-02	0	-112105	-85626	162491	0	-35239	0.001689	4185699	0.1689	41.85699		
-0.01560	7.359	3.87E-02	0	-114069	-85858	164673	0	-35254	0.00181	4217594	0.181	42.17594	0	0
-0.01690	7.2621	4.12E-02	0	-114905	-87299	166897	0	-35307	0.001936	4256649	0.1936	42.56649	0.012295	35.234384
-0.01810	7.2324	4.38E-02	0	-114758	-89612	169160	0	-35210	0.002065	4299668	0.2065	42.99668	0.1689	41.85699
-0.02110	6.4098	4.49E-02	0	-108237	-95593	168617	0	-35213	0.002198	4191560	0.2198	41.9156		
-0.02270	5.9771	4.53E-02	0	-104907	-98476	168141	0	-35242	0.002267	4137530	0.2267	41.3753		
-0.02590	5.5413	4.84E-02	0	-101593	-103158	169486	0	-35266	0.002478	4130960	0.2478	41.3096		
-0.02940	4.8044	4.93E-02	0	-95940	-107650	168362	0	-35229	0.002624	4055310	0.2624	40.5531		
-0.03390	3.7904	4.93E-02	0	-90747	-112475	167995	0	-35226	0.002774	3970669	0.2774	39.70669		
-0.03930	2.5825	0.0486	0	-85964	-117023	167743	0	-35243	0.002928	3878109	0.2928	38.78109		
-0.04550	1.2439	0.0471	0	-81549	-120929	167231	0	-35248	0.003087	3778168	0.3087	37.78168		
-0.04970	0.6927	0.0477	0	-77467	-122862	165072	0	-35256	0.003249	3737194	0.3249	37.37194		
-0.05270	0.5828	0.0498	0	-73683	-123941	162372	0	-35252	0.003416	3730106	0.3416	37.30106		
-0.05570	0.4867	0.052	0	-70170	-124881	159800	0	-35251	0.003587	3724538	0.3587	37.24538		
-0.05870	0.403	0.0542	0	-66903	-125690	157362	0	-35230	0.003763	3719934	0.3763	37.19934		
-0.06170	0.3414	0.0565	0	-63859	-126370	154927	0	-35302	0.003942	3716580	0.3942	37.1658		
-0.06480	0.2954	0.059	0	-61018	-126937	152707	0	-35247	0.004125	3713696	0.4125	37.13696		
-0.06790	0.2539	0.0615	0	-58362	-127404	150485	0	-35282	0.004313	3710383	0.4313	37.10383		
-0.07110	0.2178	0.0641	0	-55876	-127779	148396	0	-35259	0.004505	3706540	0.4505	37.0654		
-0.07430	0.1858	0.0667	0	-53546	-128066	146364	0	-35249	0.004701	3701999	0.4701	37.01999		
-0.07760	0.1574	0.0694	0	-51359	-128269	144383	0	-35245	0.004901	3696634	0.4901	36.96634		
-0.08100	0.1321	0.0722	0	-49303	-128391	142450	0	-35245	0.005106	3690316	0.5106	36.90316		
-0.01250	13.641	0.1469	0	-27358	-72104	64214	0	-35248	0.005314	1421505	0.5314	14.21505		

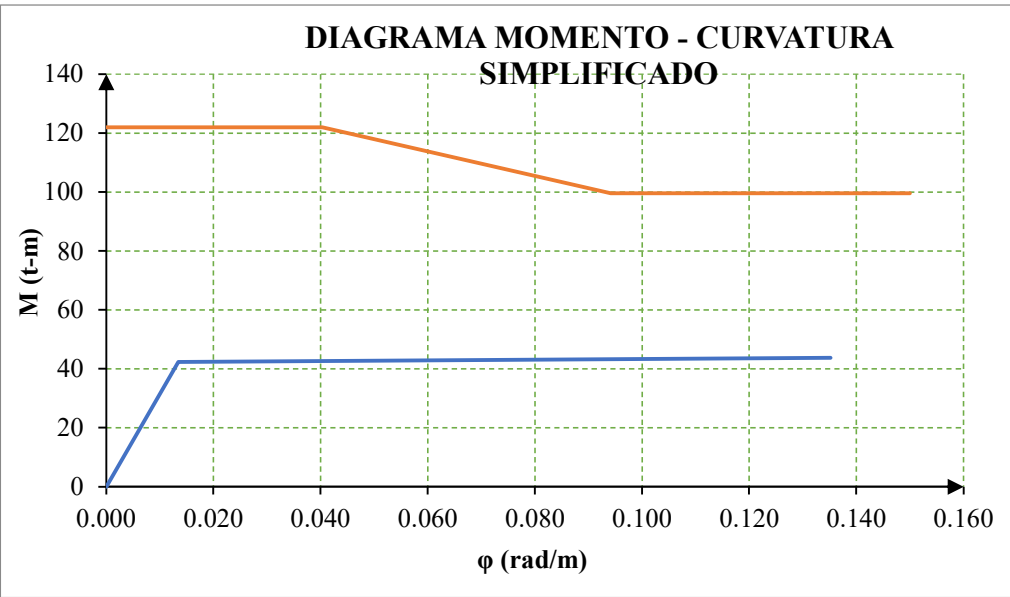
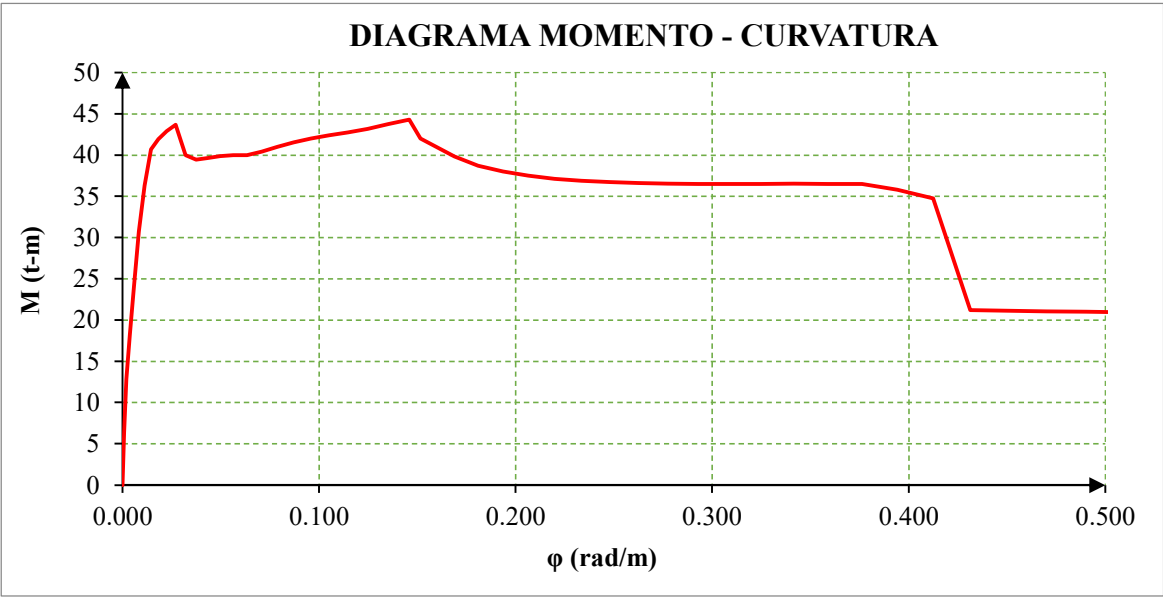
DIAGRAMA MOMENTO CURVATURA DE LA COLUMNA C-12' (90° Y 270°) AL 30% DE CARGA AXIAL

MOMENT CURVATURE (M-f) GRAPH - Kgf, cm, C

Axial Load = -105757.8
 Moment Angle = 90

Results For Exact-Integration

fy(Initial) = 1.174E-04
 My = 3691945
 fmax = 5.314E-03
 Mmax = 2087889
 fconcrete = 1.461E-03
 Mconcrete = 4425559
 fsteel = 4.232E-03
 Msteel = 2708732



kgf-cm											T-m	
Concrete St	Neutral Axi	Steel Strain	Tendon Stra	Concrete Cd	Steel Comp	Steel Tensid	Prestress Fd	Net Force	Curvature	Moment	Curvature	Moment
-0.00018	0	-1.83E-04	0	-86713	-19041	0	0	-105754	0	8.19E-12	0	8.185E-17
-0.00032	-22.1784	-6.82E-05	0	-86527	-19232	0	0	-105759	8.34E-06	637420	0.0008343	6.3742
-0.00049	-7.5736	1.34E-04	0	-89384	-21992	5572.976	0	-105803	2.09E-05	1282239	0.002086	12.82239
-0.00068	-1.9922	4.51E-04	0	-97988	-26517	18744	0	-105760	3.75E-05	1823885	0.003754	18.23885
-0.00089	0.7736	8.63E-04	0	-110479	-32113	36815	0	-105776	5.84E-05	2412589	0.00584	24.12589
-0.00115	2.2657	1.36E-03	0	-125432	-40699	60359	0	-105772	8.34E-05	3070011	0.008343	30.70011
-0.00142	3.3867	1.96E-03	0	-137284	-49694	81175	0	-105802	1.13E-04	3629419	0.01126	36.29419
-0.00171	4.2782	2.67E-03	0	-145367	-59006	98612	0	-105761	1.46E-04	4068333	0.0146	40.68333
-0.00197	5.2577	3.54E-03	0	-145600	-65855	105689	0	-105765	1.84E-04	4193504	0.01835	41.93504
-0.00230	5.7841	4.46E-03	0	-147562	-70926	112715	0	-105773	2.25E-04	4288557	0.02253	42.88557
-0.00265	6.2208	5.48E-03	0	-148217	-76255	118731	0	-105741	2.71E-04	4366601	0.02711	43.66601
-0.00361	4.7653	6.03E-03	0	-136830	-85626	116708	0	-105747	3.21E-04	3996531	0.03212	39.96531
-0.00431	4.512	6.95E-03	0	-138975	-85626	118824	0	-105776	3.75E-04	3944439	0.03754	39.44439
-0.00497	4.5343	8.04E-03	0	-142526	-85626	122363	0	-105788	4.34E-04	3964481	0.04338	39.64481
-0.00570	4.5182	9.19E-03	0	-146070	-85626	125935	0	-105760	4.96E-04	3985458	0.04964	39.85458
-0.00646	4.5305	1.04E-02	0	-148584	-85626	128438	0	-105771	5.63E-04	3999637	0.05631	39.99637
-0.00719	4.6655	1.18E-02	0	-148670	-85626	128531	0	-105764	6.34E-04	3999988	0.0634	39.99988
-0.00806	4.6291	1.32E-02	0	-150870	-85626	130732	0	-105764	7.09E-04	4040646	0.07091	40.40646
-0.00908	4.486	1.46E-02	0	-154188	-85626	134012	0	-105802	7.88E-04	4100162	0.07884	41.00162
-0.01020	4.3273	1.60E-02	0	-157266	-85626	137088	0	-105803	8.72E-04	4152656	0.08718	41.52656
-0.01140	4.1513	1.74E-02	0	-160155	-85626	139985	0	-105796	9.59E-04	4198748	0.09594	41.98748
-0.01270	3.9624	1.89E-02	0	-162823	-85626	142661	0	-105787	1.05E-03	4237806	0.1051	42.37806
-0.01400	3.7643	2.04E-02	0	-165244	-85703	145179	0	-105769	1.15E-03	4271893	0.1147	42.71893
-0.01540	3.6389	2.20E-02	0	-166360	-86997	147645	0	-105713	1.25E-03	4315561	0.1247	43.15561
-0.01680	3.6006	2.38E-02	0	-166085	-89805	150116	0	-105774	1.35E-03	4374987	0.1352	43.74987
-0.01820	3.5638	2.56E-02	0	-165619	-92523	152427	0	-105715	1.46E-03	4429630	0.146	44.2963
-0.02060	2.4016	2.49E-02	0	-159832	-97363	151492	0	-105703	0.001516	4199103	0.1516	41.99103

INCORPORACIÓN DEL CORTANTE EN EL DIAGRAMA M-φ
 L=3.80m

φ (rad/m)	M (t-m)
0	121.954
0.0403722	121.954
0.0942019	99.655
0.15	99.655

FRACTURA DEL REFUERZON TRANSVERSAL
 0.008449 cuantia volumetrica
 0.017 def. max. concreto

PANDEO DE LA BARRA LONGITUDINAL
 s 10
 db 2.54
 s/db 3.9370079
 lw 0.2746
 ep* 0.0470866
 φu* 0.1714735

CONSTRUCCION DE LA BILINEAL
 rad/cm rad/m
 M'y 3691945 36.91945
 φ'y 0.000117 0.01174
 Maci(ec=0.003) 4232030.1 42.320301
 φy 0.013457

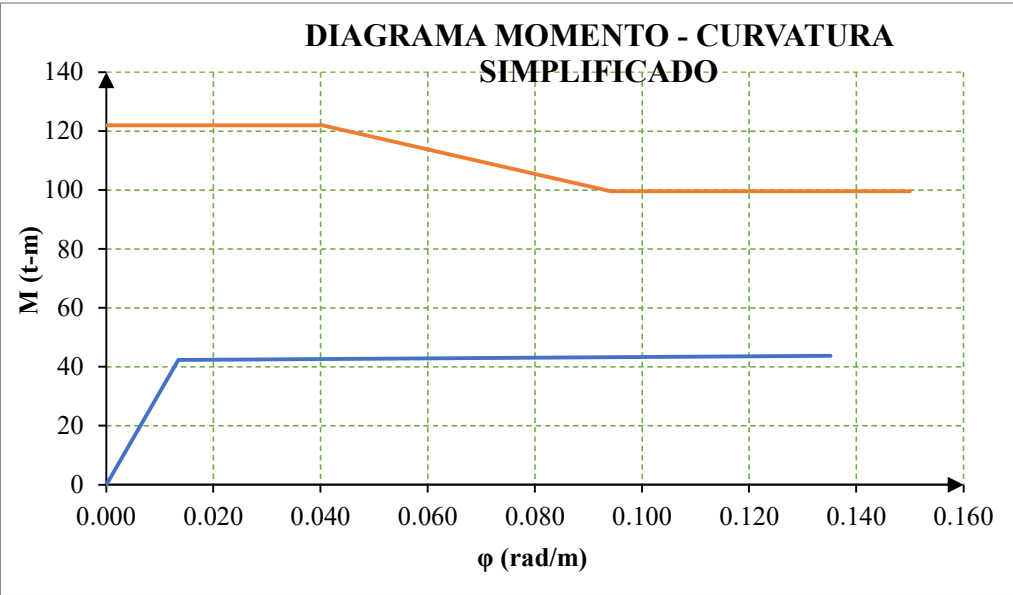
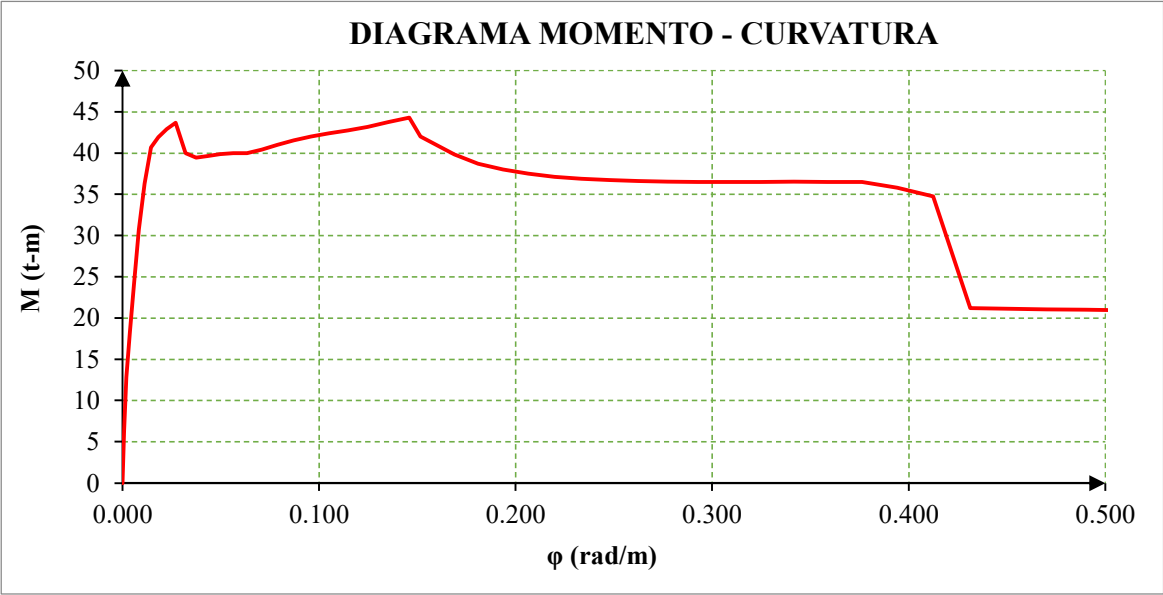
DIAGRAMA MOMENTO CURVATURA DE LA COLUMNA C-12' (90° Y 270°) AL 30% DE CARGA AXIAL

MOMENT CURVATURE (M-f) GRAPH - Kgf, cm, C

Axial Load = -105757.8
 Moment Angle = 90

Results For Exact-Integration

fy(Initial) = 1.174E-04
 My = 3691945
 fmax = 5.314E-03
 Mmax = 2087889
 fconcrete = 1.461E-03
 Mconcrete = 4425559
 fsteel = 4.232E-03
 Msteel = 2708732



kgf-cm											T-m		φ (rad/m)	M (t-m)
Concrete Str	Neutral Axi	Steel Strain	Tendon Stra	Concrete Cd	Steel Comp	Steel Tensid	Prestress Fd	Net Force	Curvature	Moment	Curvature	Moment		
-0.02500	1.2094	2.57E-02	0	-149004	-104158	147399	0	-105763	0.001689	3981351	0.1689	39.81351		
-0.02750	0.79	2.68E-02	0	-139047	-107376	140645	0	-105778	0.00181	3868992	0.181	38.68992	0	0
-0.02990	0.5453	2.82E-02	0	-130057	-109994	134321	0	-105730	0.001936	3799305	0.1936	37.99305	0.013457	42.320301
-0.03230	0.3421	2.96E-02	0	-121912	-112351	128506	0	-105757	0.002065	3748624	0.2065	37.48624	0.1352	43.74987
-0.03480	0.1759	3.12E-02	0	-114509	-114470	123260	0	-105720	0.002198	3712728	0.2198	37.12728		
-0.03730	0.0373	3.28E-02	0	-107761	-116381	118386	0	-105757	0.002336	3687740	0.2336	36.8774		
-0.03990	-0.0854	3.45E-02	0	-101069	-122505	117858	0	-105717	0.002478	3670218	0.2478	36.70218		
-0.04250	-0.1903	3.62E-02	0	-94783	-130043	119070	0	-105755	0.002624	3658780	0.2624	36.5878		
-0.04510	-0.2742	3.81E-02	0	-89104	-136867	120222	0	-105749	0.002774	3652476	0.2774	36.52476		
-0.04790	-0.3428	0.04	0	-83940	-143151	121304	0	-105786	0.002928	3649558	0.2928	36.49558		
-0.05060	-0.3975	0.042	0	-79232	-148886	122315	0	-105803	0.003087	3649207	0.3087	36.49207		
-0.05340	-0.4409	0.0441	0	-74918	-154126	123250	0	-105794	0.003249	3650444	0.3249	36.50444		
-0.05630	-0.4922	0.0461	0	-70899	-158930	124086	0	-105743	0.003416	3651324	0.3416	36.51324		
-0.05940	-0.5696	0.0482	0	-67117	-163433	124806	0	-105744	0.003587	3650187	0.3587	36.50187		
-0.06260	-0.6328	0.0503	0	-63659	-167564	125466	0	-105757	0.003763	3649917	0.3763	36.49917		
-0.06960	-1.6688	0.0486	0	-60141	-170554	124947	0	-105749	0.003942	3579378	0.3942	35.79378		
-0.07880	-3.1054	0.0449	0	-57668	-171742	123617	0	-105793	0.004125	3473954	0.4125	34.73954		
-0.03230	8.5072	0.0971	0	-58362	-107087	59684	0	-105765	0.004313	2119589	0.4313	21.19589		
-0.03480	8.2677	0.1003	0	-55876	-109743	59860	0	-105760	0.004505	2111923	0.4505	21.11923		
-0.03750	8.0271	0.1036	0	-53546	-112225	60009	0	-105762	0.004701	2105255	0.4701	21.05255		
-0.04030	7.7849	0.1068	0	-51359	-114538	60135	0	-105761	0.004901	2099281	0.4901	20.99281		
-0.04330	7.5274	0.1099	0	-49303	-116720	60218	0	-105804	0.005106	2093601	0.5106	20.93601		
-0.04640	7.2713	0.113	0	-47368	-118704	60277	0	-105795	0.005314	2087889	0.5314	20.87889		

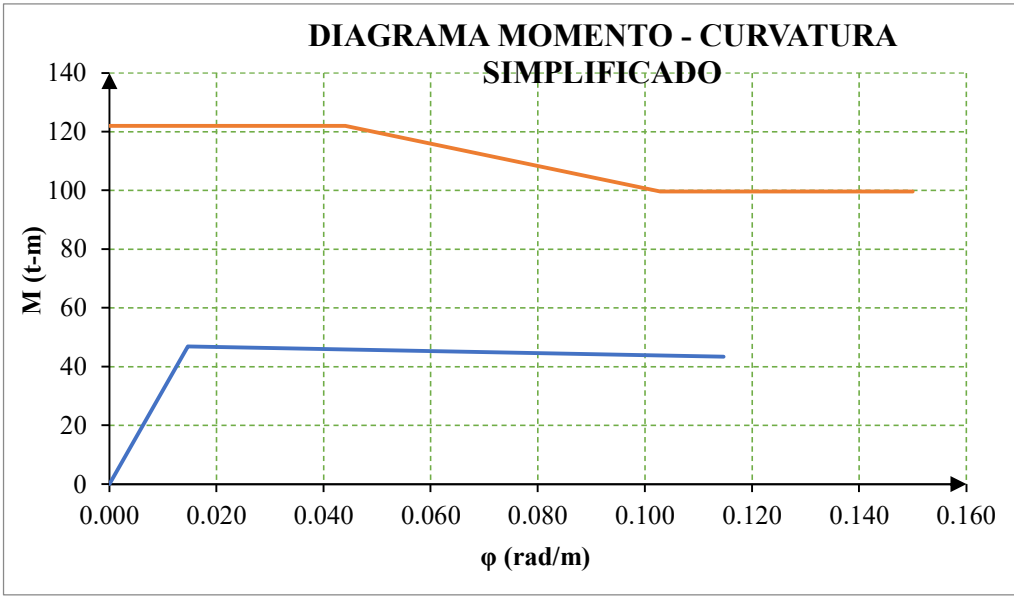
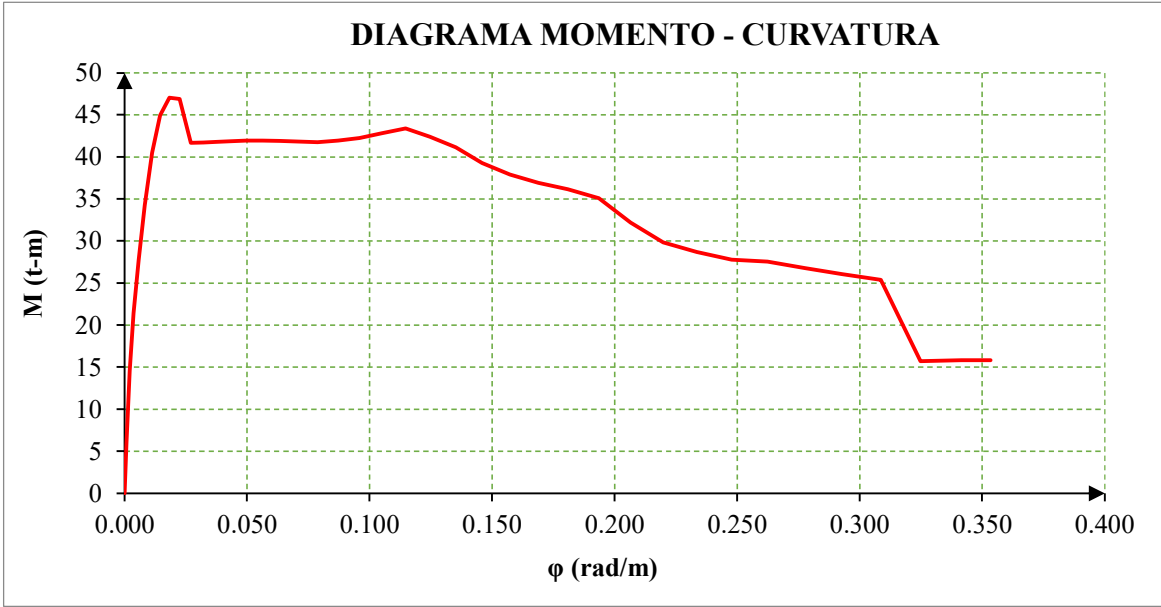
DIAGRAMA MOMENTO CURVATURA DE LA COLUMNA C-12' (90° Y 270°) AL 50% DE CARGA AXIAL

MOMENT CURVATURE (M-f) GRAPH - Kgf, cm, C

Axial Load = -176263
 Moment Angle = 90

Results For Exact-Integration

fy(Initial) = 1.370E-04
 My = 4372988
 fmax = 3.534E-03
 Mmax = 1581655
 fconcrete = 1.195E-03
 Mconcrete = 4291580
 fsteel = N/A
 Msteel = N/A



kgf-cm											T-m	
Concrete St	Neutral Axi	Steel Strain	Tendon Stra	Concrete Cd	Steel Comp	Steel Tensid	Prestress Fd	Net Force	Curvature	Moment	Curvature	Moment
-0.00031	0	-3.12E-04	0	-143820	-32460	0	0	-176280	0	4.73E-11	0	4.729E-16
-0.00045	-37.6863	-1.98E-04	0	-143612	-32680	0	0	-176292	8.34E-06	605886	0.0008343	6.05886
-0.00065	-15.289	-2.69E-05	0	-143105	-33145	0	0	-176250	2.09E-05	1455964	0.002086	14.55964
-0.00088	-7.416	2.47E-04	0	-147363	-39214	10277	0	-176300	3.75E-05	2142193	0.003754	21.42193
-0.00113	-3.3398	6.23E-04	0	-156032	-46153	25886	0	-176299	5.84E-05	2773073	0.00584	27.73073
-0.00142	-1.0147	1.08E-03	0	-167498	-53836	45048	0	-176286	8.34E-05	3423232	0.008343	34.23232
-0.00175	0.4395	1.63E-03	0	-178463	-63492	65674	0	-176281	0.000113	4046593	0.01126	40.46593
-0.00216	1.2076	2.22E-03	0	-188690	-71276	83701	0	-176265	0.000146	4494207	0.0146	44.94207
-0.00257	2.0197	2.94E-03	0	-191499	-78101	93332	0	-176268	0.0001835	4704973	0.01835	47.04973
-0.00304	2.4848	3.71E-03	0	-187936	-85626	97262	0	-176299	0.0002253	4689328	0.02253	46.89328
-0.00407	0.977	4.06E-03	0	-181772	-85626	91133	0	-176265	0.0002711	4168191	0.02711	41.68191
-0.00475	1.2101	4.89E-03	0	-184379	-85626	93706	0	-176299	0.0003212	4171130	0.03212	41.7113
-0.00549	1.3733	5.77E-03	0	-186984	-85626	96345	0	-176265	0.0003754	4178603	0.03754	41.78603
-0.00630	1.4718	6.71E-03	0	-189578	-85626	98900	0	-176304	0.0004338	4186214	0.04338	41.86214
-0.00719	1.5212	7.71E-03	0	-192001	-85626	101325	0	-176301	0.0004964	4191262	0.04964	41.91262
-0.00815	1.5302	8.75E-03	0	-194208	-85626	103541	0	-176292	0.0005631	4192622	0.05631	41.92622
-0.00919	1.5072	9.83E-03	0	-196153	-85626	105495	0	-176284	0.000634	4189823	0.0634	41.89823
-0.01030	1.46	1.10E-02	0	-197802	-85626	107151	0	-176277	0.0007091	4182826	0.07091	41.82826
-0.01150	1.3898	1.21E-02	0	-199208	-85626	108564	0	-176270	0.0007884	4174149	0.07884	41.74149
-0.01290	1.2401	1.33E-02	0	-201223	-85626	110594	0	-176255	0.0008718	4193293	0.08718	41.93293
-0.01430	1.0856	1.45E-02	0	-202828	-86060	112627	0	-176261	0.0009594	4221831	0.09594	42.21831
-0.01580	1.0008	1.58E-02	0	-203098	-88875	115707	0	-176266	0.001051	4280253	0.1051	42.80253
-0.01730	0.925	1.71E-02	0	-202943	-91992	118655	0	-176279	0.001147	4339499	0.1147	43.39499
-0.01920	0.6255	1.82E-02	0	-195555	-95585	114929	0	-176210	0.001247	4240051	0.1247	42.40051
-0.02120	0.3002	1.93E-02	0	-186254	-99079	109063	0	-176270	0.001352	4113503	0.1352	41.13503
-0.02350	-0.1258	2.03E-02	0	-171961	-106460	102165	0	-176256	0.00146	3926802	0.146	39.26802
-0.02590	-0.4812	2.13E-02	0	-158435	-121566	103736	0	-176264	0.001573	3788861	0.1573	37.88861

INCORPORACIÓN DEL CORTANTE EN EL DIAGRAMA M-φ
 L=3.80m

φ (rad/m)	M (t-m)
0	121.954
0.0440867	121.954
0.1028689	99.655
0.15	99.655

FRACTURA DEL REFUERZON TRANSVERSAL
 0.008449 cuantia volumetrica
 0.017 def. max. concreto

PANDEO DE LA BARRA LONGITUDINAL
 s 10
 db 2.54
 s/db 3.9370079
 lw 0.2746
 ep* 0.0470866
 φu* 0.1714735

CONSTRUCCION DE LA BILINEAL

	rad/cm	rad/m
M'y	4372988	43.72988
φ'y	0.000137	0.0137
Maci(ec=0.003)	4690768.1	46.907681
φy		0.014696

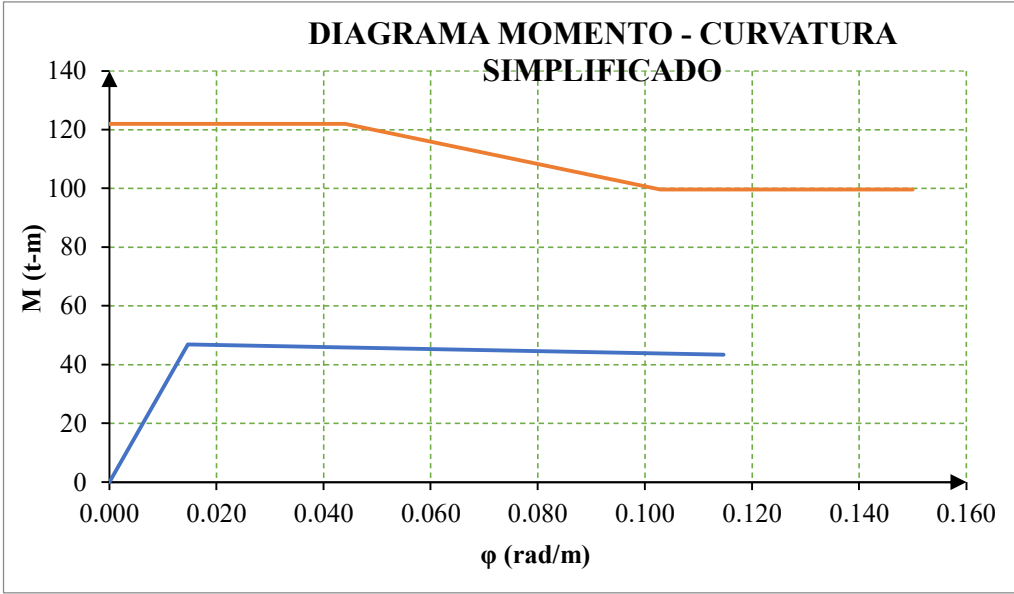
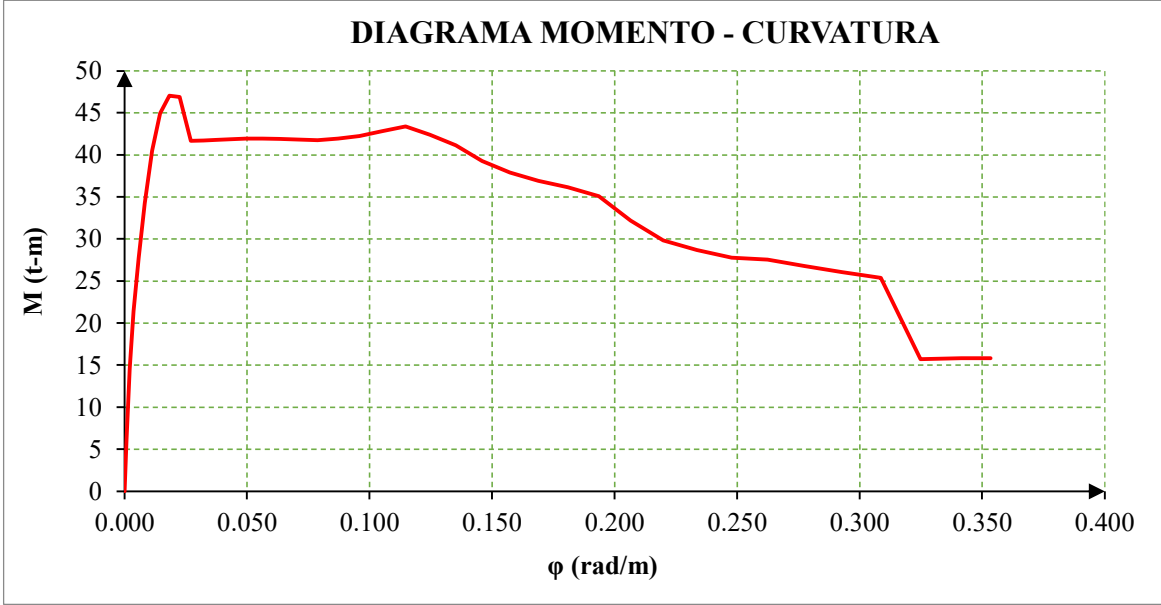
DIAGRAMA MOMENTO CURVATURA DE LA COLUMNA C-12' (90° Y 270°) AL 50% DE CARGA AXIAL

MOMENT CURVATURE (M-f) GRAPH - Kgf, cm, C

Axial Load = -176263
 Moment Angle = 90

Results For Exact-Integration

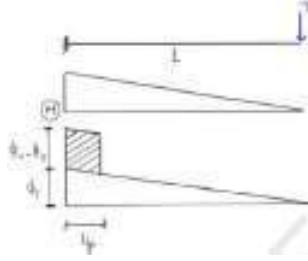
fy(Initial) = 1.370E-04
 My = 4372988
 fmax = 3.534E-03
 Mmax = 1581655
 fconcrete = 1.195E-03
 Mconcrete = 4291580
 fsteel = N/A
 Msteel = N/A



kgf-cm											T-m		φ (rad/m)	M (t-m)
Concrete St	Neutral Axi	Steel Strain	Tendon Stra	Concrete Cd	Steel Compl	Steel Tensid	Prestress Fd	Net Force	Curvature	Moment	Curvature	Moment		
-0.02830	-0.7512	2.24E-02	0	-146636	-135032	105392	0	-176276	0.001689	3692195	0.1689	36.92195		
-0.03080	-1.0351	2.35E-02	0	-136110	-147017	106891	0	-176237	0.00181	3614121	0.181	36.14121	0	0
-0.03410	-1.6414	2.39E-02	0	-126527	-157176	107476	0	-176228	0.001936	3507462	0.1936	35.07462	0.014696	46.907681
-0.04060	-3.6451	2.14E-02	0	-118238	-161967	103925	0	-176280	0.002065	3219274	0.2065	32.19274	0.1147	43.39499
-0.04690	-5.3294	1.91E-02	0	-111093	-165365	100162	0	-176296	0.002198	2984182	0.2198	29.84182		
-0.05200	-6.2712	1.81E-02	0	-104518	-170104	98362	0	-176260	0.002336	2866597	0.2336	28.66597		
-0.05710	-7.0548	1.72E-02	0	-98497	-174537	96767	0	-176267	0.002478	2776837	0.2478	27.76837		
-0.06140	-7.4192	1.73E-02	0	-95940	-177240	96881	0	-176299	0.002624	2755495	0.2624	27.55495		
-0.06690	-8.1219	1.63E-02	0	-90747	-180440	94966	0	-176220	0.002774	2679680	0.2774	26.7968		
-0.07260	-8.7921	1.53E-02	0	-85964	-183028	92720	0	-176272	0.002928	2605878	0.2928	26.05878		
-0.07840	-9.4065	1.42E-02	0	-81549	-185017	90278	0	-176289	0.003087	2536581	0.3087	25.36581		
-0.12530	-22.5737	-2.79E-02	0	0	-176217	0	0	-176217	0.003249	1567986	0.3249	15.67986		
-0.12650	-21.0394	-2.40E-02	0	-4541	-171757	0	0	-176298	0.003416	1581299	0.3416	15.81299		
-0.12950	-20.9815	-2.44E-02	0	-3997	-172284	0	0	-176280	0.003502	1581535	0.3502	15.81535		
-0.13060	-20.9604	-2.46E-02	0	-3793	-172482	0	0	-176275	0.003534	1581655	0.3534	15.81655		

**ANEXO 5: PLASTICIDAD CONCENTRADA DE VIGAS Y
COLUMNAS (VALORES DE MOMENTO ROTACIÓN)**

MOMENTO - ROTACIÓN, Deformación Maxima y Ductilidad (V1 30X60)



$$d(m) = 0.54 \quad L(m) = 3.98 \quad \phi_y (1/m) = 0.006624727 \quad \phi_u (1/m) = 0.04137$$

$$Z(m) = 3.98$$

Caso 1: Propuesta Sawyer

Consideraciones: La zona de cedencia se extiende a $d/4$ mas allá de la sección en que el momento flexionante se reduce a M_y y además $M_y/M_u = 0.85$

$$L_p = 0.25d + 0.075Z$$

d: Altura útil de la sección

$$L_p = 0.4335$$

Rotación elástica por integración

$$\theta_e = \int_0^L \phi_y \left(\frac{x}{L} \right) dx$$

$$\theta_e = \phi_y \left(\frac{L}{2} \right) = 0.013183206$$

Rotación inelástica

$$\theta_p = (\phi_u - \phi_y) L_p$$

$$\theta_p = 0.016295533$$

Rotación última

$$\theta_u = \theta_e + \theta_p$$

$$\theta_u = 0.029478739$$

Condición	θ (Rad)	Momento (T-m)
Inicial	0	0
Cedencia	0.013183206	52.91795926
Última	0.029478739	56.98078

Caso 2: Propuesta Mattock

Consideraciones: Se ignoró el desconchamiento del recubrimiento a deformaciones elevadas y se emplearon los parámetros de tensiones de concreto a compresión del ACI

$$L_p = 0.5d + 0.05Z$$

z: distancia desde la sección crítica al punto de inflexión

$$L_p = 0.469$$

Deflexión elástica por integración

$$\Delta_e = \int_0^L \phi_y \left(\frac{x}{L} \right) x dx$$

$$\Delta_e = \phi_y \left(\frac{L}{2} \right) \left(\frac{2L}{3} \right) = 3.4979$$

Deflexión inelástica

$$\Delta_p = (\phi_u - \phi_y) L_p \left(L - \frac{L_p}{2} \right)$$

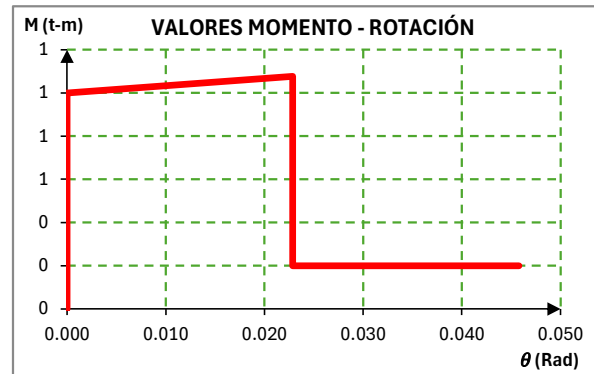
$$\Delta_p = 6.103$$

Deflexión última

$$\Delta_u = \Delta_e + \Delta_p$$

$$\Delta_u = 9.60144$$

Condición	θ (Rad)	Momento/SF
Inicial	0	0
Cedencia	0.00000	1
Última	0.02289	1.076775839
Residual	0.02289	0.2
Colapso	0.04577	0.2



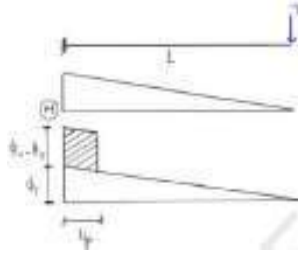
Ductilidad por rotación

$$u_\theta = \frac{\theta_u}{\theta_e} \quad u_\theta = 2.236082736$$

Máxima carga aplicada P en condición de agotamiento

$$P = \frac{M_u}{L} \quad P = 14.31677889$$

MOMENTO - ROTACIÓN, Deformación Maxima y Ductilidad (V2 30X40 0°)



$$d(m) = 0.34 \quad L(m) = 2.4 \quad \phi_y (1/m) = 0.008308916 \quad \phi_u (1/m) = 0.2624$$

$$Z(m) = 2.4$$

Caso 1: Propuesta Sawyer

Consideraciones: La zona de cedencia se extiende a $d/4$ mas allá de la sección en que el momento flexionante se reduce a M_y y además $M_y/M_u = 0.85$

$$L_p = 0.25d + 0.075Z$$

d: Altura útil de la sección

$$L_p = 0.265$$

Rotación elástica por integración

$$\theta_e = \int_0^L \phi_y \left(\frac{x}{L} \right) dx$$

$$\theta_e = \phi_y \left(\frac{L}{2} \right) = 0.0099707$$

Rotación inelástica

$$\theta_p = (\phi_u - \phi_y) L_p$$

$$\theta_p = 0.073686414$$

Rotación última

$$\theta_u = \theta_e + \theta_p$$

$$\theta_u = 0.083657114$$

Condición	θ (Rad)	Momento (T-m)
Inicial	0	0
Cedencia	0.009970699	9.04505651
Última	0.083657114	10.70486

Caso 2: Propuesta Mattock

Consideraciones: Se ignoró el desconchamiento del recubrimiento a deformaciones elevadas y se emplearon los parámetros de tensiones de concreto a compresión del ACI

$$L_p = 0.5d + 0.05Z$$

z: distancia desde la sección crítica al punto de inflexión

$$L_p = 0.29$$

Deflexión elástica por integración

$$\Delta_e = \int_0^L \phi_y \left(\frac{x}{L} \right) x dx$$

$$\Delta_e = \phi_y \left(\frac{L}{2} \right) \left(\frac{2L}{3} \right) = 1.5953$$

Deflexión inelástica

$$\Delta_p = (\phi_u - \phi_y) L_p \left(L - \frac{L_p}{2} \right)$$

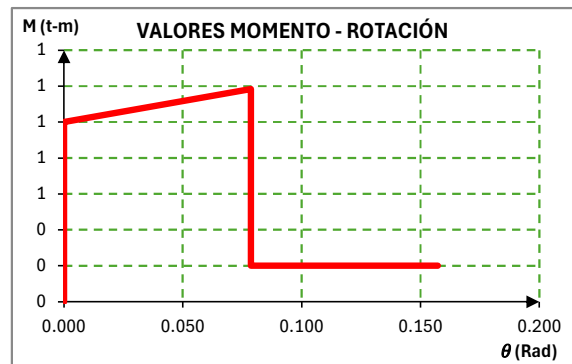
$$\Delta_p = 16.616$$

Deflexión última

$$\Delta_u = \Delta_e + \Delta_p$$

$$\Delta_u = 18.21160$$

Condición	θ (Rad)	Moment/SF
Inicial	0	0
Cedencia	0.00000	1
Última	0.07867	1.183503938
Residual	0.07867	0.2
Colapso	0.15734	0.2



Ductilidad por rotación

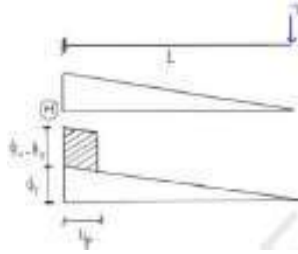
$$u_\theta = \frac{\theta_u}{\theta_e} \quad u_\theta = 8.390295553$$

Máxima carga aplicada P en condición de agotamiento

$$P = M_u/L$$

$$P = 4.460358333$$

MOMENTO - ROTACIÓN, Deformación Maxima y Ductilidad (V2 30X40 180°)



$$d(m) = 0.34 \quad L(m) = 2.4 \quad \phi_y (1/m) = 0.009327004 \quad \phi_u (1/m) = 0.1936$$

$$Z(m) = 2.4$$

Caso 1: Propuesta Sawyer

Consideraciones: La zona de cedencia se extiende a $d/4$ mas allá de la sección en que el momento flexionante se reduce a M_y y además $M_y/M_u = 0.85$

$$L_p = 0.25d + 0.075Z$$

d: Altura útil de la sección

$$L_p = 0.265$$

Rotación elástica por integración

$$\theta_e = \int_0^L \phi_y \left(\frac{x}{L} \right) dx$$

$$\theta_e = \phi_y \left(\frac{L}{2} \right) = 0.0111924$$

Rotación inelástica

$$\theta_p = (\phi_u - \phi_y) L_p$$

$$\theta_p = 0.053439169$$

Rotación última

$$\theta_u = \theta_e + \theta_p$$

$$\theta_u = 0.064631573$$

Condición	θ (Rad)	Momento (T-m)
Inicial	0	0
Cedencia	0.011192404	13.58856158
Última	0.064631573	16.46284

Caso 2: Propuesta Mattock

Consideraciones: Se ignoró el desconchamiento del recubrimiento a deformaciones elevadas y se emplearon los parámetros de tensiones de concreto a compresión del ACI

$$L_p = 0.5d + 0.05Z$$

z: distancia desde la sección crítica al punto de inflexión

$$L_p = 0.29$$

Deflexión elástica por integración

$$\Delta_e = \int_0^L \phi_y \left(\frac{x}{L} \right) x dx$$

$$\Delta_e = \phi_y \left(\frac{L}{2} \right) \left(\frac{2L}{3} \right) = 1.7908$$

Deflexión inelástica

$$\Delta_p = (\phi_u - \phi_y) L_p \left(L - \frac{L_p}{2} \right)$$

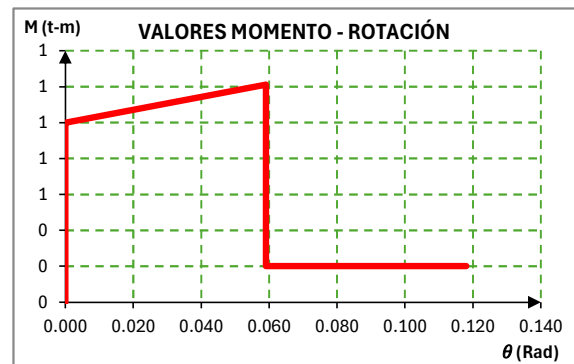
$$\Delta_p = 12.051$$

Deflexión última

$$\Delta_u = \Delta_e + \Delta_p$$

$$\Delta_u = 13.84132$$

Condición	θ (Rad)	Momento/SF
Inicial	0	0
Cedencia	0.00000	1
Última	0.05904	1.211521904
Residual	0.05904	0.2
Colapso	0.11807	0.2



Ductilidad por rotación

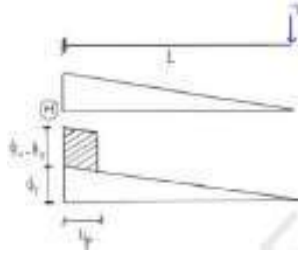
$$u_\theta = \frac{\theta_u}{\theta_e} \quad u_\theta = 5.774592471$$

Máxima carga aplicada P en condición de agotamiento

$$P = M_u/L$$

$$P = 6.859516667$$

MOMENTO - ROTACIÓN, Deformación Maxima y Ductilidad (V2 30X50 0° 1-1)



$$\begin{aligned} d(m) &= 0.44 & L(m) &= 2.85 & \phi_y (1/m) &= 0.006923022 & \phi_u (1/m) &= 0.1933 \\ Z(m) &= 2.85 \end{aligned}$$

Caso 1: Propuesta Sawyer

Consideraciones: La zona de cedencia se extiende a $d/4$ mas allá de la sección en que el momento flexionante se reduce a M_y y además $M_y/M_u = 0.85$

$$L_p = 0.25d + 0.075Z$$

d: Altura útil de la sección

$$L_p = 0.32375$$

Rotación elástica por integración

$$\theta_e = \int_0^L \phi_y \left(\frac{x}{L} \right) dx$$

$$\theta_e = \phi_y \left(\frac{L}{2} \right) = 0.00986531$$

Rotación inelástica

$$\theta_p = (\phi_u - \phi_y) L_p$$

$$\theta_p = 0.067561655$$

Rotación última

$$\theta_u = \theta_e + \theta_p$$

$$\theta_u = 0.077426961$$

Condición	θ (Rad)	Momento (T-m)
Inicial	0	0
Cedencia	0.009865306	13.95280571
Última	0.077426961	16.49202

Caso 2: Propuesta Mattock

Consideraciones: Se ignoró el desconchamiento del recubrimiento a deformaciones elevadas y se emplearon los parámetros de tensiones de concreto a compresión del ACI

$$L_p = 0.5d + 0.05Z$$

z: distancia desde la sección crítica al punto de inflexión

$$L_p = 0.3625$$

Deflexión elástica por integración

$$\Delta_e = \int_0^L \phi_y \left(\frac{x}{L} \right) x dx$$

$$\Delta_e = \phi_y \left(\frac{L}{2} \right) \left(\frac{2L}{3} \right) = 1.8744$$

Deflexión inelástica

$$\Delta_p = (\phi_u - \phi_y) L_p \left(L - \frac{L_p}{2} \right)$$

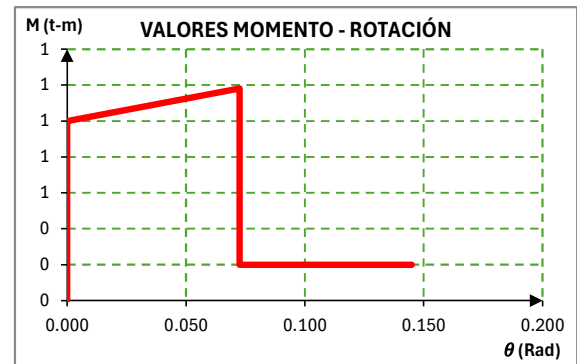
$$\Delta_p = 18.031$$

Deflexión última

$$\Delta_u = \Delta_e + \Delta_p$$

$$\Delta_u = 19.90492$$

Condición	θ (Rad)	Moment/SF
Inicial	0	0
Cedencia	0.00000	1
Última	0.07249	1.181985928
Residual	0.07249	0.2
Colapso	0.14499	0.2



Ductilidad por rotación

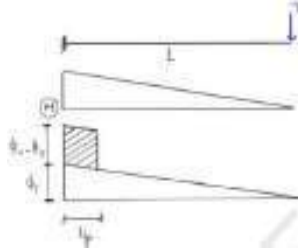
$$u_\theta = \frac{\theta_u}{\theta_e} = 7.848409389$$

Máxima carga aplicada P en condición de agotamiento

$$P = M_u/L$$

$$P = 5.786673684$$

MOMENTO - ROTACIÓN, Deformación Maxima y Ductilidad (V2 30X50 180° 1-1)



$$d(m) = 0.44 \quad L(m) = 2.85 \quad \phi_y (1/m) = 0.007269116 \quad \phi_u (1/m) = 0.1721$$

$$Z(m) = 2.85$$

Caso 1: Propuesta Sawyer

Consideraciones: La zona de cedencia se extiende a $d/4$ mas allá de la sección en que el momento flexionante se reduce a M_y y además $M_y/M_u = 0.85$

$$L_p = 0.25d + 0.075Z$$

d: Altura útil de la sección

$$L_p = 0.32375$$

Rotación elástica por integración

$$\theta_e = \int_0^L \phi_y \left(\frac{x}{L} \right) dx$$

$$\theta_e = \phi_y \left(\frac{L}{2} \right) = 0.01035849$$

Rotación inelástica

$$\theta_p = (\phi_u - \phi_y) L_p$$

$$\theta_p = 0.059751195$$

Rotación última

$$\theta_u = \theta_e + \theta_p$$

$$\theta_u = 0.070109686$$

Condición	θ (Rad)	Momento (T-m)
Inicial	0	0
Cedencia	0.010358491	17.02770615
Última	0.070109686	19.92117

Caso 2: Propuesta Mattock

Consideraciones: Se ignoró el desconchamiento del recubrimiento a deformaciones elevadas y se emplearon los parámetros de tensiones de concreto a compresión del ACI

$$L_p = 0.5d + 0.05Z$$

z: distancia desde la sección crítica al punto de inflexión

$$L_p = 0.3625$$

Deflexión elástica por integración

$$\Delta_e = \int_0^L \phi_y \left(\frac{x}{L} \right) x dx$$

$$\Delta_e = \phi_y \left(\frac{L}{2} \right) \left(\frac{2L}{3} \right) = 1.9681$$

Deflexión inelástica

$$\Delta_p = (\phi_u - \phi_y) L_p \left(L - \frac{L_p}{2} \right)$$

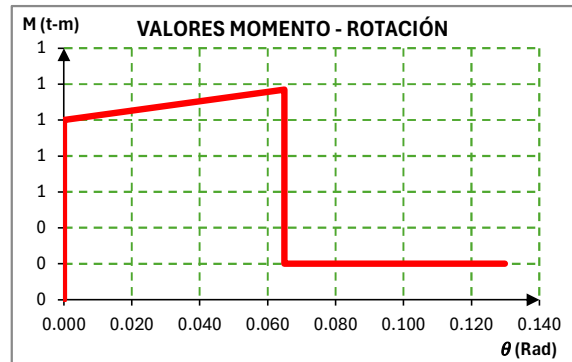
$$\Delta_p = 15.946$$

Deflexión última

$$\Delta_u = \Delta_e + \Delta_p$$

$$\Delta_u = 17.91421$$

Condición	θ (Rad)	Moment/SF
Inicial	0	0
Cedencia	0.00000	1
Última	0.06493	1.169926813
Residual	0.06493	0.2
Colapso	0.12986	0.2



Ductilidad por rotación

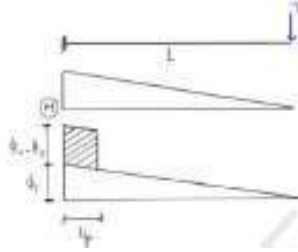
$$u_\theta = \frac{\theta_u}{\theta_e} \quad u_\theta = 6.768330251$$

Máxima carga aplicada P en condición de agotamiento

$$P = M_u/L$$

$$P = 6.989884211$$

MOMENTO - ROTACIÓN, Deformación Maxima y Ductilidad (V2 30X50 0° 2-2)



$$d(m) = 0.44 \quad L(m) = 3.58 \quad \phi_y (1/m) = 0.007235627 \quad \phi_u (1/m) = 0.1933$$

$$Z(m) = 3.58$$

Caso 1: Propuesta Sawyer

Consideraciones: La zona de cedencia se extiende a $d/4$ mas allá de la sección en que el momento flexionante se reduce a M_y y además $M_y/M_u = 0.85$

$$L_p = 0.25d + 0.075Z$$

d: Altura útil de la sección

$$L_p = 0.3785$$

Rotación elástica por integración

$$\theta_e = \int_0^L \phi_y \left(\frac{x}{L} \right) dx$$

$$\theta_e = \phi_y \left(\frac{L}{2} \right) = 0.01295177$$

Rotación inelástica

$$\theta_p = (\phi_u - \phi_y) L_p$$

$$\theta_p = 0.074239685$$

Rotación última

$$\theta_u = \theta_e + \theta_p$$

$$\theta_u = 0.087191457$$

Condición	θ (Rad)	Momento (T-m)
Inicial	0	0
Cedencia	0.012951773	18.5763829
Última	0.087191457	23.32509

Caso 2: Propuesta Mattock

Consideraciones: Se ignoró el desconchamiento del recubrimiento a deformaciones elevadas y se emplearon los parámetros de tensiones de concreto a compresión del ACI

$$L_p = 0.5d + 0.05Z$$

z: distancia desde la sección crítica al punto de inflexión

$$L_p = 0.399$$

Deflexión elástica por integración

$$\Delta_e = \int_0^L \phi_y \left(\frac{x}{L} \right) x dx$$

$$\Delta_e = \phi_y \left(\frac{L}{2} \right) \left(\frac{2L}{3} \right) = 3.0912$$

Deflexión inelástica

$$\Delta_p = (\phi_u - \phi_y) L_p \left(L - \frac{L_p}{2} \right)$$

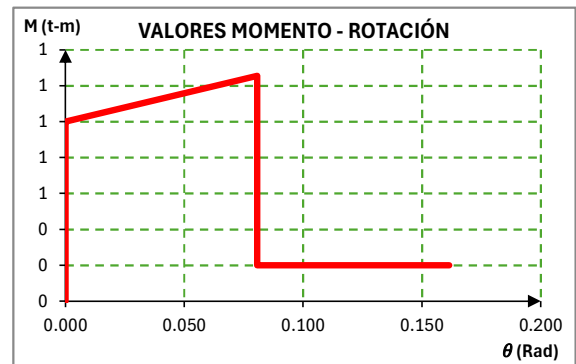
$$\Delta_p = 25.097$$

Deflexión última

$$\Delta_u = \Delta_e + \Delta_p$$

$$\Delta_u = 28.18788$$

Condición	θ (Rad)	Moment/SF
Inicial	0	0
Cedencia	0.00000	1
Última	0.08072	1.255631418
Residual	0.08072	0.2
Colapso	0.16143	0.2



Ductilidad por rotación

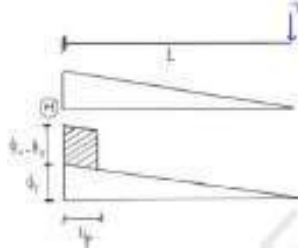
$$u_\theta = \frac{\theta_u}{\theta_e} \quad u_\theta = 6.732009583$$

Máxima carga aplicada P en condición de agotamiento

$$P = M_u/L$$

$$P = 6.515388268$$

MOMENTO - ROTACIÓN, Deformación Maxima y Ductilidad (V2 30X50 180° 2-2)



$$\begin{aligned} d(\text{m}) &= 0.44 & L(\text{m}) &= 3.58 & \phi_y \text{ (1/m)} &= 0.007635371 & \phi_u \text{ (1/m)} &= 0.1334 \\ Z(\text{m}) &= 3.58 \end{aligned}$$

Caso 1: Propuesta Sawyer

Consideraciones: La zona de cedencia se extiende a $d/4$ mas allá de la sección en que el momento flexionante se reduce a M_y y además $M_y/M_u = 0.85$

$$L_p = 0.25d + 0.075Z$$

d: Altura útil de la sección

$$L_p = 0.3785$$

Rotación elástica por integración

$$\theta_e = \int_0^L \phi_y \left(\frac{x}{L} \right) dx$$

$$\theta_e = \phi_y \left(\frac{L}{2} \right) = 0.01366731$$

Rotación inelástica

$$\theta_p = (\phi_u - \phi_y) L_p$$

$$\theta_p = 0.050180087$$

Rotación última

$$\theta_u = \theta_e + \theta_p$$

$$\theta_u = 0.063847401$$

Condición	θ (Rad)	Momento (T-m)
Inicial	0	0
Cedencia	0.013667314	24.64472102
Última	0.063847401	29.22605

Caso 2: Propuesta Mattock

Consideraciones: Se ignoró el desconchamiento del recubrimiento a deformaciones elevadas y se emplearon los parámetros de tensiones de concreto a compresión del ACI

$$L_p = 0.5d + 0.05Z$$

z: distancia desde la sección crítica al punto de inflexión

$$L_p = 0.399$$

Deflexión elástica por integración

$$\Delta_e = \int_0^L \phi_y \left(\frac{x}{L} \right) x dx$$

$$\Delta_e = \phi_y \left(\frac{L}{2} \right) \left(\frac{2L}{3} \right) = 3.2619$$

Deflexión inelástica

$$\Delta_p = (\phi_u - \phi_y) L_p \left(L - \frac{L_p}{2} \right)$$

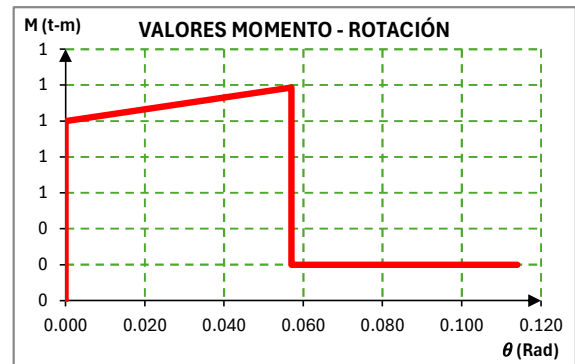
$$\Delta_p = 16.963$$

Deflexión última

$$\Delta_u = \Delta_e + \Delta_p$$

$$\Delta_u = 20.22531$$

Condición	θ (Rad)	Moment/SF
Inicial	0	0
Cedencia	0.00000	1
Última	0.05701	1.185894942
Residual	0.05701	0.2
Colapso	0.11403	0.2



Ductilidad por rotación

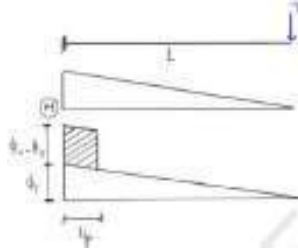
$$u_\theta = \frac{\theta_u}{\theta_e} = 4.671539672$$

Máxima carga aplicada P en condición de agotamiento

$$P = M_u/L$$

$$P = 8.163701117$$

MOMENTO - ROTACIÓN, Deformación Maxima y Ductilidad (V2 30X50 0° 4-4)



$$\begin{aligned}
 d(\text{m}) &= 0.44 & L(\text{m}) &= 2.85 & \phi_y (1/\text{m}) &= 0.007498481 & \phi_u (1/\text{m}) &= 0.1933 \\
 Z(\text{m}) &= 2.85
 \end{aligned}$$

Caso 1: Propuesta Sawyer

Consideraciones: La zona de cedencia se extiende a $d/4$ mas allá de la sección en que el momento flexionante se reduce a M_y y además $M_y/M_u = 0.85$

$$L_p = 0.25d + 0.075Z$$

d: Altura útil de la sección

$$L_p = 0.32375$$

Rotación elástica por integración

$$\theta_e = \int_0^L \phi_y \left(\frac{x}{L} \right) dx$$

$$\theta_e = \phi_y \left(\frac{L}{2} \right) = 0.01068534$$

Rotación inelástica

$$\theta_p = (\phi_u - \phi_y) L_p$$

$$\theta_p = 0.06735305$$

Rotación última

$$\theta_u = \theta_e + \theta_p$$

$$\theta_u = 0.078038387$$

Condición	θ (Rad)	Momento (T-m)
Inicial	0	0
Cedencia	0.010685336	21.65734432
Última	0.078038387	27.97553

Caso 2: Propuesta Mattock

Consideraciones: Se ignoró el desconchamiento del recubrimiento a deformaciones elevadas y se emplearon los parámetros de tensiones de concreto a compresión del ACI

$$L_p = 0.5d + 0.05Z$$

z: distancia desde la sección crítica al punto de inflexión

$$L_p = 0.3625$$

Deflexión elástica por integración

$$\Delta_e = \int_0^L \phi_y \left(\frac{x}{L} \right) x dx$$

$$\Delta_e = \phi_y \left(\frac{L}{2} \right) \left(\frac{2L}{3} \right) = 2.0302$$

Deflexión inelástica

$$\Delta_p = (\phi_u - \phi_y) L_p \left(L - \frac{L_p}{2} \right)$$

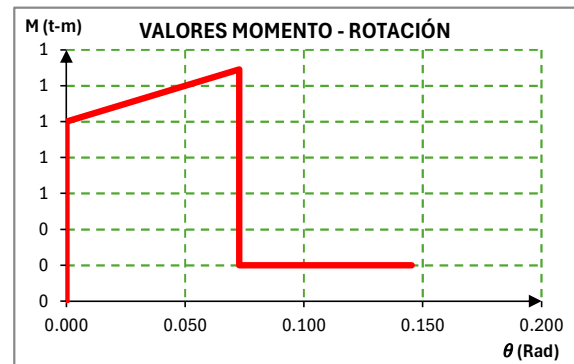
$$\Delta_p = 17.975$$

Deflexión última

$$\Delta_u = \Delta_e + \Delta_p$$

$$\Delta_u = 20.00506$$

Condición	θ (Rad)	Moment/SF
Inicial	0	0
Cedencia	0.00000	1
Última	0.07270	1.291734092
Residual	0.07270	0.2
Colapso	0.14539	0.2



Ductilidad por rotación

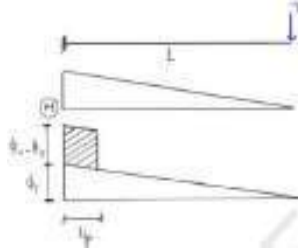
$$u_\theta = \frac{\theta_u}{\theta_e} = 7.30331602$$

Máxima carga aplicada P en condición de agotamiento

$$P = M_u/L$$

$$P = 9.815975439$$

MOMENTO - ROTACIÓN, Deformación Maxima y Ductilidad (V2 30X50 0° 4-4)



$$d(m) = 0.44 \quad L(m) = 2.85 \quad \phi_y (1/m) = 0.007625545 \quad \phi_u (1/m) = 0.1426$$

$$Z(m) = 2.85$$

Caso 1: Propuesta Sawyer

Consideraciones: La zona de cedencia se extiende a $d/4$ mas allá de la sección en que el momento flexionante se reduce a M_y y además $M_y/M_u = 0.85$

$$L_p = 0.25d + 0.075Z$$

d: Altura útil de la sección

$$L_p = 0.32375$$

Rotación elástica por integración

$$\theta_e = \int_0^L \phi_y \left(\frac{x}{L} \right) dx$$

$$\theta_e = \phi_y \left(\frac{L}{2} \right) = 0.0108664$$

Rotación inelástica

$$\theta_p = (\phi_u - \phi_y) L_p$$

$$\theta_p = 0.04892824$$

Rotación última

$$\theta_u = \theta_e + \theta_p$$

$$\theta_u = 0.059794642$$

Condición	θ (Rad)	Momento (T-m)
Inicial	0	0
Cedencia	0.010866402	24.68242476
Última	0.059794642	30.38124

Caso 2: Propuesta Mattock

Consideraciones: Se ignoró el desconchamiento del recubrimiento a deformaciones elevadas y se emplearon los parámetros de tensiones de concreto a compresión del ACI

$$L_p = 0.5d + 0.05Z$$

z: distancia desde la sección crítica al punto de inflexión

$$L_p = 0.3625$$

Deflexión elástica por integración

$$\Delta_e = \int_0^L \phi_y \left(\frac{x}{L} \right) x dx$$

$$\Delta_e = \phi_y \left(\frac{L}{2} \right) \left(\frac{2L}{3} \right) = 2.0646$$

Deflexión inelástica

$$\Delta_p = (\phi_u - \phi_y) L_p \left(L - \frac{L_p}{2} \right)$$

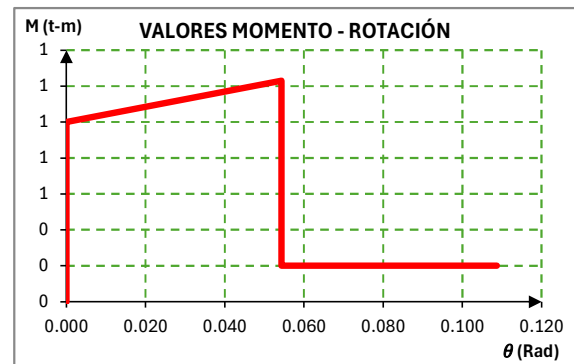
$$\Delta_p = 13.058$$

Deflexión última

$$\Delta_u = \Delta_e + \Delta_p$$

$$\Delta_u = 15.12234$$

Condición	θ (Rad)	Moment/SF
Inicial	0	0
Cedencia	0.00000	1
Última	0.05436	1.230885551
Residual	0.05436	0.2
Colapso	0.10872	0.2



Ductilidad por rotación

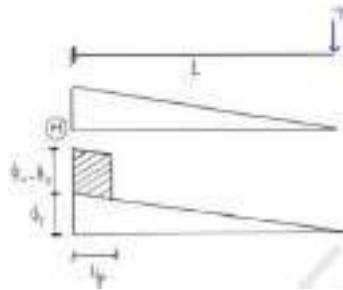
$$u_\theta = \frac{\theta_u}{\theta_e} \quad u_\theta = 5.502708307$$

Máxima carga aplicada P en condición de agotamiento

$$P = M_u/L$$

$$P = 10.66008421$$

MOMENTO - ROTACIÓN, Deformación Maxima y Ductilidad (V3 30X40 0°)



$$d(m) = 0.34 \quad L(m) = 2.4 \quad \phi_y (1/m) = 0.008121897 \quad \phi_u (1/m) = 0.2624$$

$$Z(m) = 2.4$$

Caso 1: Propuesta Sawyer

Consideraciones: La zona de cedencia se extiende a $d/4$ mas allá de la sección en que el momento flexionante se reduce a M_y y además $M_y/M_u = 0.85$

$$L_p = 0.25d + 0.075Z$$

d: Altura útil de la sección

$$L_p = 0.265$$

Rotación elástica por integración

$$\theta_e = \int_0^L \phi_y \left(\frac{x}{L} \right) dx$$

$$\theta_e = \phi_y \left(\frac{L}{2} \right) = 0.009746276$$

Rotación inelástica

$$\theta_p = (\phi_u - \phi_y) L_p$$

$$\theta_p = 0.07374065$$

Rotación última

$$\theta_u = \theta_e + \theta_p$$

$$\theta_u = 0.083486926$$

Condición	θ (Rad)	Momento (T-m)
Inicial	0	0
Cedencia	0.009746276	8.993222685
Última	0.083486926	10.71215

Caso 2: Propuesta Mattock

Consideraciones: Se ignoró el desconchamiento del recubrimiento a deformaciones elevadas y se emplearon los parámetros de tensiones de concreto a compresión del ACI

$$L_p = 0.5d + 0.05Z$$

z: distancia desde la sección crítica al punto de inflexión

$$L_p = 0.29$$

Deflexión elástica por integración

$$\Delta_e = \int_0^L \phi_y \left(\frac{x}{L} \right) x dx$$

$$\Delta_e = \phi_y \left(\frac{L}{2} \right) \left(\frac{2L}{3} \right) = 1.5594$$

Deflexión inelástica

$$\Delta_p = (\phi_u - \phi_y) L_p \left(L - \frac{L_p}{2} \right)$$

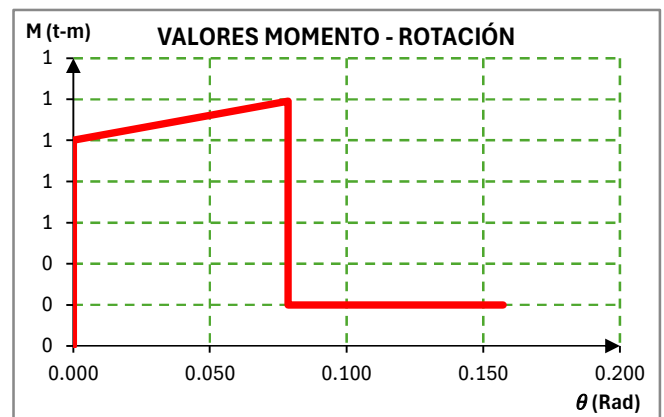
$$\Delta_p = 16.629$$

Deflexión última

$$\Delta_u = \Delta_e + \Delta_p$$

$$\Delta_u = 18.18792$$

Condición	θ (Rad)	Moment/SF
Inicial	0	0
Cedencia	0.00000	1
Última	0.07861	1.191135856
Residual	0.07861	0.2
Colapso	0.15723	0.2



Ductilidad por rotación

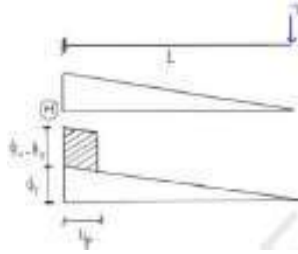
$$u_\theta = \frac{\theta_u}{\theta_e} \quad u_\theta = 8.566033456$$

Máxima carga aplicada P en condición de agotamiento

$$P = M_u/L$$

$$P = 4.463395833$$

MOMENTO - ROTACIÓN, Deformación Maxima y Ductilidad (V3 30X40 180°)



$$d(m) = 0.34 \quad L(m) = 2.4 \quad \phi_y (1/m) = 0.010419193 \quad \phi_u (1/m) = 0.1352$$

$$Z(m) = 2.4$$

Caso 1: Propuesta Sawyer

Consideraciones: La zona de cedencia se extiende a $d/4$ mas allá de la sección en que el momento flexionante se reduce a M_y y además $M_y/M_u = 0.85$

$$L_p = 0.25d + 0.075Z$$

d: Altura útil de la sección

$$L_p = 0.265$$

Rotación elástica por integración

$$\theta_e = \int_0^L \phi_y \left(\frac{x}{L} \right) dx$$

$$\theta_e = \phi_y \left(\frac{L}{2} \right) = 0.01250303$$

Rotación inelástica

$$\theta_p = (\phi_u - \phi_y) L_p$$

$$\theta_p = 0.036186434$$

Rotación última

$$\theta_u = \theta_e + \theta_p$$

$$\theta_u = 0.048689466$$

Condición	θ (Rad)	Momento (T-m)
Inicial	0	0
Cedencia	0.012503032	19.50751933
Última	0.048689466	20.26386

Caso 2: Propuesta Mattock

Consideraciones: Se ignoró el desconchamiento del recubrimiento a deformaciones elevadas y se emplearon los parámetros de tensiones de concreto a compresión del ACI

$$L_p = 0.5d + 0.05Z$$

z: distancia desde la sección crítica al punto de inflexión

$$L_p = 0.29$$

Deflexión elástica por integración

$$\Delta_e = \int_0^L \phi_y \left(\frac{x}{L} \right) x dx$$

$$\Delta_e = \phi_y \left(\frac{L}{2} \right) \left(\frac{2L}{3} \right) = 2.0005$$

Deflexión inelástica

$$\Delta_p = (\phi_u - \phi_y) L_p \left(L - \frac{L_p}{2} \right)$$

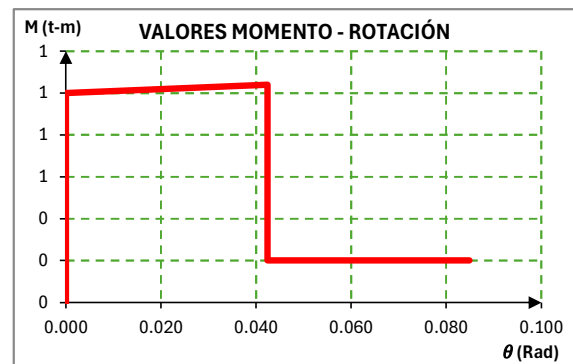
$$\Delta_p = 8.160$$

Deflexión última

$$\Delta_u = \Delta_e + \Delta_p$$

$$\Delta_u = 10.16053$$

Condición	θ (Rad)	Moment/SF
Inicial	0	0
Cedencia	0.00000	1
Última	0.04244	1.039796996
Residual	0.04244	0.2
Colapso	0.08488	0.2



Ductilidad por rotación

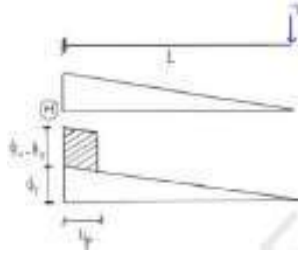
$$u_\theta = \frac{\theta_u}{\theta_e} \quad u_\theta = 3.894212691$$

Máxima carga aplicada P en condición de agotamiento

$$P = M_u/L$$

$$P = 8.451608333$$

MOMENTO - ROTACIÓN, Deformación Maxima y Ductilidad (V3 30X50 0° 2-2)



$$\begin{aligned} d(m) &= 0.44 & L(m) &= 2.85 & \phi_y (1/m) &= 0.007315838 & \phi_u (1/m) &= 0.1826 \\ Z(m) &= 2.85 \end{aligned}$$

Caso 1: Propuesta Sawyer

Consideraciones: La zona de cedencia se extiende a $d/4$ mas allá de la sección en que el momento flexionante se reduce a M_y y además $M_y/M_u = 0.85$

$$L_p = 0.25d + 0.075Z$$

d: Altura útil de la sección

$$L_p = 0.32375$$

Rotación elástica por integración

$$\theta_e = \int_0^L \phi_y \left(\frac{x}{L} \right) dx$$

$$\theta_e = \phi_y \left(\frac{L}{2} \right) = 0.01042507$$

Rotación inelástica

$$\theta_p = (\phi_u - \phi_y) L_p$$

$$\theta_p = 0.063540509$$

Rotación última

$$\theta_u = \theta_e + \theta_p$$

$$\theta_u = 0.073965578$$

Condición	θ (Rad)	Momento (T-m)
Inicial	0	0
Cedencia	0.010425069	17.69734325
Última	0.073965578	21.67787

Caso 2: Propuesta Mattock

Consideraciones: Se ignoró el desconchamiento del recubrimiento a deformaciones elevadas y se emplearon los parámetros de tensiones de concreto a compresión del ACI

$$L_p = 0.5d + 0.05Z$$

z: distancia desde la sección crítica al punto de inflexión

$$L_p = 0.3625$$

Deflexión elástica por integración

$$\Delta_e = \int_0^L \phi_y \left(\frac{x}{L} \right) x dx$$

$$\Delta_e = \phi_y \left(\frac{L}{2} \right) \left(\frac{2L}{3} \right) = 1.9808$$

Deflexión inelástica

$$\Delta_p = (\phi_u - \phi_y) L_p \left(L - \frac{L_p}{2} \right)$$

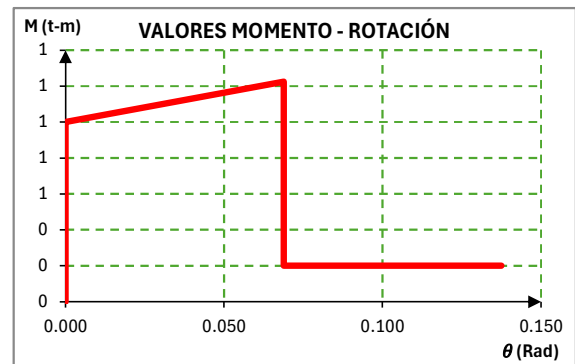
$$\Delta_p = 16.957$$

Deflexión última

$$\Delta_u = \Delta_e + \Delta_p$$

$$\Delta_u = 18.93814$$

Condición	θ (Rad)	Moment/SF
Inicial	0	0
Cedencia	0.00000	1
Última	0.06875	1.224922278
Residual	0.06875	0.2
Colapso	0.13751	0.2



Ductilidad por rotación

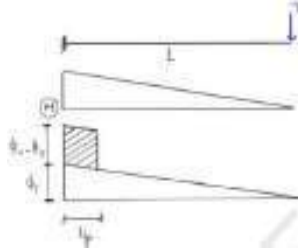
$$u_\theta = \frac{\theta_u}{\theta_e} = 7.094972286$$

Máxima carga aplicada P en condición de agotamiento

$$P = M_u/L$$

$$P = 7.606270175$$

MOMENTO - ROTACIÓN, Deformación Maxima y Ductilidad (V3 30X50 180° 2-2)



$$d(m) = 0.44 \quad L(m) = 2.85 \quad \phi_y (1/m) = 0.007547332 \quad \phi_u (1/m) = 0.162$$

$$Z(m) = 2.85$$

Caso 1: Propuesta Sawyer

Consideraciones: La zona de cedencia se extiende a $d/4$ mas allá de la sección en que el momento flexionante se reduce a M_y y además $M_y/M_u = 0.85$

$$L_p = 0.25d + 0.075Z$$

d: Altura útil de la sección

$$L_p = 0.32375$$

Rotación elástica por integración

$$\theta_e = \int_0^L \phi_y \left(\frac{x}{L} \right) dx$$

$$\theta_e = \phi_y \left(\frac{L}{2} \right) = 0.01075495$$

Rotación inelástica

$$\theta_p = (\phi_u - \phi_y) L_p$$

$$\theta_p = 0.055989092$$

Rotación última

$$\theta_u = \theta_e + \theta_p$$

$$\theta_u = 0.06674404$$

Condición	θ (Rad)	Momento (T-m)
Inicial	0	0
Cedencia	0.010754948	21.13430061
Última	0.06674404	25.31538

Caso 2: Propuesta Mattock

Consideraciones: Se ignoró el desconchamiento del recubrimiento a deformaciones elevadas y se emplearon los parámetros de tensiones de concreto a compresión del ACI

$$L_p = 0.5d + 0.05Z$$

z: distancia desde la sección crítica al punto de inflexión

$$L_p = 0.3625$$

Deflexión elástica por integración

$$\Delta_e = \int_0^L \phi_y \left(\frac{x}{L} \right) x dx$$

$$\Delta_e = \phi_y \left(\frac{L}{2} \right) \left(\frac{2L}{3} \right) = 2.0434$$

Deflexión inelástica

$$\Delta_p = (\phi_u - \phi_y) L_p \left(L - \frac{L_p}{2} \right)$$

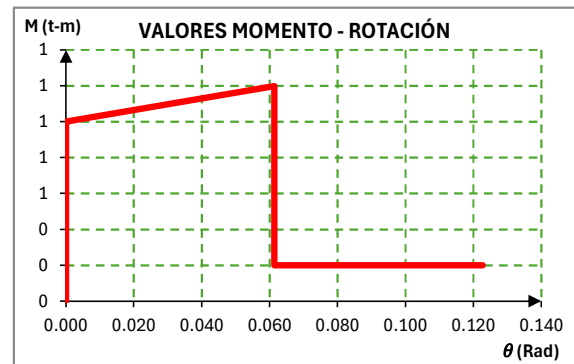
$$\Delta_p = 14.942$$

Deflexión última

$$\Delta_u = \Delta_e + \Delta_p$$

$$\Delta_u = 16.98553$$

Condición	θ (Rad)	Moment/SF
Inicial	0	0
Cedencia	0.00000	1
Última	0.06137	1.197833818
Residual	0.06137	0.2
Colapso	0.12273	0.2



Ductilidad por rotación

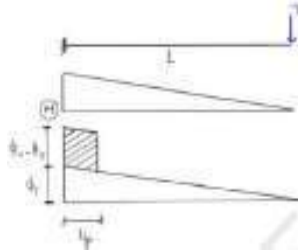
$$u_\theta = \frac{\theta_u}{\theta_e} \quad u_\theta = 6.205891536$$

Máxima carga aplicada P en condición de agotamiento

$$P = M_u/L$$

$$P = 8.882589474$$

MOMENTO - ROTACIÓN, Deformación Maxima y Ductilidad (V3 30X50 0° 3-3)



$$\begin{aligned} d(m) &= 0.44 & L(m) &= 2.85 & \phi_y (1/m) &= 0.006993337 & \phi_u (1/m) &= 0.2158 \\ Z(m) &= 2.85 \end{aligned}$$

Caso 1: Propuesta Sawyer

Consideraciones: La zona de cedencia se extiende a $d/4$ mas allá de la sección en que el momento flexionante se reduce a M_y y además $M_y/M_u = 0.85$

$$L_p = 0.25d + 0.075Z$$

d: Altura útil de la sección

$$L_p = 0.32375$$

Rotación elástica por integración

$$\theta_e = \int_0^L \phi_y \left(\frac{x}{L} \right) dx$$

$$\theta_e = \phi_y \left(\frac{L}{2} \right) = 0.00996551$$

Rotación inelástica

$$\theta_p = (\phi_u - \phi_y) L_p$$

$$\theta_p = 0.075692415$$

Rotación última

$$\theta_u = \theta_e + \theta_p$$

$$\theta_u = 0.085657921$$

Condición	θ (Rad)	Momento (T-m)
Inicial	0	0
Cedencia	0.009965505	14.567835
Última	0.085657921	17.4179

Caso 2: Propuesta Mattock

Consideraciones: Se ignoró el desconchamiento del recubrimiento a deformaciones elevadas y se emplearon los parámetros de tensiones de concreto a compresión del ACI

$$L_p = 0.5d + 0.05Z$$

z: distancia desde la sección crítica al punto de inflexión

$$L_p = 0.3625$$

Deflexión elástica por integración

$$\Delta_e = \int_0^L \phi_y \left(\frac{x}{L} \right) x dx$$

$$\Delta_e = \phi_y \left(\frac{L}{2} \right) \left(\frac{2L}{3} \right) = 1.8934$$

Deflexión inelástica

$$\Delta_p = (\phi_u - \phi_y) L_p \left(L - \frac{L_p}{2} \right)$$

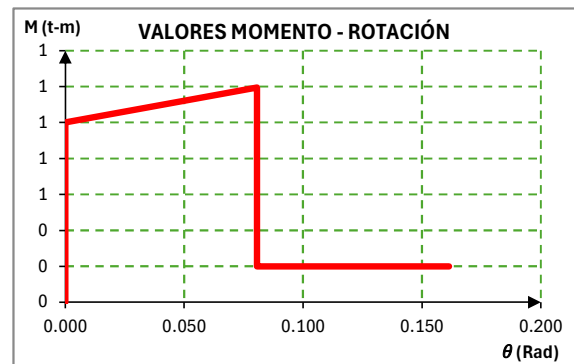
$$\Delta_p = 20.200$$

Deflexión última

$$\Delta_u = \Delta_e + \Delta_p$$

$$\Delta_u = 22.09386$$

Condición	θ (Rad)	Moment/SF
Inicial	0	0
Cedencia	0.00000	1
Última	0.08068	1.195640945
Residual	0.08068	0.2
Colapso	0.16135	0.2



Ductilidad por rotación

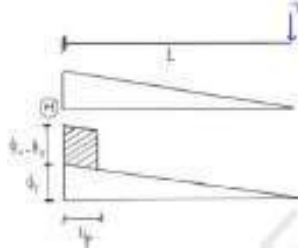
$$u_\theta = \frac{\theta_u}{\theta_e} \quad u_\theta = 8.595441752$$

Máxima carga aplicada P en condición de agotamiento

$$P = M_u/L$$

$$P = 6.11154386$$

MOMENTO - ROTACIÓN, Deformación Maxima y Ductilidad (V3 30X50 180° 3-3)



$$\begin{aligned} d(\text{m}) &= 0.44 & L(\text{m}) &= 2.85 & \phi_y (1/\text{m}) &= 0.007551493 & \phi_u (1/\text{m}) &= 0.1426 \\ Z(\text{m}) &= 2.85 \end{aligned}$$

Caso 1: Propuesta Sawyer

Consideraciones: La zona de cedencia se extiende a $d/4$ mas allá de la sección en que el momento flexionante se reduce a M_y y además $M_y/M_u = 0.85$

$$L_p = 0.25d + 0.075Z$$

d: Altura útil de la sección

$$L_p = 0.32375$$

Rotación elástica por integración

$$\theta_e = \int_0^L \phi_y \left(\frac{x}{L} \right) dx$$

$$\theta_e = \phi_y \left(\frac{L}{2} \right) = 0.01076088$$

Rotación inelástica

$$\theta_p = (\phi_u - \phi_y) L_p$$

$$\theta_p = 0.048955084$$

Rotación última

$$\theta_u = \theta_e + \theta_p$$

$$\theta_u = 0.059715961$$

Condición	θ (Rad)	Momento (T-m)
Inicial	0	0
Cedencia	0.010760877	21.08862632
Última	0.059715961	24.22686

Caso 2: Propuesta Mattock

Consideraciones: Se ignoró el desconchamiento del recubrimiento a deformaciones elevadas y se emplearon los parámetros de tensiones de concreto a compresión del ACI

$$L_p = 0.5d + 0.05Z$$

z: distancia desde la sección crítica al punto de inflexión

$$L_p = 0.3625$$

Deflexión elástica por integración

$$\Delta_e = \int_0^L \phi_y \left(\frac{x}{L} \right) x dx$$

$$\Delta_e = \phi_y \left(\frac{L}{2} \right) \left(\frac{2L}{3} \right) = 2.0446$$

Deflexión inelástica

$$\Delta_p = (\phi_u - \phi_y) L_p \left(L - \frac{L_p}{2} \right)$$

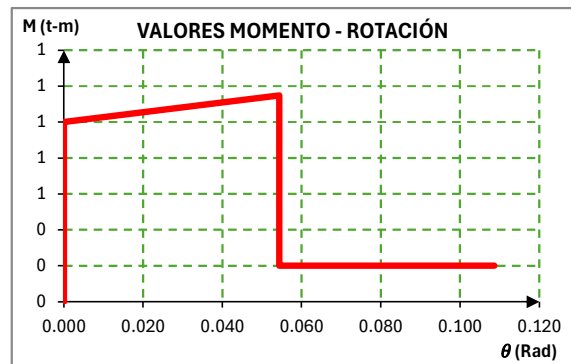
$$\Delta_p = 13.065$$

Deflexión última

$$\Delta_u = \Delta_e + \Delta_p$$

$$\Delta_u = 15.10945$$

Condición	θ (Rad)	Moment/SF
Inicial	0	0
Cedencia	0.00000	1
Última	0.05434	1.148811669
Residual	0.05434	0.2
Colapso	0.10867	0.2



Ductilidad por rotación

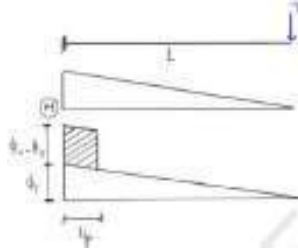
$$u_\theta = \frac{\theta_u}{\theta_e} = 5.549358189$$

Máxima carga aplicada P en condición de agotamiento

$$P = M_u/L$$

$$P = 8.500652632$$

MOMENTO - ROTACIÓN, Deformación Maxima y Ductilidad (V3 40X60 0° 2-2)



$$d(m) = 0.54 \quad L(m) = 2.85 \quad \phi_y (1/m) = 0.00599901 \quad \phi_u (1/m) = 0.09173$$

$$Z(m) = 2.85$$

Caso 1: Propuesta Sawyer

Consideraciones: La zona de cedencia se extiende a d/4 mas allá de la sección en que el momento flexionante se reduce a My y además $M_y/M_u = 0.85$

$$L_p = 0.25d + 0.075Z$$

d: Altura útil de la sección

$$L_p = 0.34875$$

Rotación elástica por integración

$$\theta_e = \int_0^L \phi_y \left(\frac{x}{L} \right) dx$$

$$\theta_e = \phi_y \left(\frac{L}{2} \right) = 0.00854859$$

Rotación inelástica

$$\theta_p = (\phi_u - \phi_y) L_p$$

$$\theta_p = 0.035364034$$

Rotación última

$$\theta_u = \theta_e + \theta_p$$

$$\theta_u = 0.043912622$$

Condición	θ (Rad)	Momento (T-m)
Inicial	0	0
Cedencia	0.008548589	39.35590982
Última	0.043912622	46.75823

Caso 2: Propuesta Mattock

Consideraciones: Se ignoró el desconchamiento del recubrimiento a deformaciones elevadas y se emplearon los parámetros de tensiones de concreto a compresión del ACI

$$L_p = 0.5d + 0.05Z$$

z: distancia desde la sección crítica al punto de inflexión

$$L_p = 0.4125$$

Deflexión elástica por integración

$$\Delta_e = \int_0^L \phi_y \left(\frac{x}{L} \right) x dx$$

$$\Delta_e = \phi_y \left(\frac{L}{2} \right) \left(\frac{2L}{3} \right) = 1.6242$$

Deflexión inelástica

$$\Delta_p = (\phi_u - \phi_y) L_p \left(L - \frac{L_p}{2} \right)$$

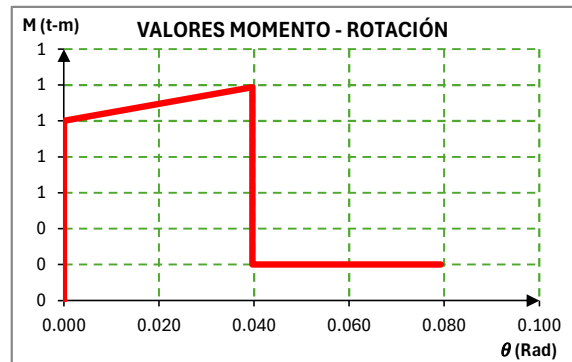
$$\Delta_p = 9.349$$

Deflexión última

$$\Delta_u = \Delta_e + \Delta_p$$

$$\Delta_u = 10.97360$$

Condición	θ (Rad)	Moment/SF
Inicial	0	0
Cedencia	0.00000	1
Última	0.03964	1.188086623
Residual	0.03964	0.2
Colapso	0.07928	0.2



Ductilidad por rotación

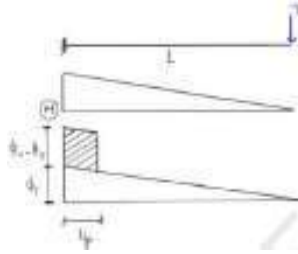
$$u_\theta = \frac{\theta_u}{\theta_e} \quad u_\theta = 5.136827198$$

Máxima carga aplicada P en condición de agotamiento

$$P = M_u/L$$

$$P = 16.40639649$$

MOMENTO - ROTACIÓN, Deformación Maxima y Ductilidad (V3 40X60 180° 2-2)



$$\begin{aligned} d(m) &= 0.54 & L(m) &= 2.85 & \phi_y (1/m) &= 0.006202623 & \phi_u (1/m) &= 0.03699 \\ Z(m) &= 2.85 \end{aligned}$$

Caso 1: Propuesta Sawyer

Consideraciones: La zona de cedencia se extiende a $d/4$ mas allá de la sección en que el momento flexionante se reduce a M_y y además $M_y/M_u = 0.85$

$$L_p = 0.25d + 0.075Z$$

d: Altura útil de la sección

$$L_p = 0.34875$$

Rotación elástica por integración

$$\theta_e = \int_0^L \phi_y \left(\frac{x}{L} \right) dx$$

$$\theta_e = \phi_y \left(\frac{L}{2} \right) = 0.00883874$$

Rotación inelástica

$$\theta_p = (\phi_u - \phi_y) L_p$$

$$\theta_p = 0.012699793$$

Rotación última

$$\theta_u = \theta_e + \theta_p$$

$$\theta_u = 0.02153853$$

Condición	θ (Rad)	Momento (T-m)
Inicial	0	0
Cedencia	0.008838737	45.60044895
Última	0.02153853	46.82873

Caso 2: Propuesta Mattock

Consideraciones: Se ignoró el desconchamiento del recubrimiento a deformaciones elevadas y se emplearon los parámetros de tensiones de concreto a compresión del ACI

$$L_p = 0.5d + 0.05Z$$

z: distancia desde la sección crítica al punto de inflexión

$$L_p = 0.4125$$

Deflexión elástica por integración

$$\Delta_e = \int_0^L \phi_y \left(\frac{x}{L} \right) x dx$$

$$\Delta_e = \phi_y \left(\frac{L}{2} \right) \left(\frac{2L}{3} \right) = 1.6794$$

Deflexión inelástica

$$\Delta_p = (\phi_u - \phi_y) L_p \left(L - \frac{L_p}{2} \right)$$

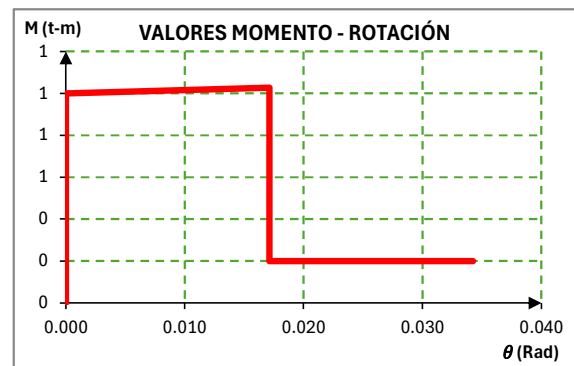
$$\Delta_p = 3.358$$

Deflexión última

$$\Delta_u = \Delta_e + \Delta_p$$

$$\Delta_u = 5.03687$$

Condición	θ (Rad)	Moment/SF
Inicial	0	0
Cedencia	0.00000	1
Última	0.01712	1.026935723
Residual	0.01712	0.2
Colapso	0.03424	0.2



Ductilidad por rotación

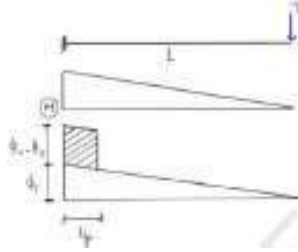
$$u_\theta = \frac{\theta_u}{\theta_e} = 2.436833455$$

Máxima carga aplicada P en condición de agotamiento

$$P = M_u/L$$

$$P = 16.43113333$$

MOMENTO - ROTACIÓN, Deformación Maxima y Ductilidad (V3 40X60 0° 4-4)



$$\begin{aligned} d(m) &= 0.54 & L(m) &= 2.85 & \phi_y (1/m) &= 0.006118562 & \phi_u (1/m) &= 0.04137 \\ Z(m) &= 2.85 \end{aligned}$$

Caso 1: Propuesta Sawyer

Consideraciones: La zona de cedencia se extiende a $d/4$ mas allá de la sección en que el momento flexionante se reduce a M_y y además $M_y/M_u = 0.85$

$$L_p = 0.25d + 0.075Z$$

d: Altura útil de la sección

$$L_p = 0.34875$$

Rotación elástica por integración

$$\theta_e = \int_0^L \phi_y \left(\frac{x}{L} \right) dx$$

$$\theta_e = \phi_y \left(\frac{L}{2} \right) = 0.00871895$$

Rotación inelástica

$$\theta_p = (\phi_u - \phi_y) L_p$$

$$\theta_p = 0.014541218$$

Rotación última

$$\theta_u = \theta_e + \theta_p$$

$$\theta_u = 0.023260169$$

Condición	θ (Rad)	Momento (T-m)
Inicial	0	0
Cedencia	0.008718951	46.37832071
Última	0.023260169	49.99276

Caso 2: Propuesta Mattock

Consideraciones: Se ignoró el desconchamiento del recubrimiento a deformaciones elevadas y se emplearon los parámetros de tensiones de concreto a compresión del ACI

$$L_p = 0.5d + 0.05Z$$

z: distancia desde la sección crítica al punto de inflexión

$$L_p = 0.4125$$

Deflexión elástica por integración

$$\Delta_e = \int_0^L \phi_y \left(\frac{x}{L} \right) x dx$$

$$\Delta_e = \phi_y \left(\frac{L}{2} \right) \left(\frac{2L}{3} \right) = 1.6566$$

Deflexión inelástica

$$\Delta_p = (\phi_u - \phi_y) L_p \left(L - \frac{L_p}{2} \right)$$

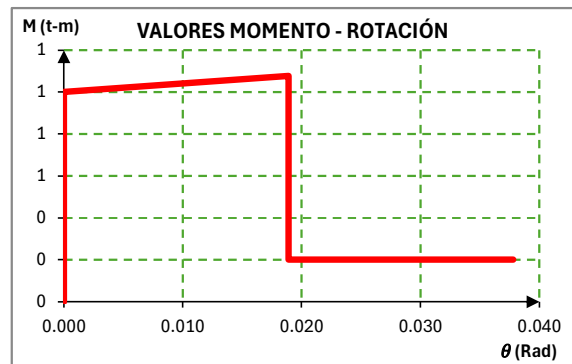
$$\Delta_p = 3.844$$

Deflexión última

$$\Delta_u = \Delta_e + \Delta_p$$

$$\Delta_u = 5.50094$$

Condición	θ (Rad)	Moment/SF
Inicial	0	0
Cedencia	0.00000	1
Última	0.01890	1.077933811
Residual	0.01890	0.2
Colapso	0.03780	0.2



Ductilidad por rotación

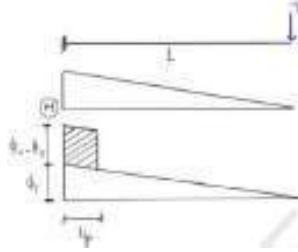
$$u_\theta = \frac{\theta_u}{\theta_e} = 2.667771545$$

Máxima carga aplicada P en condición de agotamiento

$$P = M_u/L$$

$$P = 17.5413193$$

MOMENTO - ROTACIÓN, Deformación Maxima y Ductilidad (V3 40X60 180° 4-4)



$$\begin{aligned} d(m) &= 0.54 & L(m) &= 2.85 & \phi_y (1/m) &= 0.006259302 & \phi_u (1/m) &= 0.03699 \\ Z(m) &= 2.85 \end{aligned}$$

Caso 1: Propuesta Sawyer

Consideraciones: La zona de cedencia se extiende a $d/4$ mas allá de la sección en que el momento flexionante se reduce a M_y y además $M_y/M_u = 0.85$

$$L_p = 0.25d + 0.075Z$$

d: Altura útil de la sección

$$L_p = 0.34875$$

Rotación elástica por integración

$$\theta_e = \int_0^L \phi_y \left(\frac{x}{L} \right) dx$$

$$\theta_e = \phi_y \left(\frac{L}{2} \right) = 0.00891951$$

Rotación inelástica

$$\theta_p = (\phi_u - \phi_y) L_p$$

$$\theta_p = 0.012676413$$

Rotación última

$$\theta_u = \theta_e + \theta_p$$

$$\theta_u = 0.021595918$$

Condición	θ (Rad)	Momento (T-m)
Inicial	0	0
Cedencia	0.008919505	48.7155443
Última	0.021595918	50.07654

Caso 2: Propuesta Mattock

Consideraciones: Se ignoró el desconchamiento del recubrimiento a deformaciones elevadas y se emplearon los parámetros de tensiones de concreto a compresión del ACI

$$L_p = 0.5d + 0.05Z$$

z: distancia desde la sección crítica al punto de inflexión

$$L_p = 0.4125$$

Deflexión elástica por integración

$$\Delta_e = \int_0^L \phi_y \left(\frac{x}{L} \right) x dx$$

$$\Delta_e = \phi_y \left(\frac{L}{2} \right) \left(\frac{2L}{3} \right) = 1.6947$$

Deflexión inelástica

$$\Delta_p = (\phi_u - \phi_y) L_p \left(L - \frac{L_p}{2} \right)$$

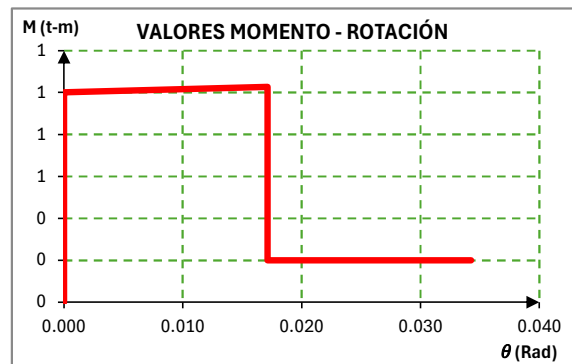
$$\Delta_p = 3.351$$

Deflexión última

$$\Delta_u = \Delta_e + \Delta_p$$

$$\Delta_u = 5.04603$$

Condición	θ (Rad)	Moment/SF
Inicial	0	0
Cedencia	0.00000	1
Última	0.01714	1.027937606
Residual	0.01714	0.2
Colapso	0.03427	0.2



Ductilidad por rotación

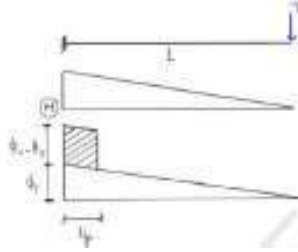
$$u_\theta = \frac{\theta_u}{\theta_e} = 2.421201321$$

Máxima carga aplicada P en condición de agotamiento

$$P = M_u/L$$

$$P = 17.57071579$$

MOMENTO - ROTACIÓN, Deformación Maxima y Ductilidad (V4 50X90 0°)



$$\begin{aligned} d(\text{m}) &= 0.84 & L(\text{m}) &= 12.53 & \phi_y (1/\text{m}) &= 0.003876448 & \phi_u (1/\text{m}) &= 0.09958 \\ Z(\text{m}) &= 12.53 \end{aligned}$$

Caso 1: Propuesta Sawyer

Consideraciones: La zona de cedencia se extiende a $d/4$ mas allá de la sección en que el momento flexionante se reduce a M_y y además $M_y/M_u = 0.85$

$$L_p = 0.25d + 0.075Z$$

d: Altura útil de la sección

$$L_p = 1.14975$$

Rotación elástica por integración

$$\theta_e = \int_0^L \phi_y \left(\frac{x}{L} \right) dx$$

$$\theta_e = \phi_y \left(\frac{L}{2} \right) = 0.02428595$$

Rotación inelástica

$$\theta_p = (\phi_u - \phi_y) L_p$$

$$\theta_p = 0.100153767$$

Rotación última

$$\theta_u = \theta_e + \theta_p$$

$$\theta_u = 0.124439713$$

Condición	θ (Rad)	Momento (T-m)
Inicial	0	0
Cedencia	0.024285945	95.71961743
Última	0.124439713	110.49635

Caso 2: Propuesta Mattock

Consideraciones: Se ignoró el desconchamiento del recubrimiento a deformaciones elevadas y se emplearon los parámetros de tensiones de concreto a compresión del ACI

$$L_p = 0.5d + 0.05Z$$

z: distancia desde la sección crítica al punto de inflexión

$$L_p = 1.0465$$

Deflexión elástica por integración

$$\Delta_e = \int_0^L \phi_y \left(\frac{x}{L} \right) x dx$$

$$\Delta_e = \phi_y \left(\frac{L}{2} \right) \left(\frac{2L}{3} \right) = 20.2869$$

Deflexión inelástica

$$\Delta_p = (\phi_u - \phi_y) L_p \left(L - \frac{L_p}{2} \right)$$

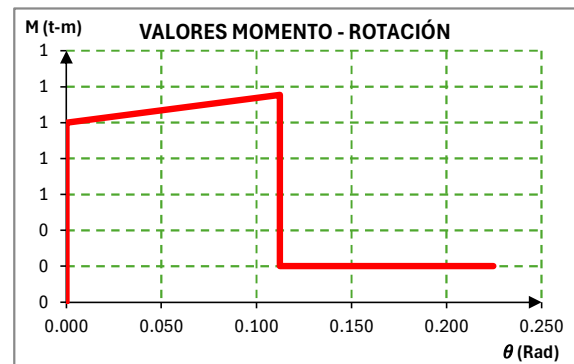
$$\Delta_p = 120.252$$

Deflexión última

$$\Delta_u = \Delta_e + \Delta_p$$

$$\Delta_u = 140.53898$$

Condición	θ (Rad)	Moment/SF
Inicial	0	0
Cedencia	0.00000	1
Última	0.11230	1.154375174
Residual	0.11230	0.2
Colapso	0.22459	0.2



Ductilidad por rotación

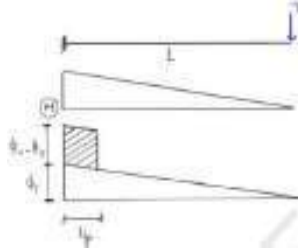
$$u_\theta = \frac{\theta_u}{\theta_e} = 5.123939406$$

Máxima carga aplicada P en condición de agotamiento

$$P = M_u/L$$

$$P = 8.818543496$$

MOMENTO - ROTACIÓN, Deformación Maxima y Ductilidad (V4 50X90 180°)



$$d(m) = 0.84 \quad L(m) = 12.53 \quad \phi_y (1/m) = 0.003962529 \quad \phi_u (1/m) = 0.1051$$

$$Z(m) = 12.53$$

Caso 1: Propuesta Sawyer

Consideraciones: La zona de cedencia se extiende a $d/4$ mas allá de la sección en que el momento flexionante se reduce a M_y y además $M_y/M_u = 0.85$

$$L_p = 0.25d + 0.075Z$$

d: Altura útil de la sección

$$L_p = 1.14975$$

Rotación elástica por integración

$$\theta_e = \int_0^L \phi_y \left(\frac{x}{L} \right) dx$$

$$\theta_e = \phi_y \left(\frac{L}{2} \right) = 0.02482525$$

Rotación inelástica

$$\theta_p = (\phi_u - \phi_y) L_p$$

$$\theta_p = 0.105840363$$

Rotación última

$$\theta_u = \theta_e + \theta_p$$

$$\theta_u = 0.130665608$$

Condición	θ (Rad)	Momento (T-m)
Inicial	0	0
Cedencia	0.024825245	103.6635542
Última	0.130665608	120.76411

Caso 2: Propuesta Mattock

Consideraciones: Se ignoró el desconchamiento del recubrimiento a deformaciones elevadas y se emplearon los parámetros de tensiones de concreto a compresión del ACI

$$L_p = 0.5d + 0.05Z$$

z: distancia desde la sección crítica al punto de inflexión

$$L_p = 1.0465$$

Deflexión elástica por integración

$$\Delta_e = \int_0^L \phi_y \left(\frac{x}{L} \right) x dx$$

$$\Delta_e = \phi_y \left(\frac{L}{2} \right) \left(\frac{2L}{3} \right) = 20.7374$$

Deflexión inelástica

$$\Delta_p = (\phi_u - \phi_y) L_p \left(L - \frac{L_p}{2} \right)$$

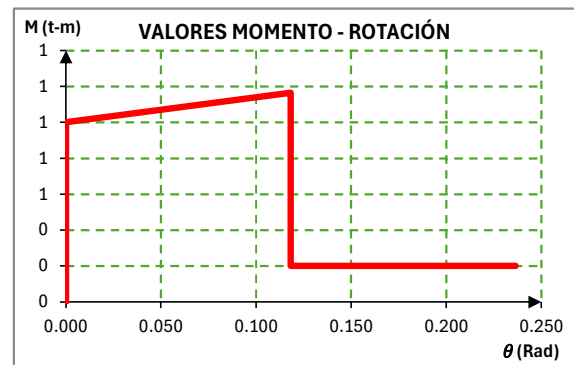
$$\Delta_p = 127.080$$

Deflexión última

$$\Delta_u = \Delta_e + \Delta_p$$

$$\Delta_u = 147.81723$$

Condición	θ (Rad)	Moment/SF
Inicial	0	0
Cedencia	0.00000	1
Última	0.11825	1.164962083
Residual	0.11825	0.2
Colapso	0.23651	0.2



Ductilidad por rotación

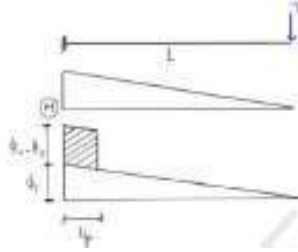
$$u_\theta = \frac{\theta_u}{\theta_e} \quad u_\theta = 5.263416632$$

Máxima carga aplicada P en condición de agotamiento

$$P = M_u/L$$

$$P = 9.637997606$$

MOMENTO - ROTACIÓN, Deformación Maxima y Ductilidad (V4 50X90 0° 4TO)



$$\begin{aligned} d(\text{m}) &= 0.84 & L(\text{m}) &= 12.53 & \phi_y (1/\text{m}) &= 0.003898887 & \phi_u (1/\text{m}) &= 0.09958 \\ Z(\text{m}) &= 12.53 \end{aligned}$$

Caso 1: Propuesta Sawyer

Consideraciones: La zona de cedencia se extiende a $d/4$ mas allá de la sección en que el momento flexionante se reduce a M_y y además $M_y/M_u = 0.85$

$$L_p = 0.25d + 0.075Z$$

d: Altura útil de la sección

$$L_p = 1.14975$$

Rotación elástica por integración

$$\theta_e = \int_0^L \phi_y \left(\frac{x}{L} \right) dx$$

$$\theta_e = \phi_y \left(\frac{L}{2} \right) = 0.02442653$$

Rotación inelástica

$$\theta_p = (\phi_u - \phi_y) L_p$$

$$\theta_p = 0.100130284$$

Rotación última

$$\theta_u = \theta_e + \theta_p$$

$$\theta_u = 0.124556814$$

Condición	θ (Rad)	Momento (T-m)
Inicial	0	0
Cedencia	0.02442653	96.13920336
Última	0.124556814	110.63334

Caso 2: Propuesta Mattock

Consideraciones: Se ignoró el desconchamiento del recubrimiento a deformaciones elevadas y se emplearon los parámetros de tensiones de concreto a compresión del ACI

$$L_p = 0.5d + 0.05Z$$

z: distancia desde la sección crítica al punto de inflexión

$$L_p = 1.0465$$

Deflexión elástica por integración

$$\Delta_e = \int_0^L \phi_y \left(\frac{x}{L} \right) x dx$$

$$\Delta_e = \phi_y \left(\frac{L}{2} \right) \left(\frac{2L}{3} \right) = 20.4043$$

Deflexión inelástica

$$\Delta_p = (\phi_u - \phi_y) L_p \left(L - \frac{L_p}{2} \right)$$

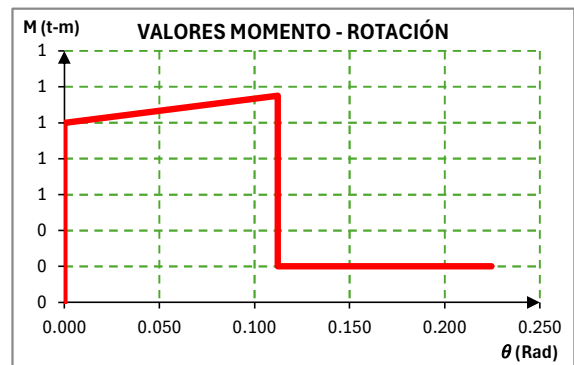
$$\Delta_p = 120.224$$

Deflexión última

$$\Delta_u = \Delta_e + \Delta_p$$

$$\Delta_u = 140.62822$$

Condición	θ (Rad)	Moment/SF
Inicial	0	0
Cedencia	0.00000	1
Última	0.11234	1.15076198
Residual	0.11234	0.2
Colapso	0.22469	0.2



Ductilidad por rotación

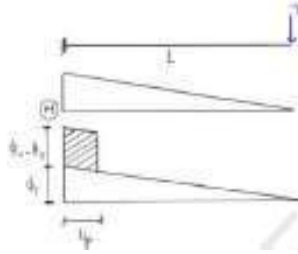
$$u_\theta = \frac{\theta_u}{\theta_e} = 5.099243139$$

Máxima carga aplicada P en condición de agotamiento

$$P = M_u/L$$

$$P = 8.829476457$$

MOMENTO - ROTACIÓN, Deformación Maxima y Ductilidad (V4 50X90 180° 4TO)



$$d(m) = 0.84 \quad L(m) = 12.53 \quad \phi_y (1/m) = 0.003914108 \quad \phi_u (1/m) = 0.09958$$

$$Z(m) = 12.53$$

Caso 1: Propuesta Sawyer

Consideraciones: La zona de cedencia se extiende a $d/4$ mas allá de la sección en que el momento flexionante se reduce a M_y y además $M_y/M_u = 0.85$

$$L_p = 0.25d + 0.075Z$$

d: Altura útil de la sección

$$L_p = 1.14975$$

Rotación elástica por integración

$$\theta_e = \int_0^L \phi_y \left(\frac{x}{L} \right) dx$$

$$\theta_e = \phi_y \left(\frac{L}{2} \right) = 0.02452189$$

Rotación inelástica

$$\theta_p = (\phi_u - \phi_y) L_p$$

$$\theta_p = 0.100114356$$

Rotación última

$$\theta_u = \theta_e + \theta_p$$

$$\theta_u = 0.124636242$$

Condición	θ (Rad)	Momento (T-m)
Inicial	0	0
Cedencia	0.024521886	97.9387766
Última	0.124636242	113.02237

Caso 2: Propuesta Mattock

Consideraciones: Se ignoró el desconchamiento del recubrimiento a deformaciones elevadas y se emplearon los parámetros de tensiones de concreto a compresión del ACI

$$L_p = 0.5d + 0.05Z$$

z: distancia desde la sección crítica al punto de inflexión

$$L_p = 1.0465$$

Deflexión elástica por integración

$$\Delta_e = \int_0^L \phi_y \left(\frac{x}{L} \right) x dx$$

$$\Delta_e = \phi_y \left(\frac{L}{2} \right) \left(\frac{2L}{3} \right) = 20.4839$$

Deflexión inelástica

$$\Delta_p = (\phi_u - \phi_y) L_p \left(L - \frac{L_p}{2} \right)$$

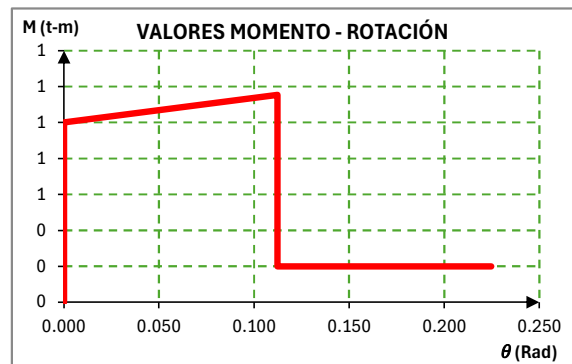
$$\Delta_p = 120.205$$

Deflexión última

$$\Delta_u = \Delta_e + \Delta_p$$

$$\Delta_u = 140.68875$$

Condición	θ (Rad)	Moment/SF
Inicial	0	0
Cedencia	0.00000	1
Última	0.11238	1.154010433
Residual	0.11238	0.2
Colapso	0.22475	0.2



Ductilidad por rotación

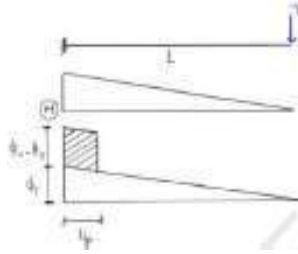
$$u_\theta = \frac{\theta_u}{\theta_e} \quad u_\theta = 5.082653255$$

Máxima carga aplicada P en condición de agotamiento

$$P = M_u/L$$

$$P = 9.020141261$$

MOMENTO - ROTACIÓN, Deformación Maxima y Ductilidad (V5 30X60 0Y180° 1-1)



$$\begin{aligned} d(m) &= 0.54 & L(m) &= 3.3 & \phi_y (1/m) &= 0.006200734 & \phi_u (1/m) &= 0.1363 \\ Z(m) &= 3.3 \end{aligned}$$

Caso 1: Propuesta Sawyer

Consideraciones: La zona de cedencia se extiende a $d/4$ mas allá de la sección en que el momento flexionante se reduce a M_y y además $M_y/M_u = 0.85$

$$L_p = 0.25d + 0.075Z$$

d: Altura útil de la sección

$$L_p = 0.3825$$

Rotación elástica por integración

$$\theta_e = \int_0^L \phi_y \left(\frac{x}{L} \right) dx$$

$$\theta_e = \phi_y \left(\frac{L}{2} \right) = 0.01023121$$

Rotación inelástica

$$\theta_p = (\phi_u - \phi_y) L_p$$

$$\theta_p = 0.056593181$$

Rotación última

$$\theta_u = \theta_e + \theta_p$$

$$\theta_u = 0.066824392$$

Condición	θ (Rad)	Momento (T-m)
Inicial	0	0
Cedencia	0.010231211	35.55217181
Última	0.066824392	45.45194

Caso 2: Propuesta Mattock

Consideraciones: Se ignoró el desconchamiento del recubrimiento a deformaciones elevadas y se emplearon los parámetros de tensiones de concreto a compresión del ACI

$$L_p = 0.5d + 0.05Z$$

z: distancia desde la sección crítica al punto de inflexión

$$L_p = 0.435$$

Deflexión elástica por integración

$$\Delta_e = \int_0^L \phi_y \left(\frac{x}{L} \right) x dx$$

$$\Delta_e = \phi_y \left(\frac{L}{2} \right) \left(\frac{2L}{3} \right) = 2.2509$$

Deflexión inelástica

$$\Delta_p = (\phi_u - \phi_y) L_p \left(L - \frac{L_p}{2} \right)$$

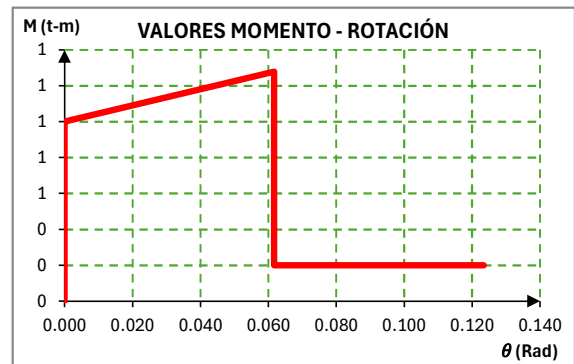
$$\Delta_p = 17.445$$

Deflexión última

$$\Delta_u = \Delta_e + \Delta_p$$

$$\Delta_u = 19.69571$$

Condición	θ (Rad)	Moment/SF
Inicial	0	0
Cedencia	0.00000	1
Última	0.06171	1.278457481
Residual	0.06171	0.2
Colapso	0.12342	0.2



Ductilidad por rotación

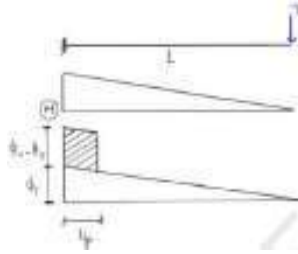
$$u_\theta = \frac{\theta_u}{\theta_e} = 6.531425512$$

Máxima carga aplicada P en condición de agotamiento

$$P = M_u/L$$

$$P = 13.77331515$$

MOMENTO - ROTACIÓN, Deformación Maxima y Ductilidad (V6 30X60 0° 1-1)



$$\begin{aligned} d(\text{m}) &= 0.54 & L(\text{m}) &= 3.05 & \phi_y (1/\text{m}) &= 0.00599969 & \phi_u (1/\text{m}) &= 0.1708 \\ Z(\text{m}) &= 3.05 \end{aligned}$$

Caso 1: Propuesta Sawyer

Consideraciones: La zona de cedencia se extiende a $d/4$ mas allá de la sección en que el momento flexionante se reduce a M_y y además $M_y/M_u = 0.85$

$$L_p = 0.25d + 0.075Z$$

d: Altura útil de la sección

$$L_p = 0.36375$$

Rotación elástica por integración

$$\theta_e = \int_0^L \phi_y \left(\frac{x}{L} \right) dx$$

$$\theta_e = \phi_y \left(\frac{L}{2} \right) = 0.00914953$$

Rotación inelástica

$$\theta_p = (\phi_u - \phi_y) L_p$$

$$\theta_p = 0.069628131$$

Rotación última

$$\theta_u = \theta_e + \theta_p$$

$$\theta_u = 0.078777658$$

Condición	θ (Rad)	Momento (T-m)
Inicial	0	0
Cedencia	0.009149527	29.57011335
Última	0.078777658	36.96911

Caso 2: Propuesta Mattock

Consideraciones: Se ignoró el desconchamiento del recubrimiento a deformaciones elevadas y se emplearon los parámetros de tensiones de concreto a compresión del ACI

$$L_p = 0.5d + 0.05Z$$

z: distancia desde la sección crítica al punto de inflexión

$$L_p = 0.4225$$

Deflexión elástica por integración

$$\Delta_e = \int_0^L \phi_y \left(\frac{x}{L} \right) x dx$$

$$\Delta_e = \phi_y \left(\frac{L}{2} \right) \left(\frac{2L}{3} \right) = 1.8604$$

Deflexión inelástica

$$\Delta_p = (\phi_u - \phi_y) L_p \left(L - \frac{L_p}{2} \right)$$

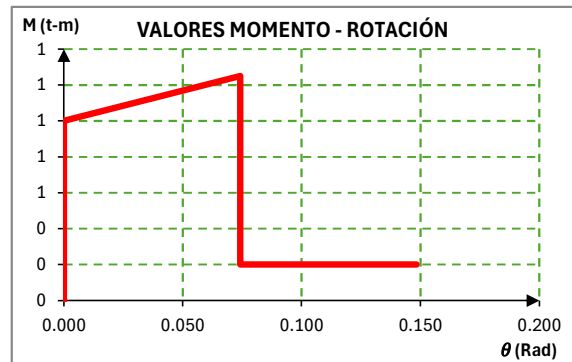
$$\Delta_p = 19.766$$

Deflexión última

$$\Delta_u = \Delta_e + \Delta_p$$

$$\Delta_u = 21.62609$$

Condición	θ (Rad)	Moment/SF
Inicial	0	0
Cedencia	0.00000	1
Última	0.07420	1.250218745
Residual	0.07420	0.2
Colapso	0.14841	0.2



Ductilidad por rotación

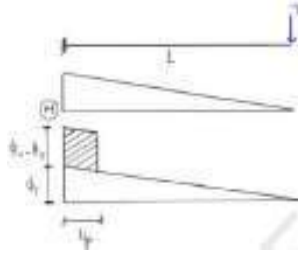
$$u_\theta = \frac{\theta_u}{\theta_e} = 8.610025516$$

Máxima carga aplicada P en condición de agotamiento

$$P = M_u/L$$

$$P = 12.12101967$$

MOMENTO - ROTACIÓN, Deformación Maxima y Ductilidad (V6 30X60 180° 1-1)



$$\begin{aligned} d(\text{m}) &= 0.54 & L(\text{m}) &= 3.05 & \phi_y \text{ (1/m)} &= 0.006323951 & \phi_u \text{ (1/m)} &= 0.1056 \\ Z(\text{m}) &= 3.05 \end{aligned}$$

Caso 1: Propuesta Sawyer

Consideraciones: La zona de cedencia se extiende a $d/4$ mas allá de la sección en que el momento flexionante se reduce a M_y y además $M_y/M_u = 0.85$

$$L_p = 0.25d + 0.075Z$$

d: Altura útil de la sección

$$L_p = 0.36375$$

Rotación elástica por integración

$$\theta_e = \int_0^L \phi_y \left(\frac{x}{L} \right) dx$$

$$\theta_e = \phi_y \left(\frac{L}{2} \right) = 0.00964403$$

Rotación inelástica

$$\theta_p = (\phi_u - \phi_y) L_p$$

$$\theta_p = 0.041944131$$

Rotación última

$$\theta_u = \theta_e + \theta_p$$

$$\theta_u = 0.051588156$$

Condición	θ (Rad)	Momento (T-m)
Inicial	0	0
Cedencia	0.009644025	38.06522864
Última	0.051588156	45.52088

Caso 2: Propuesta Mattock

Consideraciones: Se ignoró el desconchamiento del recubrimiento a deformaciones elevadas y se emplearon los parámetros de tensiones de concreto a compresión del ACI

$$L_p = 0.5d + 0.05Z$$

z: distancia desde la sección crítica al punto de inflexión

$$L_p = 0.4225$$

Deflexión elástica por integración

$$\Delta_e = \int_0^L \phi_y \left(\frac{x}{L} \right) x dx$$

$$\Delta_e = \phi_y \left(\frac{L}{2} \right) \left(\frac{2L}{3} \right) = 1.9610$$

Deflexión inelástica

$$\Delta_p = (\phi_u - \phi_y) L_p \left(L - \frac{L_p}{2} \right)$$

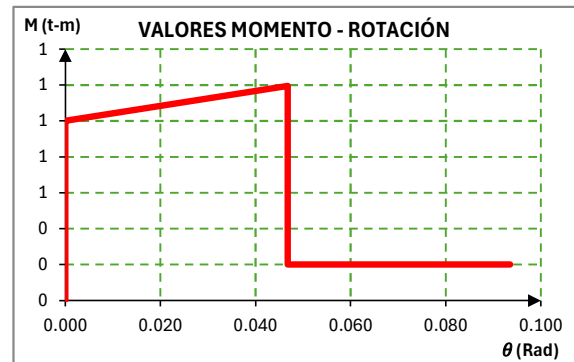
$$\Delta_p = 11.907$$

Deflexión última

$$\Delta_u = \Delta_e + \Delta_p$$

$$\Delta_u = 13.86784$$

Condición	θ (Rad)	Moment/SF
Inicial	0	0
Cedencia	0.00000	1
Última	0.04677	1.195865141
Residual	0.04677	0.2
Colapso	0.09353	0.2



Ductilidad por rotación

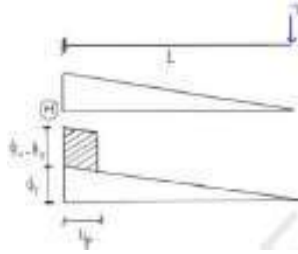
$$u\theta = \frac{\theta_u}{\theta_e} = 5.349234867$$

Máxima carga aplicada P en condición de agotamiento

$$P = M_u/L$$

$$P = 14.92487869$$

MOMENTO - ROTACIÓN, Deformación Maxima y Ductilidad (V6 30X60 0Y180° 1-1 4TO)



$$\begin{aligned} d(m) &= 0.54 & L(m) &= 3.5 & \phi_y (1/m) &= 0.005907296 & \phi_u (1/m) &= 0.1708 \\ Z(m) &= 3.5 \end{aligned}$$

Caso 1: Propuesta Sawyer

Consideraciones: La zona de cedencia se extiende a $d/4$ mas allá de la sección en que el momento flexionante se reduce a M_y y además $M_y/M_u = 0.85$

$$L_p = 0.25d + 0.075Z$$

d: Altura útil de la sección

$$L_p = 0.3975$$

Rotación elástica por integración

$$\theta_e = \int_0^L \phi_y \left(\frac{x}{L} \right) dx$$

$$\theta_e = \phi_y \left(\frac{L}{2} \right) = 0.01033777$$

Rotación inelástica

$$\theta_p = (\phi_u - \phi_y) L_p$$

$$\theta_p = 0.073377253$$

Rotación última

$$\theta_u = \theta_e + \theta_p$$

$$\theta_u = 0.083715022$$

Condición	θ (Rad)	Momento (T-m)
Inicial	0	0
Cedencia	0.010337769	24.20682909
Última	0.083715022	28.81707

Caso 2: Propuesta Mattock

Consideraciones: Se ignoró el desconchamiento del recubrimiento a deformaciones elevadas y se emplearon los parámetros de tensiones de concreto a compresión del ACI

$$L_p = 0.5d + 0.05Z$$

z: distancia desde la sección crítica al punto de inflexión

$$L_p = 0.445$$

Deflexión elástica por integración

$$\Delta_e = \int_0^L \phi_y \left(\frac{x}{L} \right) x dx$$

$$\Delta_e = \phi_y \left(\frac{L}{2} \right) \left(\frac{2L}{3} \right) = 2.4121$$

Deflexión inelástica

$$\Delta_p = (\phi_u - \phi_y) L_p \left(L - \frac{L_p}{2} \right)$$

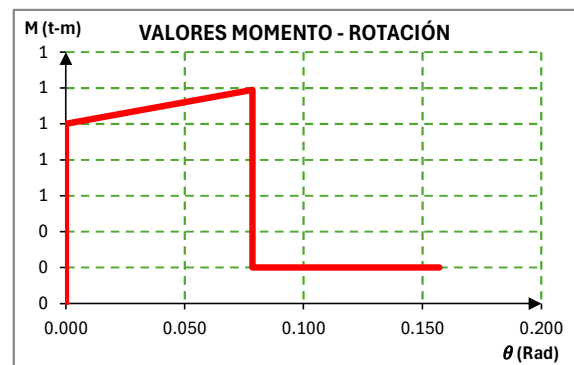
$$\Delta_p = 24.049$$

Deflexión última

$$\Delta_u = \Delta_e + \Delta_p$$

$$\Delta_u = 26.46154$$

Condición	θ (Rad)	Moment/SF
Inicial	0	0
Cedencia	0.00000	1
Última	0.07855	1.190452078
Residual	0.07855	0.2
Colapso	0.15709	0.2



Ductilidad por rotación

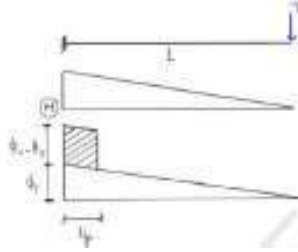
$$u_\theta = \frac{\theta_u}{\theta_e} = 8.097977905$$

Máxima carga aplicada P en condición de agotamiento

$$P = M_u/L$$

$$P = 8.233448571$$

MOMENTO - ROTACIÓN, Deformación Maxima y Ductilidad (V6 30X60 0° 2-2 4TO)



$$d(m) = 0.54 \quad L(m) = 3.5 \quad \phi_y (1/m) = 0.005847216 \quad \phi_u (1/m) = 0.1708$$

$$Z(m) = 3.5$$

Caso 1: Propuesta Sawyer

Consideraciones: La zona de cedencia se extiende a $d/4$ mas allá de la sección en que el momento flexionante se reduce a M_y y además $M_y/M_u = 0.85$

$$L_p = 0.25d + 0.075Z$$

d: Altura útil de la sección

$$L_p = 0.3975$$

Rotación elástica por integración

$$\theta_e = \int_0^L \phi_y \left(\frac{x}{L} \right) dx$$

$$\theta_e = \phi_y \left(\frac{L}{2} \right) = 0.01023263$$

Rotación inelástica

$$\theta_p = (\phi_u - \phi_y) L_p$$

$$\theta_p = 0.073403989$$

Rotación última

$$\theta_u = \theta_e + \theta_p$$

$$\theta_u = 0.083636617$$

Condición	θ (Rad)	Momento (T-m)
Inicial	0	0
Cedencia	0.010232629	24.03534705
Última	0.083636617	28.75949

Caso 2: Propuesta Mattock

Consideraciones: Se ignoró el desconchamiento del recubrimiento a deformaciones elevadas y se emplearon los parámetros de tensiones de concreto a compresión del ACI

$$L_p = 0.5d + 0.05Z$$

z: distancia desde la sección crítica al punto de inflexión

$$L_p = 0.445$$

Deflexión elástica por integración

$$\Delta_e = \int_0^L \phi_y \left(\frac{x}{L} \right) x dx$$

$$\Delta_e = \phi_y \left(\frac{L}{2} \right) \left(\frac{2L}{3} \right) = 2.3876$$

Deflexión inelástica

$$\Delta_p = (\phi_u - \phi_y) L_p \left(L - \frac{L_p}{2} \right)$$

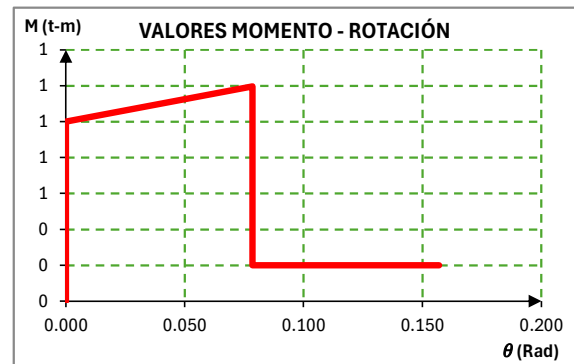
$$\Delta_p = 24.058$$

Deflexión última

$$\Delta_u = \Delta_e + \Delta_p$$

$$\Delta_u = 26.44577$$

Condición	θ (Rad)	Moment/SF
Inicial	0	0
Cedencia	0.00000	1
Última	0.07852	1.196549812
Residual	0.07852	0.2
Colapso	0.15704	0.2



Ductilidad por rotación

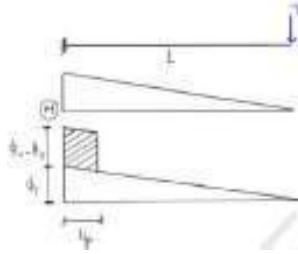
$$u_\theta = \frac{\theta_u}{\theta_e} \quad u_\theta = 8.173522195$$

Máxima carga aplicada P en condición de agotamiento

$$P = M_u/L$$

$$P = 8.216997143$$

MOMENTO - ROTACIÓN, Deformación Maxima y Ductilidad (V6 30X60 180° 2-2 4TO)



$$\begin{aligned} d(\text{m}) &= 0.54 & L(\text{m}) &= 3.5 & \phi_y (1/\text{m}) &= 0.006105955 & \phi_u (1/\text{m}) &= 0.1896 \\ Z(\text{m}) &= 3.5 \end{aligned}$$

Caso 1: Propuesta Sawyer

Consideraciones: La zona de cedencia se extiende a $d/4$ mas allá de la sección en que el momento flexionante se reduce a M_y y además $M_y/M_u = 0.85$

$$L_p = 0.25d + 0.075Z$$

d: Altura útil de la sección

$$L_p = 0.3975$$

Rotación elástica por integración

$$\theta_e = \int_0^L \phi_y \left(\frac{x}{L} \right) dx$$

$$\theta_e = \phi_y \left(\frac{L}{2} \right) = 0.01068542$$

Rotación inelástica

$$\theta_p = (\phi_u - \phi_y) L_p$$

$$\theta_p = 0.08165485$$

Rotación última

$$\theta_u = \theta_e + \theta_p$$

$$\theta_u = 0.092340271$$

Condición	θ (Rad)	Momento (T-m)
Inicial	0	0
Cedencia	0.010685421	28.3203675
Última	0.092340271	33.93747

Caso 2: Propuesta Mattock

Consideraciones: Se ignoró el desconchamiento del recubrimiento a deformaciones elevadas y se emplearon los parámetros de tensiones de concreto a compresión del ACI

$$L_p = 0.5d + 0.05Z$$

z: distancia desde la sección crítica al punto de inflexión

$$L_p = 0.445$$

Deflexión elástica por integración

$$\Delta_e = \int_0^L \phi_y \left(\frac{x}{L} \right) x dx$$

$$\Delta_e = \phi_y \left(\frac{L}{2} \right) \left(\frac{2L}{3} \right) = 2.4933$$

Deflexión inelástica

$$\Delta_p = (\phi_u - \phi_y) L_p \left(L - \frac{L_p}{2} \right)$$

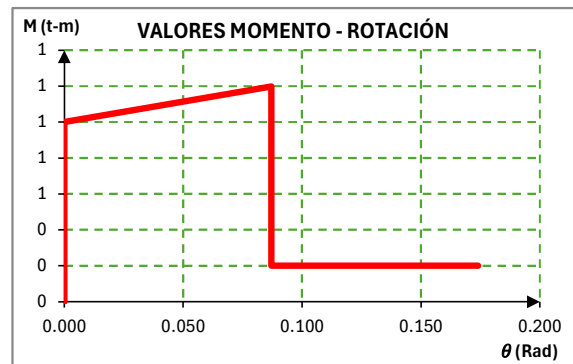
$$\Delta_p = 26.762$$

Deflexión última

$$\Delta_u = \Delta_e + \Delta_p$$

$$\Delta_u = 29.25564$$

Condición	θ (Rad)	Moment/SF
Inicial	0	0
Cedencia	0.00000	1
Última	0.08700	1.198341441
Residual	0.08700	0.2
Colapso	0.17400	0.2



Ductilidad por rotación

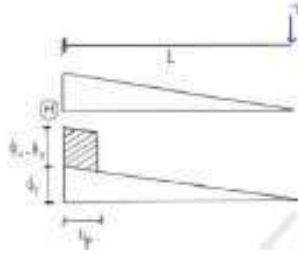
$$u_\theta = \frac{\theta_u}{\theta_e} = 8.641706121$$

Máxima carga aplicada P en condición de agotamiento

$$P = M_u/L$$

$$P = 9.69642$$

MOMENTO - ROTACIÓN, Deformación Maxima y Ductilidad (V6 30X60 0Y180° 4-4)



$$\begin{aligned} d(m) &= 0.54 & L(m) &= 2.74 & \phi_y (1/m) &= 0.006240631 & \phi_u (1/m) &= 0.04137 \\ Z(m) &= 2.74 \end{aligned}$$

Caso 1: Propuesta Sawyer

Consideraciones: La zona de cedencia se extiende a $d/4$ mas allá de la sección en que el momento flexionante se reduce a M_y y además $M_y/M_u = 0.85$

$$L_p = 0.25d + 0.075Z$$

d: Altura útil de la sección

$$L_p = 0.3405$$

Rotación elástica por integración

$$\theta_e = \int_0^L \phi_y \left(\frac{x}{L} \right) dx$$

$$\theta_e = \phi_y \left(\frac{L}{2} \right) = 0.00854966$$

Rotación inelástica

$$\theta_p = (\phi_u - \phi_y) L_p$$

$$\theta_p = 0.014297653$$

Rotación última

$$\theta_u = \theta_e + \theta_p$$

$$\theta_u = 0.022847317$$

Condición	θ (Rad)	Momento (T-m)
Inicial	0	0
Cedencia	0.008549664	37.90378605
Última	0.022847317	42.71906

Caso 2: Propuesta Mattock

Consideraciones: Se ignoró el desconchamiento del recubrimiento a deformaciones elevadas y se emplearon los parámetros de tensiones de concreto a compresión del ACI

$$L_p = 0.5d + 0.05Z$$

z: distancia desde la sección crítica al punto de inflexión

$$L_p = 0.407$$

Deflexión elástica por integración

$$\Delta_e = \int_0^L \phi_y \left(\frac{x}{L} \right) x dx$$

$$\Delta_e = \phi_y \left(\frac{L}{2} \right) \left(\frac{2L}{3} \right) = 1.5617$$

Deflexión inelástica

$$\Delta_p = (\phi_u - \phi_y) L_p \left(L - \frac{L_p}{2} \right)$$

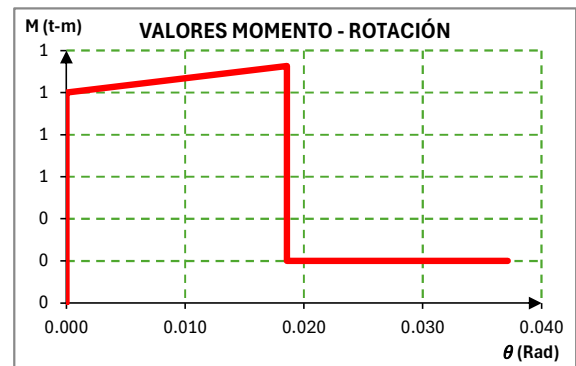
$$\Delta_p = 3.627$$

Deflexión última

$$\Delta_u = \Delta_e + \Delta_p$$

$$\Delta_u = 5.18834$$

Condición	θ (Rad)	Moment/SF
Inicial	0	0
Cedencia	0.00000	1
Última	0.01857	1.127039392
Residual	0.01857	0.2
Colapso	0.03714	0.2



Ductilidad por rotación

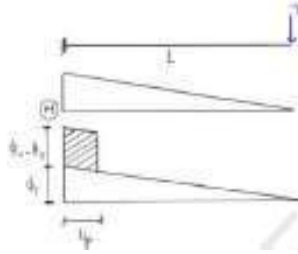
$$u_\theta = \frac{\theta_u}{\theta_e} = 2.672305869$$

Máxima carga aplicada P en condición de agotamiento

$$P = M_u/L$$

$$P = 15.59089781$$

MOMENTO - ROTACIÓN, Deformación Maxima y Ductilidad (V6 30X60 0Y180° 5-5)



$$\begin{aligned} d(\text{m}) &= 0.54 & L(\text{m}) &= 3.5 & \phi_y (1/\text{m}) &= 0.006118377 & \phi_u (1/\text{m}) &= 0.1754 \\ Z(\text{m}) &= 3.5 \end{aligned}$$

Caso 1: Propuesta Sawyer

Consideraciones: La zona de cedencia se extiende a $d/4$ mas allá de la sección en que el momento flexionante se reduce a M_y y además $M_y/M_u = 0.85$

$$L_p = 0.25d + 0.075Z$$

d: Altura útil de la sección

$$L_p = 0.3975$$

Rotación elástica por integración

$$\theta_e = \int_0^L \phi_y \left(\frac{x}{L} \right) dx$$

$$\theta_e = \phi_y \left(\frac{L}{2} \right) = 0.01070716$$

Rotación inelástica

$$\theta_p = (\phi_u - \phi_y) L_p$$

$$\theta_p = 0.075330322$$

Rotación última

$$\theta_u = \theta_e + \theta_p$$

$$\theta_u = 0.086037482$$

Condición	θ (Rad)	Momento (T-m)
Inicial	0	0
Cedencia	0.01070716	29.94183235
Última	0.086037482	36.75978

Caso 2: Propuesta Mattock

Consideraciones: Se ignoró el desconchamiento del recubrimiento a deformaciones elevadas y se emplearon los parámetros de tensiones de concreto a compresión del ACI

$$L_p = 0.5d + 0.05Z$$

z: distancia desde la sección crítica al punto de inflexión

$$L_p = 0.445$$

Deflexión elástica por integración

$$\Delta_e = \int_0^L \phi_y \left(\frac{x}{L} \right) x dx$$

$$\Delta_e = \phi_y \left(\frac{L}{2} \right) \left(\frac{2L}{3} \right) = 2.4983$$

Deflexión inelástica

$$\Delta_p = (\phi_u - \phi_y) L_p \left(L - \frac{L_p}{2} \right)$$

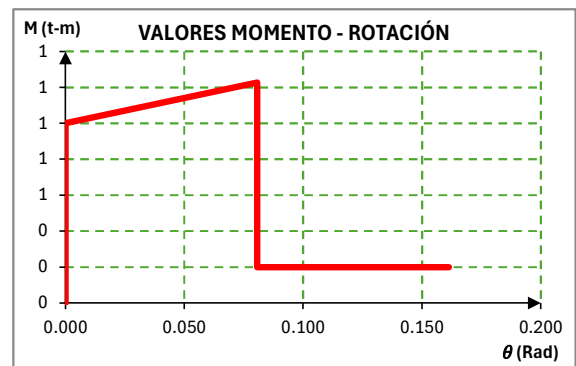
$$\Delta_p = 24.690$$

Deflexión última

$$\Delta_u = \Delta_e + \Delta_p$$

$$\Delta_u = 27.18785$$

Condición	θ (Rad)	Moment/SF
Inicial	0	0
Cedencia	0.00000	1
Última	0.08068	1.227706426
Residual	0.08068	0.2
Colapso	0.16137	0.2



Ductilidad por rotación

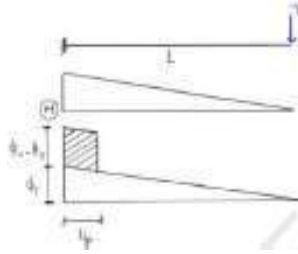
$$u_\theta = \frac{\theta_u}{\theta_e} = 8.035508995$$

Máxima carga aplicada P en condición de agotamiento

$$P = M_u/L$$

$$P = 10.50279429$$

MOMENTO - ROTACIÓN, Deformación Maxima y Ductilidad (V6 30X60 0° 6-6)



$$d(m) = 0.54 \quad L(m) = 3.5 \quad \phi_y (1/m) = 0.006029072 \quad \phi_u (1/m) = 0.1708$$

$$Z(m) = 3.5$$

Caso 1: Propuesta Sawyer

Consideraciones: La zona de cedencia se extiende a $d/4$ mas allá de la sección en que el momento flexionante se reduce a M_y y además $M_y/M_u = 0.85$

$$L_p = 0.25d + 0.075Z$$

d: Altura útil de la sección

$$L_p = 0.3975$$

Rotación elástica por integración

$$\theta_e = \int_0^L \phi_y \left(\frac{x}{L} \right) dx$$

$$\theta_e = \phi_y \left(\frac{L}{2} \right) = 0.01055088$$

Rotación inelástica

$$\theta_p = (\phi_u - \phi_y) L_p$$

$$\theta_p = 0.073323063$$

Rotación última

$$\theta_u = \theta_e + \theta_p$$

$$\theta_u = 0.083873939$$

Condición	θ (Rad)	Momento (T-m)
Inicial	0	0
Cedencia	0.010550876	29.65429388
Última	0.083873939	36.95966

Caso 2: Propuesta Mattock

Consideraciones: Se ignoró el desconchamiento del recubrimiento a deformaciones elevadas y se emplearon los parámetros de tensiones de concreto a compresión del ACI

$$L_p = 0.5d + 0.05Z$$

z: distancia desde la sección crítica al punto de inflexión

$$L_p = 0.445$$

Deflexión elástica por integración

$$\Delta_e = \int_0^L \phi_y \left(\frac{x}{L} \right) x dx$$

$$\Delta_e = \phi_y \left(\frac{L}{2} \right) \left(\frac{2L}{3} \right) = 2.4619$$

Deflexión inelástica

$$\Delta_p = (\phi_u - \phi_y) L_p \left(L - \frac{L_p}{2} \right)$$

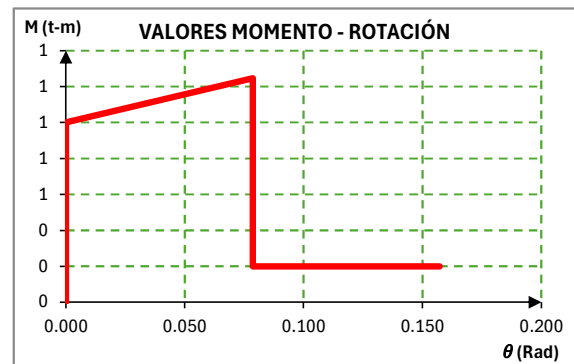
$$\Delta_p = 24.032$$

Deflexión última

$$\Delta_u = \Delta_e + \Delta_p$$

$$\Delta_u = 26.49350$$

Condición	θ (Rad)	Moment/SF
Inicial	0	0
Cedencia	0.00000	1
Última	0.07860	1.246351039
Residual	0.07860	0.2
Colapso	0.15720	0.2



Ductilidad por rotación

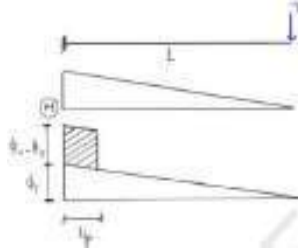
$$u_\theta = \frac{\theta_u}{\theta_e} \quad u_\theta = 7.949476369$$

Máxima carga aplicada P en condición de agotamiento

$$P = M_u/L$$

$$P = 10.55990286$$

MOMENTO - ROTACIÓN, Deformación Maxima y Ductilidad (V6 30X60 180° 6-6)



$$d(m) = 0.54 \quad L(m) = 3.5 \quad \phi_y (1/m) = 0.006272782 \quad \phi_u (1/m) = 0.1204$$

$$Z(m) = 3.5$$

Caso 1: Propuesta Sawyer

Consideraciones: La zona de cedencia se extiende a d/4 mas allá de la sección en que el momento flexionante se reduce aMy y además $M_y/M_u = 0.85$

$$L_p = 0.25d + 0.075Z$$

d: Altura útil de la sección

$$L_p = 0.3975$$

Rotación elástica por integración

$$\theta_e = \int_0^L \phi_y \left(\frac{x}{L} \right) dx$$

$$\theta_e = \phi_y \left(\frac{L}{2} \right) = 0.01097737$$

Rotación inelástica

$$\theta_p = (\phi_u - \phi_y) L_p$$

$$\theta_p = 0.050786612$$

Rotación última

$$\theta_u = \theta_e + \theta_p$$

$$\theta_u = 0.061763981$$

Condición	θ (Rad)	Momento (T-m)
Inicial	0	0
Cedencia	0.010977369	35.74799256
Última	0.061763981	43.41958

Caso 2: Propuesta Mattock

Consideraciones: Se ignoró el desconchamiento del recubrimiento a deformaciones elevadas y se emplearon los parámetros de tensiones de concreto a compresión del ACI

$$L_p = 0.5d + 0.05Z$$

z: distancia desde la sección crítica al punto de inflexión

$$L_p = 0.445$$

Deflexión elástica por integración

$$\Delta_e = \int_0^L \phi_y \left(\frac{x}{L} \right) x dx$$

$$\Delta_e = \phi_y \left(\frac{L}{2} \right) \left(\frac{2L}{3} \right) = 2.5614$$

Deflexión inelástica

$$\Delta_p = (\phi_u - \phi_y) L_p \left(L - \frac{L_p}{2} \right)$$

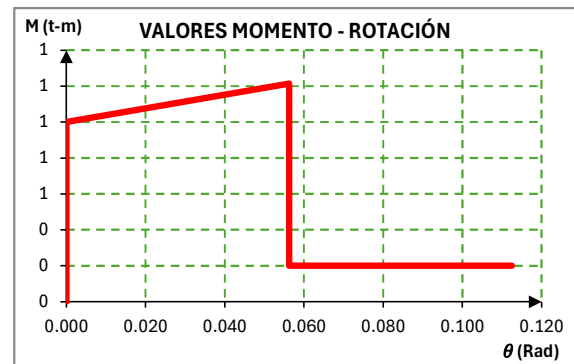
$$\Delta_p = 16.645$$

Deflexión última

$$\Delta_u = \Delta_e + \Delta_p$$

$$\Delta_u = 19.20670$$

Condición	θ (Rad)	Moment/SF
Inicial	0	0
Cedencia	0.00000	1
Última	0.05628	1.214601909
Residual	0.05628	0.2
Colapso	0.11255	0.2



Ductilidad por rotación

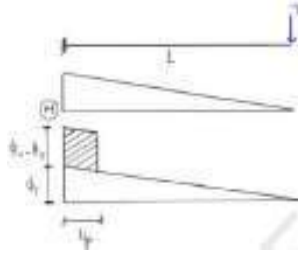
$$u_\theta = \frac{\theta_u}{\theta_e} \quad u_\theta = 5.626483213$$

Máxima carga aplicada P en condición de agotamiento

$$P = M_u/L$$

$$P = 12.40559429$$

MOMENTO - ROTACIÓN, Deformación Maxima y Ductilidad (V6 40X60 0° 2-2)



$$\begin{aligned} d(m) &= 0.54 & L(m) &= 6.05 & \phi_y (1/m) &= 0.005741903 & \phi_u (1/m) &= 0.1708 \\ Z(m) &= 6.05 \end{aligned}$$

Caso 1: Propuesta Sawyer

Consideraciones: La zona de cedencia se extiende a $d/4$ mas allá de la sección en que el momento flexionante se reduce a M_y y además $M_y/M_u = 0.85$

$$L_p = 0.25d + 0.075Z$$

d: Altura útil de la sección

$$L_p = 0.58875$$

Rotación elástica por integración

$$\theta_e = \int_0^L \phi_y \left(\frac{x}{L} \right) dx$$

$$\theta_e = \phi_y \left(\frac{L}{2} \right) = 0.01736926$$

Rotación inelástica

$$\theta_p = (\phi_u - \phi_y) L_p$$

$$\theta_p = 0.094495761$$

Rotación última

$$\theta_u = \theta_e + \theta_p$$

$$\theta_u = 0.111865016$$

Condición	θ (Rad)	Momento (T-m)
Inicial	0	0
Cedencia	0.017369255	31.32732156
Última	0.111865016	37.56022

Caso 2: Propuesta Mattock

Consideraciones: Se ignoró el desconchamiento del recubrimiento a deformaciones elevadas y se emplearon los parámetros de tensiones de concreto a compresión del ACI

$$L_p = 0.5d + 0.05Z$$

z: distancia desde la sección crítica al punto de inflexión

$$L_p = 0.5725$$

Deflexión elástica por integración

$$\Delta_e = \int_0^L \phi_y \left(\frac{x}{L} \right) x dx$$

$$\Delta_e = \phi_y \left(\frac{L}{2} \right) \left(\frac{2L}{3} \right) = 7.0056$$

Deflexión inelástica

$$\Delta_p = (\phi_u - \phi_y) L_p \left(L - \frac{L_p}{2} \right)$$

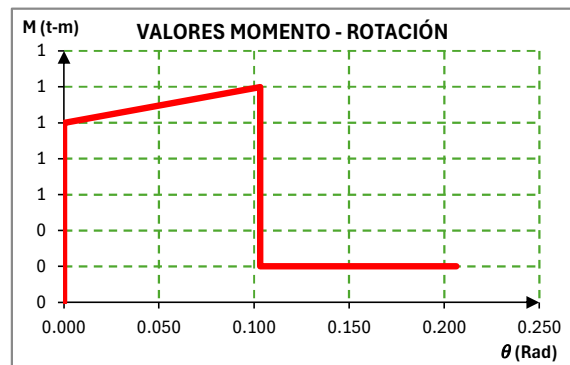
$$\Delta_p = 54.465$$

Deflexión última

$$\Delta_u = \Delta_e + \Delta_p$$

$$\Delta_u = 61.47059$$

Condición	θ (Rad)	Moment/SF
Inicial	0	0
Cedencia	0.00000	1
Última	0.10318	1.198960464
Residual	0.10318	0.2
Colapso	0.20636	0.2



Ductilidad por rotación

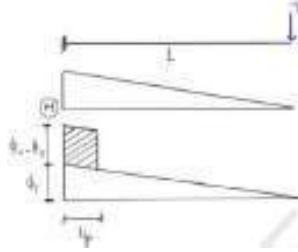
$$u_\theta = \frac{\theta_u}{\theta_e} = 6.440403763$$

Máxima carga aplicada P en condición de agotamiento

$$P = M_u/L$$

$$P = 6.208300826$$

MOMENTO - ROTACIÓN, Deformación Maxima y Ductilidad (V6 40X60 180° 2-2)



$$\begin{aligned} d(m) &= 0.54 & L(m) &= 6.05 & \phi_y (1/m) &= 0.006125915 & \phi_u (1/m) &= 0.1993 \\ Z(m) &= 6.05 \end{aligned}$$

Caso 1: Propuesta Sawyer

Consideraciones: La zona de cedencia se extiende a $d/4$ mas allá de la sección en que el momento flexionante se reduce a M_y y además $M_y/M_u = 0.85$

$$L_p = 0.25d + 0.075Z$$

d: Altura útil de la sección

$$L_p = 0.58875$$

Rotación elástica por integración

$$\theta_e = \int_0^L \phi_y \left(\frac{x}{L} \right) dx$$

$$\theta_e = \phi_y \left(\frac{L}{2} \right) = 0.01853089$$

Rotación inelástica

$$\theta_p = (\phi_u - \phi_y) L_p$$

$$\theta_p = 0.110592164$$

Rotación última

$$\theta_u = \theta_e + \theta_p$$

$$\theta_u = 0.129123056$$

Condición	θ (Rad)	Momento (T-m)
Inicial	0	0
Cedencia	0.018530892	40.52976985
Última	0.129123056	49.01172

Caso 2: Propuesta Mattock

Consideraciones: Se ignoró el desconchamiento del recubrimiento a deformaciones elevadas y se emplearon los parámetros de tensiones de concreto a compresión del ACI

$$L_p = 0.5d + 0.05Z$$

z: distancia desde la sección crítica al punto de inflexión

$$L_p = 0.5725$$

Deflexión elástica por integración

$$\Delta_e = \int_0^L \phi_y \left(\frac{x}{L} \right) x dx$$

$$\Delta_e = \phi_y \left(\frac{L}{2} \right) \left(\frac{2L}{3} \right) = 7.4741$$

Deflexión inelástica

$$\Delta_p = (\phi_u - \phi_y) L_p \left(L - \frac{L_p}{2} \right)$$

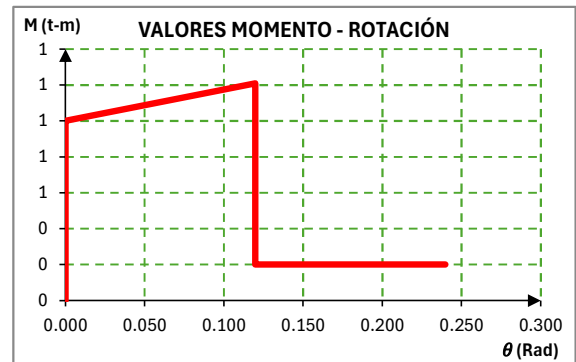
$$\Delta_p = 63.743$$

Deflexión última

$$\Delta_u = \Delta_e + \Delta_p$$

$$\Delta_u = 71.21668$$

Condición	θ (Rad)	Moment/SF
Inicial	0	0
Cedencia	0.00000	1
Última	0.11986	1.209277037
Residual	0.11986	0.2
Colapso	0.23972	0.2



Ductilidad por rotación

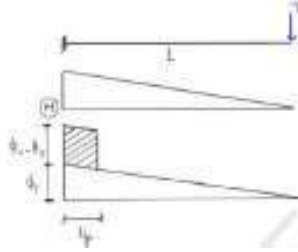
$$u_\theta = \frac{\theta_u}{\theta_e} = 6.967989326$$

Máxima carga aplicada P en condición de agotamiento

$$P = M_u/L$$

$$P = 8.101110744$$

MOMENTO - ROTACIÓN, Deformación Maxima y Ductilidad (V7 30X60 0Y180° 1-1)



$$\begin{aligned} d(m) &= 0.54 & L(m) &= 3.35 & \phi_y (1/m) &= 0.006291881 & \phi_u (1/m) &= 0.1445 \\ Z(m) &= 3.35 \end{aligned}$$

Caso 1: Propuesta Sawyer

Consideraciones: La zona de cedencia se extiende a $d/4$ mas allá de la sección en que el momento flexionante se reduce a M_y y además $M_y/M_u = 0.85$

$$L_p = 0.25d + 0.075Z$$

d: Altura útil de la sección

$$L_p = 0.38625$$

Rotación elástica por integración

$$\theta_e = \int_0^L \phi_y \left(\frac{x}{L} \right) dx$$

$$\theta_e = \phi_y \left(\frac{L}{2} \right) = 0.0105389$$

Rotación inelástica

$$\theta_p = (\phi_u - \phi_y) L_p$$

$$\theta_p = 0.060466052$$

Rotación última

$$\theta_u = \theta_e + \theta_p$$

$$\theta_u = 0.071004953$$

Condición	θ (Rad)	Momento (T-m)
Inicial	0	0
Cedencia	0.010538901	37.54638407
Última	0.071004953	47.50705

Caso 2: Propuesta Mattock

Consideraciones: Se ignoró el desconchamiento del recubrimiento a deformaciones elevadas y se emplearon los parámetros de tensiones de concreto a compresión del ACI

$$L_p = 0.5d + 0.05Z$$

z: distancia desde la sección crítica al punto de inflexión

$$L_p = 0.4375$$

Deflexión elástica por integración

$$\Delta_e = \int_0^L \phi_y \left(\frac{x}{L} \right) x dx$$

$$\Delta_e = \phi_y \left(\frac{L}{2} \right) \left(\frac{2L}{3} \right) = 2.3537$$

Deflexión inelástica

$$\Delta_p = (\phi_u - \phi_y) L_p \left(L - \frac{L_p}{2} \right)$$

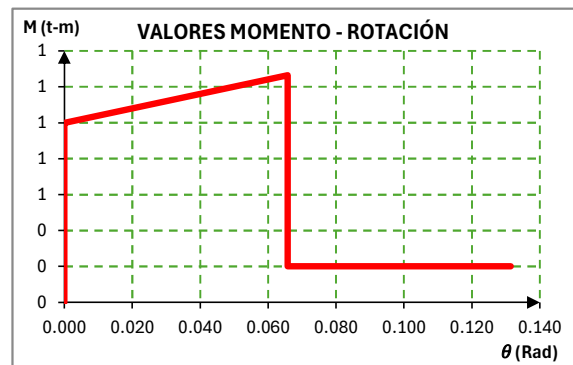
$$\Delta_p = 18.933$$

Deflexión última

$$\Delta_u = \Delta_e + \Delta_p$$

$$\Delta_u = 21.28712$$

Condición	θ (Rad)	Moment/SF
Inicial	0	0
Cedencia	0.00000	1
Última	0.06574	1.265289619
Residual	0.06574	0.2
Colapso	0.13147	0.2



Ductilidad por rotación

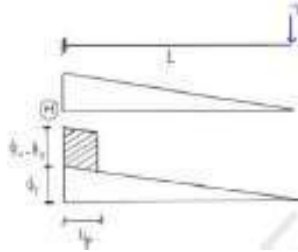
$$u_\theta = \frac{\theta_u}{\theta_e} = 6.73741513$$

Máxima carga aplicada P en condición de agotamiento

$$P = M_u/L$$

$$P = 14.18120896$$

MOMENTO - ROTACIÓN, Deformación Maxima y Ductilidad (V7 30X60 0° 4-4)



$$\begin{aligned}
 d(\text{m}) &= 0.54 & L(\text{m}) &= 14.45 & \phi_y \text{ (1/m)} &= 0.006191962 & \phi_u \text{ (1/m)} &= 0.1708 \\
 Z(\text{m}) &= 14.45
 \end{aligned}$$

Caso 1: Propuesta Sawyer

Consideraciones: La zona de cedencia se extiende a $d/4$ mas allá de la sección en que el momento flexionante se reduce a M_y y además $M_y/M_u = 0.85$

$$L_p = 0.25d + 0.075Z$$

d: Altura útil de la sección

$$L_p = 1.21875$$

Rotación elástica por integración

$$\theta_e = \int_0^L \phi_y \left(\frac{x}{L} \right) dx$$

$$\theta_e = \phi_y \left(\frac{L}{2} \right) = 0.04473692$$

Rotación inelástica

$$\theta_p = (\phi_u - \phi_y) L_p$$

$$\theta_p = 0.163373478$$

Rotación última

$$\theta_u = \theta_e + \theta_p$$

$$\theta_u = 0.208110402$$

Condición	θ (Rad)	Momento (T-m)
Inicial	0	0
Cedencia	0.044736924	37.21711325
Última	0.208110402	48.34426

Caso 2: Propuesta Mattock

Consideraciones: Se ignoró el desconchamiento del recubrimiento a deformaciones elevadas y se emplearon los parámetros de tensiones de concreto a compresión del ACI

$$L_p = 0.5d + 0.05Z$$

z: distancia desde la sección crítica al punto de inflexión

$$L_p = 0.9925$$

Deflexión elástica por integración

$$\Delta_e = \int_0^L \phi_y \left(\frac{x}{L} \right) x dx$$

$$\Delta_e = \phi_y \left(\frac{L}{2} \right) \left(\frac{2L}{3} \right) = 43.0966$$

Deflexión inelástica

$$\Delta_p = (\phi_u - \phi_y) L_p \left(L - \frac{L_p}{2} \right)$$

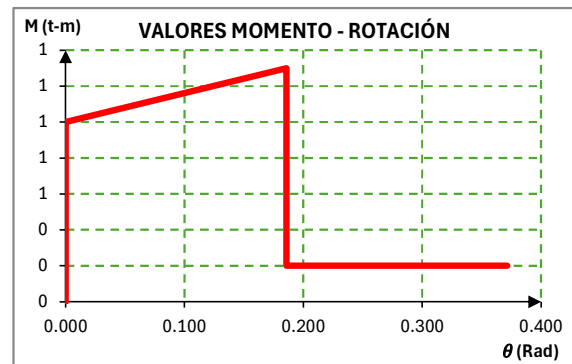
$$\Delta_p = 227.967$$

Deflexión última

$$\Delta_u = \Delta_e + \Delta_p$$

$$\Delta_u = 271.06384$$

Condición	θ (Rad)	Moment/SF
Inicial	0	0
Cedencia	0.00000	1
Última	0.18574	1.298979307
Residual	0.18574	0.2
Colapso	0.37148	0.2



Ductilidad por rotación

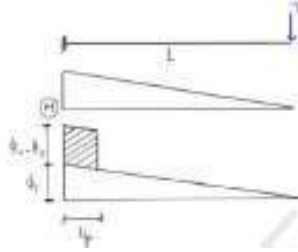
$$u_\theta = \frac{\theta_u}{\theta_e} = 4.651871058$$

Máxima carga aplicada P en condición de agotamiento

$$P = M_u/L$$

$$P = 3.345623529$$

MOMENTO - ROTACIÓN, Deformación Maxima y Ductilidad (V7 30X60 180° 4-4)



$$\begin{aligned} d(\text{m}) &= 0.54 & L(\text{m}) &= 14.45 & \phi_y (1/\text{m}) &= 0.006430878 & \phi_u (1/\text{m}) &= 0.1056 \\ Z(\text{m}) &= 14.45 \end{aligned}$$

Caso 1: Propuesta Sawyer

Consideraciones: La zona de cedencia se extiende a $d/4$ mas allá de la sección en que el momento flexionante se reduce a M_y y además $M_y/M_u = 0.85$

$$L_p = 0.25d + 0.075Z$$

d: Altura útil de la sección

$$L_p = 1.21875$$

Rotación elástica por integración

$$\theta_e = \int_0^L \phi_y \left(\frac{x}{L} \right) dx$$

$$\theta_e = \phi_y \left(\frac{L}{2} \right) = 0.04646309$$

Rotación inelástica

$$\theta_p = (\phi_u - \phi_y) L_p$$

$$\theta_p = 0.098425354$$

Rotación última

$$\theta_u = \theta_e + \theta_p$$

$$\theta_u = 0.144888448$$

Condición	θ (Rad)	Momento (T-m)
Inicial	0	0
Cedencia	0.046463094	45.37793288
Última	0.144888448	55.26239

Caso 2: Propuesta Mattock

Consideraciones: Se ignoró el desconchamiento del recubrimiento a deformaciones elevadas y se emplearon los parámetros de tensiones de concreto a compresión del ACI

$$L_p = 0.5d + 0.05Z$$

z: distancia desde la sección crítica al punto de inflexión

$$L_p = 0.9925$$

Deflexión elástica por integración

$$\Delta_e = \int_0^L \phi_y \left(\frac{x}{L} \right) x dx$$

$$\Delta_e = \phi_y \left(\frac{L}{2} \right) \left(\frac{2L}{3} \right) = 44.7594$$

Deflexión inelástica

$$\Delta_p = (\phi_u - \phi_y) L_p \left(L - \frac{L_p}{2} \right)$$

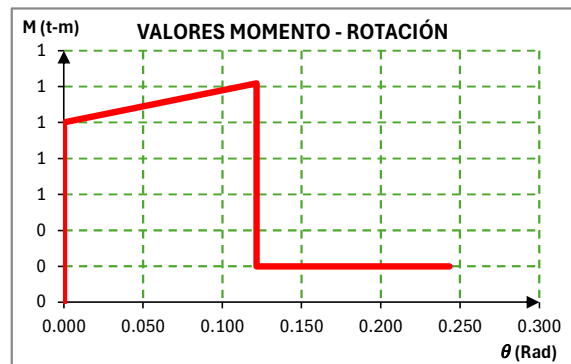
$$\Delta_p = 137.340$$

Deflexión última

$$\Delta_u = \Delta_e + \Delta_p$$

$$\Delta_u = 182.09972$$

Condición	θ (Rad)	Moment/SF
Inicial	0	0
Cedencia	0.00000	1
Última	0.12166	1.217825196
Residual	0.12166	0.2
Colapso	0.24331	0.2



Ductilidad por rotación

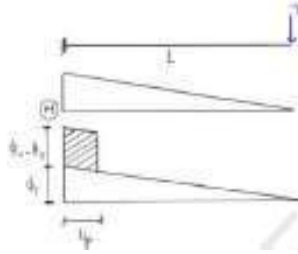
$$u_\theta = \frac{\theta_u}{\theta_e} = 3.118355561$$

Máxima carga aplicada P en condición de agotamiento

$$P = M_u/L$$

$$P = 3.824386851$$

MOMENTO - ROTACIÓN, Deformación Maxima y Ductilidad (V7 30X60 0° 6-6)



$$\begin{aligned} d(m) &= 0.54 & L(m) &= 14.45 & \phi_y (1/m) &= 0.006243986 & \phi_u (1/m) &= 0.1708 \\ Z(m) &= 14.45 \end{aligned}$$

Caso 1: Propuesta Sawyer

Consideraciones: La zona de cedencia se extiende a $d/4$ mas allá de la sección en que el momento flexionante se reduce a M_y y además $M_y/M_u = 0.85$

$$L_p = 0.25d + 0.075Z$$

d: Altura útil de la sección

$$L_p = 1.21875$$

Rotación elástica por integración

$$\theta_e = \int_0^L \phi_y \left(\frac{x}{L} \right) dx$$

$$\theta_e = \phi_y \left(\frac{L}{2} \right) = 0.0451128$$

Rotación inelástica

$$\theta_p = (\phi_u - \phi_y) L_p$$

$$\theta_p = 0.163321844$$

Rotación última

$$\theta_u = \theta_e + \theta_p$$

$$\theta_u = 0.208434644$$

Condición	θ (Rad)	Momento (T-m)
Inicial	0	0
Cedencia	0.045112801	37.38514736
Última	0.208434644	48.24656

Caso 2: Propuesta Mattock

Consideraciones: Se ignoró el desconchamiento del recubrimiento a deformaciones elevadas y se emplearon los parámetros de tensiones de concreto a compresión del ACI

$$L_p = 0.5d + 0.05Z$$

z: distancia desde la sección crítica al punto de inflexión

$$L_p = 0.9925$$

Deflexión elástica por integración

$$\Delta_e = \int_0^L \phi_y \left(\frac{x}{L} \right) x dx$$

$$\Delta_e = \phi_y \left(\frac{L}{2} \right) \left(\frac{2L}{3} \right) = 43.4587$$

Deflexión inelástica

$$\Delta_p = (\phi_u - \phi_y) L_p \left(L - \frac{L_p}{2} \right)$$

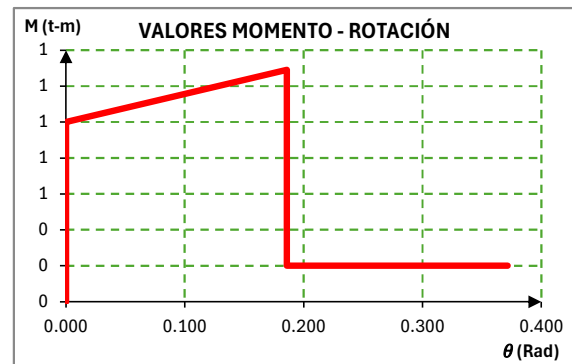
$$\Delta_p = 227.895$$

Deflexión última

$$\Delta_u = \Delta_e + \Delta_p$$

$$\Delta_u = 271.35388$$

Condición	θ (Rad)	Moment/SF
Inicial	0	0
Cedencia	0.00000	1
Última	0.18588	1.29052748
Residual	0.18588	0.2
Colapso	0.37176	0.2



Ductilidad por rotación

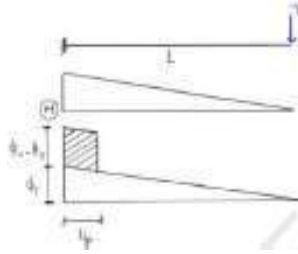
$$u_\theta = \frac{\theta_u}{\theta_e} = 4.620299352$$

Máxima carga aplicada P en condición de agotamiento

$$P = M_u/L$$

$$P = 3.338862284$$

MOMENTO - ROTACIÓN, Deformación Maxima y Ductilidad (V7 30X60 180° 6-6)



$$d(m) = 0.54 \quad L(m) = 14.45 \quad \phi_y (1/m) = 0.006351615 \quad \phi_u (1/m) = 0.1204$$

$$Z(m) = 14.45$$

Caso 1: Propuesta Sawyer

Consideraciones: La zona de cedencia se extiende a d/4 mas allá de la sección en que el momento flexionante se reduce a My y además $M_y/M_u = 0.85$

$$L_p = 0.25d + 0.075Z$$

d: Altura útil de la sección

$$L_p = 1.21875$$

Rotación elástica por integración

$$\theta_e = \int_0^L \phi_y \left(\frac{x}{L} \right) dx$$

$$\theta_e = \phi_y \left(\frac{L}{2} \right) = 0.04589042$$

Rotación inelástica

$$\theta_p = (\phi_u - \phi_y) L_p$$

$$\theta_p = 0.113193022$$

Rotación última

$$\theta_u = \theta_e + \theta_p$$

$$\theta_u = 0.15908344$$

Condición	θ (Rad)	Momento (T-m)
Inicial	0	0
Cedencia	0.045890418	41.12930273
Última	0.15908344	51.3646

Caso 2: Propuesta Mattock

Consideraciones: Se ignoró el desconchamiento del recubrimiento a deformaciones elevadas y se emplearon los parámetros de tensiones de concreto a compresión del ACI

$$L_p = 0.5d + 0.05Z$$

z: distancia desde la sección crítica al punto de inflexión

$$L_p = 0.9925$$

Deflexión elástica por integración

$$\Delta_e = \int_0^L \phi_y \left(\frac{x}{L} \right) x dx$$

$$\Delta_e = \phi_y \left(\frac{L}{2} \right) \left(\frac{2L}{3} \right) = 44.2078$$

Deflexión inelástica

$$\Delta_p = (\phi_u - \phi_y) L_p \left(L - \frac{L_p}{2} \right)$$

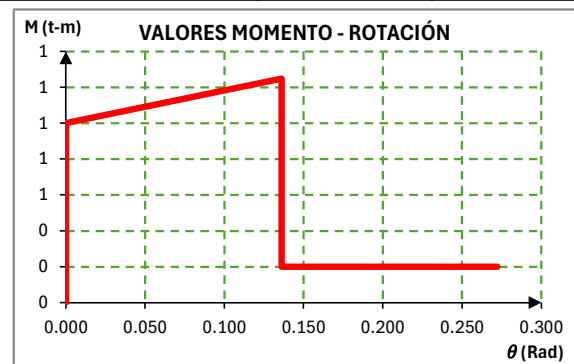
$$\Delta_p = 157.947$$

Deflexión última

$$\Delta_u = \Delta_e + \Delta_p$$

$$\Delta_u = 202.15448$$

Condición	θ (Rad)	Moment/SF
Inicial	0	0
Cedencia	0.00000	1
Última	0.13614	1.248856572
Residual	0.13614	0.2
Colapso	0.27228	0.2



Ductilidad por rotación

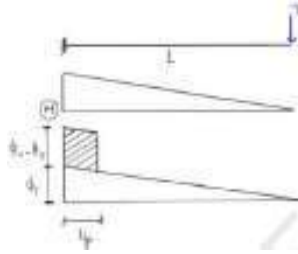
$$u_\theta = \frac{\theta_u}{\theta_e} \quad u_\theta = 3.466593815$$

Máxima carga aplicada P en condición de agotamiento

$$P = M_u/L$$

$$P = 3.554643599$$

MOMENTO - ROTACIÓN, Deformación Maxima y Ductilidad (V7 40X60 0° 2-2)



$$\begin{aligned} d(m) &= 0.54 & L(m) &= 6.05 & \phi_y (1/m) &= 0.00597306 & \phi_u (1/m) &= 0.1445 \\ Z(m) &= 6.05 \end{aligned}$$

Caso 1: Propuesta Sawyer

Consideraciones: La zona de cedencia se extiende a $d/4$ mas allá de la sección en que el momento flexionante se reduce a M_y y además $M_y/M_u = 0.85$

$$L_p = 0.25d + 0.075Z$$

d: Altura útil de la sección

$$L_p = 0.58875$$

Rotación elástica por integración

$$\theta_e = \int_0^L \phi_y \left(\frac{x}{L} \right) dx$$

$$\theta_e = \phi_y \left(\frac{L}{2} \right) = 0.01806851$$

Rotación inelástica

$$\theta_p = (\phi_u - \phi_y) L_p$$

$$\theta_p = 0.079306673$$

Rotación última

$$\theta_u = \theta_e + \theta_p$$

$$\theta_u = 0.097375179$$

Condición	θ (Rad)	Momento (T-m)
Inicial	0	0
Cedencia	0.018068506	39.24667066
Última	0.097375179	48.77686

Caso 2: Propuesta Mattock

Consideraciones: Se ignoró el desconchamiento del recubrimiento a deformaciones elevadas y se emplearon los parámetros de tensiones de concreto a compresión del ACI

$$L_p = 0.5d + 0.05Z$$

z: distancia desde la sección crítica al punto de inflexión

$$L_p = 0.5725$$

Deflexión elástica por integración

$$\Delta_e = \int_0^L \phi_y \left(\frac{x}{L} \right) x dx$$

$$\Delta_e = \phi_y \left(\frac{L}{2} \right) \left(\frac{2L}{3} \right) = 7.2876$$

Deflexión inelástica

$$\Delta_p = (\phi_u - \phi_y) L_p \left(L - \frac{L_p}{2} \right)$$

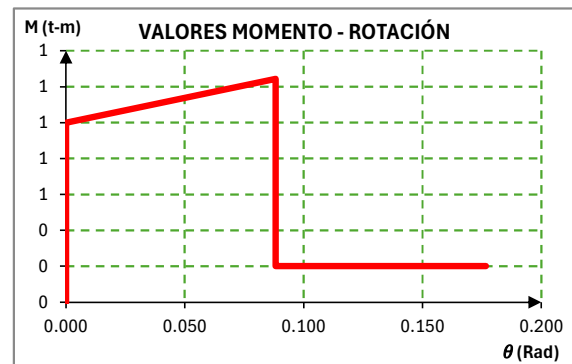
$$\Delta_p = 45.710$$

Deflexión última

$$\Delta_u = \Delta_e + \Delta_p$$

$$\Delta_u = 52.99801$$

Condición	θ (Rad)	Moment/SF
Inicial	0	0
Cedencia	0.00000	1
Última	0.08834	1.242827969
Residual	0.08834	0.2
Colapso	0.17668	0.2



Ductilidad por rotación

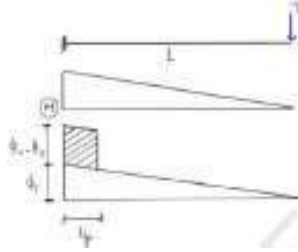
$$u_\theta = \frac{\theta_u}{\theta_e} = 5.389221417$$

Máxima carga aplicada P en condición de agotamiento

$$P = M_u/L$$

$$P = 8.062290909$$

MOMENTO - ROTACIÓN, Deformación Maxima y Ductilidad (V7 40X60 180° 2-2)



$$\begin{aligned} d(m) &= 0.54 & L(m) &= 6.05 & \phi_y (1/m) &= 0.006242307 & \phi_u (1/m) &= 0.1129 \\ Z(m) &= 6.05 \end{aligned}$$

Caso 1: Propuesta Sawyer

Consideraciones: La zona de cedencia se extiende a $d/4$ mas allá de la sección en que el momento flexionante se reduce a M_y y además $M_y/M_u = 0.85$

$$L_p = 0.25d + 0.075Z$$

d: Altura útil de la sección

$$L_p = 0.58875$$

Rotación elástica por integración

$$\theta_e = \int_0^L \phi_y \left(\frac{x}{L} \right) dx$$

$$\theta_e = \phi_y \left(\frac{L}{2} \right) = 0.01888298$$

Rotación inelástica

$$\theta_p = (\phi_u - \phi_y) L_p$$

$$\theta_p = 0.061061529$$

Rotación última

$$\theta_u = \theta_e + \theta_p$$

$$\theta_u = 0.079944508$$

Condición	θ (Rad)	Momento (T-m)
Inicial	0	0
Cedencia	0.018882979	47.94398962
Última	0.079944508	58.98694

Caso 2: Propuesta Mattock

Consideraciones: Se ignoró el desconchamiento del recubrimiento a deformaciones elevadas y se emplearon los parámetros de tensiones de concreto a compresión del ACI

$$L_p = 0.5d + 0.05Z$$

z: distancia desde la sección crítica al punto de inflexión

$$L_p = 0.5725$$

Deflexión elástica por integración

$$\Delta_e = \int_0^L \phi_y \left(\frac{x}{L} \right) x dx$$

$$\Delta_e = \phi_y \left(\frac{L}{2} \right) \left(\frac{2L}{3} \right) = 7.6161$$

Deflexión inelástica

$$\Delta_p = (\phi_u - \phi_y) L_p \left(L - \frac{L_p}{2} \right)$$

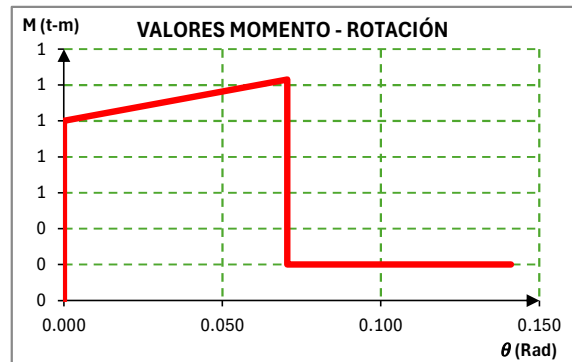
$$\Delta_p = 35.194$$

Deflexión última

$$\Delta_u = \Delta_e + \Delta_p$$

$$\Delta_u = 42.81047$$

Condición	θ (Rad)	Moment/SF
Inicial	0	0
Cedencia	0.00000	1
Última	0.07050	1.230330235
Residual	0.07050	0.2
Colapso	0.14101	0.2



Ductilidad por rotación

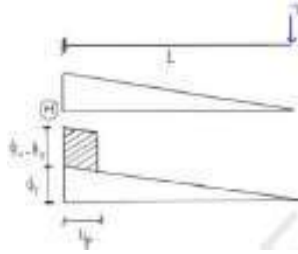
$$u_\theta = \frac{\theta_u}{\theta_e} = 4.233680949$$

Máxima carga aplicada P en condición de agotamiento

$$P = M_u/L$$

$$P = 9.749907438$$

MOMENTO - ROTACIÓN, Deformación Maxima y Ductilidad (V7 40X60 0° 2-2 4TO)



$$d(m) = 0.54 \quad L(m) = 6.05 \quad \phi_y (1/m) = 0.005972981 \quad \phi_u (1/m) = 0.1618$$

$$Z(m) = 6.05$$

Caso 1: Propuesta Sawyer

Consideraciones: La zona de cedencia se extiende a $d/4$ mas allá de la sección en que el momento flexionante se reduce a M_y y además $M_y/M_u = 0.85$

$$L_p = 0.25d + 0.075Z$$

d: Altura útil de la sección

$$L_p = 0.58875$$

Rotación elástica por integración

$$\theta_e = \int_0^L \phi_y \left(\frac{x}{L} \right) dx$$

$$\theta_e = \phi_y \left(\frac{L}{2} \right) = 0.01806827$$

Rotación inelástica

$$\theta_p = (\phi_u - \phi_y) L_p$$

$$\theta_p = 0.089210968$$

Rotación última

$$\theta_u = \theta_e + \theta_p$$

$$\theta_u = 0.107279236$$

Condición	θ (Rad)	Momento (T-m)
Inicial	0	0
Cedencia	0.018068268	39.85244276
Última	0.107279236	50.0535

Caso 2: Propuesta Mattock

Consideraciones: Se ignoró el desconchamiento del recubrimiento a deformaciones elevadas y se emplearon los parámetros de tensiones de concreto a compresión del ACI

$$L_p = 0.5d + 0.05Z$$

z: distancia desde la sección crítica al punto de inflexión

$$L_p = 0.5725$$

Deflexión elástica por integración

$$\Delta_e = \int_0^L \phi_y \left(\frac{x}{L} \right) x dx$$

$$\Delta_e = \phi_y \left(\frac{L}{2} \right) \left(\frac{2L}{3} \right) = 7.2875$$

Deflexión inelástica

$$\Delta_p = (\phi_u - \phi_y) L_p \left(L - \frac{L_p}{2} \right)$$

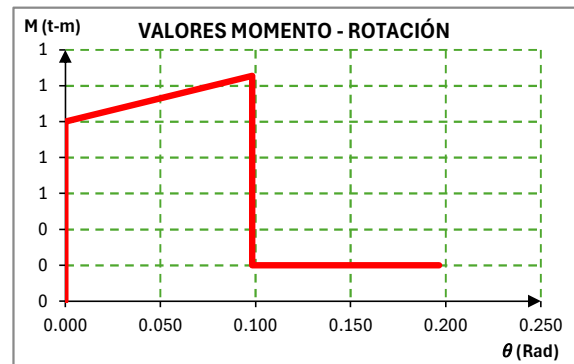
$$\Delta_p = 51.419$$

Deflexión última

$$\Delta_u = \Delta_e + \Delta_p$$

$$\Delta_u = 58.70651$$

Condición	θ (Rad)	Moment/SF
Inicial	0	0
Cedencia	0.00000	1
Última	0.09825	1.255970689
Residual	0.09825	0.2
Colapso	0.19649	0.2



Ductilidad por rotación

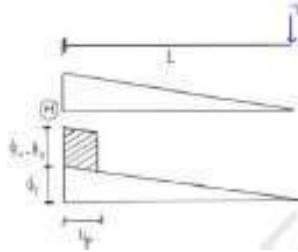
$$u\theta = \frac{\theta_u}{\theta_e} \quad u\theta = 5.937438823$$

Máxima carga aplicada P en condición de agotamiento

$$P = M_u/L$$

$$P = 8.273305785$$

MOMENTO - ROTACIÓN, Deformación Maxima y Ductilidad (V7 40X60 180° 2-2 4TO)



$$\begin{aligned} d(m) &= 0.54 & L(m) &= 6.05 & \phi_y (1/m) &= 0.006322843 & \phi_u (1/m) &= 0.04599 \\ Z(m) &= 6.05 \end{aligned}$$

Caso 1: Propuesta Sawyer

Consideraciones: La zona de cedencia se extiende a $d/4$ mas allá de la sección en que el momento flexionante se reduce a M_y y además $M_y/M_u = 0.85$

$$L_p = 0.25d + 0.075Z$$

d: Altura útil de la sección

$$L_p = 0.58875$$

Rotación elástica por integración

$$\theta_e = \int_0^L \phi_y \left(\frac{x}{L} \right) dx$$

$$\theta_e = \phi_y \left(\frac{L}{2} \right) = 0.0191266$$

Rotación inelástica

$$\theta_p = (\phi_u - \phi_y) L_p$$

$$\theta_p = 0.022709447$$

Rotación última

$$\theta_u = \theta_e + \theta_p$$

$$\theta_u = 0.041836048$$

Condición	θ (Rad)	Momento (T-m)
Inicial	0	0
Cedencia	0.0191266	56.20022636
Última	0.041836048	60.74497

Caso 2: Propuesta Mattock

Consideraciones: Se ignoró el desconchamiento del recubrimiento a deformaciones elevadas y se emplearon los parámetros de tensiones de concreto a compresión del ACI

$$L_p = 0.5d + 0.05Z$$

z: distancia desde la sección crítica al punto de inflexión

$$L_p = 0.5725$$

Deflexión elástica por integración

$$\Delta_e = \int_0^L \phi_y \left(\frac{x}{L} \right) x dx$$

$$\Delta_e = \phi_y \left(\frac{L}{2} \right) \left(\frac{2L}{3} \right) = 7.7144$$

Deflexión inelástica

$$\Delta_p = (\phi_u - \phi_y) L_p \left(L - \frac{L_p}{2} \right)$$

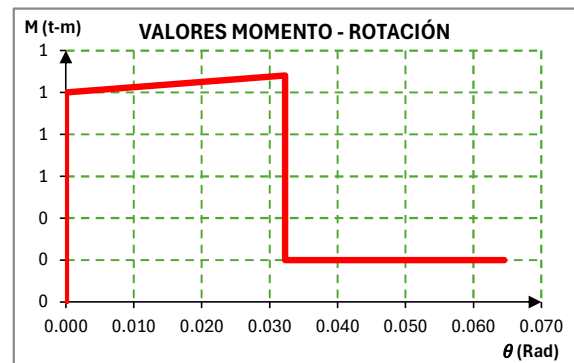
$$\Delta_p = 13.089$$

Deflexión última

$$\Delta_u = \Delta_e + \Delta_p$$

$$\Delta_u = 20.80355$$

Condición	θ (Rad)	Moment/SF
Inicial	0	0
Cedencia	0.00000	1
Última	0.03227	1.080866999
Residual	0.03227	0.2
Colapso	0.06455	0.2



Ductilidad por rotación

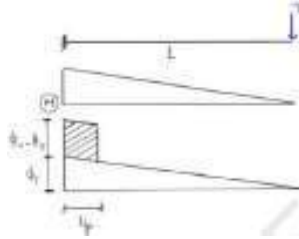
$$u_\theta = \frac{\theta_u}{\theta_e} = 2.187322719$$

Máxima carga aplicada P en condición de agotamiento

$$P = M_u/L$$

$$P = 10.04049091$$

MOMENTO - ROTACIÓN, Deformación Maxima y Ductilidad (C-1 0° típico)



$$d(m) = 0.74 \quad L(m) = 3.8 \quad \phi_y (1/m) = 0.006475353 \quad \phi_u (1/m) = 0.06995$$

$$Z(m) = 3.8$$

Caso 1: Propuesta Sawyer

Consideraciones: La zona de cedencia se extiende a $d/4$ mas allá de la sección en que el momento flexionante se reduce a M_y y además $M_y/M_u = 0.85$

$$L_p = 0.25d + 0.075Z$$

d: Altura útil de la sección

$$L_p = 0.47$$

Rotación elástica por integración

$$\theta_e = \int_0^L \phi_y \left(\frac{x}{L} \right) dx$$

$$\theta_e = \phi_y \left(\frac{L}{2} \right) = 0.01230317$$

Rotación inelástica

$$\theta_p = (\phi_u - \phi_y) L_p$$

$$\theta_p = 0.035545803$$

Rotación última

$$\theta_u = \theta_e + \theta_p$$

$$\theta_u = 0.047848972$$

Condición	θ (Rad)	Momento (T-m)
Inicial	0	0
Cedencia	0.01230317	83.92006741
Última	0.047848972	88.8221

Caso 2: Propuesta Mattock

Consideraciones: Se ignoró el desconchamiento del recubrimiento a deformaciones elevadas y se emplearon los parámetros de tensiones de concreto a compresión del ACI

$$L_p = 0.5d + 0.05Z$$

z: distancia desde la sección crítica al punto de inflexión

$$L_p = 0.56$$

Deflexión elástica por integración

$$\Delta_e = \int_0^L \phi_y \left(\frac{x}{L} \right) x dx$$

$$\Delta_e = \phi_y \left(\frac{L}{2} \right) \left(\frac{2L}{3} \right) = 3.1168$$

Deflexión inelástica

$$\Delta_p = (\phi_u - \phi_y) L_p \left(L - \frac{L_p}{2} \right)$$

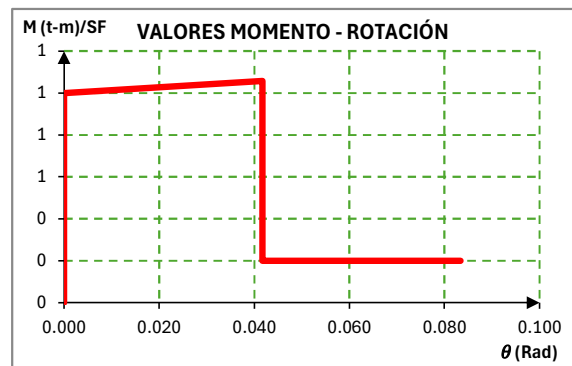
$$\Delta_p = 12.512$$

Deflexión última

$$\Delta_u = \Delta_e + \Delta_p$$

$$\Delta_u = 15.62893$$

Condición	θ (Rad)	Moment/SF
Inicial	0	0
Cedencia	0.0000	1
Última	0.04170	1.058413116
Residual	0.04170	0.2
Colapso	0.08339	0.2



Ductilidad por rotación

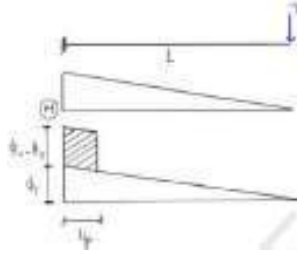
$$u_\theta = \frac{\theta_u}{\theta_e} = 3.889158096$$

Máxima carga aplicada P en condición de agotamiento

$$P = M_u/L$$

$$P = 23.37423684$$

MOMENTO - ROTACIÓN, Deformación Maxima y Ductilidad (C-1 0° 1er nivel)



$$d(m) = 0.74 \quad L(m) = 5.85 \quad \phi_y (1/m) = 0.006475353 \quad \phi_u (1/m) = 0.06995$$

$$Z(m) = 5.85$$

Caso 1: Propuesta Sawyer

Consideraciones: La zona de cedencia se extiende a $d/4$ mas allá de la sección en que el momento flexionante se reduce a M_y y además $M_y/M_u = 0.85$

$$L_p = 0.25d + 0.075Z$$

d: Altura útil de la sección

$$L_p = 0.62375$$

Rotación elástica por integración

$$\theta_e = \int_0^L \phi_y \left(\frac{x}{L} \right) dx$$

$$\theta_e = \phi_y \left(\frac{L}{2} \right) = 0.01894041$$

Rotación inelástica

$$\theta_p = (\phi_u - \phi_y) L_p$$

$$\theta_p = 0.042051954$$

Rotación última

$$\theta_u = \theta_e + \theta_p$$

$$\theta_u = 0.06099236$$

Condición	θ (Rad)	Momento (T-m)
Inicial	0	0
Cedencia	0.018940406	83.92006741
Última	0.06099236	88.8221

Caso 2: Propuesta Mattock

Consideraciones: Se ignoró el desconchamiento del recubrimiento a deformaciones elevadas y se emplearon los parámetros de tensiones de concreto a compresión del ACI

$$L_p = 0.5d + 0.05Z$$

z: distancia desde la sección crítica al punto de inflexión

$$L_p = 0.6625$$

Deflexión elástica por integración

$$\Delta_e = \int_0^L \phi_y \left(\frac{x}{L} \right) x dx$$

$$\Delta_e = \phi_y \left(\frac{L}{2} \right) \left(\frac{2L}{3} \right) = 7.3868$$

Deflexión inelástica

$$\Delta_p = (\phi_u - \phi_y) L_p \left(L - \frac{L_p}{2} \right)$$

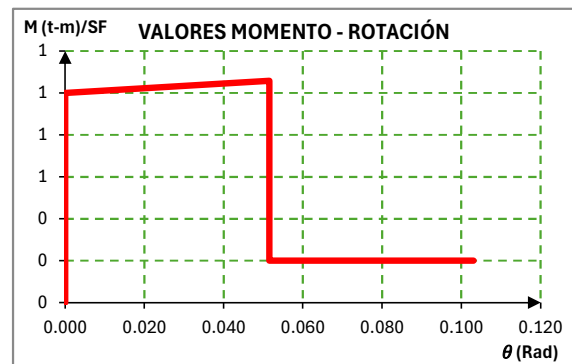
$$\Delta_p = 23.207$$

Deflexión última

$$\Delta_u = \Delta_e + \Delta_p$$

$$\Delta_u = 30.59418$$

Condición	θ (Rad)	Moment/SF
Inicial	0	0
Cedencia	0.0000	1
Última	0.05152	1.058413116
Residual	0.05152	0.2
Colapso	0.10304	0.2



Ductilidad por rotación

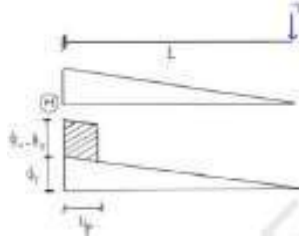
$$u_\theta = \frac{\theta_u}{\theta_e} \quad u_\theta = 3.220224514$$

Máxima carga aplicada P en condición de agotamiento

$$P = M_u/L$$

$$P = 15.18326496$$

MOMENTO - ROTACIÓN, Deformación Maxima y Ductilidad (C-1 0° típico) al 10% de arga axial



$$\begin{aligned} d(\text{m}) &= 0.74 & L(\text{m}) &= 3.8 & \phi_y (1/\text{m}) &= 0.005900649 & \phi_u (1/\text{m}) &= 0.06995 \\ Z(\text{m}) &= 3.8 \end{aligned}$$

Caso 1: Propuesta Sawyer

Consideraciones: La zona de cedencia se extiende a $d/4$ mas allá de la sección en que el momento flexionante se reduce a M_y y además $M_y/M_u = 0.85$

$$L_p = 0.25d + 0.075Z$$

d: Altura útil de la sección

$$L_p = 0.47$$

Rotación elástica por integración

$$\theta_e = \int_0^L \phi_y \left(\frac{x}{L} \right) dx$$

$$\theta_e = \phi_y \left(\frac{L}{2} \right) = 0.01121123$$

Rotación inelástica

$$\theta_p = (\phi_u - \phi_y) L_p$$

$$\theta_p = 0.035867637$$

Rotación última

$$\theta_u = \theta_e + \theta_p$$

$$\theta_u = 0.04707887$$

Condición	θ (Rad)	Momento (T-m)
Inicial	0	0
Cedencia	0.011211233	100.8054433
Última	0.04707887	106.02448

Caso 2: Propuesta Mattock

Consideraciones: Se ignoró el desconchamiento del recubrimiento a deformaciones elevadas y se emplearon los parámetros de tensiones de concreto a compresión del ACI

$$L_p = 0.5d + 0.05Z$$

z: distancia desde la sección crítica al punto de inflexión

$$L_p = 0.56$$

Deflexión elástica por integración

$$\Delta_e = \int_0^L \phi_y \left(\frac{x}{L} \right) x dx$$

$$\Delta_e = \phi_y \left(\frac{L}{2} \right) \left(\frac{2L}{3} \right) = 2.8402$$

Deflexión inelástica

$$\Delta_p = (\phi_u - \phi_y) L_p \left(L - \frac{L_p}{2} \right)$$

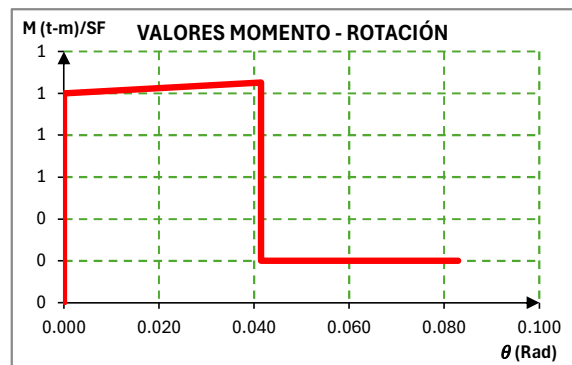
$$\Delta_p = 12.625$$

Deflexión última

$$\Delta_u = \Delta_e + \Delta_p$$

$$\Delta_u = 15.46559$$

Condición	θ (Rad)	Moment/SF
Inicial	0	0
Cedencia	0.0000	1
Última	0.04147	1.051773362
Residual	0.04147	0.2
Colapso	0.08295	0.2



Ductilidad por rotación

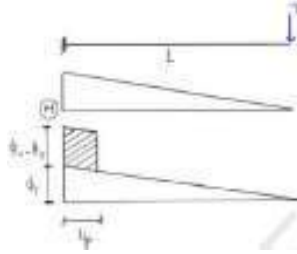
$$u_\theta = \frac{\theta_u}{\theta_e} = 4.199258892$$

Máxima carga aplicada P en condición de agotamiento

$$P = M_u/L$$

$$P = 27.90117895$$

MOMENTO - ROTACIÓN, Deformación Maxima y Ductilidad (C-1 0° 1er nivel) al 10% de arga axial



$$\begin{aligned} d(\text{m}) &= 0.74 & L(\text{m}) &= 5.85 & \phi_y (1/\text{m}) &= 0.005900649 & \phi_u (1/\text{m}) &= 0.06995 \\ Z(\text{m}) &= 5.85 \end{aligned}$$

Caso 1: Propuesta Sawyer

Consideraciones: La zona de cedencia se extiende a $d/4$ mas allá de la sección en que el momento flexionante se reduce a M_y y además $M_y/M_u = 0.85$

$$L_p = 0.25d + 0.075Z$$

d: Altura útil de la sección

$$L_p = 0.62375$$

Rotación elástica por integración

$$\theta_e = \int_0^L \phi_y \left(\frac{x}{L} \right) dx$$

$$\theta_e = \phi_y \left(\frac{L}{2} \right) = 0.0172594$$

Rotación inelástica

$$\theta_p = (\phi_u - \phi_y) L_p$$

$$\theta_p = 0.042432695$$

Rotación última

$$\theta_u = \theta_e + \theta_p$$

$$\theta_u = 0.059692093$$

Condición	θ (Rad)	Momento (T-m)
Inicial	0	0
Cedencia	0.017259398	100.8054433
Última	0.059692093	106.02448

Caso 2: Propuesta Mattock

Consideraciones: Se ignoró el desconchamiento del recubrimiento a deformaciones elevadas y se emplearon los parámetros de tensiones de concreto a compresión del ACI

$$L_p = 0.5d + 0.05Z$$

z: distancia desde la sección crítica al punto de inflexión

$$L_p = 0.6625$$

Deflexión elástica por integración

$$\Delta_e = \int_0^L \phi_y \left(\frac{x}{L} \right) x dx$$

$$\Delta_e = \phi_y \left(\frac{L}{2} \right) \left(\frac{2L}{3} \right) = 6.7312$$

Deflexión inelástica

$$\Delta_p = (\phi_u - \phi_y) L_p \left(L - \frac{L_p}{2} \right)$$

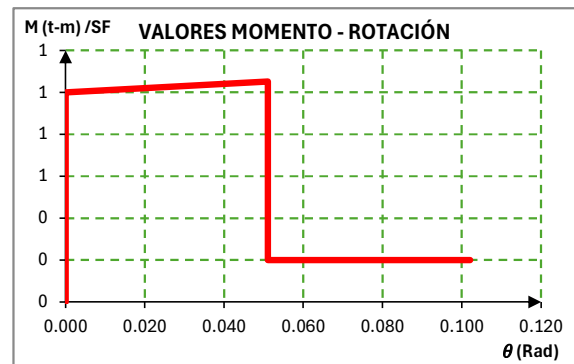
$$\Delta_p = 23.418$$

Deflexión última

$$\Delta_u = \Delta_e + \Delta_p$$

$$\Delta_u = 30.14871$$

Condición	θ (Rad)	Moment/SF
Inicial	0	0
Cedencia	0.0000	1
Última	0.05106	1.051773362
Residual	0.05106	0.2
Colapso	0.10212	0.2



Ductilidad por rotación

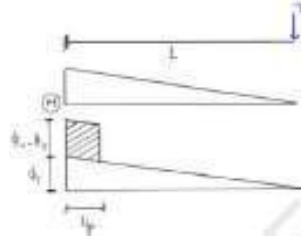
$$u_\theta = \frac{\theta_u}{\theta_e} = 3.458526941$$

Máxima carga aplicada P en condición de agotamiento

$$P = M_u/L$$

$$P = 18.12384274$$

MOMENTO - ROTACIÓN, Deformación Maxima y Ductilidad (C-1 0° típico) al 30% de carga axial



$$\begin{aligned} d(\text{m}) &= 0.74 & L(\text{m}) &= 3.8 & \phi_y (1/\text{m}) &= 0.005740571 & \phi_u (1/\text{m}) &= 0.06995 \\ Z(\text{m}) &= 3.8 \end{aligned}$$

Caso 1: Propuesta Sawyer

Consideraciones: La zona de cedencia se extiende a $d/4$ mas allá de la sección en que el momento flexionante se reduce a M_y y además $M_y/M_u = 0.85$

$$L_p = 0.25d + 0.075Z$$

d: Altura útil de la sección

$$L_p = 0.47$$

Rotación elástica por integración

$$\theta_e = \int_0^L \phi_y \left(\frac{x}{L} \right) dx$$

$$\theta_e = \phi_y \left(\frac{L}{2} \right) = 0.01090708$$

Rotación inelástica

$$\theta_p = (\phi_u - \phi_y) L_p$$

$$\theta_p = 0.03595728$$

Rotación última

$$\theta_u = \theta_e + \theta_p$$

$$\theta_u = 0.046864365$$

Condición	θ (Rad)	Momento (T-m)
Inicial	0	0
Cedencia	0.010907085	132.7567007
Última	0.046864365	137.12233

Caso 2: Propuesta Mattock

Consideraciones: Se ignoró el desconchamiento del recubrimiento a deformaciones elevadas y se emplearon los parámetros de tensiones de concreto a compresión del ACI

$$L_p = 0.5d + 0.05Z$$

z: distancia desde la sección crítica al punto de inflexión

$$L_p = 0.56$$

Deflexión elástica por integración

$$\Delta_e = \int_0^L \phi_y \left(\frac{x}{L} \right) x dx$$

$$\Delta_e = \phi_y \left(\frac{L}{2} \right) \left(\frac{2L}{3} \right) = 2.7631$$

Deflexión inelástica

$$\Delta_p = (\phi_u - \phi_y) L_p \left(L - \frac{L_p}{2} \right)$$

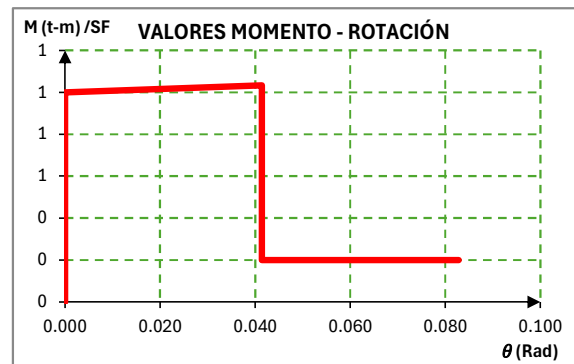
$$\Delta_p = 12.657$$

Deflexión última

$$\Delta_u = \Delta_e + \Delta_p$$

$$\Delta_u = 15.42009$$

Condición	θ (Rad)	Moment/SF
Inicial	0	0
Cedencia	0.0000	1
Última	0.04141	1.032884437
Residual	0.04141	0.2
Colapso	0.08282	0.2



Ductilidad por rotación

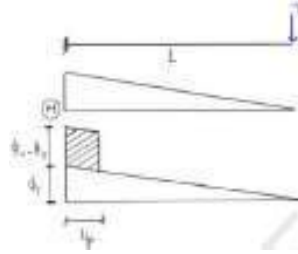
$$u_\theta = \frac{\theta_u}{\theta_e} = 4.2966903$$

Máxima carga aplicada P en condición de agotamiento

$$P = M_u/L$$

$$P = 36.08482368$$

MOMENTO - ROTACIÓN, Deformación Maxima y Ductilidad (C-1 0° 1er nivel) al 30% de carga axial



$$\begin{aligned} d(\text{m}) &= 0.74 & L(\text{m}) &= 5.85 & \phi_y (1/\text{m}) &= 0.005740571 & \phi_u (1/\text{m}) &= 0.06995 \\ Z(\text{m}) &= 5.85 \end{aligned}$$

Caso 1: Propuesta Sawyer

Consideraciones: La zona de cedencia se extiende a $d/4$ mas allá de la sección en que el momento flexionante se reduce a M_y y además $M_y/M_u = 0.85$

$$L_p = 0.25d + 0.075Z$$

d: Altura útil de la sección

$$L_p = 0.62375$$

Rotación elástica por integración

$$\theta_e = \int_0^L \phi_y \left(\frac{x}{L} \right) dx$$

$$\theta_e = \phi_y \left(\frac{L}{2} \right) = 0.01679117$$

Rotación inelástica

$$\theta_p = (\phi_u - \phi_y) L_p$$

$$\theta_p = 0.042538747$$

Rotación última

$$\theta_u = \theta_e + \theta_p$$

$$\theta_u = 0.059329917$$

Condición	θ (Rad)	Momento (T-m)
Inicial	0	0
Cedencia	0.01679117	132.7567007
Última	0.059329917	137.12233

Caso 2: Propuesta Mattock

Consideraciones: Se ignoró el desconchamiento del recubrimiento a deformaciones elevadas y se emplearon los parámetros de tensiones de concreto a compresión del ACI

$$L_p = 0.5d + 0.05Z$$

z: distancia desde la sección crítica al punto de inflexión

$$L_p = 0.6625$$

Deflexión elástica por integración

$$\Delta_e = \int_0^L \phi_y \left(\frac{x}{L} \right) x dx$$

$$\Delta_e = \phi_y \left(\frac{L}{2} \right) \left(\frac{2L}{3} \right) = 6.5486$$

Deflexión inelástica

$$\Delta_p = (\phi_u - \phi_y) L_p \left(L - \frac{L_p}{2} \right)$$

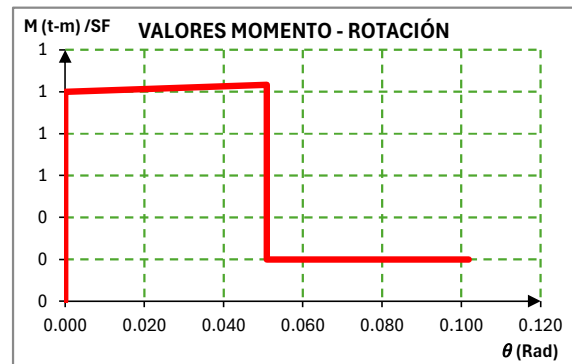
$$\Delta_p = 23.476$$

Deflexión última

$$\Delta_u = \Delta_e + \Delta_p$$

$$\Delta_u = 30.02463$$

Condición	θ (Rad)	Moment/SF
Inicial	0	0
Cedencia	0.0000	1
Última	0.05093	1.032884437
Residual	0.05093	0.2
Colapso	0.10187	0.2



Ductilidad por rotación

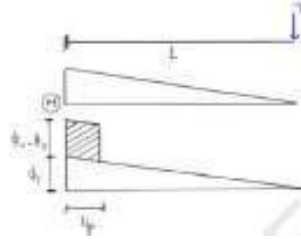
$$u_\theta = \frac{\theta_u}{\theta_e} = 3.533399826$$

Máxima carga aplicada P en condición de agotamiento

$$P = M_u/L$$

$$P = 23.43971453$$

MOMENTO - ROTACIÓN, Deformación Maxima y Ductilidad (C-1 0° típico) al 50% de carga axial



$$\begin{aligned} d(\text{m}) &= 0.74 & L(\text{m}) &= 3.8 & \phi_y (1/\text{m}) &= 0.005945097 & \phi_u (1/\text{m}) &= 0.06995 \\ Z(\text{m}) &= 3.8 \end{aligned}$$

Caso 1: Propuesta Sawyer

Consideraciones: La zona de cedencia se extiende a $d/4$ mas allá de la sección en que el momento flexionante se reduce a M_y y además $M_y/M_u = 0.85$

$$L_p = 0.25d + 0.075Z$$

d: Altura útil de la sección

$$L_p = 0.47$$

Rotación elástica por integración

$$\theta_e = \int_0^L \phi_y \left(\frac{x}{L} \right) dx$$

$$\theta_e = \phi_y \left(\frac{L}{2} \right) = 0.01129568$$

Rotación inelástica

$$\theta_p = (\phi_u - \phi_y) L_p$$

$$\theta_p = 0.035842746$$

Rotación última

$$\theta_u = \theta_e + \theta_p$$

$$\theta_u = 0.047138429$$

Condición	θ (Rad)	Momento (T-m)
Inicial	0	0
Cedencia	0.011295683	160.3665622
Última	0.047138429	159.32819

Caso 2: Propuesta Mattock

Consideraciones: Se ignoró el desconchamiento del recubrimiento a deformaciones elevadas y se emplearon los parámetros de tensiones de concreto a compresión del ACI

$$L_p = 0.5d + 0.05Z$$

z: distancia desde la sección crítica al punto de inflexión

$$L_p = 0.56$$

Deflexión elástica por integración

$$\Delta_e = \int_0^L \phi_y \left(\frac{x}{L} \right) x dx$$

$$\Delta_e = \phi_y \left(\frac{L}{2} \right) \left(\frac{2L}{3} \right) = 2.8616$$

Deflexión inelástica

$$\Delta_p = (\phi_u - \phi_y) L_p \left(L - \frac{L_p}{2} \right)$$

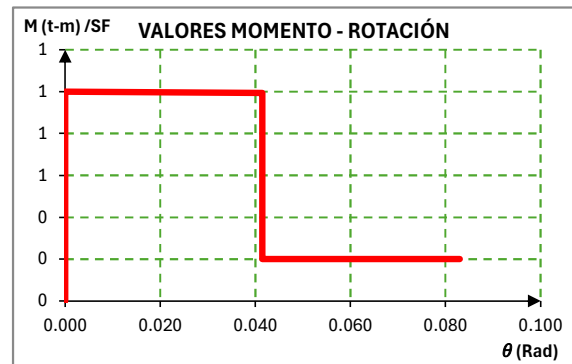
$$\Delta_p = 12.617$$

Deflexión última

$$\Delta_u = \Delta_e + \Delta_p$$

$$\Delta_u = 15.47822$$

Condición	θ (Rad)	Moment/SF
Inicial	0	0
Cedencia	0.0000	1
Última	0.04149	0.993525008
Residual	0.04149	0.2
Colapso	0.08298	0.2



Ductilidad por rotación

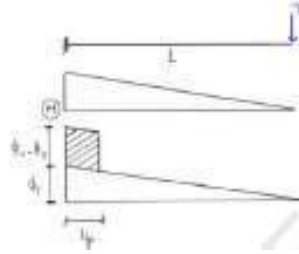
$$u_\theta = \frac{\theta_u}{\theta_e} = 4.173136568$$

Máxima carga aplicada P en condición de agotamiento

$$P = M_u/L$$

$$P = 41.92847105$$

MOMENTO - ROTACIÓN, Deformación Maxima y Ductilidad (C-1 0° 1er nivel) al 50% de carga axial



$$d(m) = 0.74 \quad L(m) = 5.85 \quad \phi_y (1/m) = 0.005945097 \quad \phi_u (1/m) = 0.06995$$

$$Z(m) = 5.85$$

Caso 1: Propuesta Sawyer

Consideraciones: La zona de cedencia se extiende a $d/4$ mas allá de la sección en que el momento flexionante se reduce a M_y y además $M_y/M_u = 0.85$

$$L_p = 0.25d + 0.075Z$$

d: Altura útil de la sección

$$L_p = 0.62375$$

Rotación elástica por integración

$$\theta_e = \int_0^L \phi_y \left(\frac{x}{L} \right) dx$$

$$\theta_e = \phi_y \left(\frac{L}{2} \right) = 0.01738941$$

Rotación inelástica

$$\theta_p = (\phi_u - \phi_y) L_p$$

$$\theta_p = 0.042403249$$

Rotación última

$$\theta_u = \theta_e + \theta_p$$

$$\theta_u = 0.059792656$$

Condición	θ (Rad)	Momento (T-m)
Inicial	0	0
Cedencia	0.017389407	160.3665622
Última	0.059792656	159.32819

Caso 2: Propuesta Mattock

Consideraciones: Se ignoró el desconchamiento del recubrimiento a deformaciones elevadas y se emplearon los parámetros de tensiones de concreto a compresión del ACI

$$L_p = 0.5d + 0.05Z$$

z: distancia desde la sección crítica al punto de inflexión

$$L_p = 0.6625$$

Deflexión elástica por integración

$$\Delta_e = \int_0^L \phi_y \left(\frac{x}{L} \right) x dx$$

$$\Delta_e = \phi_y \left(\frac{L}{2} \right) \left(\frac{2L}{3} \right) = 6.7819$$

Deflexión inelástica

$$\Delta_p = (\phi_u - \phi_y) L_p \left(L - \frac{L_p}{2} \right)$$

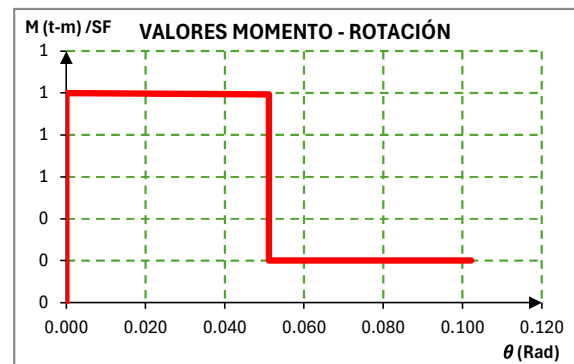
$$\Delta_p = 23.401$$

Deflexión última

$$\Delta_u = \Delta_e + \Delta_p$$

$$\Delta_u = 30.18316$$

Condición	θ (Rad)	Moment/SF
Inicial	0	0
Cedencia	0.0000	1
Última	0.05110	0.993525008
Residual	0.05110	0.2
Colapso	0.10220	0.2



Ductilidad por rotación

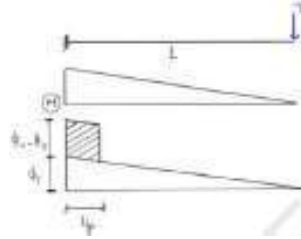
$$u_\theta = \frac{\theta_u}{\theta_e} \quad u_\theta = 3.438452781$$

Máxima carga aplicada P en condición de agotamiento

$$P = M_u/L$$

$$P = 27.23558803$$

MOMENTO - ROTACIÓN, Deformación Maxima y Ductilidad (C-1 180° típico)



$$d(m) = 0.74 \quad L(m) = 3.8 \quad \phi_y (1/m) = 0.005999641 \quad \phi_u (1/m) = 0.06158$$

$$Z(m) = 3.8$$

Caso 1: Propuesta Sawyer

Consideraciones: La zona de cedencia se extiende a $d/4$ mas allá de la sección en que el momento flexionante se reduce a M_y y además $M_y/M_u = 0.85$

$$L_p = 0.25d + 0.075Z$$

d: Altura útil de la sección

$$L_p = 0.47$$

Rotación elástica por integración

$$\theta_e = \int_0^L \phi_y \left(\frac{x}{L} \right) dx$$

$$\theta_e = \phi_y \left(\frac{L}{2} \right) = 0.01139932$$

Rotación inelástica

$$\theta_p = (\phi_u - \phi_y) L_p$$

$$\theta_p = 0.031125001$$

Rotación última

$$\theta_u = \theta_e + \theta_p$$

$$\theta_u = 0.042524318$$

Condición	θ (Rad)	Momento (T-m)
Inicial	0	0
Cedencia	0.011399317	97.97361038
Última	0.042524318	110.34279

Caso 2: Propuesta Mattock

Consideraciones: Se ignoró el desconchamiento del recubrimiento a deformaciones elevadas y se emplearon los parámetros de tensiones de concreto a compresión del ACI

$$L_p = 0.5d + 0.05Z$$

z: distancia desde la sección crítica al punto de inflexión

$$L_p = 0.56$$

Deflexión elástica por integración

$$\Delta_e = \int_0^L \phi_y \left(\frac{x}{L} \right) x dx$$

$$\Delta_e = \phi_y \left(\frac{L}{2} \right) \left(\frac{2L}{3} \right) = 2.8878$$

Deflexión inelástica

$$\Delta_p = (\phi_u - \phi_y) L_p \left(L - \frac{L_p}{2} \right)$$

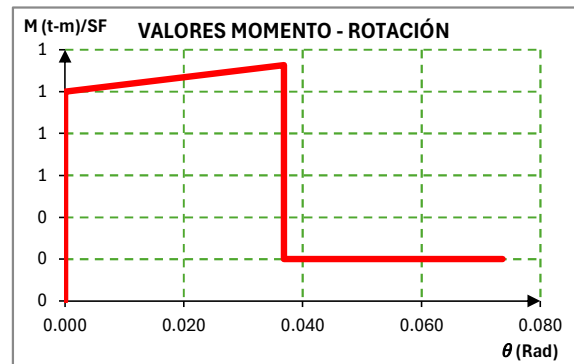
$$\Delta_p = 10.956$$

Deflexión última

$$\Delta_u = \Delta_e + \Delta_p$$

$$\Delta_u = 13.84383$$

Condición	θ (Rad)	Moment/SF
Inicial	0	0
Cedencia	0.0000	1
Última	0.03682	1.126250115
Residual	0.03682	0.2
Colapso	0.07365	0.2



Ductilidad por rotación

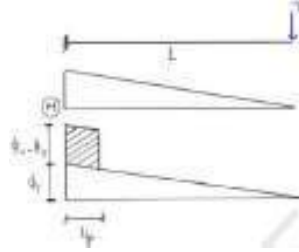
$$u_\theta = \frac{\theta_u}{\theta_e} = 3.730426834$$

Máxima carga aplicada P en condición de agotamiento

$$P = M_u/L$$

$$P = 29.03757632$$

MOMENTO - ROTACIÓN, Deformación Maxima y Ductilidad (C-1 180° 1er nivel)



$$d(m) = 0.74 \quad L(m) = 5.85 \quad \phi_y (1/m) = 0.005999641 \quad \phi_u (1/m) = 0.06158$$

$$Z(m) = 5.85$$

Caso 1: Propuesta Sawyer

Consideraciones: La zona de cedencia se extiende a $d/4$ mas allá de la sección en que el momento flexionante se reduce a M_y y además $M_y/M_u = 0.85$

$$L_p = 0.25d + 0.075Z$$

d: Altura útil de la sección

$$L_p = 0.62375$$

Rotación elástica por integración

$$\theta_e = \int_0^L \phi_y \left(\frac{x}{L} \right) dx$$

$$\theta_e = \phi_y \left(\frac{L}{2} \right) = 0.01754895$$

Rotación inelástica

$$\theta_p = (\phi_u - \phi_y) L_p$$

$$\theta_p = 0.036821988$$

Rotación última

$$\theta_u = \theta_e + \theta_p$$

$$\theta_u = 0.054370937$$

Condición	θ (Rad)	Momento (T-m)
Inicial	0	0
Cedencia	0.017548949	97.97361038
Última	0.054370937	110.34279

Caso 2: Propuesta Mattock

Consideraciones: Se ignoró el desconchamiento del recubrimiento a deformaciones elevadas y se emplearon los parámetros de tensiones de concreto a compresión del ACI

$$L_p = 0.5d + 0.05Z$$

z: distancia desde la sección crítica al punto de inflexión

$$L_p = 0.6625$$

Deflexión elástica por integración

$$\Delta_e = \int_0^L \phi_y \left(\frac{x}{L} \right) x dx$$

$$\Delta_e = \phi_y \left(\frac{L}{2} \right) \left(\frac{2L}{3} \right) = 6.8441$$

Deflexión inelástica

$$\Delta_p = (\phi_u - \phi_y) L_p \left(L - \frac{L_p}{2} \right)$$

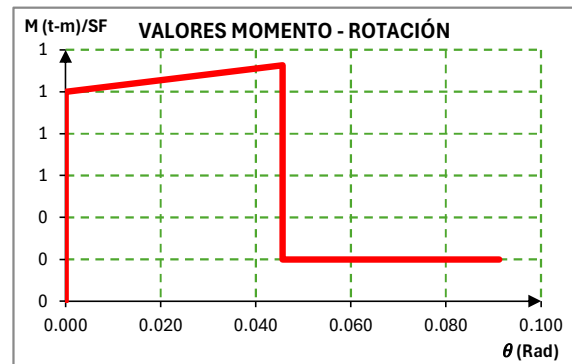
$$\Delta_p = 20.321$$

Deflexión última

$$\Delta_u = \Delta_e + \Delta_p$$

$$\Delta_u = 27.16522$$

Condición	θ (Rad)	Moment/SF
Inicial	0	0
Cedencia	0.0000	1
Última	0.04560	1.126250115
Residual	0.04560	0.2
Colapso	0.09119	0.2



Ductilidad por rotación

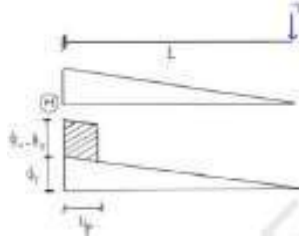
$$u_\theta = \frac{\theta_u}{\theta_e} \quad u_\theta = 3.098244675$$

Máxima carga aplicada P en condición de agotamiento

$$P = M_u/L$$

$$P = 18.86201538$$

MOMENTO - ROTACIÓN, Deformación Maxima y Ductilidad (C-1 180° típico) al 10% de carga axial



$$\begin{aligned} d(m) &= 0.74 & L(m) &= 3.8 & \phi_y (1/m) &= 0.006071267 & \phi_u (1/m) &= 0.050004 \\ Z(m) &= 3.8 \end{aligned}$$

Caso 1: Propuesta Sawyer

Consideraciones: La zona de cedencia se extiende a $d/4$ mas allá de la sección en que el momento flexionante se reduce a M_y y además $M_y/M_u = 0.85$

$$L_p = 0.25d + 0.075Z$$

d: Altura útil de la sección

$$L_p = 0.47$$

Rotación elástica por integración

$$\theta_e = \int_0^L \phi_y \left(\frac{x}{L} \right) dx$$

$$\theta_e = \phi_y \left(\frac{L}{2} \right) = 0.01153541$$

Rotación inelástica

$$\theta_p = (\phi_u - \phi_y) L_p$$

$$\theta_p = 0.024622491$$

Rotación última

$$\theta_u = \theta_e + \theta_p$$

$$\theta_u = 0.036157898$$

Condición	θ (Rad)	Momento (T-m)
Inicial	0	0
Cedencia	0.011535407	124.7317293
Última	0.036157898	127.18404

Caso 2: Propuesta Mattock

Consideraciones: Se ignoró el desconchamiento del recubrimiento a deformaciones elevadas y se emplearon los parámetros de tensiones de concreto a compresión del ACI

$$L_p = 0.5d + 0.05Z$$

z: distancia desde la sección crítica al punto de inflexión

$$L_p = 0.56$$

Deflexión elástica por integración

$$\Delta_e = \int_0^L \phi_y \left(\frac{x}{L} \right) x dx$$

$$\Delta_e = \phi_y \left(\frac{L}{2} \right) \left(\frac{2L}{3} \right) = 2.9223$$

Deflexión inelástica

$$\Delta_p = (\phi_u - \phi_y) L_p \left(L - \frac{L_p}{2} \right)$$

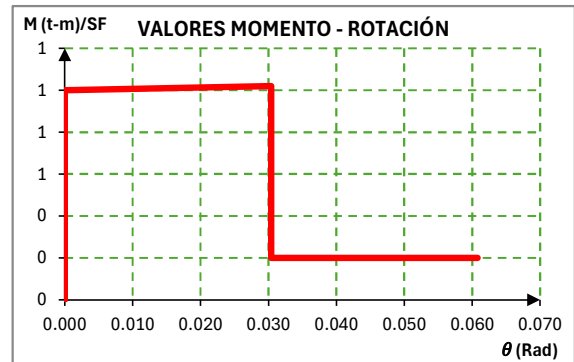
$$\Delta_p = 8.667$$

Deflexión última

$$\Delta_u = \Delta_e + \Delta_p$$

$$\Delta_u = 11.58942$$

Condición	θ (Rad)	Moment/SF
Inicial	0	0
Cedencia	0.0000	1
Última	0.03039	1.01960681
Residual	0.03039	0.2
Colapso	0.06078	0.2



Ductilidad por rotación

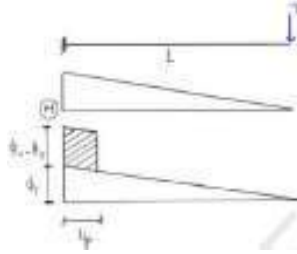
$$u_\theta = \frac{\theta_u}{\theta_e} = 3.134514247$$

Máxima carga aplicada P en condición de agotamiento

$$P = M_u/L$$

$$P = 33.46948421$$

MOMENTO - ROTACIÓN, Deformación Maxima y Ductilidad (C-1 180° 1er nivel) al 10% de carga axial



$$d(m) = 0.74 \quad L(m) = 5.85 \quad \phi_y (1/m) = 0.006071267 \quad \phi_u (1/m) = 0.050004$$

$$Z(m) = 5.85$$

Caso 1: Propuesta Sawyer

Consideraciones: La zona de cedencia se extiende a $d/4$ mas allá de la sección en que el momento flexionante se reduce a M_y y además $M_y/M_u = 0.85$

$$L_p = 0.25d + 0.075Z$$

d: Altura útil de la sección

$$L_p = 0.62375$$

Rotación elástica por integración

$$\theta_e = \int_0^L \phi_y \left(\frac{x}{L} \right) dx$$

$$\theta_e = \phi_y \left(\frac{L}{2} \right) = 0.01775846$$

Rotación inelástica

$$\theta_p = (\phi_u - \phi_y) L_p$$

$$\theta_p = 0.029129286$$

Rotación última

$$\theta_u = \theta_e + \theta_p$$

$$\theta_u = 0.046887741$$

Condición	θ (Rad)	Momento (T-m)
Inicial	0	0
Cedencia	0.017758456	124.7317293
Última	0.046887741	127.18404

Caso 2: Propuesta Mattock

Consideraciones: Se ignoró el desconchamiento del recubrimiento a deformaciones elevadas y se emplearon los parámetros de tensiones de concreto a compresión del ACI

$$L_p = 0.5d + 0.05Z$$

z: distancia desde la sección crítica al punto de inflexión

$$L_p = 0.6625$$

Deflexión elástica por integración

$$\Delta_e = \int_0^L \phi_y \left(\frac{x}{L} \right) x dx$$

$$\Delta_e = \phi_y \left(\frac{L}{2} \right) \left(\frac{2L}{3} \right) = 6.9258$$

Deflexión inelástica

$$\Delta_p = (\phi_u - \phi_y) L_p \left(L - \frac{L_p}{2} \right)$$

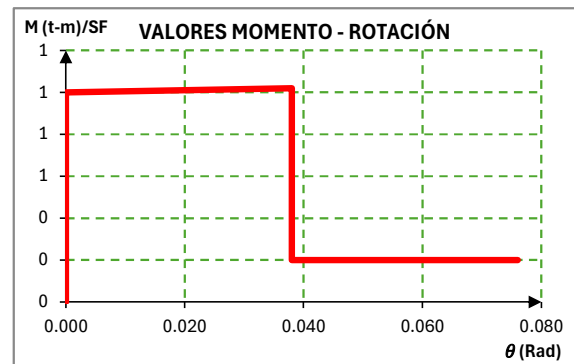
$$\Delta_p = 16.076$$

Deflexión última

$$\Delta_u = \Delta_e + \Delta_p$$

$$\Delta_u = 23.00152$$

Condición	θ (Rad)	Moment/SF
Inicial	0	0
Cedencia	0.0000	1
Última	0.03801	1.019660681
Residual	0.03801	0.2
Colapso	0.07602	0.2



Ductilidad por rotación

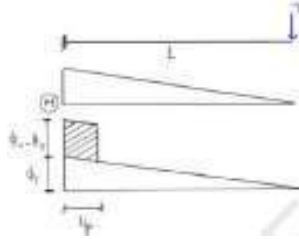
$$u_\theta = \frac{\theta_u}{\theta_e} \quad u_\theta = 2.640305133$$

Máxima carga aplicada P en condición de agotamiento

$$P = M_u/L$$

$$P = 21.74086154$$

MOMENTO - ROTACIÓN, Deformación Maxima y Ductilidad (C-1 180° típico) al 30% de carga axial



$$\begin{aligned} d(m) &= 0.74 & L(m) &= 3.8 & \phi_y (1/m) &= 0.00651376 & \phi_u (1/m) &= 0.0365 \\ Z(m) &= 3.8 \end{aligned}$$

Caso 1: Propuesta Sawyer

Consideraciones: La zona de cedencia se extiende a $d/4$ mas allá de la sección en que el momento flexionante se reduce a M_y y además $M_y/M_u = 0.85$

$$L_p = 0.25d + 0.075Z$$

d: Altura útil de la sección

$$L_p = 0.47$$

Rotación elástica por integración

$$\theta_e = \int_0^L \phi_y \left(\frac{x}{L} \right) dx$$

$$\theta_e = \phi_y \left(\frac{L}{2} \right) = 0.01237614$$

Rotación inelástica

$$\theta_p = (\phi_u - \phi_y) L_p$$

$$\theta_p = 0.016792294$$

Rotación última

$$\theta_u = \theta_e + \theta_p$$

$$\theta_u = 0.029168439$$

Condición	θ (Rad)	Momento (T-m)
Inicial	0	0
Cedencia	0.012376145	157.190783
Última	0.029168439	145.81916

Caso 2: Propuesta Mattock

Consideraciones: Se ignoró el desconchamiento del recubrimiento a deformaciones elevadas y se emplearon los parámetros de tensiones de concreto a compresión del ACI

$$L_p = 0.5d + 0.05Z$$

z: distancia desde la sección crítica al punto de inflexión

$$L_p = 0.56$$

Deflexión elástica por integración

$$\Delta_e = \int_0^L \phi_y \left(\frac{x}{L} \right) x dx$$

$$\Delta_e = \phi_y \left(\frac{L}{2} \right) \left(\frac{2L}{3} \right) = 3.1353$$

Deflexión inelástica

$$\Delta_p = (\phi_u - \phi_y) L_p \left(L - \frac{L_p}{2} \right)$$

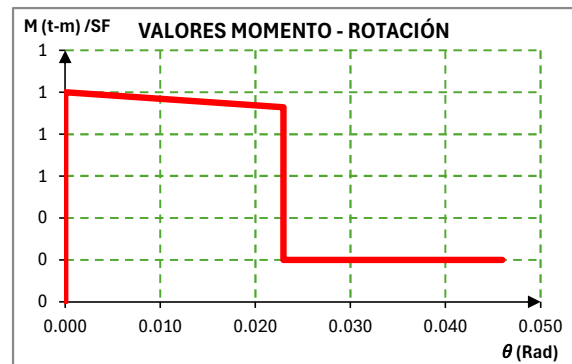
$$\Delta_p = 5.911$$

Deflexión última

$$\Delta_u = \Delta_e + \Delta_p$$

$$\Delta_u = 9.04618$$

Condición	θ (Rad)	Moment/SF
Inicial	0	0
Cedencia	0.0000	1
Última	0.02298	0.927657189
Residual	0.02298	0.2
Colapso	0.04596	0.2



Ductilidad por rotación

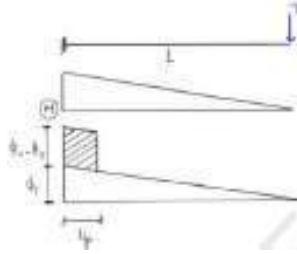
$$u\theta = \frac{\theta_u}{\theta_e} = 2.356827566$$

Máxima carga aplicada P en condición de agotamiento

$$P = M_u/L$$

$$P = 38.37346316$$

MOMENTO - ROTACIÓN, Deformación Maxima y Ductilidad (C-1 180° 1er nivel) al 30% de carga axial



$$\begin{aligned} d(\text{m}) &= 0.74 & L(\text{m}) &= 5.85 & \phi_y (1/\text{m}) &= 0.00651376 & \phi_u (1/\text{m}) &= 0.0365 \\ Z(\text{m}) &= 5.85 \end{aligned}$$

Caso 1: Propuesta Sawyer

Consideraciones: La zona de cedencia se extiende a $d/4$ mas allá de la sección en que el momento flexionante se reduce a M_y y además $M_y/M_u = 0.85$

$$L_p = 0.25d + 0.075Z$$

d: Altura útil de la sección

$$L_p = 0.62375$$

Rotación elástica por integración

$$\theta_e = \int_0^L \phi_y \left(\frac{x}{L} \right) dx$$

$$\theta_e = \phi_y \left(\frac{L}{2} \right) = 0.01905275$$

Rotación inelástica

$$\theta_p = (\phi_u - \phi_y) L_p$$

$$\theta_p = 0.019865884$$

Rotación última

$$\theta_u = \theta_e + \theta_p$$

$$\theta_u = 0.038918633$$

Condición	θ (Rad)	Momento (T-m)
Inicial	0	0
Cedencia	0.019052749	157.190783
Última	0.038918633	145.81916

Caso 2: Propuesta Mattock

Consideraciones: Se ignoró el desconchamiento del recubrimiento a deformaciones elevadas y se emplearon los parámetros de tensiones de concreto a compresión del ACI

$$L_p = 0.5d + 0.05Z$$

z: distancia desde la sección crítica al punto de inflexión

$$L_p = 0.6625$$

Deflexión elástica por integración

$$\Delta_e = \int_0^L \phi_y \left(\frac{x}{L} \right) x dx$$

$$\Delta_e = \phi_y \left(\frac{L}{2} \right) \left(\frac{2L}{3} \right) = 7.4306$$

Deflexión inelástica

$$\Delta_p = (\phi_u - \phi_y) L_p \left(L - \frac{L_p}{2} \right)$$

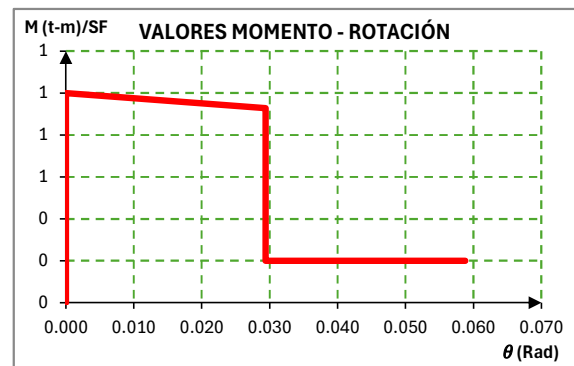
$$\Delta_p = 10.963$$

Deflexión última

$$\Delta_u = \Delta_e + \Delta_p$$

$$\Delta_u = 18.39406$$

Condición	θ (Rad)	Moment/SF
Inicial	0	0
Cedencia	0.0000	1
Última	0.02939	0.927657189
Residual	0.02939	0.2
Colapso	0.05878	0.2



Ductilidad por rotación

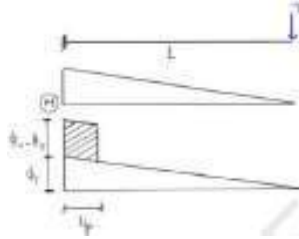
$$u_\theta = \frac{\theta_u}{\theta_e} = 2.042678082$$

Máxima carga aplicada P en condición de agotamiento

$$P = M_u/L$$

$$P = 24.92635214$$

MOMENTO - ROTACIÓN, Deformación Maxima y Ductilidad (C-1 180° típico) al 50% de carga axial



$$\begin{aligned} d(\text{m}) &= 0.74 & L(\text{m}) &= 3.8 & \phi_y (1/\text{m}) &= 0.006183113 & \phi_u (1/\text{m}) &= 0.03053 \\ Z(\text{m}) &= 3.8 \end{aligned}$$

Caso 1: Propuesta Sawyer

Consideraciones: La zona de cedencia se extiende a $d/4$ mas allá de la sección en que el momento flexionante se reduce a M_y y además $M_y/M_u = 0.85$

$$L_p = 0.25d + 0.075Z$$

d: Altura útil de la sección

$$L_p = 0.47$$

Rotación elástica por integración

$$\theta_e = \int_0^L \phi_y \left(\frac{x}{L} \right) dx$$

$$\theta_e = \phi_y \left(\frac{L}{2} \right) = 0.01174791$$

Rotación inelástica

$$\theta_p = (\phi_u - \phi_y) L_p$$

$$\theta_p = 0.013634257$$

Rotación última

$$\theta_u = \theta_e + \theta_p$$

$$\theta_u = 0.025382171$$

Condición	θ (Rad)	Momento (T-m)
Inicial	0	0
Cedencia	0.011747915	170.1649291
Última	0.025382171	158.08385

Caso 2: Propuesta Mattock

Consideraciones: Se ignoró el desconchamiento del recubrimiento a deformaciones elevadas y se emplearon los parámetros de tensiones de concreto a compresión del ACI

$$L_p = 0.5d + 0.05Z$$

z: distancia desde la sección crítica al punto de inflexión

$$L_p = 0.56$$

Deflexión elástica por integración

$$\Delta_e = \int_0^L \phi_y \left(\frac{x}{L} \right) x dx$$

$$\Delta_e = \phi_y \left(\frac{L}{2} \right) \left(\frac{2L}{3} \right) = 2.9761$$

Deflexión inelástica

$$\Delta_p = (\phi_u - \phi_y) L_p \left(L - \frac{L_p}{2} \right)$$

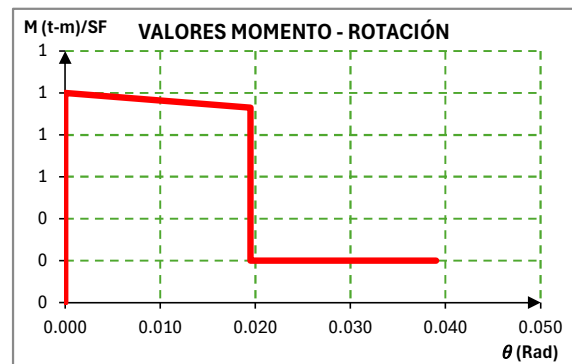
$$\Delta_p = 4.799$$

Deflexión última

$$\Delta_u = \Delta_e + \Delta_p$$

$$\Delta_u = 7.77540$$

Condición	θ (Rad)	Moment/SF
Inicial	0	0
Cedencia	0.0000	1
Última	0.01951	0.929003708
Residual	0.01951	0.2
Colapso	0.03902	0.2



Ductilidad por rotación

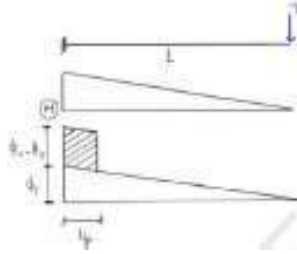
$$u_\theta = \frac{\theta_u}{\theta_e} = 2.16056825$$

Máxima carga aplicada P en condición de agotamiento

$$P = M_u/L$$

$$P = 41.60101316$$

MOMENTO - ROTACIÓN, Deformación Maxima y Ductilidad (C-1 180° 1er nivel) al 50% de carga axial



$$d(m) = 0.74 \quad L(m) = 5.85 \quad \phi_y (1/m) = 0.006183113 \quad \phi_u (1/m) = 0.03053$$

$$Z(m) = 5.85$$

Caso 1: Propuesta Sawyer

Consideraciones: La zona de cedencia se extiende a $d/4$ mas allá de la sección en que el momento flexionante se reduce a M_y y además $M_y/M_u = 0.85$

$$L_p = 0.25d + 0.075Z$$

d: Altura útil de la sección

$$L_p = 0.62375$$

Rotación elástica por integración

$$\theta_e = \int_0^L \phi_y \left(\frac{x}{L} \right) dx$$

$$\theta_e = \phi_y \left(\frac{L}{2} \right) = 0.01808561$$

Rotación inelástica

$$\theta_p = (\phi_u - \phi_y) L_p$$

$$\theta_p = 0.016129813$$

Rotación última

$$\theta_u = \theta_e + \theta_p$$

$$\theta_u = 0.034215418$$

Condición	θ (Rad)	Momento (T-m)
Inicial	0	0
Cedencia	0.018085605	170.1649291
Última	0.034215418	158.08385

Caso 2: Propuesta Mattock

Consideraciones: Se ignoró el desconchamiento del recubrimiento a deformaciones elevadas y se emplearon los parámetros de tensiones de concreto a compresión del ACI

$$L_p = 0.5d + 0.05Z$$

z: distancia desde la sección crítica al punto de inflexión

$$L_p = 0.6625$$

Deflexión elástica por integración

$$\Delta_e = \int_0^L \phi_y \left(\frac{x}{L} \right) x dx$$

$$\Delta_e = \phi_y \left(\frac{L}{2} \right) \left(\frac{2L}{3} \right) = 7.0534$$

Deflexión inelástica

$$\Delta_p = (\phi_u - \phi_y) L_p \left(L - \frac{L_p}{2} \right)$$

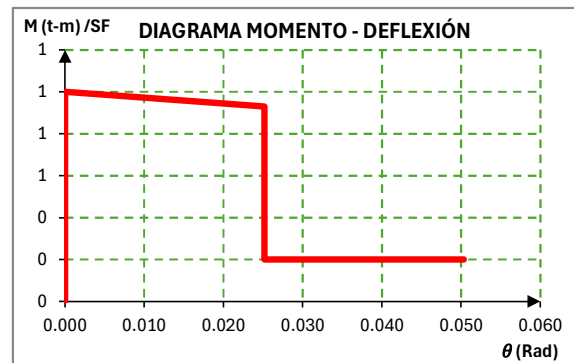
$$\Delta_p = 8.902$$

Deflexión última

$$\Delta_u = \Delta_e + \Delta_p$$

$$\Delta_u = 15.95503$$

Condición	θ (Rad)	Moment/SF
Inicial	0	0
Cedencia	0.0000	1
Última	0.02517	0.929003708
Residual	0.02517	0.2
Colapso	0.05035	0.2



Ductilidad por rotación

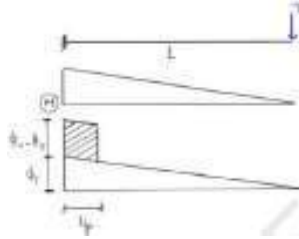
$$u_\theta = \frac{\theta_u}{\theta_e} \quad u_\theta = 1.891859148$$

Máxima carga aplicada P en condición de agotamiento

$$P = M_u/L$$

$$P = 27.02288034$$

MOMENTO - ROTACIÓN, Deformación Maxima y Ductilidad (C-1 90° y 270° típico)



$$\begin{aligned} d(\text{m}) &= 1.14 & L(\text{m}) &= 3.8 & \phi_y (1/\text{m}) &= 0.004058328 & \phi_u (1/\text{m}) &= 0.0438 \\ Z(\text{m}) &= 3.8 \end{aligned}$$

Caso 1: Propuesta Sawyer

Consideraciones: La zona de cedencia se extiende a $d/4$ mas allá de la sección en que el momento flexionante se reduce a M_y y además $M_y/M_u = 0.85$

$$L_p = 0.25d + 0.075Z$$

d: Altura útil de la sección

$$L_p = 0.57$$

Rotación elástica por integración

$$\theta_e = \int_0^L \phi_y \left(\frac{x}{L} \right) dx$$

$$\theta_e = \phi_y \left(\frac{L}{2} \right) = 0.00771082$$

Rotación inelástica

$$\theta_p = (\phi_u - \phi_y) L_p$$

$$\theta_p = 0.030203671$$

Rotación última

$$\theta_u = \theta_e + \theta_p$$

$$\theta_u = 0.037914494$$

Condición	θ (Rad)	Momento (T-m)
Inicial	0	0
Cedencia	0.007710823	132.2853358
Última	0.037914494	154.03042

Caso 2: Propuesta Mattock

Consideraciones: Se ignoró el desconchamiento del recubrimiento a deformaciones elevadas y se emplearon los parámetros de tensiones de concreto a compresión del ACI

$$L_p = 0.5d + 0.05Z$$

z: distancia desde la sección crítica al punto de inflexión

$$L_p = 0.76$$

Deflexión elástica por integración

$$\Delta_e = \int_0^L \phi_y \left(\frac{x}{L} \right) x dx$$

$$\Delta_e = \phi_y \left(\frac{L}{2} \right) \left(\frac{2L}{3} \right) = 1.9534$$

Deflexión inelástica

$$\Delta_p = (\phi_u - \phi_y) L_p \left(L - \frac{L_p}{2} \right)$$

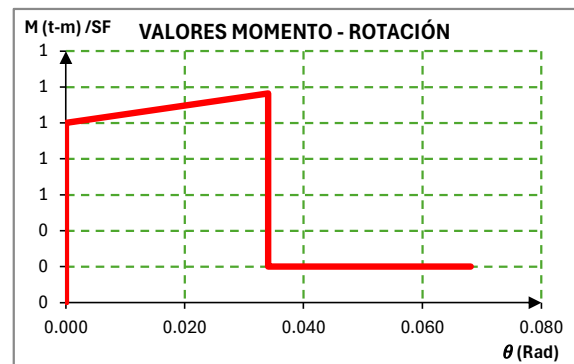
$$\Delta_p = 10.330$$

Deflexión última

$$\Delta_u = \Delta_e + \Delta_p$$

$$\Delta_u = 12.28306$$

Condición	θ (Rad)	Moment/SF
Inicial	0	0
Cedencia	0.0000	1
Última	0.03406	1.164380157
Residual	0.03406	0.2
Colapso	0.06812	0.2



Ductilidad por rotación

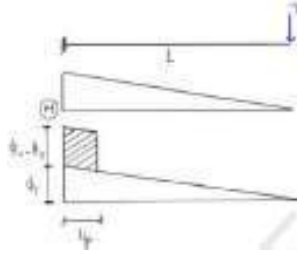
$$u_\theta = \frac{\theta_u}{\theta_e} = 4.917048732$$

Máxima carga aplicada P en condición de agotamiento

$$P = M_u/L$$

$$P = 40.53432105$$

MOMENTO - ROTACIÓN, Deformación Maxima y Ductilidad (C-1 90° y 270° 1er nivel)



$$d(m) = 1.14 \quad L(m) = 5.85 \quad \phi_y (1/m) = 0.004058328 \quad \phi_u (1/m) = 0.0438$$

$$Z(m) = 5.85$$

Caso 1: Propuesta Sawyer

Consideraciones: La zona de cedencia se extiende a $d/4$ mas allá de la sección en que el momento flexionante se reduce a M_y y además $M_y/M_u = 0.85$

$$L_p = 0.25d + 0.075Z$$

d: Altura útil de la sección

$$L_p = 0.72375$$

Rotación elástica por integración

$$\theta_e = \int_0^L \phi_y \left(\frac{x}{L} \right) dx$$

$$\theta_e = \phi_y \left(\frac{L}{2} \right) = 0.01187061$$

Rotación inelástica

$$\theta_p = (\phi_u - \phi_y) L_p$$

$$\theta_p = 0.034277192$$

Rotación última

$$\theta_u = \theta_e + \theta_p$$

$$\theta_u = 0.046147802$$

Condición	θ (Rad)	Momento (T-m)
Inicial	0	0
Cedencia	0.01187061	132.2853358
Última	0.046147802	154.03042

Caso 2: Propuesta Mattock

Consideraciones: Se ignoró el desconchamiento del recubrimiento a deformaciones elevadas y se emplearon los parámetros de tensiones de concreto a compresión del ACI

$$L_p = 0.5d + 0.05Z$$

z: distancia desde la sección crítica al punto de inflexión

$$L_p = 0.8625$$

Deflexión elástica por integración

$$\Delta_e = \int_0^L \phi_y \left(\frac{x}{L} \right) x dx$$

$$\Delta_e = \phi_y \left(\frac{L}{2} \right) \left(\frac{2L}{3} \right) = 4.6295$$

Deflexión inelástica

$$\Delta_p = (\phi_u - \phi_y) L_p \left(L - \frac{L_p}{2} \right)$$

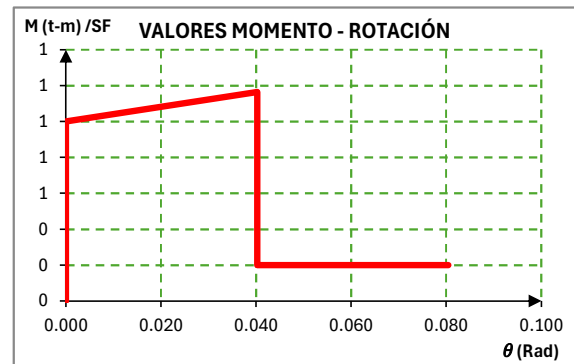
$$\Delta_p = 18.574$$

Deflexión última

$$\Delta_u = \Delta_e + \Delta_p$$

$$\Delta_u = 23.20349$$

Condición	θ (Rad)	Moment/SF
Inicial	0	0
Cedencia	0.0000	1
Última	0.04021	1.164380157
Residual	0.04021	0.2
Colapso	0.08042	0.2



Ductilidad por rotación

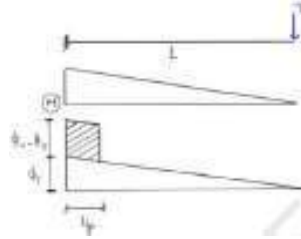
$$u_\theta = \frac{\theta_u}{\theta_e} \quad u_\theta = 3.887567976$$

Máxima carga aplicada P en condición de agotamiento

$$P = M_u/L$$

$$P = 26.32998632$$

MOMENTO - ROTACIÓN, Deformación Maxima y Ductilidad (C-1 90° y 270° típico) al 10% de carga axial



$$\begin{aligned} d(\text{m}) &= 1.14 & L(\text{m}) &= 3.8 & \phi_y (1/\text{m}) &= 0.003884436 & \phi_u (1/\text{m}) &= 0.0438 \\ Z(\text{m}) &= 3.8 \end{aligned}$$

Caso 1: Propuesta Sawyer

Consideraciones: La zona de cedencia se extiende a $d/4$ mas allá de la sección en que el momento flexionante se reduce a M_y y además $M_y/M_u = 0.85$

$$L_p = 0.25d + 0.075Z$$

d: Altura útil de la sección

$$L_p = 0.57$$

Rotación elástica por integración

$$\theta_e = \int_0^L \phi_y \left(\frac{x}{L} \right) dx$$

$$\theta_e = \phi_y \left(\frac{L}{2} \right) = 0.00738043$$

Rotación inelástica

$$\theta_p = (\phi_u - \phi_y) L_p$$

$$\theta_p = 0.030335829$$

Rotación última

$$\theta_u = \theta_e + \theta_p$$

$$\theta_u = 0.037716257$$

Condición	θ (Rad)	Momento (T-m)
Inicial	0	0
Cedencia	0.007380428	165.5878461
Última	0.037716257	182.51527

Caso 2: Propuesta Mattock

Consideraciones: Se ignoró el desconchamiento del recubrimiento a deformaciones elevadas y se emplearon los parámetros de tensiones de concreto a compresión del ACI

$$L_p = 0.5d + 0.05Z$$

z: distancia desde la sección crítica al punto de inflexión

$$L_p = 0.76$$

Deflexión elástica por integración

$$\Delta_e = \int_0^L \phi_y \left(\frac{x}{L} \right) x dx$$

$$\Delta_e = \phi_y \left(\frac{L}{2} \right) \left(\frac{2L}{3} \right) = 1.8697$$

Deflexión inelástica

$$\Delta_p = (\phi_u - \phi_y) L_p \left(L - \frac{L_p}{2} \right)$$

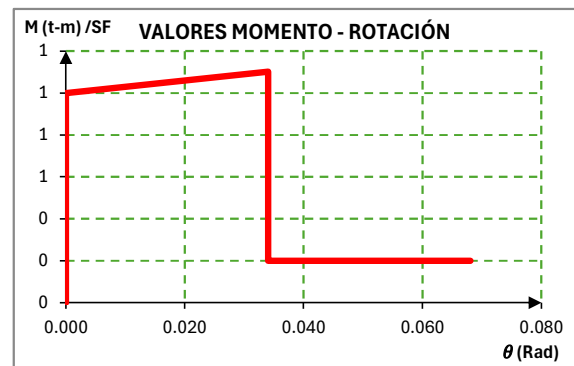
$$\Delta_p = 10.375$$

Deflexión última

$$\Delta_u = \Delta_e + \Delta_p$$

$$\Delta_u = 12.24456$$

Condición	θ (Rad)	Moment/SF
Inicial	0	0
Cedencia	0.0000	1
Última	0.03403	1.102226246
Residual	0.03403	0.2
Colapso	0.06805	0.2



Ductilidad por rotación

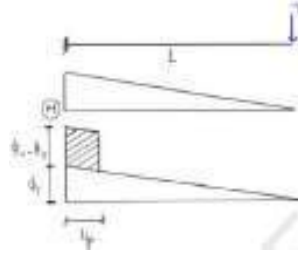
$$u_\theta = \frac{\theta_u}{\theta_e} = 5.11030779$$

Máxima carga aplicada P en condición de agotamiento

$$P = M_u/L$$

$$P = 48.03033421$$

MOMENTO - ROTACIÓN, Deformación Maxima y Ductilidad (C-1 90° y 270° 1er nivel) al 10% de carga axial



$$\begin{aligned} d(m) &= 1.14 & L(m) &= 5.85 & \phi_y (1/m) &= 0.003884436 & \phi_u (1/m) &= 0.0438 \\ Z(m) &= 5.85 \end{aligned}$$

Caso 1: Propuesta Sawyer

Consideraciones: La zona de cedencia se extiende a $d/4$ mas allá de la sección en que el momento flexionante se reduce a M_y y además $M_y/M_u = 0.85$

$$L_p = 0.25d + 0.075Z$$

d: Altura útil de la sección

$$L_p = 0.72375$$

Rotación elástica por integración

$$\theta_e = \int_0^L \phi_y \left(\frac{x}{L} \right) dx$$

$$\theta_e = \phi_y \left(\frac{L}{2} \right) = 0.01136197$$

Rotación inelástica

$$\theta_p = (\phi_u - \phi_y) L_p$$

$$\theta_p = 0.034427174$$

Rotación última

$$\theta_u = \theta_e + \theta_p$$

$$\theta_u = 0.045789148$$

Condición	θ (Rad)	Momento (T-m)
Inicial	0	0
Cedencia	0.011361974	165.5878461
Última	0.045789148	182.51527

Caso 2: Propuesta Mattock

Consideraciones: Se ignoró el desconchamiento del recubrimiento a deformaciones elevadas y se emplearon los parámetros de tensiones de concreto a compresión del ACI

$$L_p = 0.5d + 0.05Z$$

z: distancia desde la sección crítica al punto de inflexión

$$L_p = 0.8625$$

Deflexión elástica por integración

$$\Delta_e = \int_0^L \phi_y \left(\frac{x}{L} \right) x dx$$

$$\Delta_e = \phi_y \left(\frac{L}{2} \right) \left(\frac{2L}{3} \right) = 4.4312$$

Deflexión inelástica

$$\Delta_p = (\phi_u - \phi_y) L_p \left(L - \frac{L_p}{2} \right)$$

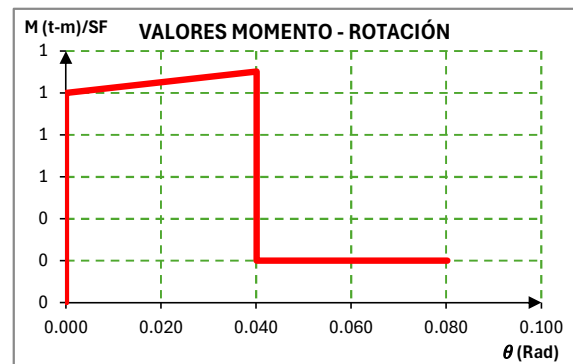
$$\Delta_p = 18.655$$

Deflexión última

$$\Delta_u = \Delta_e + \Delta_p$$

$$\Delta_u = 23.08639$$

Condición	θ (Rad)	Moment/SF
Inicial	0	0
Cedencia	0.0000	1
Última	0.04011	1.102226246
Residual	0.04011	0.2
Colapso	0.08022	0.2



Ductilidad por rotación

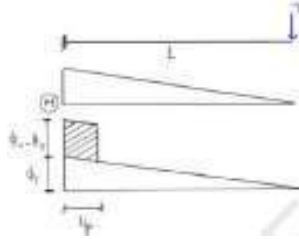
$$u_\theta = \frac{\theta_u}{\theta_e} = 4.030034589$$

Máxima carga aplicada P en condición de agotamiento

$$P = M_u/L$$

$$P = 31.19919145$$

MOMENTO - ROTACIÓN, Deformación Maxima y Ductilidad (C-1 90° y 270° típico) al 30% de carga axial



$$\begin{aligned} d(\text{m}) &= 1.14 & L(\text{m}) &= 3.8 & \phi_y (1/\text{m}) &= 0.003968113 & \phi_u (1/\text{m}) &= 0.03504 \\ Z(\text{m}) &= 3.8 \end{aligned}$$

Caso 1: Propuesta Sawyer

Consideraciones: La zona de cedencia se extiende a $d/4$ mas allá de la sección en que el momento flexionante se reduce a M_y y además $M_y/M_u = 0.85$

$$L_p = 0.25d + 0.075Z$$

d: Altura útil de la sección

$$L_p = 0.72375$$

Rotación elástica por integración

$$\theta_e = \int_0^L \phi_y \left(\frac{x}{L} \right) dx$$

$$\theta_e = \phi_y \left(\frac{L}{2} \right) = 0.00753941$$

Rotación inelástica

$$\theta_p = (\phi_u - \phi_y) L_p$$

$$\theta_p = 0.026799503$$

Rotación última

$$\theta_u = \theta_e + \theta_p$$

$$\theta_u = 0.034338917$$

Condición	θ (Rad)	Momento (T-m)
Inicial	0	0
Cedencia	0.007539415	218.1870315
Última	0.034338917	214.94914

Caso 2: Propuesta Mattock

Consideraciones: Se ignoró el desconchamiento del recubrimiento a deformaciones elevadas y se emplearon los parámetros de tensiones de concreto a compresión del ACI

$$L_p = 0.5d + 0.05Z$$

z: distancia desde la sección crítica al punto de inflexión

$$L_p = 0.8625$$

Deflexión elástica por integración

$$\Delta_e = \int_0^L \phi_y \left(\frac{x}{L} \right) x dx$$

$$\Delta_e = \phi_y \left(\frac{L}{2} \right) \left(\frac{2L}{3} \right) = 1.9100$$

Deflexión inelástica

$$\Delta_p = (\phi_u - \phi_y) L_p \left(L - \frac{L_p}{2} \right)$$

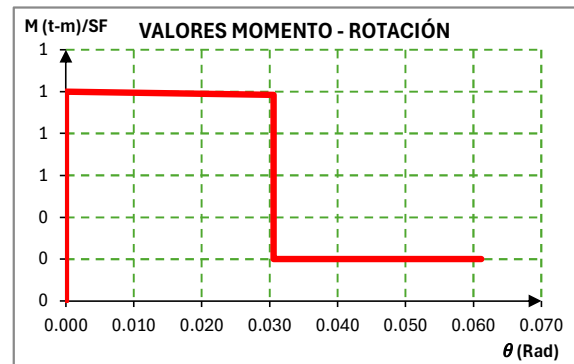
$$\Delta_p = 9.028$$

Deflexión última

$$\Delta_u = \Delta_e + \Delta_p$$

$$\Delta_u = 10.93807$$

Condición	θ (Rad)	Moment/SF
Inicial	0	0
Cedencia	0.0000	1
Última	0.03057	0.985160019
Residual	0.03057	0.2
Colapso	0.06114	0.2



Ductilidad por rotación

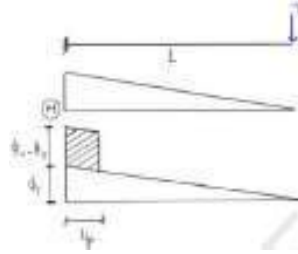
$$u_\theta = \frac{\theta_u}{\theta_e} = 4.554586587$$

Máxima carga aplicada P en condición de agotamiento

$$P = M_u/L$$

$$P = 56.56556316$$

MOMENTO - ROTACIÓN, Deformación Maxima y Ductilidad (C-1 90° y 270° 1er nivel) al 30% de carga axial



$$\begin{aligned} d(m) &= 1.14 & L(m) &= 5.85 & \phi_y (1/m) &= 0.003968113 & \phi_u (1/m) &= 0.03504 \\ Z(m) &= 5.85 \end{aligned}$$

Caso 1: Propuesta Sawyer

Consideraciones: La zona de cedencia se extiende a $d/4$ mas allá de la sección en que el momento flexionante se reduce a M_y y además $M_y/M_u = 0.85$

$$L_p = 0.25d + 0.075Z$$

d: Altura útil de la sección

$$L_p = 0.57$$

Rotación elástica por integración

$$\theta_e = \int_0^L \phi_y \left(\frac{x}{L} \right) dx$$

$$\theta_e = \phi_y \left(\frac{L}{2} \right) = 0.01160673$$

Rotación inelástica

$$\theta_p = (\phi_u - \phi_y) L_p$$

$$\theta_p = 0.023614634$$

Rotación última

$$\theta_u = \theta_e + \theta_p$$

$$\theta_u = 0.035221365$$

Condición	θ (Rad)	Momento (T-m)
Inicial	0	0
Cedencia	0.011606731	218.1870315
Última	0.035221365	214.94914

Caso 2: Propuesta Mattock

Consideraciones: Se ignoró el desconchamiento del recubrimiento a deformaciones elevadas y se emplearon los parámetros de tensiones de concreto a compresión del ACI

$$L_p = 0.5d + 0.05Z$$

z: distancia desde la sección crítica al punto de inflexión

$$L_p = 0.76$$

Deflexión elástica por integración

$$\Delta_e = \int_0^L \phi_y \left(\frac{x}{L} \right) x dx$$

$$\Delta_e = \phi_y \left(\frac{L}{2} \right) \left(\frac{2L}{3} \right) = 4.5266$$

Deflexión inelástica

$$\Delta_p = (\phi_u - \phi_y) L_p \left(L - \frac{L_p}{2} \right)$$

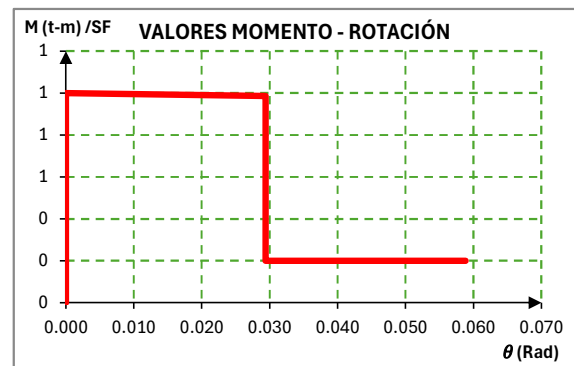
$$\Delta_p = 12.917$$

Deflexión última

$$\Delta_u = \Delta_e + \Delta_p$$

$$\Delta_u = 17.44383$$

Condición	θ (Rad)	Momento/SF
Inicial	0	0
Cedencia	0.0000	1
Última	0.02942	0.985160019
Residual	0.02942	0.2
Colapso	0.05884	0.2



Ductilidad por rotación

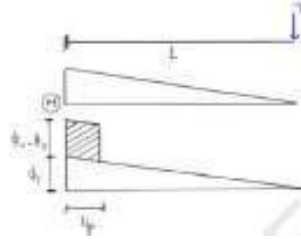
$$u_\theta = \frac{\theta_u}{\theta_e} = 3.034563818$$

Máxima carga aplicada P en condición de agotamiento

$$P = M_u/L$$

$$P = 36.74344274$$

MOMENTO - ROTACIÓN, Deformación Maxima y Ductilidad (C-1 90° y 270° típico) al 50% de carga axial



$$\begin{aligned} d(m) &= 1.14 & L(m) &= 3.8 & \phi_y (1/m) &= 0.004101922 & \phi_u (1/m) &= 0.02974 \\ Z(m) &= 3.8 \end{aligned}$$

Caso 1: Propuesta Sawyer

Consideraciones: La zona de cedencia se extiende a $d/4$ mas allá de la sección en que el momento flexionante se reduce a M_y y además $M_y/M_u = 0.85$

$$L_p = 0.25d + 0.075Z$$

d: Altura útil de la sección

$$L_p = 0.57$$

Rotación elástica por integración

$$\theta_e = \int_0^L \phi_y \left(\frac{x}{L} \right) dx$$

$$\theta_e = \phi_y \left(\frac{L}{2} \right) = 0.00779365$$

Rotación inelástica

$$\theta_p = (\phi_u - \phi_y) L_p$$

$$\theta_p = 0.019484939$$

Rotación última

$$\theta_u = \theta_e + \theta_p$$

$$\theta_u = 0.027278591$$

Condición	θ (Rad)	Momento (T-m)
Inicial	0	0
Cedencia	0.007793652	249.3488743
Última	0.027278591	239.15761

Caso 2: Propuesta Mattock

Consideraciones: Se ignoró el desconchamiento del recubrimiento a deformaciones elevadas y se emplearon los parámetros de tensiones de concreto a compresión del ACI

$$L_p = 0.5d + 0.05Z$$

z: distancia desde la sección crítica al punto de inflexión

$$L_p = 0.76$$

Deflexión elástica por integración

$$\Delta_e = \int_0^L \phi_y \left(\frac{x}{L} \right) x dx$$

$$\Delta_e = \phi_y \left(\frac{L}{2} \right) \left(\frac{2L}{3} \right) = 1.9744$$

Deflexión inelástica

$$\Delta_p = (\phi_u - \phi_y) L_p \left(L - \frac{L_p}{2} \right)$$

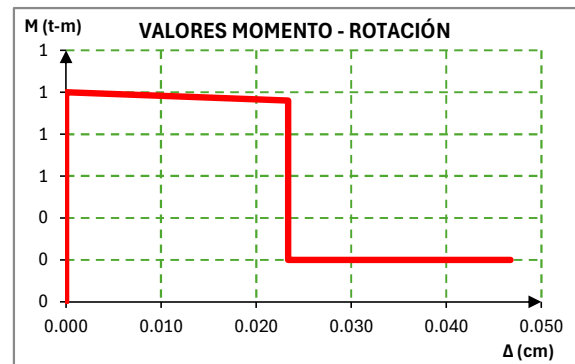
$$\Delta_p = 6.664$$

Deflexión última

$$\Delta_u = \Delta_e + \Delta_p$$

$$\Delta_u = 8.63824$$

Condición	θ (Rad)	Moment/SF
Inicial	0	0
Cedencia	0.0000	1
Última	0.02338	0.959128493
Residual	0.02338	0.2
Colapso	0.04676	0.2



Ductilidad por rotación

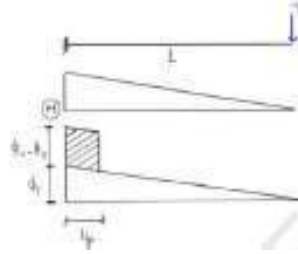
$$u_\theta = \frac{\theta_u}{\theta_e} = 3.500104009$$

Máxima carga aplicada P en condición de agotamiento

$$P = M_u/L$$

$$P = 62.93621316$$

MOMENTO - ROTACIÓN, Deformación Maxima y Ductilidad (C-1 90° y 270° 1er nivel) al 50% de carga axial



$$\begin{aligned} d(m) &= 1.14 & L(m) &= 5.85 & \phi_y (1/m) &= 0.004101922 & \phi_u (1/m) &= 0.02974 \\ Z(m) &= 5.85 \end{aligned}$$

Caso 1: Propuesta Sawyer

Consideraciones: La zona de cedencia se extiende a $d/4$ mas allá de la sección en que el momento flexionante se reduce a M_y y además $M_y/M_u = 0.85$

$$L_p = 0.25d + 0.075Z$$

d: Altura útil de la sección

$$L_p = 0.72375$$

Rotación elástica por integración

$$\theta_e = \int_0^L \phi_y \left(\frac{x}{L} \right) dx$$

$$\theta_e = \phi_y \left(\frac{L}{2} \right) = 0.01199812$$

Rotación inelástica

$$\theta_p = (\phi_u - \phi_y) L_p$$

$$\theta_p = 0.022112842$$

Rotación última

$$\theta_u = \theta_e + \theta_p$$

$$\theta_u = 0.034110964$$

Condición	θ (Rad)	Momento (T-m)
Inicial	0	0
Cedencia	0.011998121	249.3488743
Última	0.034110964	239.15761

Caso 2: Propuesta Mattock

Consideraciones: Se ignoró el desconchamiento del recubrimiento a deformaciones elevadas y se emplearon los parámetros de tensiones de concreto a compresión del ACI

$$L_p = 0.5d + 0.05Z$$

z: distancia desde la sección crítica al punto de inflexión

$$L_p = 0.8625$$

Deflexión elástica por integración

$$\Delta_e = \int_0^L \phi_y \left(\frac{x}{L} \right) x dx$$

$$\Delta_e = \phi_y \left(\frac{L}{2} \right) \left(\frac{2L}{3} \right) = 4.6793$$

Deflexión inelástica

$$\Delta_p = (\phi_u - \phi_y) L_p \left(L - \frac{L_p}{2} \right)$$

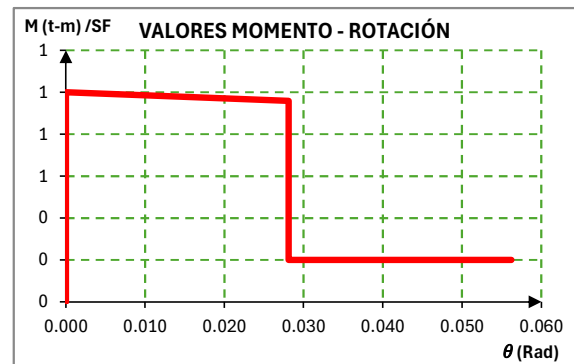
$$\Delta_p = 11.982$$

Deflexión última

$$\Delta_u = \Delta_e + \Delta_p$$

$$\Delta_u = 16.66166$$

Condición	θ (Rad)	Moment/SF
Inicial	0	0
Cedencia	0.0000	1
Última	0.02811	0.959128493
Residual	0.02811	0.2
Colapso	0.05622	0.2



Ductilidad por rotación

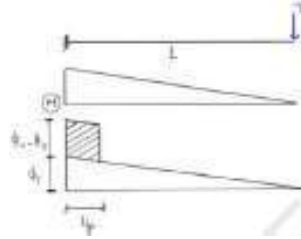
$$u\theta = \frac{\theta_u}{\theta_e} = 2.843025392$$

Máxima carga aplicada P en condición de agotamiento

$$P = M_u/L$$

$$P = 40.88164274$$

MOMENTO - ROTACIÓN, Deformación Maxima y Ductilidad (C-3 0° y 270° típico)



$$\begin{aligned} d(\text{m}) &= 0.74 & L(\text{m}) &= 3.8 & \phi_y (1/\text{m}) &= 0.005904565 & \phi_u (1/\text{m}) &= 0.06663 \\ Z(\text{m}) &= 3.8 \end{aligned}$$

Caso 1: Propuesta Sawyer

Consideraciones: La zona de cedencia se extiende a $d/4$ mas allá de la sección en que el momento flexionante se reduce a M_y y además $M_y/M_u = 0.85$

$$L_p = 0.25d + 0.075Z$$

d: Altura útil de la sección

$$L_p = 0.47$$

Rotación elástica por integración

$$\theta_e = \int_0^L \phi_y \left(\frac{x}{L} \right) dx$$

$$\theta_e = \phi_y \left(\frac{L}{2} \right) = 0.01121867$$

Rotación inelástica

$$\theta_p = (\phi_u - \phi_y) L_p$$

$$\theta_p = 0.034006243$$

Rotación última

$$\theta_u = \theta_e + \theta_p$$

$$\theta_u = 0.045224917$$

Condición	θ (Rad)	Momento (T-m)
Inicial	0	0
Cedencia	0.011218674	79.82538062
Última	0.045224917	94.95673

Caso 2: Propuesta Mattock

Consideraciones: Se ignoró el desconchamiento del recubrimiento a deformaciones elevadas y se emplearon los parámetros de tensiones de concreto a compresión del ACI

$$L_p = 0.5d + 0.05Z$$

z: distancia desde la sección crítica al punto de inflexión

$$L_p = 0.56$$

Deflexión elástica por integración

$$\Delta_e = \int_0^L \phi_y \left(\frac{x}{L} \right) x dx$$

$$\Delta_e = \phi_y \left(\frac{L}{2} \right) \left(\frac{2L}{3} \right) = 2.8421$$

Deflexión inelástica

$$\Delta_p = (\phi_u - \phi_y) L_p \left(L - \frac{L_p}{2} \right)$$

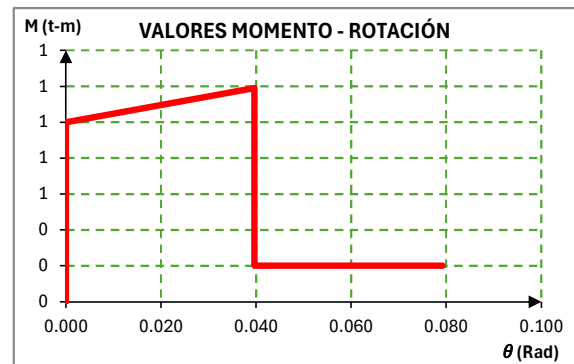
$$\Delta_p = 11.970$$

Deflexión última

$$\Delta_u = \Delta_e + \Delta_p$$

$$\Delta_u = 14.81226$$

Condición	θ (Rad)	Moment/SF
Inicial	0	0
Cedencia	0.0000	1
Última	0.03962	1.189555618
Residual	0.03962	0.2
Colapso	0.07923	0.2



Ductilidad por rotación

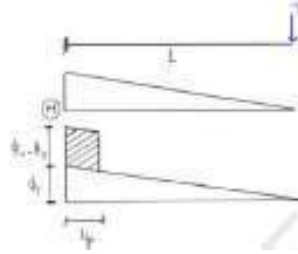
$$u\theta = \frac{\theta_u}{\theta_e} \quad u\theta = 4.031217766$$

Máxima carga aplicada P en condición de agotamiento

$$P = M_u/L$$

$$P = 24.98861316$$

MOMENTO - ROTACIÓN, Deformación Maxima y Ductilidad (C-3 0° y 270° 1er nivel)



$$d(m) = 0.74 \quad L(m) = 5.85 \quad \phi_y (1/m) = 0.005904565 \quad \phi_u (1/m) = 0.06663$$

$$Z(m) = 5.85$$

Caso 1: Propuesta Sawyer

Consideraciones: La zona de cedencia se extiende a $d/4$ mas allá de la sección en que el momento flexionante se reduce a M_y y además $M_y/M_u = 0.85$

$$L_p = 0.25d + 0.075Z$$

d: Altura útil de la sección

$$L_p = 0.62375$$

Rotación elástica por integración

$$\theta_e = \int_0^L \phi_y \left(\frac{x}{L} \right) dx$$

$$\theta_e = \phi_y \left(\frac{L}{2} \right) = 0.01727085$$

Rotación inelástica

$$\theta_p = (\phi_u - \phi_y) L_p$$

$$\theta_p = 0.040230601$$

Rotación última

$$\theta_u = \theta_e + \theta_p$$

$$\theta_u = 0.057501454$$

Condición	θ (Rad)	Momento (T-m)
Inicial	0	0
Cedencia	0.017270853	79.82538062
Última	0.057501454	94.95673

Caso 2: Propuesta Mattock

Consideraciones: Se ignoró el desconchamiento del recubrimiento a deformaciones elevadas y se emplearon los parámetros de tensiones de concreto a compresión del ACI

$$L_p = 0.5d + 0.05Z$$

z: distancia desde la sección crítica al punto de inflexión

$$L_p = 0.6625$$

Deflexión elástica por integración

$$\Delta_e = \int_0^L \phi_y \left(\frac{x}{L} \right) x dx$$

$$\Delta_e = \phi_y \left(\frac{L}{2} \right) \left(\frac{2L}{3} \right) = 6.7356$$

Deflexión inelástica

$$\Delta_p = (\phi_u - \phi_y) L_p \left(L - \frac{L_p}{2} \right)$$

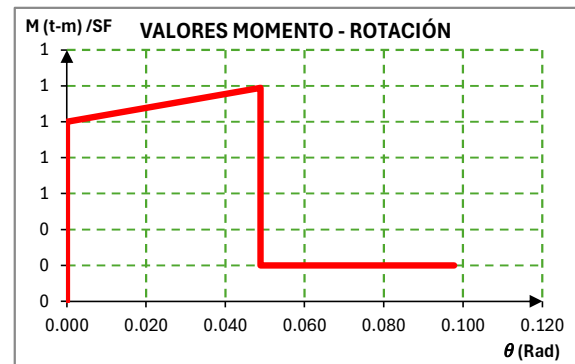
$$\Delta_p = 22.202$$

Deflexión última

$$\Delta_u = \Delta_e + \Delta_p$$

$$\Delta_u = 28.93790$$

Condición	θ (Rad)	Moment/SF
Inicial	0	0
Cedencia	0.0000	1
Última	0.04887	1.189555618
Residual	0.04887	0.2
Colapso	0.09773	0.2



Ductilidad por rotación

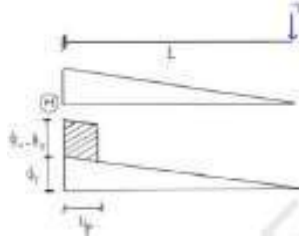
$$u_\theta = \frac{\theta_u}{\theta_e} \quad u_\theta = 3.329392773$$

Máxima carga aplicada P en condición de agotamiento

$$P = M_u/L$$

$$P = 16.23191966$$

MOMENTO - ROTACIÓN, Deformación Maxima y Ductilidad (C-3 0° y 270° típico) al 10 % de carga axial



$$\begin{aligned} d(m) &= 0.74 & L(m) &= 3.8 & \phi_y (1/m) &= 0.00587162 & \phi_u (1/m) &= 0.06663 \\ Z(m) &= 3.8 \end{aligned}$$

Caso 1: Propuesta Sawyer

Consideraciones: La zona de cedencia se extiende a $d/4$ mas allá de la sección en que el momento flexionante se reduce a M_y y además $M_y/M_u = 0.85$

$$L_p = 0.25d + 0.075Z$$

d: Altura útil de la sección

$$L_p = 0.47$$

Rotación elástica por integración

$$\theta_e = \int_0^L \phi_y \left(\frac{x}{L} \right) dx$$

$$\theta_e = \phi_y \left(\frac{L}{2} \right) = 0.01115608$$

Rotación inelástica

$$\theta_p = (\phi_u - \phi_y) L_p$$

$$\theta_p = 0.034024693$$

Rotación última

$$\theta_u = \theta_e + \theta_p$$

$$\theta_u = 0.045180771$$

Condición	θ (Rad)	Momento (T-m)
Inicial	0	0
Cedencia	0.011156078	101.298352
Última	0.045180771	109.90106

Caso 2: Propuesta Mattock

Consideraciones: Se ignoró el desconchamiento del recubrimiento a deformaciones elevadas y se emplearon los parámetros de tensiones de concreto a compresión del ACI

$$L_p = 0.5d + 0.05Z$$

z: distancia desde la sección crítica al punto de inflexión

$$L_p = 0.56$$

Deflexión elástica por integración

$$\Delta_e = \int_0^L \phi_y \left(\frac{x}{L} \right) x dx$$

$$\Delta_e = \phi_y \left(\frac{L}{2} \right) \left(\frac{2L}{3} \right) = 2.8262$$

Deflexión inelástica

$$\Delta_p = (\phi_u - \phi_y) L_p \left(L - \frac{L_p}{2} \right)$$

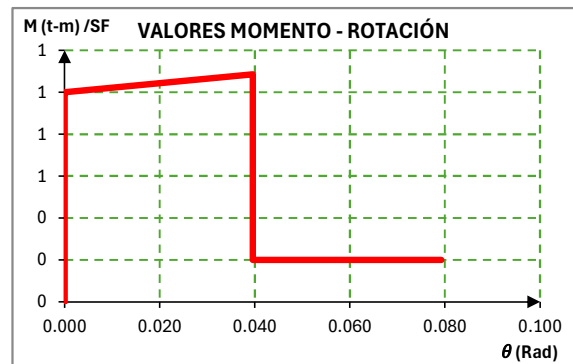
$$\Delta_p = 11.977$$

Deflexión última

$$\Delta_u = \Delta_e + \Delta_p$$

$$\Delta_u = 14.80290$$

Condición	θ (Rad)	Moment/SF
Inicial	0	0
Cedencia	0.0000	1
Última	0.03960	1.084924461
Residual	0.03960	0.2
Colapso	0.07921	0.2



Ductilidad por rotación

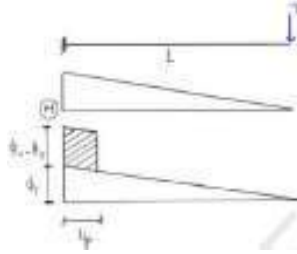
$$u\theta = \frac{\theta_u}{\theta_e} = 4.049879458$$

Máxima carga aplicada P en condición de agotamiento

$$P = M_u/L$$

$$P = 28.92133158$$

MOMENTO - ROTACIÓN, Deformación Maxima y Ductilidad (C-3 0° y 270° 1er nivel) al 10% de carga axial



$$d(m) = 0.74 \quad L(m) = 5.85 \quad \phi_y (1/m) = 0.00587162 \quad \phi_u (1/m) = 0.06663$$

$$Z(m) = 5.85$$

Caso 1: Propuesta Sawyer

Consideraciones: La zona de cedencia se extiende a $d/4$ mas allá de la sección en que el momento flexionante se reduce a M_y y además $M_y/M_u = 0.85$

$$L_p = 0.25d + 0.075Z$$

d: Altura útil de la sección

$$L_p = 0.62375$$

Rotación elástica por integración

$$\theta_e = \int_0^L \phi_y \left(\frac{x}{L} \right) dx$$

$$\theta_e = \phi_y \left(\frac{L}{2} \right) = 0.01717449$$

Rotación inelástica

$$\theta_p = (\phi_u - \phi_y) L_p$$

$$\theta_p = 0.040252427$$

Rotación última

$$\theta_u = \theta_e + \theta_p$$

$$\theta_u = 0.057426915$$

Condición	θ (Rad)	Momento (T-m)
Inicial	0	0
Cedencia	0.017174488	101.298352
Última	0.057426915	109.90106

Caso 2: Propuesta Mattock

Consideraciones: Se ignoró el desconchamiento del recubrimiento a deformaciones elevadas y se emplearon los parámetros de tensiones de concreto a compresión del ACI

$$L_p = 0.5d + 0.05Z$$

z: distancia desde la sección crítica al punto de inflexión

$$L_p = 0.6625$$

Deflexión elástica por integración

$$\Delta_e = \int_0^L \phi_y \left(\frac{x}{L} \right) x dx$$

$$\Delta_e = \phi_y \left(\frac{L}{2} \right) \left(\frac{2L}{3} \right) = 6.6981$$

Deflexión inelástica

$$\Delta_p = (\phi_u - \phi_y) L_p \left(L - \frac{L_p}{2} \right)$$

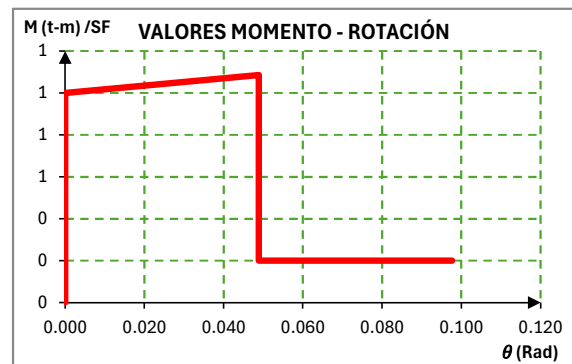
$$\Delta_p = 22.214$$

Deflexión última

$$\Delta_u = \Delta_e + \Delta_p$$

$$\Delta_u = 28.91236$$

Condición	θ (Rad)	Moment/SF
Inicial	0	0
Cedencia	0.0000	1
Última	0.04884	1.084924461
Residual	0.04884	0.2
Colapso	0.09768	0.2



Ductilidad por rotación

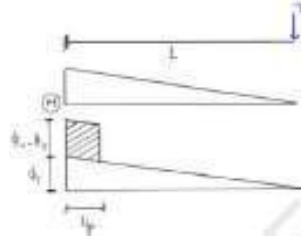
$$u_\theta = \frac{\theta_u}{\theta_e} \quad u_\theta = 3.34373368$$

Máxima carga aplicada P en condición de agotamiento

$$P = M_u/L$$

$$P = 18.78650598$$

MOMENTO - ROTACIÓN, Deformación Maxima y Ductilidad (C-3 0° y 270° típico) al 30 % de carga axial



$$\begin{aligned} d(m) &= 0.74 & L(m) &= 3.8 & \phi_y (1/m) &= 0.006157225 & \phi_u (1/m) &= 0.04653 \\ Z(m) &= 3.8 \end{aligned}$$

Caso 1: Propuesta Sawyer

Consideraciones: La zona de cedencia se extiende a $d/4$ mas allá de la sección en que el momento flexionante se reduce a M_y y además $M_y/M_u = 0.85$

$$L_p = 0.25d + 0.075Z$$

d: Altura útil de la sección

$$L_p = 0.47$$

Rotación elástica por integración

$$\theta_e = \int_0^L \phi_y \left(\frac{x}{L} \right) dx$$

$$\theta_e = \phi_y \left(\frac{L}{2} \right) = 0.01169873$$

Rotación inelástica

$$\theta_p = (\phi_u - \phi_y) L_p$$

$$\theta_p = 0.022608754$$

Rotación última

$$\theta_u = \theta_e + \theta_p$$

$$\theta_u = 0.034307482$$

Condición	θ (Rad)	Momento (T-m)
Inicial	0	0
Cedencia	0.011698728	134.1822019
Última	0.034307482	130.58308

Caso 2: Propuesta Mattock

Consideraciones: Se ignoró el desconchamiento del recubrimiento a deformaciones elevadas y se emplearon los parámetros de tensiones de concreto a compresión del ACI

$$L_p = 0.5d + 0.05Z$$

z: distancia desde la sección crítica al punto de inflexión

$$L_p = 0.56$$

Deflexión elástica por integración

$$\Delta_e = \int_0^L \phi_y \left(\frac{x}{L} \right) x dx$$

$$\Delta_e = \phi_y \left(\frac{L}{2} \right) \left(\frac{2L}{3} \right) = 2.9637$$

Deflexión inelástica

$$\Delta_p = (\phi_u - \phi_y) L_p \left(L - \frac{L_p}{2} \right)$$

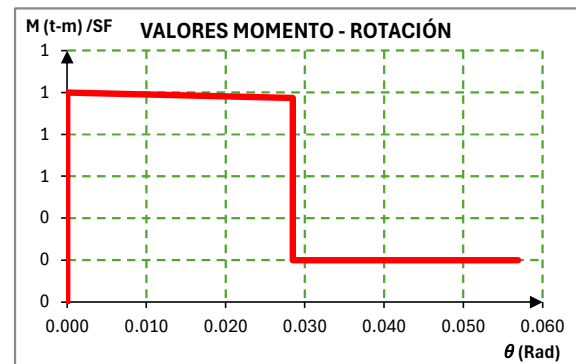
$$\Delta_p = 7.958$$

Deflexión última

$$\Delta_u = \Delta_e + \Delta_p$$

$$\Delta_u = 10.92196$$

Condición	θ (Rad)	Moment/SF
Inicial	0	0
Cedencia	0.0000	1
Última	0.02846	0.973177353
Residual	0.02846	0.2
Colapso	0.05692	0.2



Ductilidad por rotación

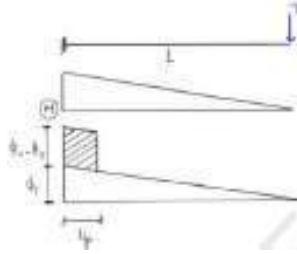
$$u_\theta = \frac{\theta_u}{\theta_e} = 2.932582153$$

Máxima carga aplicada P en condición de agotamiento

$$P = M_u/L$$

$$P = 34.36396842$$

MOMENTO - ROTACIÓN, Deformación Maxima y Ductilidad (C-3 0° y 270° 1er nivel) al 30% de carga axial



$$d(m) = 0.74 \quad L(m) = 5.85 \quad \phi_y (1/m) = 0.006157225 \quad \phi_u (1/m) = 0.04653$$

$$Z(m) = 5.85$$

Caso 1: Propuesta Sawyer

Consideraciones: La zona de cedencia se extiende a $d/4$ mas allá de la sección en que el momento flexionante se reduce a M_y y además $M_y/M_u = 0.85$

$$L_p = 0.25d + 0.075Z$$

d: Altura útil de la sección

$$L_p = 0.62375$$

Rotación elástica por integración

$$\theta_e = \int_0^L \phi_y \left(\frac{x}{L} \right) dx$$

$$\theta_e = \phi_y \left(\frac{L}{2} \right) = 0.01800988$$

Rotación inelástica

$$\theta_p = (\phi_u - \phi_y) L_p$$

$$\theta_p = 0.026746963$$

Rotación última

$$\theta_u = \theta_e + \theta_p$$

$$\theta_u = 0.044756848$$

Condición	θ (Rad)	Momento (T-m)
Inicial	0	0
Cedencia	0.018009885	134.1822019
Última	0.044756848	130.58308

Caso 2: Propuesta Mattock

Consideraciones: Se ignoró el desconchamiento del recubrimiento a deformaciones elevadas y se emplearon los parámetros de tensiones de concreto a compresión del ACI

$$L_p = 0.5d + 0.05Z$$

z: distancia desde la sección crítica al punto de inflexión

$$L_p = 0.6625$$

Deflexión elástica por integración

$$\Delta_e = \int_0^L \phi_y \left(\frac{x}{L} \right) x dx$$

$$\Delta_e = \phi_y \left(\frac{L}{2} \right) \left(\frac{2L}{3} \right) = 7.0239$$

Deflexión inelástica

$$\Delta_p = (\phi_u - \phi_y) L_p \left(L - \frac{L_p}{2} \right)$$

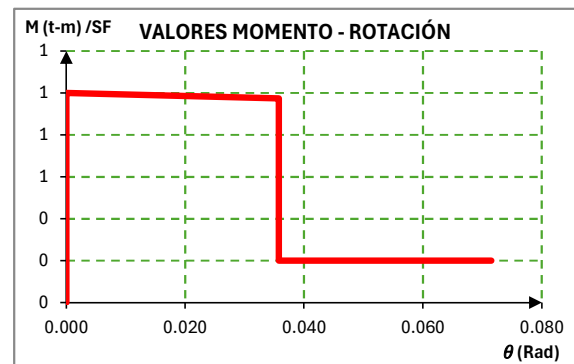
$$\Delta_p = 14.761$$

Deflexión última

$$\Delta_u = \Delta_e + \Delta_p$$

$$\Delta_u = 21.78484$$

Condición	θ (Rad)	Moment/SF
Inicial	0	0
Cedencia	0.0000	1
Última	0.03575	0.973177353
Residual	0.03575	0.2
Colapso	0.07150	0.2



Ductilidad por rotación

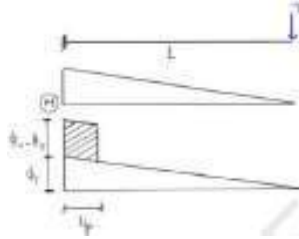
$$u_\theta = \frac{\theta_u}{\theta_e} \quad u_\theta = 2.485126853$$

Máxima carga aplicada P en condición de agotamiento

$$P = M_u/L$$

$$P = 22.32189402$$

MOMENTO - ROTACIÓN, Deformación Maxima y Ductilidad (C-3 0° y 270° típico) al 50 % de carga axial



$$d(m) = 0.74 \quad L(m) = 3.8 \quad \phi_y (1/m) = 0.006663742 \quad \phi_u (1/m) = 0.1485$$

$$Z(m) = 3.8$$

Caso 1: Propuesta Sawyer

Consideraciones: La zona de cedencia se extiende a $d/4$ mas allá de la sección en que el momento flexionante se reduce a M_y y además $M_y/M_u = 0.85$

$$L_p = 0.25d + 0.075Z$$

d: Altura útil de la sección

$$L_p = 0.47$$

Rotación elástica por integración

$$\theta_e = \int_0^L \phi_y \left(\frac{x}{L} \right) dx$$

$$\theta_e = \phi_y \left(\frac{L}{2} \right) = 0.01266111$$

Rotación inelástica

$$\theta_p = (\phi_u - \phi_y) L_p$$

$$\theta_p = 0.079428305$$

Rotación última

$$\theta_u = \theta_e + \theta_p$$

$$\theta_u = 0.092089414$$

Condición	θ (Rad)	Momento (T-m)
Inicial	0	0
Cedencia	0.012661109	151.3526647
Última	0.092089414	138.64223

Caso 2: Propuesta Mattock

Consideraciones: Se ignoró el desconchamiento del recubrimiento a deformaciones elevadas y se emplearon los parámetros de tensiones de concreto a compresión del ACI

$$L_p = 0.5d + 0.05Z$$

z: distancia desde la sección crítica al punto de inflexión

$$L_p = 0.56$$

Deflexión elástica por integración

$$\Delta_e = \int_0^L \phi_y \left(\frac{x}{L} \right) x dx$$

$$\Delta_e = \phi_y \left(\frac{L}{2} \right) \left(\frac{2L}{3} \right) = 3.2075$$

Deflexión inelástica

$$\Delta_p = (\phi_u - \phi_y) L_p \left(L - \frac{L_p}{2} \right)$$

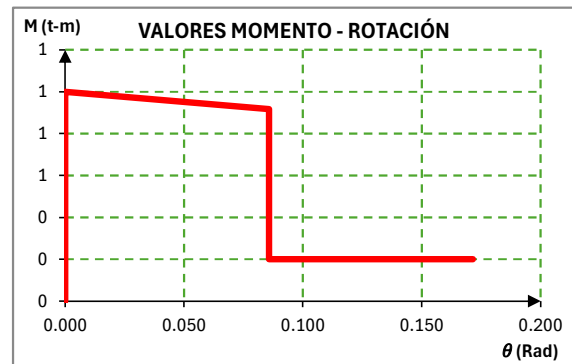
$$\Delta_p = 27.959$$

Deflexión última

$$\Delta_u = \Delta_e + \Delta_p$$

$$\Delta_u = 31.16624$$

Condición	θ (Rad)	Moment/SF
Inicial	0	0
Cedencia	0.0000	1
Última	0.08576	0.916021071
Residual	0.08576	0.2
Colapso	0.17152	0.2



Ductilidad por rotación

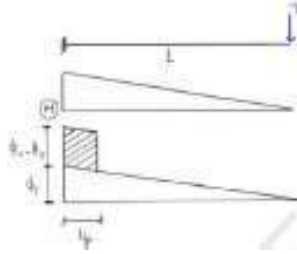
$$u_\theta = \frac{\theta_u}{\theta_e} \quad u_\theta = 7.273408122$$

Máxima carga aplicada P en condición de agotamiento

$$P = M_u/L$$

$$P = 36.48479737$$

MOMENTO - ROTACIÓN, Deformación Maxima y Ductilidad (C-3 0° y 270° 1er nivel) al 50% de carga axial



$$\begin{aligned} d(m) &= 0.74 & L(m) &= 5.85 & \phi_y (1/m) &= 0.006663742 & \phi_u (1/m) &= 0.1485 \\ Z(m) &= 5.85 \end{aligned}$$

Caso 1: Propuesta Sawyer

Consideraciones: La zona de cedencia se extiende a $d/4$ mas allá de la sección en que el momento flexionante se reduce a M_y y además $M_y/M_u = 0.85$

$$L_p = 0.25d + 0.075Z$$

d: Altura útil de la sección

$$L_p = 0.62375$$

Rotación elástica por integración

$$\theta_e = \int_0^L \phi_y \left(\frac{x}{L} \right) dx$$

$$\theta_e = \phi_y \left(\frac{L}{2} \right) = 0.01949144$$

Rotación inelástica

$$\theta_p = (\phi_u - \phi_y) L_p$$

$$\theta_p = 0.093966521$$

Rotación última

$$\theta_u = \theta_e + \theta_p$$

$$\theta_u = 0.113457965$$

Condición	θ (Rad)	Momento (T-m)
Inicial	0	0
Cedencia	0.019491444	151.3526647
Última	0.113457965	138.64223

Caso 2: Propuesta Mattock

Consideraciones: Se ignoró el desconchamiento del recubrimiento a deformaciones elevadas y se emplearon los parámetros de tensiones de concreto a compresión del ACI

$$L_p = 0.5d + 0.05Z$$

z: distancia desde la sección crítica al punto de inflexión

$$L_p = 0.6625$$

Deflexión elástica por integración

$$\Delta_e = \int_0^L \phi_y \left(\frac{x}{L} \right) x dx$$

$$\Delta_e = \phi_y \left(\frac{L}{2} \right) \left(\frac{2L}{3} \right) = 7.6017$$

Deflexión inelástica

$$\Delta_p = (\phi_u - \phi_y) L_p \left(L - \frac{L_p}{2} \right)$$

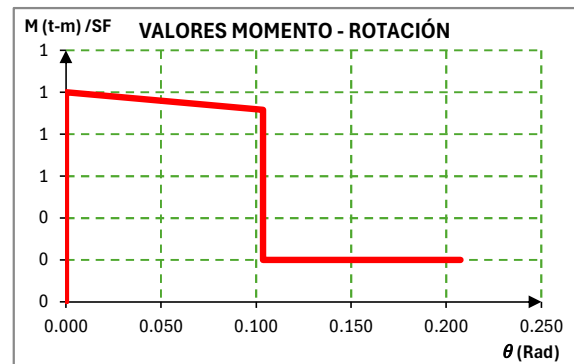
$$\Delta_p = 51.858$$

Deflexión última

$$\Delta_u = \Delta_e + \Delta_p$$

$$\Delta_u = 59.45944$$

Condición	θ (Rad)	Momento/SF
Inicial	0	0
Cedencia	0.0000	1
Última	0.10371	0.916021071
Residual	0.10371	0.2
Colapso	0.20742	0.2



Ductilidad por rotación

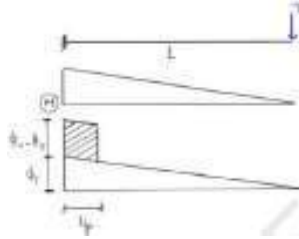
$$u\theta = \frac{\theta_u}{\theta_e} = 5.820911156$$

Máxima carga aplicada P en condición de agotamiento

$$P = M_u/L$$

$$P = 23.6995265$$

MOMENTO - ROTACIÓN, Deformación Maxima y Ductilidad (C-3 90° y 180° típico)



$$\begin{aligned} d(\text{m}) &= 0.74 & L(\text{m}) &= 3.8 & \phi_y (1/\text{m}) &= 0.005983263 & \phi_u (1/\text{m}) &= 0.06663 \\ Z(\text{m}) &= 3.8 \end{aligned}$$

Caso 1: Propuesta Sawyer

Consideraciones: La zona de cedencia se extiende a $d/4$ mas allá de la sección en que el momento flexionante se reduce a M_y y además $M_y/M_u = 0.85$

$$L_p = 0.25d + 0.075Z$$

d: Altura útil de la sección

$$L_p = 0.47$$

Rotación elástica por integración

$$\theta_e = \int_0^L \phi_y \left(\frac{x}{L} \right) dx$$

$$\theta_e = \phi_y \left(\frac{L}{2} \right) = 0.0113682$$

Rotación inelástica

$$\theta_p = (\phi_u - \phi_y) L_p$$

$$\theta_p = 0.033962173$$

Rotación última

$$\theta_u = \theta_e + \theta_p$$

$$\theta_u = 0.045330373$$

Condición	θ (Rad)	Momento (T-m)
Inicial	0	0
Cedencia	0.0113682	87.41075041
Última	0.045330373	95.95402

Caso 2: Propuesta Mattock

Consideraciones: Se ignoró el desconchamiento del recubrimiento a deformaciones elevadas y se emplearon los parámetros de tensiones de concreto a compresión del ACI

$$L_p = 0.5d + 0.05Z$$

z: distancia desde la sección crítica al punto de inflexión

$$L_p = 0.56$$

Deflexión elástica por integración

$$\Delta_e = \int_0^L \phi_y \left(\frac{x}{L} \right) x dx$$

$$\Delta_e = \phi_y \left(\frac{L}{2} \right) \left(\frac{2L}{3} \right) = 2.8799$$

Deflexión inelástica

$$\Delta_p = (\phi_u - \phi_y) L_p \left(L - \frac{L_p}{2} \right)$$

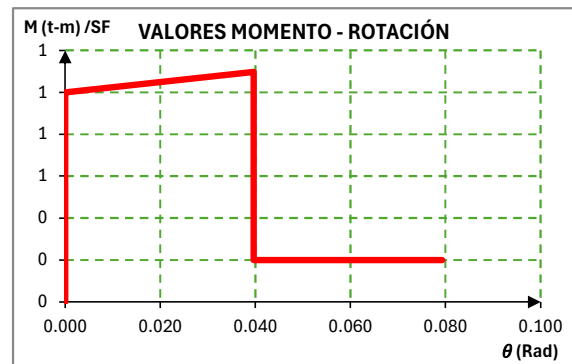
$$\Delta_p = 11.955$$

Deflexión última

$$\Delta_u = \Delta_e + \Delta_p$$

$$\Delta_u = 14.83463$$

Condición	θ (Rad)	Moment/SF
Inicial	0	0
Cedencia	0.0000	1
Última	0.03965	1.097737058
Residual	0.03965	0.2
Colapso	0.07929	0.2



Ductilidad por rotación

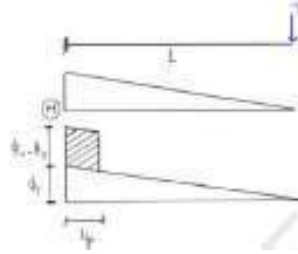
$$u_\theta = \frac{\theta_u}{\theta_e} = 3.987471316$$

Máxima carga aplicada P en condición de agotamiento

$$P = M_u/L$$

$$P = 25.25105789$$

MOMENTO - ROTACIÓN, Deformación Maxima y Ductilidad (C-3 90° y 180° 1er nivel)



$$d(m) = 0.74 \quad L(m) = 5.85 \quad \phi_y (1/m) = 0.005983263 \quad \phi_u (1/m) = 0.06663$$

$$Z(m) = 5.85$$

Caso 1: Propuesta Sawyer

Consideraciones: La zona de cedencia se extiende a $d/4$ mas allá de la sección en que el momento flexionante se reduce a M_y y además $M_y/M_u = 0.85$

$$L_p = 0.25d + 0.075Z$$

d: Altura útil de la sección

$$L_p = 0.62375$$

Rotación elástica por integración

$$\theta_e = \int_0^L \phi_y \left(\frac{x}{L} \right) dx$$

$$\theta_e = \phi_y \left(\frac{L}{2} \right) = 0.01750105$$

Rotación inelástica

$$\theta_p = (\phi_u - \phi_y) L_p$$

$$\theta_p = 0.040178463$$

Rotación última

$$\theta_u = \theta_e + \theta_p$$

$$\theta_u = 0.057679508$$

Condición	θ (Rad)	Momento (T-m)
Inicial	0	0
Cedencia	0.017501045	87.41075041
Última	0.057679508	95.95402

Caso 2: Propuesta Mattock

Consideraciones: Se ignoró el desconchamiento del recubrimiento a deformaciones elevadas y se emplearon los parámetros de tensiones de concreto a compresión del ACI

$$L_p = 0.5d + 0.05Z$$

z: distancia desde la sección crítica al punto de inflexión

$$L_p = 0.6625$$

Deflexión elástica por integración

$$\Delta_e = \int_0^L \phi_y \left(\frac{x}{L} \right) x dx$$

$$\Delta_e = \phi_y \left(\frac{L}{2} \right) \left(\frac{2L}{3} \right) = 6.8254$$

Deflexión inelástica

$$\Delta_p = (\phi_u - \phi_y) L_p \left(L - \frac{L_p}{2} \right)$$

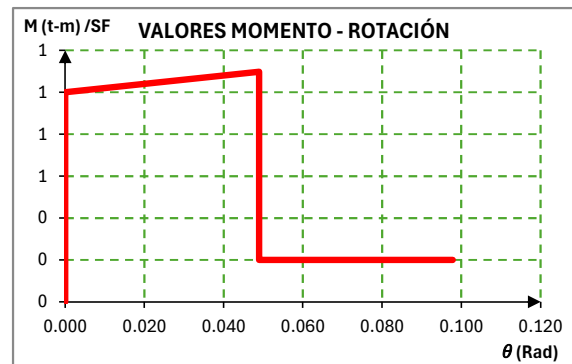
$$\Delta_p = 22.173$$

Deflexión última

$$\Delta_u = \Delta_e + \Delta_p$$

$$\Delta_u = 28.99890$$

Condición	θ (Rad)	Moment/SF
Inicial	0	0
Cedencia	0.0000	1
Última	0.04893	1.097737058
Residual	0.04893	0.2
Colapso	0.09786	0.2



Ductilidad por rotación

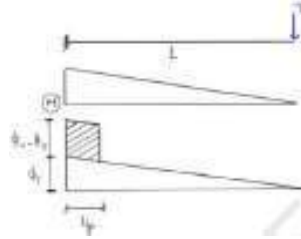
$$u_\theta = \frac{\theta_u}{\theta_e} \quad u_\theta = 3.295775042$$

Máxima carga aplicada P en condición de agotamiento

$$P = M_u/L$$

$$P = 16.40239658$$

MOMENTO - ROTACIÓN, Deformación Maxima y Ductilidad (C-3 90° y 180° típico) al 10 % de carga axial



$$\begin{aligned} d(\text{m}) &= 0.74 & L(\text{m}) &= 3.8 & \phi_y (1/\text{m}) &= 0.005631643 & \phi_u (1/\text{m}) &= 0.06663 \\ Z(\text{m}) &= 3.8 \end{aligned}$$

Caso 1: Propuesta Sawyer

Consideraciones: La zona de cedencia se extiende a $d/4$ mas allá de la sección en que el momento flexionante se reduce a M_y y además $M_y/M_u = 0.85$

$$L_p = 0.25d + 0.075Z$$

d: Altura útil de la sección

$$L_p = 0.47$$

Rotación elástica por integración

$$\theta_e = \int_0^L \phi_y \left(\frac{x}{L} \right) dx$$

$$\theta_e = \phi_y \left(\frac{L}{2} \right) = 0.01070012$$

Rotación inelástica

$$\theta_p = (\phi_u - \phi_y) L_p$$

$$\theta_p = 0.03415908$$

Rotación última

$$\theta_u = \theta_e + \theta_p$$

$$\theta_u = 0.044859202$$

Condición	θ (Rad)	Momento (T-m)
Inicial	0	0
Cedencia	0.010700122	99.2479745
Última	0.044859202	109.93086

Caso 2: Propuesta Mattock

Consideraciones: Se ignoró el desconchamiento del recubrimiento a deformaciones elevadas y se emplearon los parámetros de tensiones de concreto a compresión del ACI

$$L_p = 0.5d + 0.05Z$$

z: distancia desde la sección crítica al punto de inflexión

$$L_p = 0.56$$

Deflexión elástica por integración

$$\Delta_e = \int_0^L \phi_y \left(\frac{x}{L} \right) x dx$$

$$\Delta_e = \phi_y \left(\frac{L}{2} \right) \left(\frac{2L}{3} \right) = 2.7107$$

Deflexión inelástica

$$\Delta_p = (\phi_u - \phi_y) L_p \left(L - \frac{L_p}{2} \right)$$

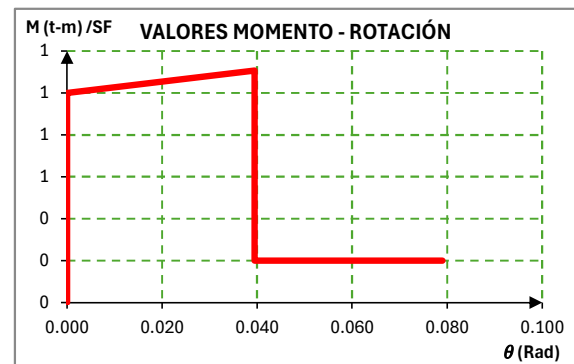
$$\Delta_p = 12.024$$

Deflexión última

$$\Delta_u = \Delta_e + \Delta_p$$

$$\Delta_u = 14.73469$$

Condición	θ (Rad)	Moment/SF
Inicial	0	0
Cedencia	0.0000	1
Última	0.03951	1.107638323
Residual	0.03951	0.2
Colapso	0.07902	0.2



Ductilidad por rotación

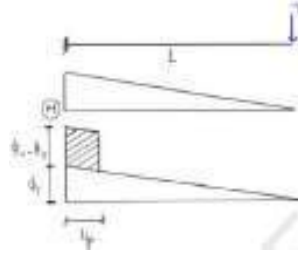
$$u\theta = \frac{\theta_u}{\theta_e} = 4.192400902$$

Máxima carga aplicada P en condición de agotamiento

$$P = M_u/L$$

$$P = 28.92917368$$

MOMENTO - ROTACIÓN, Deformación Maxima y Ductilidad (C-3 90° y 180° 1er nivel) al 10 % de carga axial



$$\begin{aligned} d(m) &= 0.74 & L(m) &= 5.85 & \phi_y (1/m) &= 0.005631643 & \phi_u (1/m) &= 0.06663 \\ Z(m) &= 5.85 \end{aligned}$$

Caso 1: Propuesta Sawyer

Consideraciones: La zona de cedencia se extiende a $d/4$ mas allá de la sección en que el momento flexionante se reduce a M_y y además $M_y/M_u = 0.85$

$$L_p = 0.25d + 0.075Z$$

d: Altura útil de la sección

$$L_p = 0.62375$$

Rotación elástica por integración

$$\theta_e = \int_0^L \phi_y \left(\frac{x}{L} \right) dx$$

$$\theta_e = \phi_y \left(\frac{L}{2} \right) = 0.01647256$$

Rotación inelástica

$$\theta_p = (\phi_u - \phi_y) L_p$$

$$\theta_p = 0.040411411$$

Rotación última

$$\theta_u = \theta_e + \theta_p$$

$$\theta_u = 0.056883968$$

Condición	θ (Rad)	Momento (T-m)
Inicial	0	0
Cedencia	0.016472557	99.2479745
Última	0.056883968	109.93086

Caso 2: Propuesta Mattock

Consideraciones: Se ignoró el desconchamiento del recubrimiento a deformaciones elevadas y se emplearon los parámetros de tensiones de concreto a compresión del ACI

$$L_p = 0.5d + 0.05Z$$

z: distancia desde la sección crítica al punto de inflexión

$$L_p = 0.6625$$

Deflexión elástica por integración

$$\Delta_e = \int_0^L \phi_y \left(\frac{x}{L} \right) x dx$$

$$\Delta_e = \phi_y \left(\frac{L}{2} \right) \left(\frac{2L}{3} \right) = 6.4243$$

Deflexión inelástica

$$\Delta_p = (\phi_u - \phi_y) L_p \left(L - \frac{L_p}{2} \right)$$

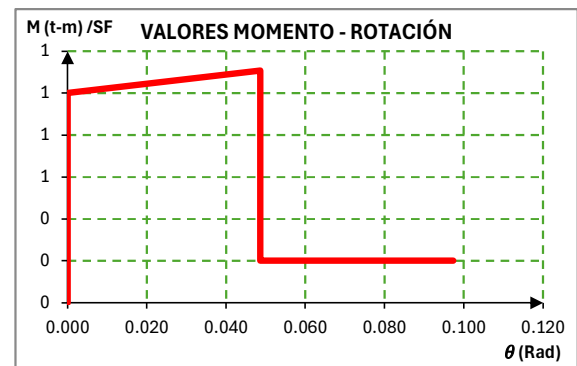
$$\Delta_p = 22.302$$

Deflexión última

$$\Delta_u = \Delta_e + \Delta_p$$

$$\Delta_u = 28.72634$$

Condición	θ (Rad)	Moment/SF
Inicial	0	0
Cedencia	0.0000	1
Última	0.04865	1.107638323
Residual	0.04865	0.2
Colapso	0.09730	0.2



Ductilidad por rotación

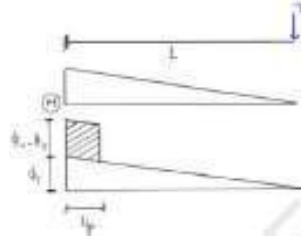
$$u_\theta = \frac{\theta_u}{\theta_e} = 3.453256798$$

Máxima carga aplicada P en condición de agotamiento

$$P = M_u/L$$

$$P = 18.7916$$

MOMENTO - ROTACIÓN, Deformación Maxima y Ductilidad (C-3 90° y 180° típico) al 30 % de carga axial



$$\begin{aligned} d(\text{m}) &= 0.74 & L(\text{m}) &= 3.8 & \phi_y (1/\text{m}) &= 0.005693559 & \phi_u (1/\text{m}) &= 0.06663 \\ Z(\text{m}) &= 3.8 \end{aligned}$$

Caso 1: Propuesta Sawyer

Consideraciones: La zona de cedencia se extiende a $d/4$ mas allá de la sección en que el momento flexionante se reduce a M_y y además $M_y/M_u = 0.85$

$$L_p = 0.25d + 0.075Z$$

d: Altura útil de la sección

$$L_p = 0.47$$

Rotación elástica por integración

$$\theta_e = \int_0^L \phi_y \left(\frac{x}{L} \right) dx$$

$$\theta_e = \phi_y \left(\frac{L}{2} \right) = 0.01081776$$

Rotación inelástica

$$\theta_p = (\phi_u - \phi_y) L_p$$

$$\theta_p = 0.034124407$$

Rotación última

$$\theta_u = \theta_e + \theta_p$$

$$\theta_u = 0.044942169$$

Condición	θ (Rad)	Momento (T-m)
Inicial	0	0
Cedencia	0.010817762	124.7640685
Última	0.044942169	131.94831

Caso 2: Propuesta Mattock

Consideraciones: Se ignoró el desconchamiento del recubrimiento a deformaciones elevadas y se emplearon los parámetros de tensiones de concreto a compresión del ACI

$$L_p = 0.5d + 0.05Z$$

z: distancia desde la sección crítica al punto de inflexión

$$L_p = 0.56$$

Deflexión elástica por integración

$$\Delta_e = \int_0^L \phi_y \left(\frac{x}{L} \right) x dx$$

$$\Delta_e = \phi_y \left(\frac{L}{2} \right) \left(\frac{2L}{3} \right) = 2.7405$$

Deflexión inelástica

$$\Delta_p = (\phi_u - \phi_y) L_p \left(L - \frac{L_p}{2} \right)$$

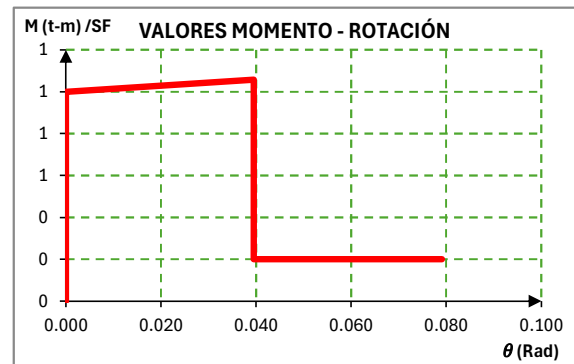
$$\Delta_p = 12.012$$

Deflexión última

$$\Delta_u = \Delta_e + \Delta_p$$

$$\Delta_u = 14.75229$$

Condición	θ (Rad)	Moment/SF
Inicial	0	0
Cedencia	0.0000	1
Última	0.03953	1.057582617
Residual	0.03953	0.2
Colapso	0.07907	0.2



Ductilidad por rotación

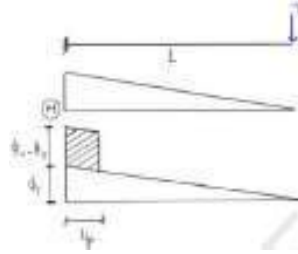
$$u_\theta = \frac{\theta_u}{\theta_e} = 4.154479259$$

Máxima carga aplicada P en condición de agotamiento

$$P = M_u/L$$

$$P = 34.72323947$$

MOMENTO - ROTACIÓN, Deformación Maxima y Ductilidad (C-3 90° y 180° 1er nivel) al 30 % de carga axial



$$\begin{aligned} d(\text{m}) &= 0.74 & L(\text{m}) &= 5.85 & \phi_y (1/\text{m}) &= 0.005693559 & \phi_u (1/\text{m}) &= 0.06663 \\ Z(\text{m}) &= 5.85 \end{aligned}$$

Caso 1: Propuesta Sawyer

Consideraciones: La zona de cedencia se extiende a $d/4$ mas allá de la sección en que el momento flexionante se reduce a M_y y además $M_y/M_u = 0.85$

$$L_p = 0.25d + 0.075Z$$

d: Altura útil de la sección

$$L_p = 0.62375$$

Rotación elástica por integración

$$\theta_e = \int_0^L \phi_y \left(\frac{x}{L} \right) dx$$

$$\theta_e = \phi_y \left(\frac{L}{2} \right) = 0.01665366$$

Rotación inelástica

$$\theta_p = (\phi_u - \phi_y) L_p$$

$$\theta_p = 0.040370392$$

Rotación última

$$\theta_u = \theta_e + \theta_p$$

$$\theta_u = 0.057024053$$

Condición	θ (Rad)	Momento (T-m)
Inicial	0	0
Cedencia	0.01665366	124.7640685
Última	0.057024053	131.94831

Caso 2: Propuesta Mattock

Consideraciones: Se ignoró el desconchamiento del recubrimiento a deformaciones elevadas y se emplearon los parámetros de tensiones de concreto a compresión del ACI

$$L_p = 0.5d + 0.05Z$$

z: distancia desde la sección crítica al punto de inflexión

$$L_p = 0.6625$$

Deflexión elástica por integración

$$\Delta_e = \int_0^L \phi_y \left(\frac{x}{L} \right) x dx$$

$$\Delta_e = \phi_y \left(\frac{L}{2} \right) \left(\frac{2L}{3} \right) = 6.4949$$

Deflexión inelástica

$$\Delta_p = (\phi_u - \phi_y) L_p \left(L - \frac{L_p}{2} \right)$$

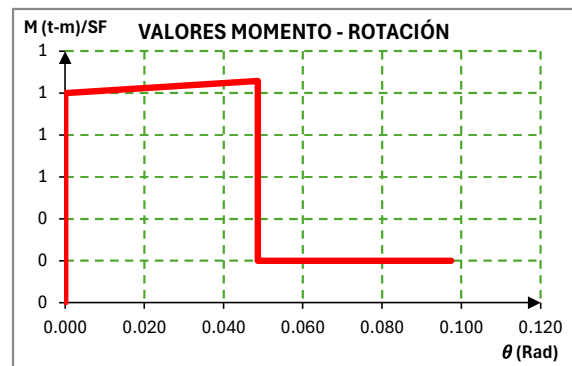
$$\Delta_p = 22.279$$

Deflexión última

$$\Delta_u = \Delta_e + \Delta_p$$

$$\Delta_u = 28.77434$$

Condición	θ (Rad)	Moment/SF
Inicial	0	0
Cedencia	0.0000	1
Última	0.04870	1.057582617
Residual	0.04870	0.2
Colapso	0.09739	0.2



Ductilidad por rotación

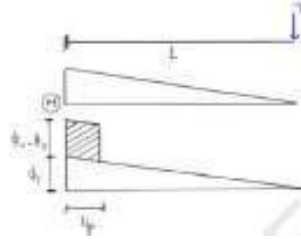
$$u_\theta = \frac{\theta_u}{\theta_e} = 3.424115242$$

Máxima carga aplicada P en condición de agotamiento

$$P = M_u/L$$

$$P = 22.55526667$$

MOMENTO - ROTACIÓN, Deformación Maxima y Ductilidad (C-3 90° y 180° típico) al 50 % de carga axial



$$\begin{aligned} d(m) &= 0.74 & L(m) &= 3.8 & \phi_y (1/m) &= 0.005881723 & \phi_u (1/m) &= 0.06232 \\ Z(m) &= 3.8 \end{aligned}$$

Caso 1: Propuesta Sawyer

Consideraciones: La zona de cedencia se extiende a $d/4$ mas allá de la sección en que el momento flexionante se reduce a M_y y además $M_y/M_u = 0.85$

$$L_p = 0.25d + 0.075Z$$

d: Altura útil de la sección

$$L_p = 0.47$$

Rotación elástica por integración

$$\theta_e = \int_0^L \phi_y \left(\frac{x}{L} \right) dx$$

$$\theta_e = \phi_y \left(\frac{L}{2} \right) = 0.01117527$$

Rotación inelástica

$$\theta_p = (\phi_u - \phi_y) L_p$$

$$\theta_p = 0.031605435$$

Rotación última

$$\theta_u = \theta_e + \theta_p$$

$$\theta_u = 0.042780709$$

Condición	θ (Rad)	Momento (T-m)
Inicial	0	0
Cedencia	0.011175274	144.2063569
Última	0.042780709	146.09019

Caso 2: Propuesta Mattock

Consideraciones: Se ignoró el desconchamiento del recubrimiento a deformaciones elevadas y se emplearon los parámetros de tensiones de concreto a compresión del ACI

$$L_p = 0.5d + 0.05Z$$

z: distancia desde la sección crítica al punto de inflexión

$$L_p = 0.56$$

Deflexión elástica por integración

$$\Delta_e = \int_0^L \phi_y \left(\frac{x}{L} \right) x dx$$

$$\Delta_e = \phi_y \left(\frac{L}{2} \right) \left(\frac{2L}{3} \right) = 2.8311$$

Deflexión inelástica

$$\Delta_p = (\phi_u - \phi_y) L_p \left(L - \frac{L_p}{2} \right)$$

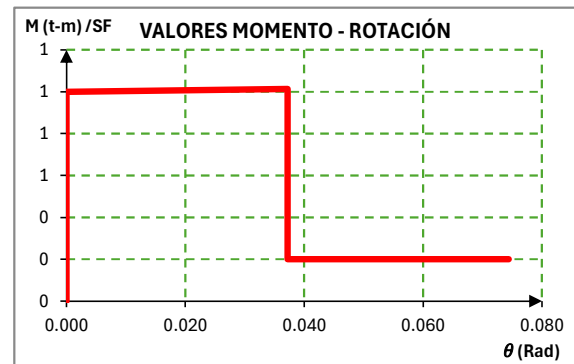
$$\Delta_p = 11.125$$

Deflexión última

$$\Delta_u = \Delta_e + \Delta_p$$

$$\Delta_u = 13.95618$$

Condición	θ (Rad)	Moment/SF
Inicial	0	0
Cedencia	0.0000	1
Última	0.03719	1.013063454
Residual	0.03719	0.2
Colapso	0.07439	0.2



Ductilidad por rotación

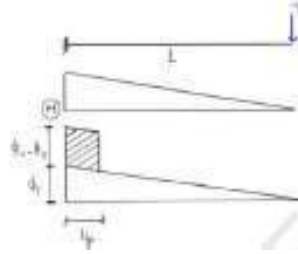
$$u_\theta = \frac{\theta_u}{\theta_e} = 3.828157454$$

Máxima carga aplicada P en condición de agotamiento

$$P = M_u/L$$

$$P = 38.44478684$$

MOMENTO - ROTACIÓN, Deformación Maxima y Ductilidad (C-3 90° y 180° 1er nivel) al 50 % de carga axial



$$\begin{aligned} d(m) &= 0.74 & L(m) &= 5.85 & \phi_y (1/m) &= 0.005881723 & \phi_u (1/m) &= 0.06232 \\ Z(m) &= 5.85 \end{aligned}$$

Caso 1: Propuesta Sawyer

Consideraciones: La zona de cedencia se extiende a $d/4$ mas allá de la sección en que el momento flexionante se reduce a M_y y además $M_y/M_u = 0.85$

$$L_p = 0.25d + 0.075Z$$

d: Altura útil de la sección

$$L_p = 0.62375$$

Rotación elástica por integración

$$\theta_e = \int_0^L \phi_y \left(\frac{x}{L} \right) dx$$

$$\theta_e = \phi_y \left(\frac{L}{2} \right) = 0.01720404$$

Rotación inelástica

$$\theta_p = (\phi_u - \phi_y) L_p$$

$$\theta_p = 0.037390358$$

Rotación última

$$\theta_u = \theta_e + \theta_p$$

$$\theta_u = 0.054594399$$

Condición	θ (Rad)	Momento (T-m)
Inicial	0	0
Cedencia	0.017204041	144.2063569
Última	0.054594399	146.09019

Caso 2: Propuesta Mattock

Consideraciones: Se ignoró el desconchamiento del recubrimiento a deformaciones elevadas y se emplearon los parámetros de tensiones de concreto a compresión del ACI

$$L_p = 0.5d + 0.05Z$$

z: distancia desde la sección crítica al punto de inflexión

$$L_p = 0.6625$$

Deflexión elástica por integración

$$\Delta_e = \int_0^L \phi_y \left(\frac{x}{L} \right) x dx$$

$$\Delta_e = \phi_y \left(\frac{L}{2} \right) \left(\frac{2L}{3} \right) = 6.7096$$

Deflexión inelástica

$$\Delta_p = (\phi_u - \phi_y) L_p \left(L - \frac{L_p}{2} \right)$$

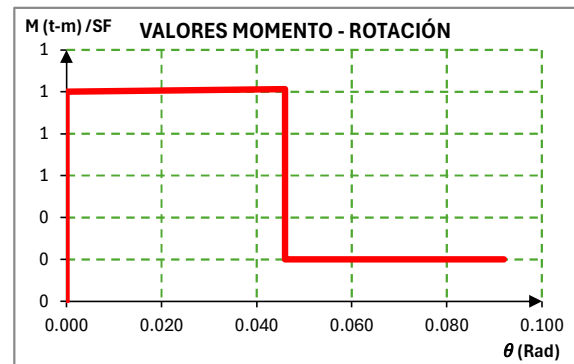
$$\Delta_p = 20.635$$

Deflexión última

$$\Delta_u = \Delta_e + \Delta_p$$

$$\Delta_u = 27.34438$$

Condición	θ (Rad)	Moment/SF
Inicial	0	0
Cedencia	0.0000	1
Última	0.04599	1.013063454
Residual	0.04599	0.2
Colapso	0.09198	0.2



Ductilidad por rotación

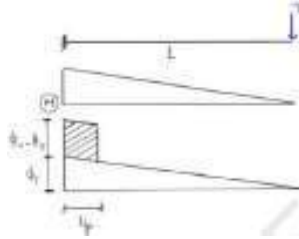
$$u_\theta = \frac{\theta_u}{\theta_e} = 3.173347494$$

Máxima carga aplicada P en condición de agotamiento

$$P = M_u/L$$

$$P = 24.97268205$$

MOMENTO - ROTACIÓN, Deformación Maxima y Ductilidad (C-5 0° y 180° típico)



$$d(m) = 0.54 \quad L(m) = 3.8 \quad \phi_y (1/m) = 0.007492825 \quad \phi_u (1/m) = 0.09855$$

$$Z(m) = 3.8$$

Caso 1: Propuesta Sawyer

Consideraciones: La zona de cedencia se extiende a $d/4$ mas allá de la sección en que el momento flexionante se reduce a M_y y además $M_y/M_u = 0.85$

$$L_p = 0.25d + 0.075Z$$

d: Altura útil de la sección

$$L_p = 0.42$$

Rotación elástica por integración

$$\theta_e = \int_0^L \phi_y \left(\frac{x}{L} \right) dx$$

$$\theta_e = \phi_y \left(\frac{L}{2} \right) = 0.01423637$$

Rotación inelástica

$$\theta_p = (\phi_u - \phi_y) L_p$$

$$\theta_p = 0.041886301$$

Rotación última

$$\theta_u = \theta_e + \theta_p$$

$$\theta_u = 0.056122668$$

Condición	θ (Rad)	Momento (T-m)
Inicial	0	0
Cedencia	0.014236367	62.91031668
Última	0.056122668	78.06758

Caso 2: Propuesta Mattock

Consideraciones: Se ignoró el desconchamiento del recubrimiento a deformaciones elevadas y se emplearon los parámetros de tensiones de concreto a compresión del ACI

$$L_p = 0.5d + 0.05Z$$

z: distancia desde la sección crítica al punto de inflexión

$$L_p = 0.46$$

Deflexión elástica por integración

$$\Delta_e = \int_0^L \phi_y \left(\frac{x}{L} \right) x dx$$

$$\Delta_e = \phi_y \left(\frac{L}{2} \right) \left(\frac{2L}{3} \right) = 3.6065$$

Deflexión inelástica

$$\Delta_p = (\phi_u - \phi_y) L_p \left(L - \frac{L_p}{2} \right)$$

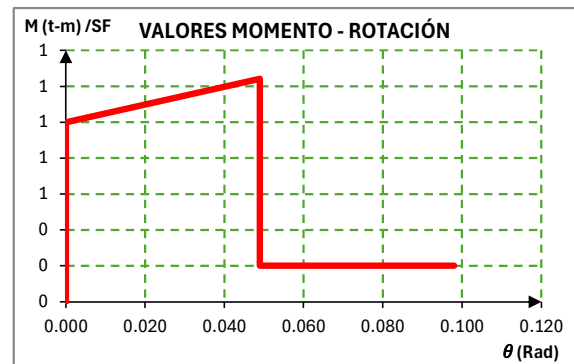
$$\Delta_p = 14.953$$

Deflexión última

$$\Delta_u = \Delta_e + \Delta_p$$

$$\Delta_u = 18.55996$$

Condición	θ (Rad)	Moment/SF
Inicial	0	0
Cedencia	0.0000	1
Última	0.04900	1.240934462
Residual	0.04900	0.2
Colapso	0.09801	0.2



Ductilidad por rotación

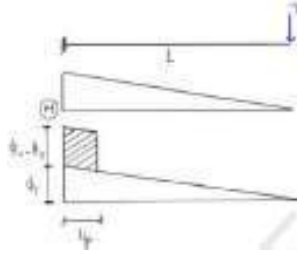
$$u_\theta = \frac{\theta_u}{\theta_e} \quad u_\theta = 3.942204311$$

Máxima carga aplicada P en condición de agotamiento

$$P = M_u/L$$

$$P = 20.5441$$

MOMENTO - ROTACIÓN, Deformación Maxima y Ductilidad (C-5 0° y 180° 1er nivel)



$$d(m) = 0.54 \quad L(m) = 5.85 \quad \phi_y (1/m) = 0.007492825 \quad \phi_u (1/m) = 0.09855$$

$$Z(m) = 5.85$$

Caso 1: Propuesta Sawyer

Consideraciones: La zona de cedencia se extiende a $d/4$ mas allá de la sección en que el momento flexionante se reduce a M_y y además $M_y/M_u = 0.85$

$$L_p = 0.25d + 0.075Z$$

d: Altura útil de la sección

$$L_p = 0.57375$$

Rotación elástica por integración

$$\theta_e = \int_0^L \phi_y \left(\frac{x}{L} \right) dx$$

$$\theta_e = \phi_y \left(\frac{L}{2} \right) = 0.02191651$$

Rotación inelástica

$$\theta_p = (\phi_u - \phi_y) L_p$$

$$\theta_p = 0.051219661$$

Rotación última

$$\theta_u = \theta_e + \theta_p$$

$$\theta_u = 0.073136174$$

Condición	θ (Rad)	Momento (T-m)
Inicial	0	0
Cedencia	0.021916512	62.91031668
Última	0.073136174	78.06758

Caso 2: Propuesta Mattock

Consideraciones: Se ignoró el desconchamiento del recubrimiento a deformaciones elevadas y se emplearon los parámetros de tensiones de concreto a compresión del ACI

$$L_p = 0.5d + 0.05Z$$

z: distancia desde la sección crítica al punto de inflexión

$$L_p = 0.5625$$

Deflexión elástica por integración

$$\Delta_e = \int_0^L \phi_y \left(\frac{x}{L} \right) x dx$$

$$\Delta_e = \phi_y \left(\frac{L}{2} \right) \left(\frac{2L}{3} \right) = 8.5474$$

Deflexión inelástica

$$\Delta_p = (\phi_u - \phi_y) L_p \left(L - \frac{L_p}{2} \right)$$

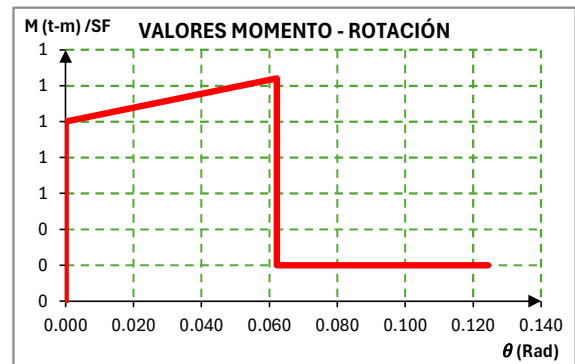
$$\Delta_p = 28.523$$

Deflexión última

$$\Delta_u = \Delta_e + \Delta_p$$

$$\Delta_u = 37.07039$$

Condición	θ (Rad)	Moment/SF
Inicial	0	0
Cedencia	0.0000	1
Última	0.06218	1.240934462
Residual	0.06218	0.2
Colapso	0.12436	0.2



Ductilidad por rotación

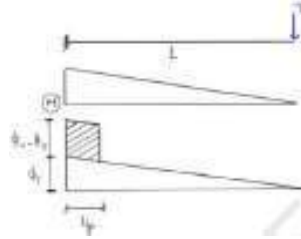
$$u_\theta = \frac{\theta_u}{\theta_e} \quad u_\theta = 3.337035197$$

Máxima carga aplicada P en condición de agotamiento

$$P = M_u/L$$

$$P = 13.34488547$$

MOMENTO - ROTACIÓN, Deformación Maxima y Ductilidad (C-5 0° y 180° tipico) al 10% de carga axial



$$d(m) = 0.54 \quad L(m) = 3.8 \quad \phi_y (1/m) = 0.0074801 \quad \phi_u (1/m) = 0.09855$$

$$Z(m) = 3.8$$

Caso 1: Propuesta Sawyer

Consideraciones: La zona de cedencia se extiende a $d/4$ mas allá de la sección en que el momento flexionante se reduce a M_y y además $M_y/M_u = 0.85$

$$L_p = 0.25d + 0.075Z$$

d: Altura útil de la sección

$$L_p = 0.42$$

Rotación elástica por integración

$$\theta_e = \int_0^L \phi_y \left(\frac{x}{L} \right) dx$$

$$\theta_e = \phi_y \left(\frac{L}{2} \right) = 0.01421219$$

Rotación inelástica

$$\theta_p = (\phi_u - \phi_y) L_p$$

$$\theta_p = 0.041892154$$

Rotación última

$$\theta_u = \theta_e + \theta_p$$

$$\theta_u = 0.056104345$$

Condición	θ (Rad)	Momento (T-m)
Inicial	0	0
Cedencia	0.014212191	72.87368265
Última	0.056104345	87.25355

Caso 2: Propuesta Mattock

Consideraciones: Se ignoró el desconchamiento del recubrimiento a deformaciones elevadas y se emplearon los parámetros de tensiones de concreto a compresión del ACI

$$L_p = 0.5d + 0.05Z$$

z: distancia desde la sección crítica al punto de inflexión

$$L_p = 0.46$$

Deflexión elástica por integración

$$\Delta_e = \int_0^L \phi_y \left(\frac{x}{L} \right) x dx$$

$$\Delta_e = \phi_y \left(\frac{L}{2} \right) \left(\frac{2L}{3} \right) = 3.6004$$

Deflexión inelástica

$$\Delta_p = (\phi_u - \phi_y) L_p \left(L - \frac{L_p}{2} \right)$$

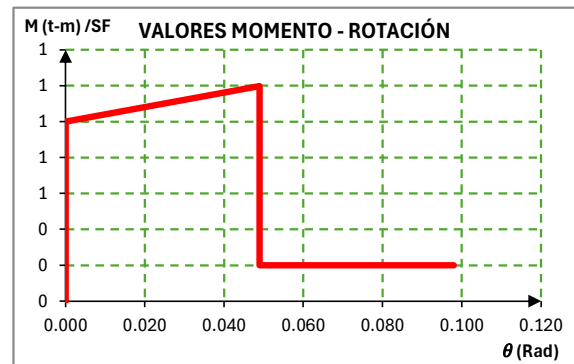
$$\Delta_p = 14.955$$

Deflexión última

$$\Delta_u = \Delta_e + \Delta_p$$

$$\Delta_u = 18.55592$$

Condición	θ (Rad)	Moment/SF
Inicial	0	0
Cedencia	0.0000	1
Última	0.04900	1.197325932
Residual	0.04900	0.2
Colapso	0.09800	0.2



Ductilidad por rotación

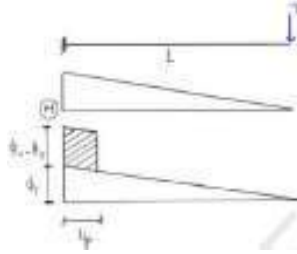
$$u_\theta = \frac{\theta_u}{\theta_e} \quad u_\theta = 3.947621106$$

Máxima carga aplicada P en condición de agotamiento

$$P = M_u/L$$

$$P = 22.96146053$$

MOMENTO - ROTACIÓN, Deformación Maxima y Ductilidad (C-5 0° y 180° 1er nivel) al 10% de carga axial



$$d(m) = 0.54 \quad L(m) = 5.85 \quad \phi_y (1/m) = 0.0074801 \quad \phi_u (1/m) = 0.09855$$

$$Z(m) = 5.85$$

Caso 1: Propuesta Sawyer

Consideraciones: La zona de cedencia se extiende a $d/4$ mas allá de la sección en que el momento flexionante se reduce a M_y y además $M_y/M_u = 0.85$

$$L_p = 0.25d + 0.075Z$$

d: Altura útil de la sección

$$L_p = 0.57375$$

Rotación elástica por integración

$$\theta_e = \int_0^L \phi_y \left(\frac{x}{L} \right) dx$$

$$\theta_e = \phi_y \left(\frac{L}{2} \right) = 0.02187929$$

Rotación inelástica

$$\theta_p = (\phi_u - \phi_y) L_p$$

$$\theta_p = 0.051226818$$

Rotación última

$$\theta_u = \theta_e + \theta_p$$

$$\theta_u = 0.073106112$$

Condición	θ (Rad)	Momento (T-m)
Inicial	0	0
Cedencia	0.021879294	72.87368265
Última	0.073106112	87.25355

Caso 2: Propuesta Mattock

Consideraciones: Se ignoró el desconchamiento del recubrimiento a deformaciones elevadas y se emplearon los parámetros de tensiones de concreto a compresión del ACI

$$L_p = 0.5d + 0.05Z$$

z: distancia desde la sección crítica al punto de inflexión

$$L_p = 0.5625$$

Deflexión elástica por integración

$$\Delta_e = \int_0^L \phi_y \left(\frac{x}{L} \right) x dx$$

$$\Delta_e = \phi_y \left(\frac{L}{2} \right) \left(\frac{2L}{3} \right) = 8.5329$$

Deflexión inelástica

$$\Delta_p = (\phi_u - \phi_y) L_p \left(L - \frac{L_p}{2} \right)$$

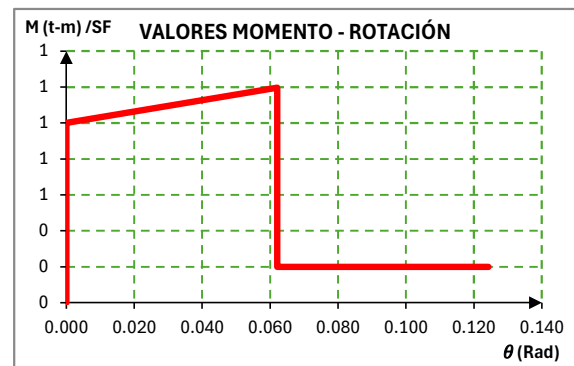
$$\Delta_p = 28.527$$

Deflexión última

$$\Delta_u = \Delta_e + \Delta_p$$

$$\Delta_u = 37.05986$$

Condición	θ (Rad)	Moment/SF
Inicial	0	0
Cedencia	0.0000	1
Última	0.06217	1.197325932
Residual	0.06217	0.2
Colapso	0.12433	0.2



Ductilidad por rotación

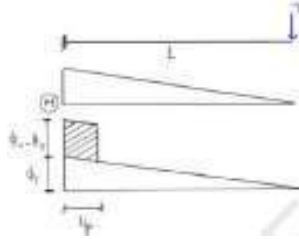
$$u_\theta = \frac{\theta_u}{\theta_e} \quad u_\theta = 3.341337835$$

Máxima carga aplicada P en condición de agotamiento

$$P = M_u/L$$

$$P = 14.91513675$$

MOMENTO - ROTACIÓN, Deformación Maxima y Ductilidad (C-5 0° y 180° típico) al 30% de carga axial



$$\begin{aligned} d(\text{m}) &= 0.54 & L(\text{m}) &= 3.8 & \phi_y (1/\text{m}) &= 0.008060916 & \phi_u (1/\text{m}) &= 0.09173 \\ Z(\text{m}) &= 3.8 \end{aligned}$$

Caso 1: Propuesta Sawyer

Consideraciones: La zona de cedencia se extiende a $d/4$ mas allá de la sección en que el momento flexionante se reduce a M_y y además $M_y/M_u = 0.85$

$$L_p = 0.25d + 0.075Z$$

d: Altura útil de la sección

$$L_p = 0.42$$

Rotación elástica por integración

$$\theta_e = \int_0^L \phi_y \left(\frac{x}{L} \right) dx$$

$$\theta_e = \phi_y \left(\frac{L}{2} \right) = 0.01531574$$

Rotación inelástica

$$\theta_p = (\phi_u - \phi_y) L_p$$

$$\theta_p = 0.038487779$$

Rotación última

$$\theta_u = \theta_e + \theta_p$$

$$\theta_u = 0.053803519$$

Condición	θ (Rad)	Momento (T-m)
Inicial	0	0
Cedencia	0.01531574	92.50467306
Última	0.053803519	100.37672

Caso 2: Propuesta Mattock

Consideraciones: Se ignoró el desconchamiento del recubrimiento a deformaciones elevadas y se emplearon los parámetros de tensiones de concreto a compresión del ACI

$$L_p = 0.5d + 0.05Z$$

z: distancia desde la sección crítica al punto de inflexión

$$L_p = 0.46$$

Deflexión elástica por integración

$$\Delta_e = \int_0^L \phi_y \left(\frac{x}{L} \right) x dx$$

$$\Delta_e = \phi_y \left(\frac{L}{2} \right) \left(\frac{2L}{3} \right) = 3.8800$$

Deflexión inelástica

$$\Delta_p = (\phi_u - \phi_y) L_p \left(L - \frac{L_p}{2} \right)$$

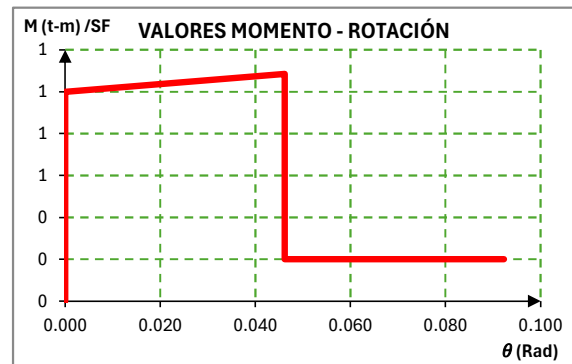
$$\Delta_p = 13.740$$

Deflexión última

$$\Delta_u = \Delta_e + \Delta_p$$

$$\Delta_u = 17.62012$$

Condición	θ (Rad)	Moment/SF
Inicial	0	0
Cedencia	0.0000	1
Última	0.04615	1.085098911
Residual	0.04615	0.2
Colapso	0.09229	0.2



Ductilidad por rotación

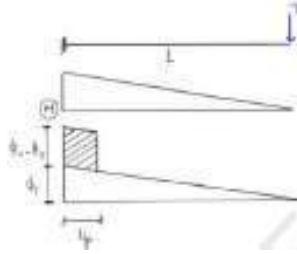
$$u_\theta = \frac{\theta_u}{\theta_e} = 3.512955906$$

Máxima carga aplicada P en condición de agotamiento

$$P = M_u/L$$

$$P = 26.41492632$$

MOMENTO - ROTACIÓN, Deformación Maxima y Ductilidad (C-5 0° y 180° 1er nivel) al 30% de carga axial



$$\begin{aligned} d(m) &= 0.54 & L(m) &= 5.85 & \phi_y (1/m) &= 0.008060916 & \phi_u (1/m) &= 0.09173 \\ Z(m) &= 5.85 \end{aligned}$$

Caso 1: Propuesta Sawyer

Consideraciones: La zona de cedencia se extiende a $d/4$ mas allá de la sección en que el momento flexionante se reduce a M_y y además $M_y/M_u = 0.85$

$$L_p = 0.25d + 0.075Z$$

d: Altura útil de la sección

$$L_p = 0.57375$$

Rotación elástica por integración

$$\theta_e = \int_0^L \phi_y \left(\frac{x}{L} \right) dx$$

$$\theta_e = \phi_y \left(\frac{L}{2} \right) = 0.02357818$$

Rotación inelástica

$$\theta_p = (\phi_u - \phi_y) L_p$$

$$\theta_p = 0.04706386$$

Rotación última

$$\theta_u = \theta_e + \theta_p$$

$$\theta_u = 0.070642038$$

Condición	θ (Rad)	Momento (T-m)
Inicial	0	0
Cedencia	0.02357818	92.50467306
Última	0.070642038	100.37672

Caso 2: Propuesta Mattock

Consideraciones: Se ignoró el desconchamiento del recubrimiento a deformaciones elevadas y se emplearon los parámetros de tensiones de concreto a compresión del ACI

$$L_p = 0.5d + 0.05Z$$

z: distancia desde la sección crítica al punto de inflexión

$$L_p = 0.5625$$

Deflexión elástica por integración

$$\Delta_e = \int_0^L \phi_y \left(\frac{x}{L} \right) x dx$$

$$\Delta_e = \phi_y \left(\frac{L}{2} \right) \left(\frac{2L}{3} \right) = 9.1955$$

Deflexión inelástica

$$\Delta_p = (\phi_u - \phi_y) L_p \left(L - \frac{L_p}{2} \right)$$

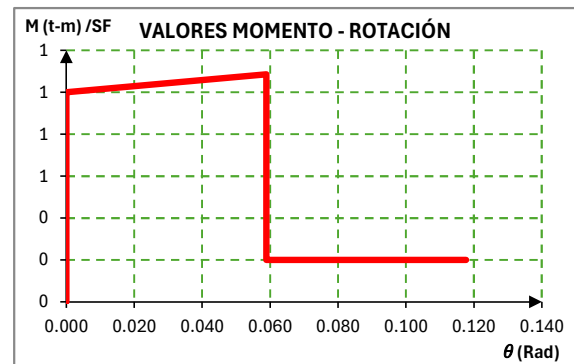
$$\Delta_p = 26.209$$

Deflexión última

$$\Delta_u = \Delta_e + \Delta_p$$

$$\Delta_u = 35.40418$$

Condición	θ (Rad)	Moment/SF
Inicial	0	0
Cedencia	0.0000	1
Última	0.05885	1.085098911
Residual	0.05885	0.2
Colapso	0.11771	0.2



Ductilidad por rotación

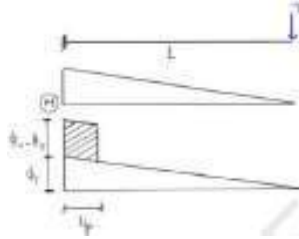
$$u_\theta = \frac{\theta_u}{\theta_e} = 2.996077016$$

Máxima carga aplicada P en condición de agotamiento

$$P = M_u/L$$

$$P = 17.15841368$$

MOMENTO - ROTACIÓN, Deformación Maxima y Ductilidad (C-5 0° y 180° típico) al 50% de carga axial



$$d(m) = 0.54 \quad L(m) = 3.8 \quad \phi_y (1/m) = 0.008606467 \quad \phi_u (1/m) = 0.07276$$

$$Z(m) = 3.8$$

Caso 1: Propuesta Sawyer

Consideraciones: La zona de cedencia se extiende a d/4 mas allá de la sección en que el momento flexionante se reduce aMy y además $M_y/M_u = 0.85$

$$L_p = 0.25d + 0.075Z$$

d: Altura útil de la sección

$$L_p = 0.42$$

Rotación elástica por integración

$$\theta_e = \int_0^L \phi_y \left(\frac{x}{L} \right) dx$$

$$\theta_e = \phi_y \left(\frac{L}{2} \right) = 0.01635229$$

Rotación inelástica

$$\theta_p = (\phi_u - \phi_y) L_p$$

$$\theta_p = 0.029510625$$

Rotación última

$$\theta_u = \theta_e + \theta_p$$

$$\theta_u = 0.045862912$$

Condición	θ (Rad)	Momento (T-m)
Inicial	0	0
Cedencia	0.016352287	106.0097336
Última	0.045862912	107.97494

Caso 2: Propuesta Mattock

Consideraciones: Se ignoró el desconchamiento del recubrimiento a deformaciones elevadas y se emplearon los parámetros de tensiones de concreto a compresión del ACI

$$L_p = 0.5d + 0.05Z$$

z: distancia desde la sección crítica al punto de inflexión

$$L_p = 0.46$$

Deflexión elástica por integración

$$\Delta_e = \int_0^L \phi_y \left(\frac{x}{L} \right) x dx$$

$$\Delta_e = \phi_y \left(\frac{L}{2} \right) \left(\frac{2L}{3} \right) = 4.1426$$

Deflexión inelástica

$$\Delta_p = (\phi_u - \phi_y) L_p \left(L - \frac{L_p}{2} \right)$$

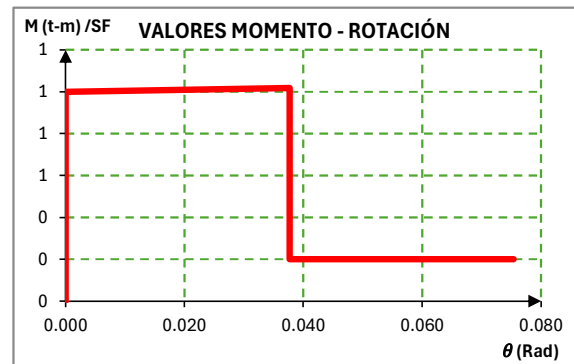
$$\Delta_p = 10.535$$

Deflexión última

$$\Delta_u = \Delta_e + \Delta_p$$

$$\Delta_u = 14.67787$$

Condición	θ (Rad)	Moment/SF
Inicial	0	0
Cedencia	0.0000	1
Última	0.03769	1.018537981
Residual	0.03769	0.2
Colapso	0.07537	0.2



Ductilidad por rotación

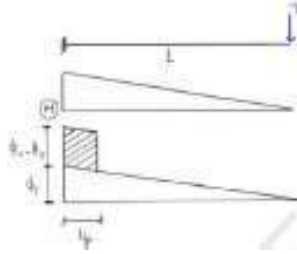
$$u_\theta = \frac{\theta_u}{\theta_e} \quad u_\theta = 2.80467883$$

Máxima carga aplicada P en condición de agotamiento

$$P = M_u/L$$

$$P = 28.41445789$$

MOMENTO - ROTACIÓN, Deformación Maxima y Ductilidad (C-5 0° y 180° 1er nivel) al 50% de carga axial



$$\begin{aligned} d(m) &= 0.54 & L(m) &= 5.85 & \phi_y (1/m) &= 0.008606467 & \phi_u (1/m) &= 0.07276 \\ Z(m) &= 5.85 \end{aligned}$$

Caso 1: Propuesta Sawyer

Consideraciones: La zona de cedencia se extiende a $d/4$ mas allá de la sección en que el momento flexionante se reduce a M_y y además $M_y/M_u = 0.85$

$$L_p = 0.25d + 0.075Z$$

d: Altura útil de la sección

$$L_p = 0.57375$$

Rotación elástica por integración

$$\theta_e = \int_0^L \phi_y \left(\frac{x}{L} \right) dx$$

$$\theta_e = \phi_y \left(\frac{L}{2} \right) = 0.02517391$$

Rotación inelástica

$$\theta_p = (\phi_u - \phi_y) L_p$$

$$\theta_p = 0.036086363$$

Rotación última

$$\theta_u = \theta_e + \theta_p$$

$$\theta_u = 0.061260277$$

Condición	θ (Rad)	Momento (T-m)
Inicial	0	0
Cedencia	0.025173915	106.0097336
Última	0.061260277	107.97494

Caso 2: Propuesta Mattock

Consideraciones: Se ignoró el desconchamiento del recubrimiento a deformaciones elevadas y se emplearon los parámetros de tensiones de concreto a compresión del ACI

$$L_p = 0.5d + 0.05Z$$

z: distancia desde la sección crítica al punto de inflexión

$$L_p = 0.5625$$

Deflexión elástica por integración

$$\Delta_e = \int_0^L \phi_y \left(\frac{x}{L} \right) x dx$$

$$\Delta_e = \phi_y \left(\frac{L}{2} \right) \left(\frac{2L}{3} \right) = 9.8178$$

Deflexión inelástica

$$\Delta_p = (\phi_u - \phi_y) L_p \left(L - \frac{L_p}{2} \right)$$

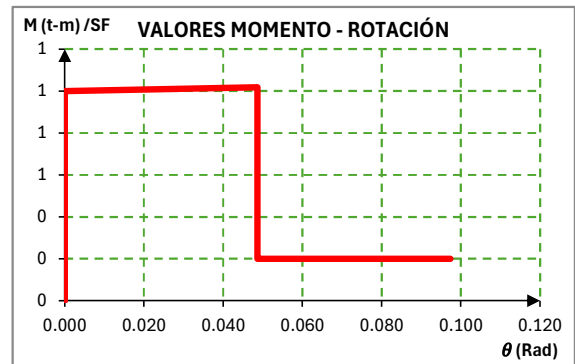
$$\Delta_p = 20.096$$

Deflexión última

$$\Delta_u = \Delta_e + \Delta_p$$

$$\Delta_u = 29.91342$$

Condición	θ (Rad)	Moment/SF
Inicial	0	0
Cedencia	0.0000	1
Última	0.04867	1.018537981
Residual	0.04867	0.2
Colapso	0.09735	0.2



Ductilidad por rotación

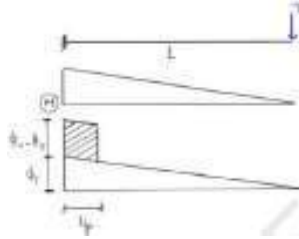
$$u_\theta = \frac{\theta_u}{\theta_e} = 2.433482348$$

Máxima carga aplicada P en condición de agotamiento

$$P = M_u/L$$

$$P = 18.4572547$$

MOMENTO - ROTACIÓN, Deformación Maxima y Ductilidad (C-5 90° y 270° típico)



$$d(m) = 0.54 \quad L(m) = 3.8 \quad \phi_y (1/m) = 0.007716547 \quad \phi_u (1/m) = 0.09855$$

$$Z(m) = 3.8$$

Caso 1: Propuesta Sawyer

Consideraciones: La zona de cedencia se extiende a $d/4$ mas allá de la sección en que el momento flexionante se reduce a M_y y además $M_y/M_u = 0.85$

$$L_p = 0.25d + 0.075Z$$

d: Altura útil de la sección

$$L_p = 0.42$$

Rotación elástica por integración

$$\theta_e = \int_0^L \phi_y \left(\frac{x}{L} \right) dx$$

$$\theta_e = \phi_y \left(\frac{L}{2} \right) = 0.01466144$$

Rotación inelástica

$$\theta_p = (\phi_u - \phi_y) L_p$$

$$\theta_p = 0.041783389$$

Rotación última

$$\theta_u = \theta_e + \theta_p$$

$$\theta_u = 0.056444827$$

Condición	θ (Rad)	Momento (T-m)
Inicial	0	0
Cedencia	0.014661439	61.85807053
Última	0.056444827	76.10867

Caso 2: Propuesta Mattock

Consideraciones: Se ignoró el desconchamiento del recubrimiento a deformaciones elevadas y se emplearon los parámetros de tensiones de concreto a compresión del ACI

$$L_p = 0.5d + 0.05Z$$

z: distancia desde la sección crítica al punto de inflexión

$$L_p = 0.46$$

Deflexión elástica por integración

$$\Delta_e = \int_0^L \phi_y \left(\frac{x}{L} \right) x dx$$

$$\Delta_e = \phi_y \left(\frac{L}{2} \right) \left(\frac{2L}{3} \right) = 3.7142$$

Deflexión inelástica

$$\Delta_p = (\phi_u - \phi_y) L_p \left(L - \frac{L_p}{2} \right)$$

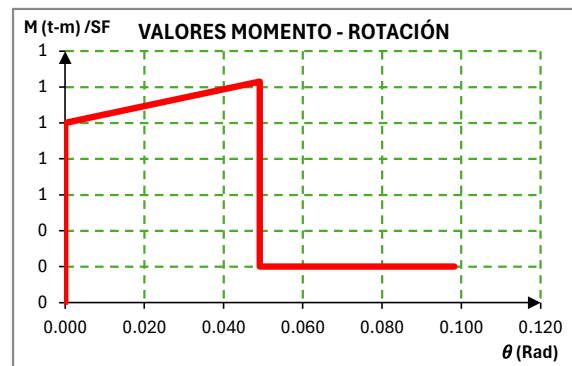
$$\Delta_p = 14.917$$

Deflexión última

$$\Delta_u = \Delta_e + \Delta_p$$

$$\Delta_u = 18.63090$$

Condición	θ (Rad)	Moment/SF
Inicial	0	0
Cedencia	0.0000	1
Última	0.04911	1.230375751
Residual	0.04911	0.2
Colapso	0.09823	0.2



Ductilidad por rotación

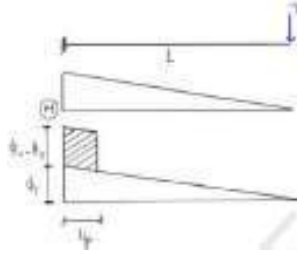
$$u_\theta = \frac{\theta_u}{\theta_e} \quad u_\theta = 3.849883273$$

Máxima carga aplicada P en condición de agotamiento

$$P = M_u/L$$

$$P = 20.02859737$$

MOMENTO - ROTACIÓN, Deformación Maxima y Ductilidad (C-5 90° y 270° 1er nivel)



$$d(m) = 0.54 \quad L(m) = 5.85 \quad \phi_y (1/m) = 0.007716547 \quad \phi_u (1/m) = 0.09855$$

$$Z(m) = 5.85$$

Caso 1: Propuesta Sawyer

Consideraciones: La zona de cedencia se extiende a $d/4$ mas allá de la sección en que el momento flexionante se reduce a M_y y además $M_y/M_u = 0.85$

$$L_p = 0.25d + 0.075Z$$

d: Altura útil de la sección

$$L_p = 0.57375$$

Rotación elástica por integración

$$\theta_e = \int_0^L \phi_y \left(\frac{x}{L} \right) dx$$

$$\theta_e = \phi_y \left(\frac{L}{2} \right) = 0.0225709$$

Rotación inelástica

$$\theta_p = (\phi_u - \phi_y) L_p$$

$$\theta_p = 0.051093818$$

Rotación última

$$\theta_u = \theta_e + \theta_p$$

$$\theta_u = 0.073664716$$

Condición	θ (Rad)	Momento (T-m)
Inicial	0	0
Cedencia	0.022570899	61.85807053
Última	0.073664716	76.10867

Caso 2: Propuesta Mattock

Consideraciones: Se ignoró el desconchamiento del recubrimiento a deformaciones elevadas y se emplearon los parámetros de tensiones de concreto a compresión del ACI

$$L_p = 0.5d + 0.05Z$$

z: distancia desde la sección crítica al punto de inflexión

$$L_p = 0.5625$$

Deflexión elástica por integración

$$\Delta_e = \int_0^L \phi_y \left(\frac{x}{L} \right) x dx$$

$$\Delta_e = \phi_y \left(\frac{L}{2} \right) \left(\frac{2L}{3} \right) = 8.8027$$

Deflexión inelástica

$$\Delta_p = (\phi_u - \phi_y) L_p \left(L - \frac{L_p}{2} \right)$$

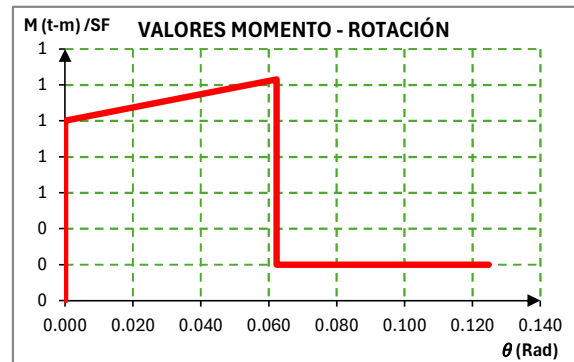
$$\Delta_p = 28.453$$

Deflexión última

$$\Delta_u = \Delta_e + \Delta_p$$

$$\Delta_u = 37.25552$$

Condición	θ (Rad)	Moment/SF
Inicial	0	0
Cedencia	0.0000	1
Última	0.06238	1.230375751
Residual	0.06238	0.2
Colapso	0.12476	0.2



Ductilidad por rotación

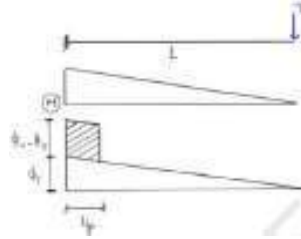
$$u_\theta = \frac{\theta_u}{\theta_e} \quad u_\theta = 3.263703268$$

Máxima carga aplicada P en condición de agotamiento

$$P = M_u/L$$

$$P = 13.01002906$$

MOMENTO - ROTACIÓN, Deformación Maxima y Ductilidad (C-5 90° y 270° típico) al 10% de carga axial



$$\begin{aligned} d(m) &= 0.54 & L(m) &= 3.8 & \phi_y (1/m) &= 0.007772001 & \phi_u (1/m) &= 0.09855 \\ Z(m) &= 3.8 \end{aligned}$$

Caso 1: Propuesta Sawyer

Consideraciones: La zona de cedencia se extiende a $d/4$ mas allá de la sección en que el momento flexionante se reduce a M_y y además $M_y/M_u = 0.85$

$$L_p = 0.25d + 0.075Z$$

d: Altura útil de la sección

$$L_p = 0.42$$

Rotación elástica por integración

$$\theta_e = \int_0^L \phi_y \left(\frac{x}{L} \right) dx$$

$$\theta_e = \phi_y \left(\frac{L}{2} \right) = 0.0147668$$

Rotación inelástica

$$\theta_p = (\phi_u - \phi_y) L_p$$

$$\theta_p = 0.04175788$$

Rotación última

$$\theta_u = \theta_e + \theta_p$$

$$\theta_u = 0.056524681$$

Condición	θ (Rad)	Momento (T-m)
Inicial	0	0
Cedencia	0.014766802	72.64670583
Última	0.056524681	85.00203

Caso 2: Propuesta Mattock

Consideraciones: Se ignoró el desconchamiento del recubrimiento a deformaciones elevadas y se emplearon los parámetros de tensiones de concreto a compresión del ACI

$$L_p = 0.5d + 0.05Z$$

z: distancia desde la sección crítica al punto de inflexión

$$L_p = 0.46$$

Deflexión elástica por integración

$$\Delta_e = \int_0^L \phi_y \left(\frac{x}{L} \right) x dx$$

$$\Delta_e = \phi_y \left(\frac{L}{2} \right) \left(\frac{2L}{3} \right) = 3.7409$$

Deflexión inelástica

$$\Delta_p = (\phi_u - \phi_y) L_p \left(L - \frac{L_p}{2} \right)$$

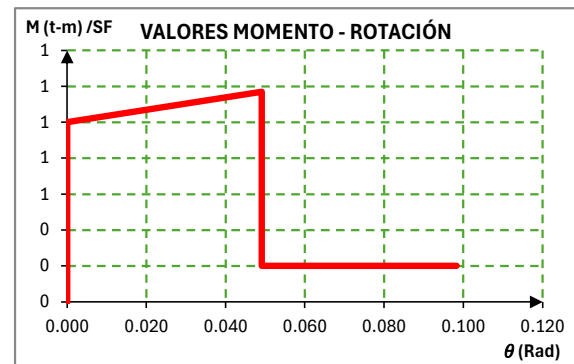
$$\Delta_p = 14.908$$

Deflexión última

$$\Delta_u = \Delta_e + \Delta_p$$

$$\Delta_u = 18.64849$$

Condición	θ (Rad)	Moment/SF
Inicial	0	0
Cedencia	0.0000	1
Última	0.04914	1.170074115
Residual	0.04914	0.2
Colapso	0.09828	0.2



Ductilidad por rotación

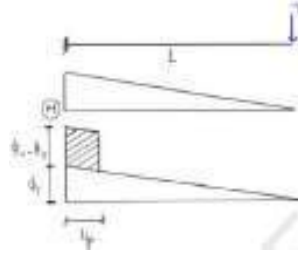
$$u_\theta = \frac{\theta_u}{\theta_e} = 3.827821534$$

Máxima carga aplicada P en condición de agotamiento

$$P = M_u/L$$

$$P = 22.36895526$$

MOMENTO - ROTACIÓN, Deformación Maxima y Ductilidad (C-5 90° y 270° 1er nivel) al 10% de carga axial



$$\begin{aligned} d(m) &= 0.54 & L(m) &= 5.85 & \phi_y (1/m) &= 0.007772001 & \phi_u (1/m) &= 0.09855 \\ Z(m) &= 5.85 \end{aligned}$$

Caso 1: Propuesta Sawyer

Consideraciones: La zona de cedencia se extiende a $d/4$ mas allá de la sección en que el momento flexionante se reduce a M_y y además $M_y/M_u = 0.85$

$$L_p = 0.25d + 0.075Z$$

d: Altura útil de la sección

$$L_p = 0.57375$$

Rotación elástica por integración

$$\theta_e = \int_0^L \phi_y \left(\frac{x}{L} \right) dx$$

$$\theta_e = \phi_y \left(\frac{L}{2} \right) = 0.0227331$$

Rotación inelástica

$$\theta_p = (\phi_u - \phi_y) L_p$$

$$\theta_p = 0.051062625$$

Rotación última

$$\theta_u = \theta_e + \theta_p$$

$$\theta_u = 0.073795727$$

Condición	θ (Rad)	Momento (T-m)
Inicial	0	0
Cedencia	0.022733102	72.64670583
Última	0.073795727	85.00203

Caso 2: Propuesta Mattock

Consideraciones: Se ignoró el desconchamiento del recubrimiento a deformaciones elevadas y se emplearon los parámetros de tensiones de concreto a compresión del ACI

$$L_p = 0.5d + 0.05Z$$

z: distancia desde la sección crítica al punto de inflexión

$$L_p = 0.5625$$

Deflexión elástica por integración

$$\Delta_e = \int_0^L \phi_y \left(\frac{x}{L} \right) x dx$$

$$\Delta_e = \phi_y \left(\frac{L}{2} \right) \left(\frac{2L}{3} \right) = 8.8659$$

Deflexión inelástica

$$\Delta_p = (\phi_u - \phi_y) L_p \left(L - \frac{L_p}{2} \right)$$

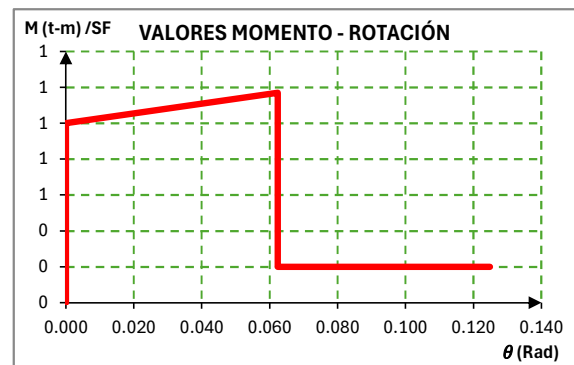
$$\Delta_p = 28.435$$

Deflexión última

$$\Delta_u = \Delta_e + \Delta_p$$

$$\Delta_u = 37.30141$$

Condición	θ (Rad)	Moment/SF
Inicial	0	0
Cedencia	0.0000	1
Última	0.06243	1.170074115
Residual	0.06243	0.2
Colapso	0.12486	0.2



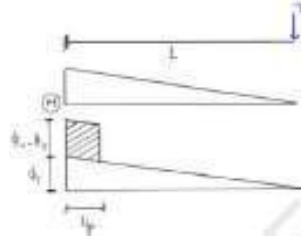
Ductilidad por rotación

$$u_\theta = \frac{\theta_u}{\theta_e} = 3.246179312$$

Máxima carga aplicada P en condición de agotamiento

$$P = M_u/L = 14.53026154$$

MOMENTO - ROTACIÓN, Deformación Maxima y Ductilidad (C-5 90° y 270° típico) al 30% de carga axial



$$\begin{aligned} d(m) &= 0.54 & L(m) &= 3.8 & \phi_y (1/m) &= 0.008173811 & \phi_u (1/m) &= 0.08516 \\ Z(m) &= 3.8 \end{aligned}$$

Caso 1: Propuesta Sawyer

Consideraciones: La zona de cedencia se extiende a $d/4$ mas allá de la sección en que el momento flexionante se reduce a M_y y además $M_y/M_u = 0.85$

$$L_p = 0.25d + 0.075Z$$

d: Altura útil de la sección

$$L_p = 0.42$$

Rotación elástica por integración

$$\theta_e = \int_0^L \phi_y \left(\frac{x}{L} \right) dx$$

$$\theta_e = \phi_y \left(\frac{L}{2} \right) = 0.01553024$$

Rotación inelástica

$$\theta_p = (\phi_u - \phi_y) L_p$$

$$\theta_p = 0.035413647$$

Rotación última

$$\theta_u = \theta_e + \theta_p$$

$$\theta_u = 0.050943888$$

Condición	θ (Rad)	Momento (T-m)
Inicial	0	0
Cedencia	0.015530241	90.47083966
Última	0.050943888	96.00182

Caso 2: Propuesta Mattock

Consideraciones: Se ignoró el desconchamiento del recubrimiento a deformaciones elevadas y se emplearon los parámetros de tensiones de concreto a compresión del ACI

$$L_p = 0.5d + 0.05Z$$

z: distancia desde la sección crítica al punto de inflexión

$$L_p = 0.46$$

Deflexión elástica por integración

$$\Delta_e = \int_0^L \phi_y \left(\frac{x}{L} \right) x dx$$

$$\Delta_e = \phi_y \left(\frac{L}{2} \right) \left(\frac{2L}{3} \right) = 3.9343$$

Deflexión inelástica

$$\Delta_p = (\phi_u - \phi_y) L_p \left(L - \frac{L_p}{2} \right)$$

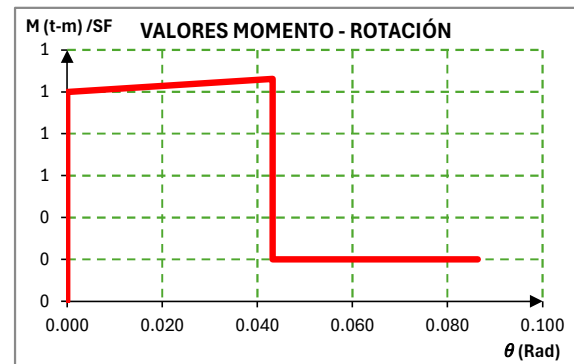
$$\Delta_p = 12.643$$

Deflexión última

$$\Delta_u = \Delta_e + \Delta_p$$

$$\Delta_u = 16.57700$$

Condición	θ (Rad)	Moment/SF
Inicial	0	0
Cedencia	0.0000	1
Última	0.04318	1.061135504
Residual	0.04318	0.2
Colapso	0.08636	0.2



Ductilidad por rotación

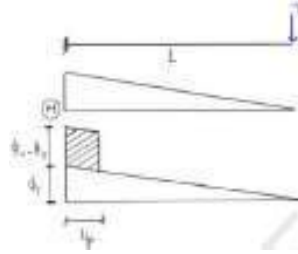
$$u_\theta = \frac{\theta_u}{\theta_e} = 3.28030239$$

Máxima carga aplicada P en condición de agotamiento

$$P = M_u/L$$

$$P = 25.26363684$$

MOMENTO - ROTACIÓN, Deformación Maxima y Ductilidad (C-5 90° y 270° 1er nivel) al 30% de carga axial



$$\begin{aligned} d(m) &= 0.54 & L(m) &= 5.85 & \phi_y (1/m) &= 0.008173811 & \phi_u (1/m) &= 0.08516 \\ Z(m) &= 5.85 \end{aligned}$$

Caso 1: Propuesta Sawyer

Consideraciones: La zona de cedencia se extiende a $d/4$ mas allá de la sección en que el momento flexionante se reduce a M_y y además $M_y/M_u = 0.85$

$$L_p = 0.25d + 0.075Z$$

d: Altura útil de la sección

$$L_p = 0.57375$$

Rotación elástica por integración

$$\theta_e = \int_0^L \phi_y \left(\frac{x}{L} \right) dx$$

$$\theta_e = \phi_y \left(\frac{L}{2} \right) = 0.0239084$$

Rotación inelástica

$$\theta_p = (\phi_u - \phi_y) L_p$$

$$\theta_p = 0.043304731$$

Rotación última

$$\theta_u = \theta_e + \theta_p$$

$$\theta_u = 0.067213129$$

Condición	θ (Rad)	Momento (T-m)
Inicial	0	0
Cedencia	0.023908398	90.47083966
Última	0.067213129	96.00182

Caso 2: Propuesta Mattock

Consideraciones: Se ignoró el desconchamiento del recubrimiento a deformaciones elevadas y se emplearon los parámetros de tensiones de concreto a compresión del ACI

$$L_p = 0.5d + 0.05Z$$

z: distancia desde la sección crítica al punto de inflexión

$$L_p = 0.5625$$

Deflexión elástica por integración

$$\Delta_e = \int_0^L \phi_y \left(\frac{x}{L} \right) x dx$$

$$\Delta_e = \phi_y \left(\frac{L}{2} \right) \left(\frac{2L}{3} \right) = 9.3243$$

Deflexión inelástica

$$\Delta_p = (\phi_u - \phi_y) L_p \left(L - \frac{L_p}{2} \right)$$

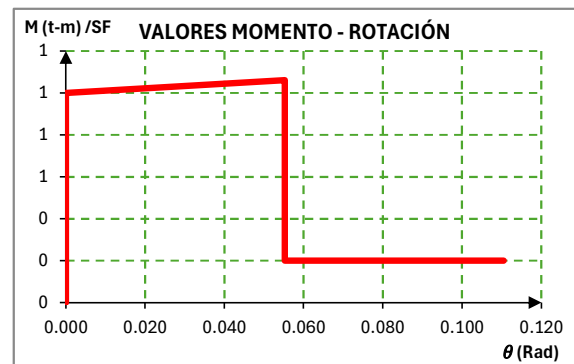
$$\Delta_p = 24.115$$

Deflexión última

$$\Delta_u = \Delta_e + \Delta_p$$

$$\Delta_u = 33.43960$$

Condición	θ (Rad)	Moment/SF
Inicial	0	0
Cedencia	0.0000	1
Última	0.05526	1.061135504
Residual	0.05526	0.2
Colapso	0.11052	0.2



Ductilidad por rotación

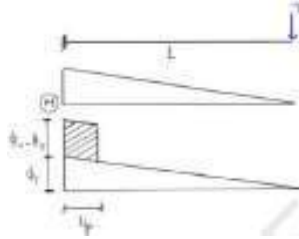
$$u_\theta = \frac{\theta_u}{\theta_e} = 2.811276982$$

Máxima carga aplicada P en condición de agotamiento

$$P = M_u/L$$

$$P = 16.41056752$$

MOMENTO - ROTACIÓN, Deformación Maxima y Ductilidad (C-5 90° y 270° típico) al 50% de carga axial



$$\begin{aligned} d(m) &= 0.54 & L(m) &= 3.8 & \phi_y (1/m) &= 0.00862662 & \phi_u (1/m) &= 0.07276 \\ Z(m) &= 3.8 \end{aligned}$$

Caso 1: Propuesta Sawyer

Consideraciones: La zona de cedencia se extiende a $d/4$ mas allá de la sección en que el momento flexionante se reduce a M_y y además $M_y/M_u = 0.85$

$$L_p = 0.25d + 0.075Z$$

d: Altura útil de la sección

$$L_p = 0.42$$

Rotación elástica por integración

$$\theta_e = \int_0^L \phi_y \left(\frac{x}{L} \right) dx$$

$$\theta_e = \phi_y \left(\frac{L}{2} \right) = 0.01639058$$

Rotación inelástica

$$\theta_p = (\phi_u - \phi_y) L_p$$

$$\theta_p = 0.029501355$$

Rotación última

$$\theta_u = \theta_e + \theta_p$$

$$\theta_u = 0.045891932$$

Condición	θ (Rad)	Momento (T-m)
Inicial	0	0
Cedencia	0.016390578	102.6980187
Última	0.045891932	103.13507

Caso 2: Propuesta Mattock

Consideraciones: Se ignoró el desconchamiento del recubrimiento a deformaciones elevadas y se emplearon los parámetros de tensiones de concreto a compresión del ACI

$$L_p = 0.5d + 0.05Z$$

z: distancia desde la sección crítica al punto de inflexión

$$L_p = 0.46$$

Deflexión elástica por integración

$$\Delta_e = \int_0^L \phi_y \left(\frac{x}{L} \right) x dx$$

$$\Delta_e = \phi_y \left(\frac{L}{2} \right) \left(\frac{2L}{3} \right) = 4.1523$$

Deflexión inelástica

$$\Delta_p = (\phi_u - \phi_y) L_p \left(L - \frac{L_p}{2} \right)$$

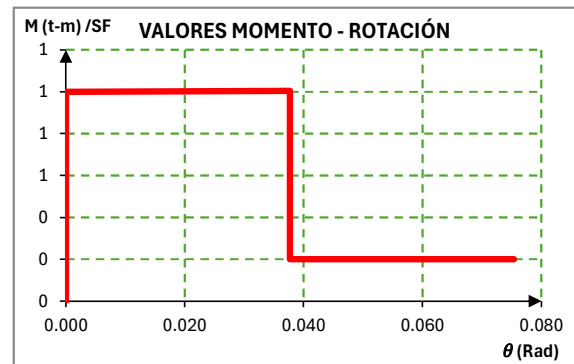
$$\Delta_p = 10.532$$

Deflexión última

$$\Delta_u = \Delta_e + \Delta_p$$

$$\Delta_u = 14.68426$$

Condición	θ (Rad)	Moment/SF
Inicial	0	0
Cedencia	0.0000	1
Última	0.03770	1.004255694
Residual	0.03770	0.2
Colapso	0.07539	0.2



Ductilidad por rotación

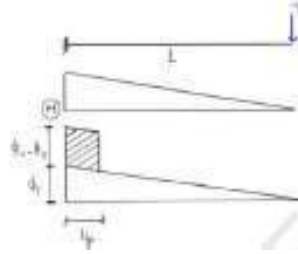
$$u_\theta = \frac{\theta_u}{\theta_e} = 2.799897211$$

Máxima carga aplicada P en condición de agotamiento

$$P = M_u/L$$

$$P = 27.14080789$$

MOMENTO - ROTACIÓN, Deformación Maxima y Ductilidad (C-5 90° y 270° 1er nivel) al 50% de carga axial



$$\begin{aligned} d(m) &= 0.54 & L(m) &= 5.85 & \phi_y (1/m) &= 0.00862662 & \phi_u (1/m) &= 0.07276 \\ Z(m) &= 5.85 \end{aligned}$$

Caso 1: Propuesta Sawyer

Consideraciones: La zona de cedencia se extiende a $d/4$ mas allá de la sección en que el momento flexionante se reduce a M_y y además $M_y/M_u = 0.85$

$$L_p = 0.25d + 0.075Z$$

d: Altura útil de la sección

$$L_p = 0.57375$$

Rotación elástica por integración

$$\theta_e = \int_0^L \phi_y \left(\frac{x}{L} \right) dx$$

$$\theta_e = \phi_y \left(\frac{L}{2} \right) = 0.02523286$$

Rotación inelástica

$$\theta_p = (\phi_u - \phi_y) L_p$$

$$\theta_p = 0.036075026$$

Rotación última

$$\theta_u = \theta_e + \theta_p$$

$$\theta_u = 0.061307889$$

Condición	θ (Rad)	Momento (T-m)
Inicial	0	0
Cedencia	0.025232863	102.6980187
Última	0.061307889	103.13507

Caso 2: Propuesta Mattock

Consideraciones: Se ignoró el desconchamiento del recubrimiento a deformaciones elevadas y se emplearon los parámetros de tensiones de concreto a compresión del ACI

$$L_p = 0.5d + 0.05Z$$

z: distancia desde la sección crítica al punto de inflexión

$$L_p = 0.5625$$

Deflexión elástica por integración

$$\Delta_e = \int_0^L \phi_y \left(\frac{x}{L} \right) x dx$$

$$\Delta_e = \phi_y \left(\frac{L}{2} \right) \left(\frac{2L}{3} \right) = 9.8408$$

Deflexión inelástica

$$\Delta_p = (\phi_u - \phi_y) L_p \left(L - \frac{L_p}{2} \right)$$

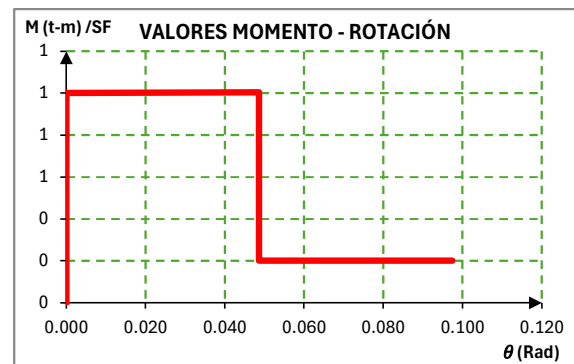
$$\Delta_p = 20.089$$

Deflexión última

$$\Delta_u = \Delta_e + \Delta_p$$

$$\Delta_u = 29.93010$$

Condición	θ (Rad)	Moment/SF
Inicial	0	0
Cedencia	0.0000	1
Última	0.04869	1.004255694
Residual	0.04869	0.2
Colapso	0.09738	0.2



Ductilidad por rotación

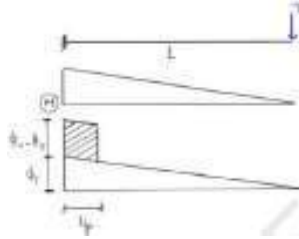
$$u_\theta = \frac{\theta_u}{\theta_e} = 2.42968424$$

Máxima carga aplicada P en condición de agotamiento

$$P = M_u/L$$

$$P = 17.6299265$$

MOMENTO - ROTACIÓN, Deformación Maxima y Ductilidad (C-12' 0° y 180° típico)



$$d(m) = 0.44 \quad L(m) = 3.8 \quad \phi_y (1/m) = 0.009973745 \quad \phi_u (1/m) = 0.1245$$

$$Z(m) = 3.8$$

Caso 1: Propuesta Sawyer

Consideraciones: La zona de cedencia se extiende a d/4 mas allá de la sección en que el momento flexionante se reduce aMy y además $M_y/M_u = 0.85$

$$L_p = 0.25d + 0.075Z$$

d: Altura útil de la sección

$$L_p = 0.395$$

Rotación elástica por integración

$$\theta_e = \int_0^L \phi_y \left(\frac{x}{L} \right) dx$$

$$\theta_e = \phi_y \left(\frac{L}{2} \right) = 0.01895012$$

Rotación inelástica

$$\theta_p = (\phi_u - \phi_y) L_p$$

$$\theta_p = 0.046955765$$

Rotación última

$$\theta_u = \theta_e + \theta_p$$

$$\theta_u = 0.06590588$$

Condición	θ (Rad)	Momento (T-m)
Inicial	0	0
Cedencia	0.018950116	40.47941914
Última	0.06590588	47.68976

Caso 2: Propuesta Mattock

Consideraciones: Se ignoró el desconchamiento del recubrimiento a deformaciones elevadas y se emplearon los parámetros de tensiones de concreto a compresión del ACI

$$L_p = 0.5d + 0.05Z$$

z: distancia desde la sección crítica al punto de inflexión

$$L_p = 0.41$$

Deflexión elástica por integración

$$\Delta_e = \int_0^L \phi_y \left(\frac{x}{L} \right) x dx$$

$$\Delta_e = \phi_y \left(\frac{L}{2} \right) \left(\frac{2L}{3} \right) = 4.8007$$

Deflexión inelástica

$$\Delta_p = (\phi_u - \phi_y) L_p \left(L - \frac{L_p}{2} \right)$$

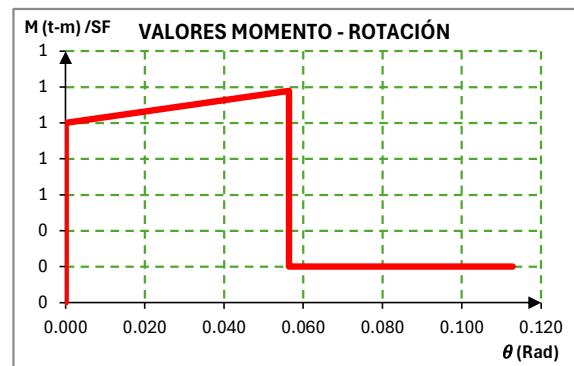
$$\Delta_p = 16.881$$

Deflexión última

$$\Delta_u = \Delta_e + \Delta_p$$

$$\Delta_u = 21.68129$$

Condición	θ (Rad)	Moment/SF
Inicial	0	0
Cedencia	0.0000	1
Última	0.05643	1.178123625
Residual	0.05643	0.2
Colapso	0.11286	0.2



Ductilidad por rotación

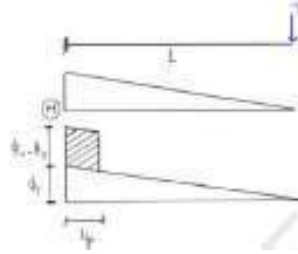
$$u_\theta = \frac{\theta_u}{\theta_e} \quad u_\theta = 3.477861629$$

Máxima carga aplicada P en condición de agotamiento

$$P = M_u/L$$

$$P = 12.54993684$$

MOMENTO - ROTACIÓN, Deformación Maxima y Ductilidad (C-12' 0° y 180° 1er nivel)



$$d(m) = 0.44 \quad L(m) = 5.85 \quad \phi_y (1/m) = 0.009973745 \quad \phi_u (1/m) = 0.1245$$

$$Z(m) = 5.85$$

Caso 1: Propuesta Sawyer

Consideraciones: La zona de cedencia se extiende a $d/4$ mas allá de la sección en que el momento flexionante se reduce a M_y y además $M_y/M_u = 0.85$

$$L_p = 0.25d + 0.075Z$$

d: Altura útil de la sección

$$L_p = 0.54875$$

Rotación elástica por integración

$$\theta_e = \int_0^L \phi_y \left(\frac{x}{L} \right) dx$$

$$\theta_e = \phi_y \left(\frac{L}{2} \right) = 0.0291732$$

Rotación inelástica

$$\theta_p = (\phi_u - \phi_y) L_p$$

$$\theta_p = 0.058694706$$

Rotación última

$$\theta_u = \theta_e + \theta_p$$

$$\theta_u = 0.08786791$$

Condición	θ (Rad)	Momento (T-m)
Inicial	0	0
Cedencia	0.029173204	40.47941914
Última	0.08786791	47.68976

Caso 2: Propuesta Mattock

Consideraciones: Se ignoró el desconchamiento del recubrimiento a deformaciones elevadas y se emplearon los parámetros de tensiones de concreto a compresión del ACI

$$L_p = 0.5d + 0.05Z$$

z: distancia desde la sección crítica al punto de inflexión

$$L_p = 0.5125$$

Deflexión elástica por integración

$$\Delta_e = \int_0^L \phi_y \left(\frac{x}{L} \right) x dx$$

$$\Delta_e = \phi_y \left(\frac{L}{2} \right) \left(\frac{2L}{3} \right) = 11.3775$$

Deflexión inelástica

$$\Delta_p = (\phi_u - \phi_y) L_p \left(L - \frac{L_p}{2} \right)$$

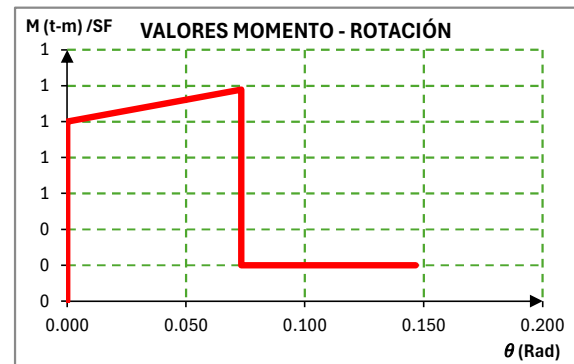
$$\Delta_p = 32.832$$

Deflexión última

$$\Delta_u = \Delta_e + \Delta_p$$

$$\Delta_u = 44.20990$$

Condición	θ (Rad)	Moment/SF
Inicial	0	0
Cedencia	0.0000	1
Última	0.07328	1.178123625
Residual	0.07328	0.2
Colapso	0.14656	0.2



Ductilidad por rotación

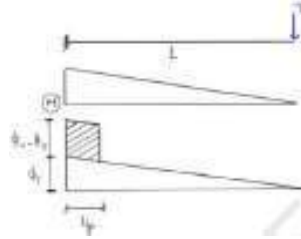
$$u_\theta = \frac{\theta_u}{\theta_e} \quad u_\theta = 3.01193893$$

Máxima carga aplicada P en condición de agotamiento

$$P = M_u/L$$

$$P = 8.152095726$$

MOMENTO - ROTACIÓN, Deformación Maxima y Ductilidad (C-12' 0° y 180° típico) al 10% de carga axial



$$d(m) = 0.44 \quad L(m) = 3.8 \quad \phi_y (1/m) = 0.01011874 \quad \phi_u (1/m) = 0.1245$$

$$Z(m) = 3.8$$

Caso 1: Propuesta Sawyer

Consideraciones: La zona de cedencia se extiende a $d/4$ mas allá de la sección en que el momento flexionante se reduce a M_y y además $M_y/M_u = 0.85$

$$L_p = 0.25d + 0.075Z$$

d: Altura útil de la sección

$$L_p = 0.395$$

Rotación elástica por integración

$$\theta_e = \int_0^L \phi_y \left(\frac{x}{L} \right) dx$$

$$\theta_e = \phi_y \left(\frac{L}{2} \right) = 0.01922561$$

Rotación inelástica

$$\theta_p = (\phi_u - \phi_y) L_p$$

$$\theta_p = 0.046896317$$

Rotación última

$$\theta_u = \theta_e + \theta_p$$

$$\theta_u = 0.066121922$$

Condición	θ (Rad)	Momento (T-m)
Inicial	0	0
Cedencia	0.019225605	44.94851113
Última	0.066121922	50.02614

Caso 2: Propuesta Mattock

Consideraciones: Se ignoró el desconchamiento del recubrimiento a deformaciones elevadas y se emplearon los parámetros de tensiones de concreto a compresión del ACI

$$L_p = 0.5d + 0.05Z$$

z: distancia desde la sección crítica al punto de inflexión

$$L_p = 0.41$$

Deflexión elástica por integración

$$\Delta_e = \int_0^L \phi_y \left(\frac{x}{L} \right) x dx$$

$$\Delta_e = \phi_y \left(\frac{L}{2} \right) \left(\frac{2L}{3} \right) = 4.8705$$

Deflexión inelástica

$$\Delta_p = (\phi_u - \phi_y) L_p \left(L - \frac{L_p}{2} \right)$$

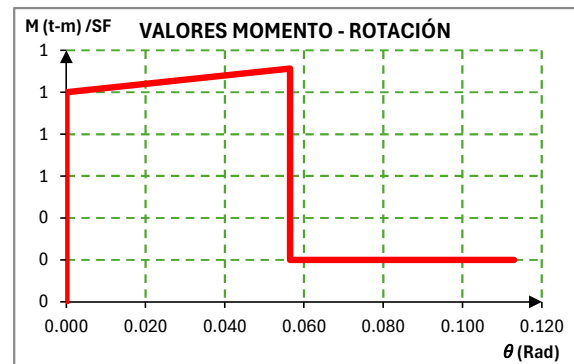
$$\Delta_p = 16.859$$

Deflexión última

$$\Delta_u = \Delta_e + \Delta_p$$

$$\Delta_u = 21.72971$$

Condición	θ (Rad)	Moment/SF
Inicial	0	0
Cedencia	0.0000	1
Última	0.05651	1.112965452
Residual	0.05651	0.2
Colapso	0.11302	0.2



Ductilidad por rotación

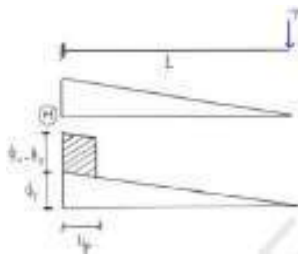
$$u\theta = \frac{\theta_u}{\theta_e} \quad u\theta = 3.43926349$$

Máxima carga aplicada P en condición de agotamiento

$$P = M_u/L$$

$$P = 13.16477368$$

MOMENTO - ROTACIÓN, Deformación Maxima y Ductilidad (C-12' 0° y 180° 1er nivel) al 10% de carga axial



$$\begin{aligned} d(m) &= 0.44 & L(m) &= 5.85 & \phi_y (1/m) &= 0.01011874 & \phi_u (1/m) &= 0.1245 \\ Z(m) &= 5.85 \end{aligned}$$

Caso 1: Propuesta Sawyer

Consideraciones: La zona de cedencia se extiende a $d/4$ mas allá de la sección en que el momento flexionante se reduce a M_y y además $M_y/M_u = 0.85$

$$L_p = 0.25d + 0.075Z$$

d: Altura útil de la sección

$$L_p = 0.54875$$

Rotación elástica por integración

$$\theta_e = \int_0^L \phi_y \left(\frac{x}{L} \right) dx$$

$$\theta_e = \phi_y \left(\frac{L}{2} \right) = 0.02959731$$

Rotación inelástica

$$\theta_p = (\phi_u - \phi_y) L_p$$

$$\theta_p = 0.058620396$$

Rotación última

$$\theta_u = \theta_e + \theta_p$$

$$\theta_u = 0.088217709$$

Condición	θ (Rad)	Momento (T-m)
Inicial	0	0
Cedencia	0.029597313	44.94851113
Última	0.088217709	50.02614

Caso 2: Propuesta Mattock

Consideraciones: Se ignoró el desconchamiento del recubrimiento a deformaciones elevadas y se emplearon los parámetros de tensiones de concreto a compresión del ACI

$$L_p = 0.5d + 0.05Z$$

z: distancia desde la sección crítica al punto de inflexión

$$L_p = 0.5125$$

Deflexión elástica por integración

$$\Delta_e = \int_0^L \phi_y \left(\frac{x}{L} \right) x dx$$

$$\Delta_e = \phi_y \left(\frac{L}{2} \right) \left(\frac{2L}{3} \right) = 11.5430$$

Deflexión inelástica

$$\Delta_p = (\phi_u - \phi_y) L_p \left(L - \frac{L_p}{2} \right)$$

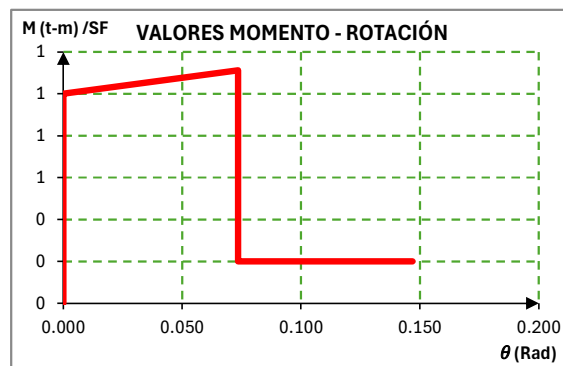
$$\Delta_p = 32.791$$

Deflexión última

$$\Delta_u = \Delta_e + \Delta_p$$

$$\Delta_u = 44.33374$$

Condición	θ (Rad)	Moment/SF
Inicial	0	0
Cedencia	0.0000	1
Última	0.07342	1.112965452
Residual	0.07342	0.2
Colapso	0.14684	0.2



Ductilidad por rotación

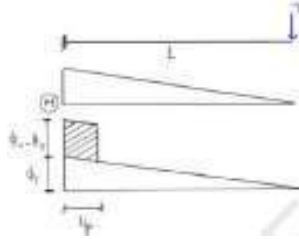
$$u_\theta = \frac{\theta_u}{\theta_e} = 2.98059856$$

Máxima carga aplicada P en condición de agotamiento

$$P = M_u/L$$

$$P = 8.551476923$$

MOMENTO - ROTACIÓN, Deformación Maxima y Ductilidad (C-12' 0° y 180° típico) al 30% de carga axial



$$\begin{aligned} d(m) &= 0.44 & L(m) &= 3.8 & \phi_y (1/m) &= 0.010658554 & \phi_u (1/m) &= 0.1076 \\ Z(m) &= 3.8 \end{aligned}$$

Caso 1: Propuesta Sawyer

Consideraciones: La zona de cedencia se extiende a $d/4$ mas allá de la sección en que el momento flexionante se reduce a M_y y además $M_y/M_u = 0.85$

$$L_p = 0.25d + 0.075Z$$

d: Altura útil de la sección

$$L_p = 0.395$$

Rotación elástica por integración

$$\theta_e = \int_0^L \phi_y \left(\frac{x}{L} \right) dx$$

$$\theta_e = \phi_y \left(\frac{L}{2} \right) = 0.02025125$$

Rotación inelástica

$$\theta_p = (\phi_u - \phi_y) L_p$$

$$\theta_p = 0.039745993$$

Rotación última

$$\theta_u = \theta_e + \theta_p$$

$$\theta_u = 0.059997246$$

Condición	θ (Rad)	Momento (T-m)
Inicial	0	0
Cedencia	0.020251253	52.454366
Última	0.059997246	52.9124

Caso 2: Propuesta Mattock

Consideraciones: Se ignoró el desconchamiento del recubrimiento a deformaciones elevadas y se emplearon los parámetros de tensiones de concreto a compresión del ACI

$$L_p = 0.5d + 0.05Z$$

z: distancia desde la sección crítica al punto de inflexión

$$L_p = 0.41$$

Deflexión elástica por integración

$$\Delta_e = \int_0^L \phi_y \left(\frac{x}{L} \right) x dx$$

$$\Delta_e = \phi_y \left(\frac{L}{2} \right) \left(\frac{2L}{3} \right) = 5.1303$$

Deflexión inelástica

$$\Delta_p = (\phi_u - \phi_y) L_p \left(L - \frac{L_p}{2} \right)$$

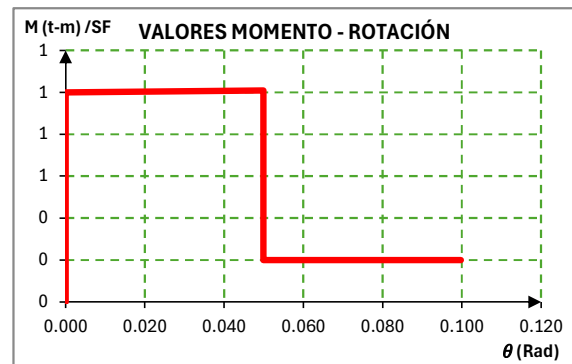
$$\Delta_p = 14.289$$

Deflexión última

$$\Delta_u = \Delta_e + \Delta_p$$

$$\Delta_u = 19.41900$$

Condición	θ (Rad)	Moment/SF
Inicial	0	0
Cedencia	0.0000	1
Última	0.04987	1.008732047
Residual	0.04987	0.2
Colapso	0.09974	0.2



Ductilidad por rotación

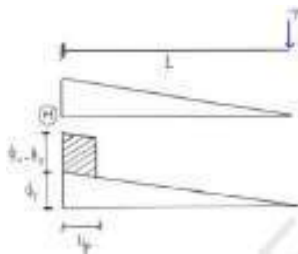
$$u_\theta = \frac{\theta_u}{\theta_e} = 2.962643641$$

Máxima carga aplicada P en condición de agotamiento

$$P = M_u/L$$

$$P = 13.92431579$$

MOMENTO - ROTACIÓN, Deformación Maxima y Ductilidad (C-12' 0° y 180° 1er nivel) al 30% de carga axial



$$d(m) = 0.44 \quad L(m) = 5.85 \quad \phi_y (1/m) = 0.010658554 \quad \phi_u (1/m) = 0.1076$$

$$Z(m) = 5.85$$

Caso 1: Propuesta Sawyer

Consideraciones: La zona de cedencia se extiende a $d/4$ mas allá de la sección en que el momento flexionante se reduce a M_y y además $M_y/M_u = 0.85$

$$L_p = 0.25d + 0.075Z$$

d: Altura útil de la sección

$$L_p = 0.54875$$

Rotación elástica por integración

$$\theta_e = \int_0^L \phi_y \left(\frac{x}{L} \right) dx$$

$$\theta_e = \phi_y \left(\frac{L}{2} \right) = 0.03117627$$

Rotación inelástica

$$\theta_p = (\phi_u - \phi_y) L_p$$

$$\theta_p = 0.049682491$$

Rotación última

$$\theta_u = \theta_e + \theta_p$$

$$\theta_u = 0.080858762$$

Condición	θ (Rad)	Momento (T-m)
Inicial	0	0
Cedencia	0.031176271	52.454366
Última	0.080858762	52.9124

Caso 2: Propuesta Mattock

Consideraciones: Se ignoró el desconchamiento del recubrimiento a deformaciones elevadas y se emplearon los parámetros de tensiones de concreto a compresión del ACI

$$L_p = 0.5d + 0.05Z$$

z: distancia desde la sección crítica al punto de inflexión

$$L_p = 0.5125$$

Deflexión elástica por integración

$$\Delta_e = \int_0^L \phi_y \left(\frac{x}{L} \right) x dx$$

$$\Delta_e = \phi_y \left(\frac{L}{2} \right) \left(\frac{2L}{3} \right) = 12.1587$$

Deflexión inelástica

$$\Delta_p = (\phi_u - \phi_y) L_p \left(L - \frac{L_p}{2} \right)$$

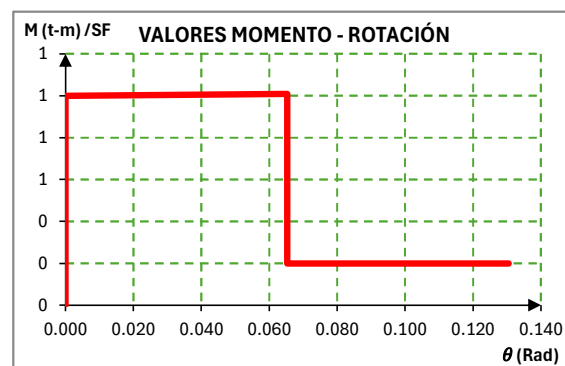
$$\Delta_p = 27.791$$

Deflexión última

$$\Delta_u = \Delta_e + \Delta_p$$

$$\Delta_u = 39.94989$$

Condición	θ (Rad)	Moment/SF
Inicial	0	0
Cedencia	0.0000	1
Última	0.06527	1.008732047
Residual	0.06527	0.2
Colapso	0.13054	0.2



Ductilidad por rotación

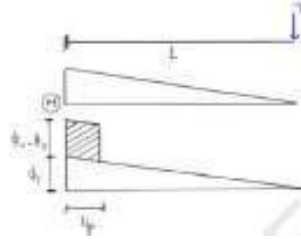
$$u_\theta = \frac{\theta_u}{\theta_e} \quad u_\theta = 2.593599538$$

Máxima carga aplicada P en condición de agotamiento

$$P = M_u/L$$

$$P = 9.044854701$$

MOMENTO - ROTACIÓN, Deformación Maxima y Ductilidad (C-12' 0° y 180° típico) al 50% de carga axial



$$\begin{aligned} d(m) &= 0.44 & L(m) &= 3.8 & \phi_y (1/m) &= 0.011517466 & \phi_u (1/m) &= 0.0919 \\ Z(m) &= 3.8 \end{aligned}$$

Caso 1: Propuesta Sawyer

Consideraciones: La zona de cedencia se extiende a $d/4$ mas allá de la sección en que el momento flexionante se reduce a M_y y además $M_y/M_u = 0.85$

$$L_p = 0.25d + 0.075Z$$

d: Altura útil de la sección

$$L_p = 0.395$$

Rotación elástica por integración

$$\theta_e = \int_0^L \phi_y \left(\frac{x}{L} \right) dx$$

$$\theta_e = \phi_y \left(\frac{L}{2} \right) = 0.02188319$$

Rotación inelástica

$$\theta_p = (\phi_u - \phi_y) L_p$$

$$\theta_p = 0.032956839$$

Rotación última

$$\theta_u = \theta_e + \theta_p$$

$$\theta_u = 0.054840025$$

Condición	θ (Rad)	Momento (T-m)
Inicial	0	0
Cedencia	0.021883186	58.02357191
Última	0.054840025	55.13624

Caso 2: Propuesta Mattock

Consideraciones: Se ignoró el desconchamiento del recubrimiento a deformaciones elevadas y se emplearon los parámetros de tensiones de concreto a compresión del ACI

$$L_p = 0.5d + 0.05Z$$

z: distancia desde la sección crítica al punto de inflexión

$$L_p = 0.41$$

Deflexión elástica por integración

$$\Delta_e = \int_0^L \phi_y \left(\frac{x}{L} \right) x dx$$

$$\Delta_e = \phi_y \left(\frac{L}{2} \right) \left(\frac{2L}{3} \right) = 5.5437$$

Deflexión inelástica

$$\Delta_p = (\phi_u - \phi_y) L_p \left(L - \frac{L_p}{2} \right)$$

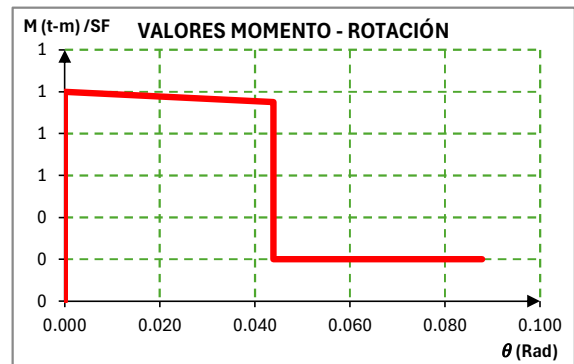
$$\Delta_p = 11.848$$

Deflexión última

$$\Delta_u = \Delta_e + \Delta_p$$

$$\Delta_u = 17.39172$$

Condición	θ (Rad)	Moment/SF
Inicial	0	0
Cedencia	0.0000	1
Última	0.04390	0.950238639
Residual	0.04390	0.2
Colapso	0.08780	0.2



Ductilidad por rotación

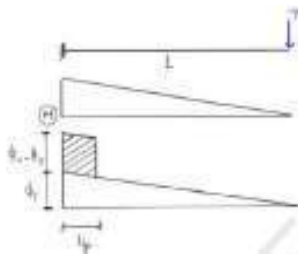
$$u_\theta = \frac{\theta_u}{\theta_e} = 2.506034777$$

Máxima carga aplicada P en condición de agotamiento

$$P = M_u/L$$

$$P = 14.50953684$$

MOMENTO - ROTACIÓN, Deformación Maxima y Ductilidad (C-12' 0° y 180° 1er nivel) al 50% de carga axial



$$d(m) = 0.44 \quad L(m) = 5.85 \quad \phi_y (1/m) = 0.011517466 \quad \phi_u (1/m) = 0.0919$$

$$Z(m) = 5.85$$

Caso 1: Propuesta Sawyer

Consideraciones: La zona de cedencia se extiende a $d/4$ mas allá de la sección en que el momento flexionante se reduce a M_y y además $M_y/M_u = 0.85$

$$L_p = 0.25d + 0.075Z$$

d: Altura útil de la sección

$$L_p = 0.54875$$

Rotación elástica por integración

$$\theta_e = \int_0^L \phi_y \left(\frac{x}{L} \right) dx$$

$$\theta_e = \phi_y \left(\frac{L}{2} \right) = 0.03368859$$

Rotación inelástica

$$\theta_p = (\phi_u - \phi_y) L_p$$

$$\theta_p = 0.041196049$$

Rotación última

$$\theta_u = \theta_e + \theta_p$$

$$\theta_u = 0.074884637$$

Condición	θ (Rad)	Momento (T-m)
Inicial	0	0
Cedencia	0.033688589	58.02357191
Última	0.074884637	55.13624

Caso 2: Propuesta Mattock

Consideraciones: Se ignoró el desconchamiento del recubrimiento a deformaciones elevadas y se emplearon los parámetros de tensiones de concreto a compresión del ACI

$$L_p = 0.5d + 0.05Z$$

z: distancia desde la sección crítica al punto de inflexión

$$L_p = 0.5125$$

Deflexión elástica por integración

$$\Delta_e = \int_0^L \phi_y \left(\frac{x}{L} \right) x dx$$

$$\Delta_e = \phi_y \left(\frac{L}{2} \right) \left(\frac{2L}{3} \right) = 13.1385$$

Deflexión inelástica

$$\Delta_p = (\phi_u - \phi_y) L_p \left(L - \frac{L_p}{2} \right)$$

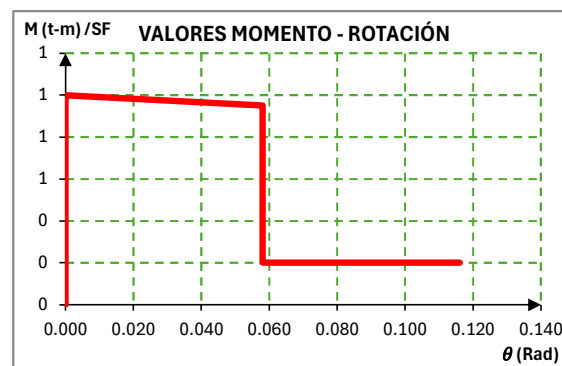
$$\Delta_p = 23.044$$

Deflexión última

$$\Delta_u = \Delta_e + \Delta_p$$

$$\Delta_u = 36.18259$$

Condición	θ (Rad)	Moment/SF
Inicial	0	0
Cedencia	0.0000	1
Última	0.05804	0.950238639
Residual	0.05804	0.2
Colapso	0.11608	0.2



Ductilidad por rotación

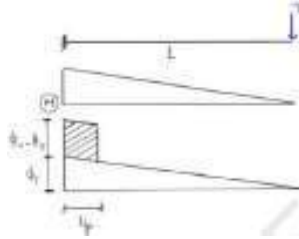
$$u_\theta = \frac{\theta_u}{\theta_e} \quad u_\theta = 2.22284875$$

Máxima carga aplicada P en condición de agotamiento

$$P = M_u/L$$

$$P = 9.424998291$$

MOMENTO - ROTACIÓN, Deformación Maxima y Ductilidad (C-12' 90° y 270° típico)



$$\begin{aligned} d(m) &= 0.34 & L(m) &= 3.8 & \phi_y (1/m) &= 0.012370485 & \phi_u (1/m) &= 0.1689 \\ Z(m) &= 3.8 \end{aligned}$$

Caso 1: Propuesta Sawyer

Consideraciones: La zona de cedencia se extiende a $d/4$ mas allá de la sección en que el momento flexionante se reduce a M_y y además $M_y/M_u = 0.85$

$$L_p = 0.25d + 0.075Z$$

d: Altura útil de la sección

$$L_p = 0.37$$

Rotación elástica por integración

$$\theta_e = \int_0^L \phi_y \left(\frac{x}{L} \right) dx$$

$$\theta_e = \phi_y \left(\frac{L}{2} \right) = 0.02350392$$

Rotación inelástica

$$\theta_p = (\phi_u - \phi_y) L_p$$

$$\theta_p = 0.056350626$$

Rotación última

$$\theta_u = \theta_e + \theta_p$$

$$\theta_u = 0.079854546$$

Condición	θ (Rad)	Momento (T-m)
Inicial	0	0
Cedencia	0.023503921	32.46814262
Última	0.079854546	39.66704

Caso 2: Propuesta Mattock

Consideraciones: Se ignoró el desconchamiento del recubrimiento a deformaciones elevadas y se emplearon los parámetros de tensiones de concreto a compresión del ACI

$$L_p = 0.5d + 0.05Z$$

z: distancia desde la sección crítica al punto de inflexión

$$L_p = 0.36$$

Deflexión elástica por integración

$$\Delta_e = \int_0^L \phi_y \left(\frac{x}{L} \right) x dx$$

$$\Delta_e = \phi_y \left(\frac{L}{2} \right) \left(\frac{2L}{3} \right) = 5.9543$$

Deflexión inelástica

$$\Delta_p = (\phi_u - \phi_y) L_p \left(L - \frac{L_p}{2} \right)$$

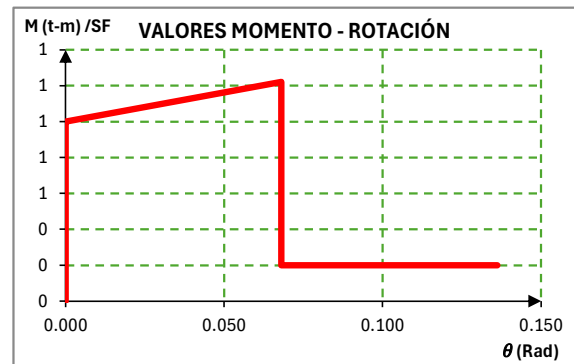
$$\Delta_p = 20.399$$

Deflexión última

$$\Delta_u = \Delta_e + \Delta_p$$

$$\Delta_u = 26.35325$$

Condición	θ (Rad)	Moment/SF
Inicial	0	0
Cedencia	0.0000	1
Última	0.06810	1.221721872
Residual	0.06810	0.2
Colapso	0.13621	0.2



Ductilidad por rotación

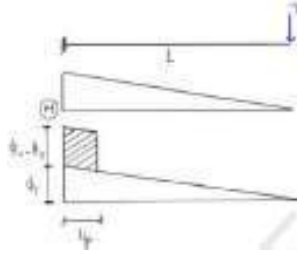
$$u\theta = \frac{\theta_u}{\theta_e} = 3.397498974$$

Máxima carga aplicada P en condición de agotamiento

$$P = M_u/L$$

$$P = 10.43869474$$

MOMENTO - ROTACIÓN, Deformación Maxima y Ductilidad (C-12' 90° y 270° 1er nivel)



$$\begin{aligned} d(m) &= 0.34 & L(m) &= 5.85 & \phi_y (1/m) &= 0.012370485 & \phi_u (1/m) &= 0.1689 \\ Z(m) &= 5.85 \end{aligned}$$

Caso 1: Propuesta Sawyer

Consideraciones: La zona de cedencia se extiende a $d/4$ mas allá de la sección en que el momento flexionante se reduce a M_y y además $M_y/M_u = 0.85$

$$L_p = 0.25d + 0.075Z$$

d: Altura útil de la sección

$$L_p = 0.52375$$

Rotación elástica por integración

$$\theta_e = \int_0^L \phi_y \left(\frac{x}{L} \right) dx$$

$$\theta_e = \phi_y \left(\frac{L}{2} \right) = 0.03618367$$

Rotación inelástica

$$\theta_p = (\phi_u - \phi_y) L_p$$

$$\theta_p = 0.072394901$$

Rotación última

$$\theta_u = \theta_e + \theta_p$$

$$\theta_u = 0.108578568$$

Condición	θ (Rad)	Momento (T-m)
Inicial	0	0
Cedencia	0.036183667	32.46814262
Última	0.108578568	39.66704

Caso 2: Propuesta Mattock

Consideraciones: Se ignoró el desconchamiento del recubrimiento a deformaciones elevadas y se emplearon los parámetros de tensiones de concreto a compresión del ACI

$$L_p = 0.5d + 0.05Z$$

z: distancia desde la sección crítica al punto de inflexión

$$L_p = 0.4625$$

Deflexión elástica por integración

$$\Delta_e = \int_0^L \phi_y \left(\frac{x}{L} \right) x dx$$

$$\Delta_e = \phi_y \left(\frac{L}{2} \right) \left(\frac{2L}{3} \right) = 14.1116$$

Deflexión inelástica

$$\Delta_p = (\phi_u - \phi_y) L_p \left(L - \frac{L_p}{2} \right)$$

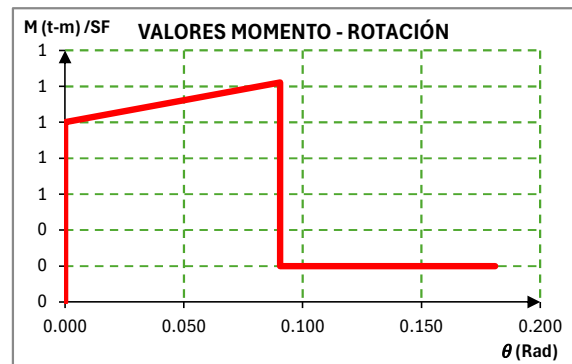
$$\Delta_p = 40.677$$

Deflexión última

$$\Delta_u = \Delta_e + \Delta_p$$

$$\Delta_u = 54.78852$$

Condición	θ (Rad)	Moment/SF
Inicial	0	0
Cedencia	0.0000	1
Última	0.09049	1.221721872
Residual	0.09049	0.2
Colapso	0.18097	0.2



Ductilidad por rotación

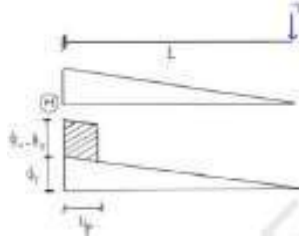
$$u_\theta = \frac{\theta_u}{\theta_e} = 3.000761846$$

Máxima carga aplicada P en condición de agotamiento

$$P = M_u/L$$

$$P = 6.780690598$$

MOMENTO - ROTACIÓN, Deformación Maxima y Ductilidad (C-12' 90° y 270° típico) al 10% de carga axial



$$\begin{aligned} d(\text{m}) &= 0.34 & L(\text{m}) &= 3.8 & \phi_y (1/\text{m}) &= 0.012294874 & \phi_u (1/\text{m}) &= 0.1689 \\ Z(\text{m}) &= 3.8 \end{aligned}$$

Caso 1: Propuesta Sawyer

Consideraciones: La zona de cedencia se extiende a $d/4$ mas allá de la sección en que el momento flexionante se reduce a M_y y además $M_y/M_u = 0.85$

$$L_p = 0.25d + 0.075Z$$

d: Altura útil de la sección

$$L_p = 0.37$$

Rotación elástica por integración

$$\theta_e = \int_0^L \phi_y \left(\frac{x}{L} \right) dx$$

$$\theta_e = \phi_y \left(\frac{L}{2} \right) = 0.02336026$$

Rotación inelástica

$$\theta_p = (\phi_u - \phi_y) L_p$$

$$\theta_p = 0.056377845$$

Rotación última

$$\theta_u = \theta_e + \theta_p$$

$$\theta_u = 0.079738106$$

Condición	θ (Rad)	Momento (T-m)
Inicial	0	0
Cedencia	0.023360261	35.23438373
Última	0.079738106	41.85699

Caso 2: Propuesta Mattock

Consideraciones: Se ignoró el desconchamiento del recubrimiento a deformaciones elevadas y se emplearon los parámetros de tensiones de concreto a compresión del ACI

$$L_p = 0.5d + 0.05Z$$

z: distancia desde la sección crítica al punto de inflexión

$$L_p = 0.36$$

Deflexión elástica por integración

$$\Delta_e = \int_0^L \phi_y \left(\frac{x}{L} \right) x dx$$

$$\Delta_e = \phi_y \left(\frac{L}{2} \right) \left(\frac{2L}{3} \right) = 5.9179$$

Deflexión inelástica

$$\Delta_p = (\phi_u - \phi_y) L_p \left(L - \frac{L_p}{2} \right)$$

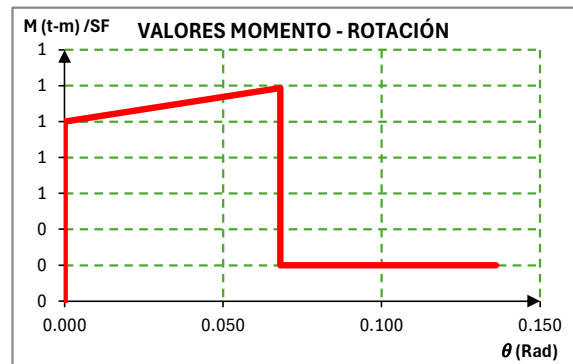
$$\Delta_p = 20.409$$

Deflexión última

$$\Delta_u = \Delta_e + \Delta_p$$

$$\Delta_u = 26.32671$$

Condición	θ (Rad)	Moment/SF
Inicial	0	0
Cedencia	0.0000	1
Última	0.06806	1.187958624
Residual	0.06806	0.2
Colapso	0.13612	0.2



Ductilidad por rotación

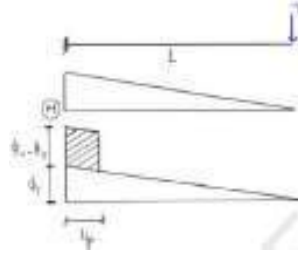
$$u\theta = \frac{\theta_u}{\theta_e} = 3.413408214$$

Máxima carga aplicada P en condición de agotamiento

$$P = M_u/L$$

$$P = 11.01499737$$

MOMENTO - ROTACIÓN, Deformación Maxima y Ductilidad (C-12' 90° y 270° 1er nivel) al 10% de carga axial



$$d(m) = 0.34 \quad L(m) = 5.85 \quad \phi_y (1/m) = 0.012294874 \quad \phi_u (1/m) = 0.1689$$

$$Z(m) = 5.85$$

Caso 1: Propuesta Sawyer

Consideraciones: La zona de cedencia se extiende a $d/4$ mas allá de la sección en que el momento flexionante se reduce a M_y y además $M_y/M_u = 0.85$

$$L_p = 0.25d + 0.075Z$$

d: Altura útil de la sección

$$L_p = 0.52375$$

Rotación elástica por integración

$$\theta_e = \int_0^L \phi_y \left(\frac{x}{L} \right) dx$$

$$\theta_e = \phi_y \left(\frac{L}{2} \right) = 0.03596251$$

Rotación inelástica

$$\theta_p = (\phi_u - \phi_y) L_p$$

$$\theta_p = 0.072429871$$

Rotación última

$$\theta_u = \theta_e + \theta_p$$

$$\theta_u = 0.108392377$$

Condición	θ (Rad)	Momento (T-m)
Inicial	0	0
Cedencia	0.035962507	35.23438373
Última	0.108392377	41.85699

Caso 2: Propuesta Mattock

Consideraciones: Se ignoró el desconchamiento del recubrimiento a deformaciones elevadas y se emplearon los parámetros de tensiones de concreto a compresión del ACI

$$L_p = 0.5d + 0.05Z$$

z: distancia desde la sección crítica al punto de inflexión

$$L_p = 0.4625$$

Deflexión elástica por integración

$$\Delta_e = \int_0^L \phi_y \left(\frac{x}{L} \right) x dx$$

$$\Delta_e = \phi_y \left(\frac{L}{2} \right) \left(\frac{2L}{3} \right) = 14.0254$$

Deflexión inelástica

$$\Delta_p = (\phi_u - \phi_y) L_p \left(L - \frac{L_p}{2} \right)$$

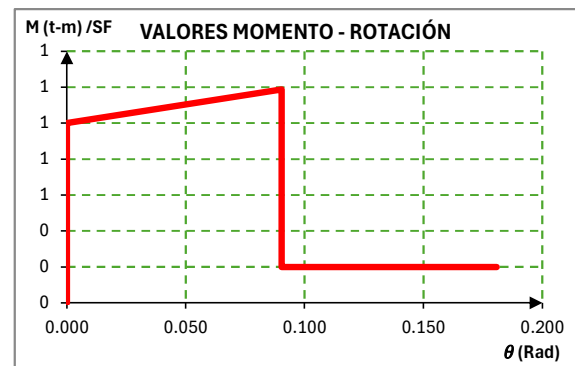
$$\Delta_p = 40.697$$

Deflexión última

$$\Delta_u = \Delta_e + \Delta_p$$

$$\Delta_u = 54.72191$$

Condición	θ (Rad)	Moment/SF
Inicial	0	0
Cedencia	0.0000	1
Última	0.09041	1.187958624
Residual	0.09041	0.2
Colapso	0.18082	0.2



Ductilidad por rotación

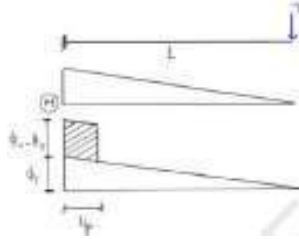
$$u_\theta = \frac{\theta_u}{\theta_e} \quad u_\theta = 3.014038431$$

Máxima carga aplicada P en condición de agotamiento

$$P = M_u/L$$

$$P = 7.155041026$$

MOMENTO - ROTACIÓN, Deformación Maxima y Ductilidad (C-12' 90° y 270° típico) al 30% de carga axial



$$\begin{aligned} d(\text{m}) &= 0.34 & L(\text{m}) &= 3.8 & \phi_y (1/\text{m}) &= 0.013457414 & \phi_u (1/\text{m}) &= 0.1352 \\ Z(\text{m}) &= 3.8 \end{aligned}$$

Caso 1: Propuesta Sawyer

Consideraciones: La zona de cedencia se extiende a $d/4$ mas allá de la sección en que el momento flexionante se reduce a M_y y además $M_y/M_u = 0.85$

$$L_p = 0.25d + 0.075Z$$

d: Altura útil de la sección

$$L_p = 0.37$$

Rotación elástica por integración

$$\theta_e = \int_0^L \phi_y \left(\frac{x}{L} \right) dx$$

$$\theta_e = \phi_y \left(\frac{L}{2} \right) = 0.02556909$$

Rotación inelástica

$$\theta_p = (\phi_u - \phi_y) L_p$$

$$\theta_p = 0.043827331$$

Rotación última

$$\theta_u = \theta_e + \theta_p$$

$$\theta_u = 0.069396418$$

Condición	θ (Rad)	Momento (T-m)
Inicial	0	0
Cedencia	0.025569087	42.32030091
Última	0.069396418	43.74987

Caso 2: Propuesta Mattock

Consideraciones: Se ignoró el desconchamiento del recubrimiento a deformaciones elevadas y se emplearon los parámetros de tensiones de concreto a compresión del ACI

$$L_p = 0.5d + 0.05Z$$

z: distancia desde la sección crítica al punto de inflexión

$$L_p = 0.36$$

Deflexión elástica por integración

$$\Delta_e = \int_0^L \phi_y \left(\frac{x}{L} \right) x dx$$

$$\Delta_e = \phi_y \left(\frac{L}{2} \right) \left(\frac{2L}{3} \right) = 6.4775$$

Deflexión inelástica

$$\Delta_p = (\phi_u - \phi_y) L_p \left(L - \frac{L_p}{2} \right)$$

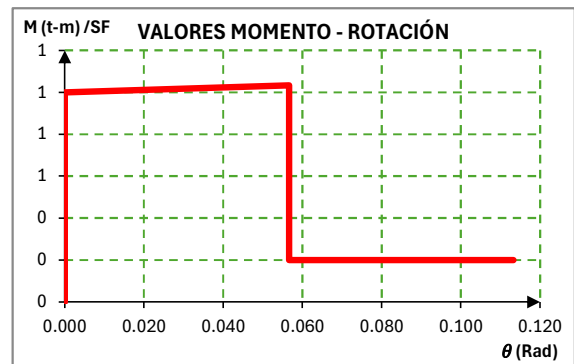
$$\Delta_p = 15.865$$

Deflexión última

$$\Delta_u = \Delta_e + \Delta_p$$

$$\Delta_u = 22.34300$$

Condición	θ (Rad)	Moment/SF
Inicial	0	0
Cedencia	0.0000	1
Última	0.05661	1.033779748
Residual	0.05661	0.2
Colapso	0.11322	0.2



Ductilidad por rotación

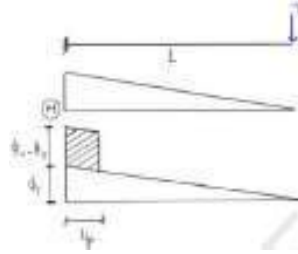
$$u_\theta = \frac{\theta_u}{\theta_e} = 2.714074919$$

Máxima carga aplicada P en condición de agotamiento

$$P = M_u/L$$

$$P = 11.51312368$$

MOMENTO - ROTACIÓN, Deformación Maxima y Ductilidad (C-12' 90° y 270° 1er nivel) al 30% de carga axial



$$\begin{aligned} d(m) &= 0.34 & L(m) &= 5.85 & \phi_y (1/m) &= 0.013457414 & \phi_u (1/m) &= 0.1352 \\ Z(m) &= 5.85 \end{aligned}$$

Caso 1: Propuesta Sawyer

Consideraciones: La zona de cedencia se extiende a $d/4$ mas allá de la sección en que el momento flexionante se reduce a M_y y además $M_y/M_u = 0.85$

$$L_p = 0.25d + 0.075Z$$

d: Altura útil de la sección

$$L_p = 0.52375$$

Rotación elástica por integración

$$\theta_e = \int_0^L \phi_y \left(\frac{x}{L} \right) dx$$

$$\theta_e = \phi_y \left(\frac{L}{2} \right) = 0.03936294$$

Rotación inelástica

$$\theta_p = (\phi_u - \phi_y) L_p$$

$$\theta_p = 0.056305946$$

Rotación última

$$\theta_u = \theta_e + \theta_p$$

$$\theta_u = 0.095668883$$

Condición	θ (Rad)	Momento (T-m)
Inicial	0	0
Cedencia	0.039362937	42.32030091
Última	0.095668883	43.74987

Caso 2: Propuesta Mattock

Consideraciones: Se ignoró el desconchamiento del recubrimiento a deformaciones elevadas y se emplearon los parámetros de tensiones de concreto a compresión del ACI

$$L_p = 0.5d + 0.05Z$$

z: distancia desde la sección crítica al punto de inflexión

$$L_p = 0.4625$$

Deflexión elástica por integración

$$\Delta_e = \int_0^L \phi_y \left(\frac{x}{L} \right) x dx$$

$$\Delta_e = \phi_y \left(\frac{L}{2} \right) \left(\frac{2L}{3} \right) = 15.3515$$

Deflexión inelástica

$$\Delta_p = (\phi_u - \phi_y) L_p \left(L - \frac{L_p}{2} \right)$$

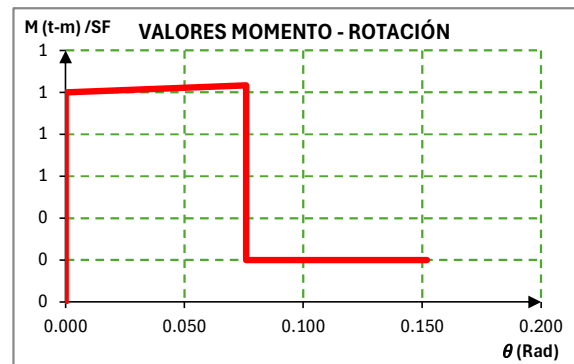
$$\Delta_p = 31.637$$

Deflexión última

$$\Delta_u = \Delta_e + \Delta_p$$

$$\Delta_u = 46.98845$$

Condición	θ (Rad)	Moment/SF
Inicial	0	0
Cedencia	0.0000	1
Última	0.07599	1.033779748
Residual	0.07599	0.2
Colapso	0.15197	0.2



Ductilidad por rotación

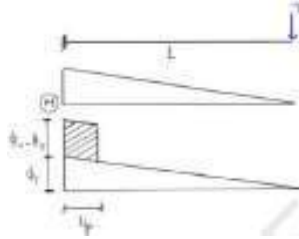
$$u_\theta = \frac{\theta_u}{\theta_e} = 2.430430518$$

Máxima carga aplicada P en condición de agotamiento

$$P = M_u/L$$

$$P = 7.478610256$$

MOMENTO - ROTACIÓN, Deformación Maxima y Ductilidad (C-12' 90° y 270° típico) al 50% de carga axial



$$\begin{aligned} d(\text{m}) &= 0.34 & L(\text{m}) &= 3.8 & \phi_y (1/\text{m}) &= 0.014695564 & \phi_u (1/\text{m}) &= 0.1147 \\ Z(\text{m}) &= 3.8 \end{aligned}$$

Caso 1: Propuesta Sawyer

Consideraciones: La zona de cedencia se extiende a $d/4$ mas allá de la sección en que el momento flexionante se reduce a M_y y además $M_y/M_u = 0.85$

$$L_p = 0.25d + 0.075Z$$

d: Altura útil de la sección

$$L_p = 0.37$$

Rotación elástica por integración

$$\theta_e = \int_0^L \phi_y \left(\frac{x}{L} \right) dx$$

$$\theta_e = \phi_y \left(\frac{L}{2} \right) = 0.02792157$$

Rotación inelástica

$$\theta_p = (\phi_u - \phi_y) L_p$$

$$\theta_p = 0.036001597$$

Rotación última

$$\theta_u = \theta_e + \theta_p$$

$$\theta_u = 0.063923168$$

Condición	θ (Rad)	Momento (T-m)
Inicial	0	0
Cedencia	0.027921571	46.90768126
Última	0.063923168	43.39499

Caso 2: Propuesta Mattock

Consideraciones: Se ignoró el desconchamiento del recubrimiento a deformaciones elevadas y se emplearon los parámetros de tensiones de concreto a compresión del ACI

$$L_p = 0.5d + 0.05Z$$

z: distancia desde la sección crítica al punto de inflexión

$$L_p = 0.36$$

Deflexión elástica por integración

$$\Delta_e = \int_0^L \phi_y \left(\frac{x}{L} \right) x dx$$

$$\Delta_e = \phi_y \left(\frac{L}{2} \right) \left(\frac{2L}{3} \right) = 7.0735$$

Deflexión inelástica

$$\Delta_p = (\phi_u - \phi_y) L_p \left(L - \frac{L_p}{2} \right)$$

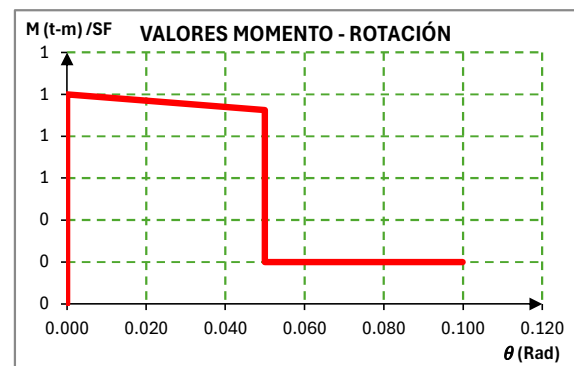
$$\Delta_p = 13.033$$

Deflexión última

$$\Delta_u = \Delta_e + \Delta_p$$

$$\Delta_u = 20.10604$$

Condición	θ (Rad)	Moment/SF
Inicial	0	0
Cedencia	0.0000	1
Última	0.04996	0.925114797
Residual	0.04996	0.2
Colapso	0.09992	0.2



Ductilidad por rotación

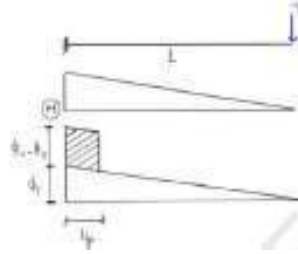
$$u_\theta = \frac{\theta_u}{\theta_e} = 2.289382939$$

Máxima carga aplicada P en condición de agotamiento

$$P = M_u/L$$

$$P = 11.41973421$$

MOMENTO - ROTACIÓN, Deformación Maxima y Ductilidad (C-12' 90° y 270° 1er nivel) al 50% de carga axial



$$d(m) = 0.34 \quad L(m) = 5.85 \quad \phi_y (1/m) = 0.014695564 \quad \phi_u (1/m) = 0.1147$$

$$Z(m) = 5.85$$

Caso 1: Propuesta Sawyer

Consideraciones: La zona de cedencia se extiende a d/4 mas allá de la sección en que el momento flexionante se reduce aMy y además $M_y/M_u = 0.85$

$$L_p = 0.25d + 0.075Z$$

d: Altura útil de la sección

$$L_p = 0.52375$$

Rotación elástica por integración

$$\theta_e = \int_0^L \phi_y \left(\frac{x}{L} \right) dx$$

$$\theta_e = \phi_y \left(\frac{L}{2} \right) = 0.04298452$$

Rotación inelástica

$$\theta_p = (\phi_u - \phi_y) L_p$$

$$\theta_p = 0.046252052$$

Rotación última

$$\theta_u = \theta_e + \theta_p$$

$$\theta_u = 0.089236575$$

Condición	θ (Rad)	Momento (T-m)
Inicial	0	0
Cedencia	0.042984524	46.90768126
Última	0.089236575	43.39499

Caso 2: Propuesta Mattock

Consideraciones: Se ignoró el desconchamiento del recubrimiento a deformaciones elevadas y se emplearon los parámetros de tensiones de concreto a compresión del ACI

$$L_p = 0.5d + 0.05Z$$

z: distancia desde la sección crítica al punto de inflexión

$$L_p = 0.4625$$

Deflexión elástica por integración

$$\Delta_e = \int_0^L \phi_y \left(\frac{x}{L} \right) x dx$$

$$\Delta_e = \phi_y \left(\frac{L}{2} \right) \left(\frac{2L}{3} \right) = 16.7640$$

Deflexión inelástica

$$\Delta_p = (\phi_u - \phi_y) L_p \left(L - \frac{L_p}{2} \right)$$

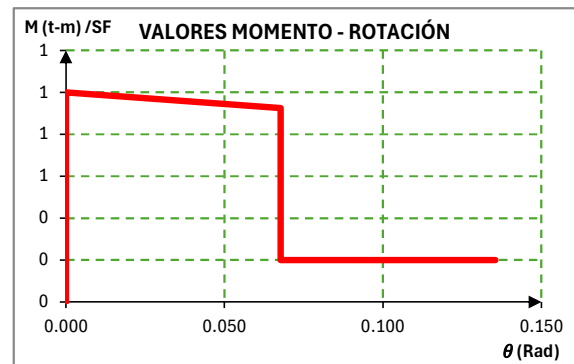
$$\Delta_p = 25.988$$

Deflexión última

$$\Delta_u = \Delta_e + \Delta_p$$

$$\Delta_u = 42.75184$$

Condición	θ (Rad)	Moment/SF
Inicial	0	0
Cedencia	0.0000	1
Última	0.06774	0.925114797
Residual	0.06774	0.2
Colapso	0.13549	0.2



Ductilidad por rotación

$$u_\theta = \frac{\theta_u}{\theta_e} \quad u_\theta = 2.076016389$$

Máxima carga aplicada P en condición de agotamiento

$$P = M_u/L$$

$$P = 7.417947009$$

**ANEXO 6: PLASTICIDAD DISTRIBUIDA DE LAS PLACAS
(ASIGNACIÓN DE FIBRAS)**

ASIGNACION DE FIBRAS A LA PLACA P-1

Wall Property Layer Definition Data - PLACA P-1 FIBRA 2 s=10cm

Layer Definition Data

Layer Name	Distance	Thickness	Modeling Type	Number Integration Points	Material	Material Angle	Material Behavior	Material S11	Material S22	Material S12
CONCRETE UNCONFI...	18	4	Shell	2	CONCRETE NC f _c =28...	0	Directional	Nonlinear	Nonlinear	Nonlinear
CONCRETE CONFINED	0	32	Shell	2	CONCRETE P-1 30x4...	0	Directional	Nonlinear	Nonlinear	Nonlinear
CONCRETE UNCONFI...	-18	4	Shell	2	CONCRETE NC f _c =28...	0	Directional	Nonlinear	Nonlinear	Nonlinear
REBAR TOP 1	14	0.691	Membrane	2	Rebar f _y =4200kg/cm2...	90	Directional	Nonlinear	Inactive	Inactive
REBAR BOTTOM 1	-14	0.691	Membrane	2	Rebar f _y =4200kg/cm2...	90	Directional	Nonlinear	Inactive	Inactive
REBAR TOP 2	4.667	0.461	Membrane	2	Rebar f _y =4200kg/cm2...	90	Directional	Nonlinear	Inactive	Inactive
REBAR BOTTOM 2	-4.667	0.461	Membrane	2	Rebar f _y =4200kg/cm2...	90	Directional	Nonlinear	Inactive	Inactive

Calculated Layer Information

Number of Layers: 7

Total Section Thickness: 40 cm

Sum of Layer Overlaps: 2.304 cm

Sum of Gaps Between Layer: 0 cm

Cross Section

Order Layers

Order Ascending by Distance

Order Descending by Distance

Quick Start

Parametric Quick Start...

Highlight Selected Layer

Transparency

Vertical Scale

Min

Max

Add

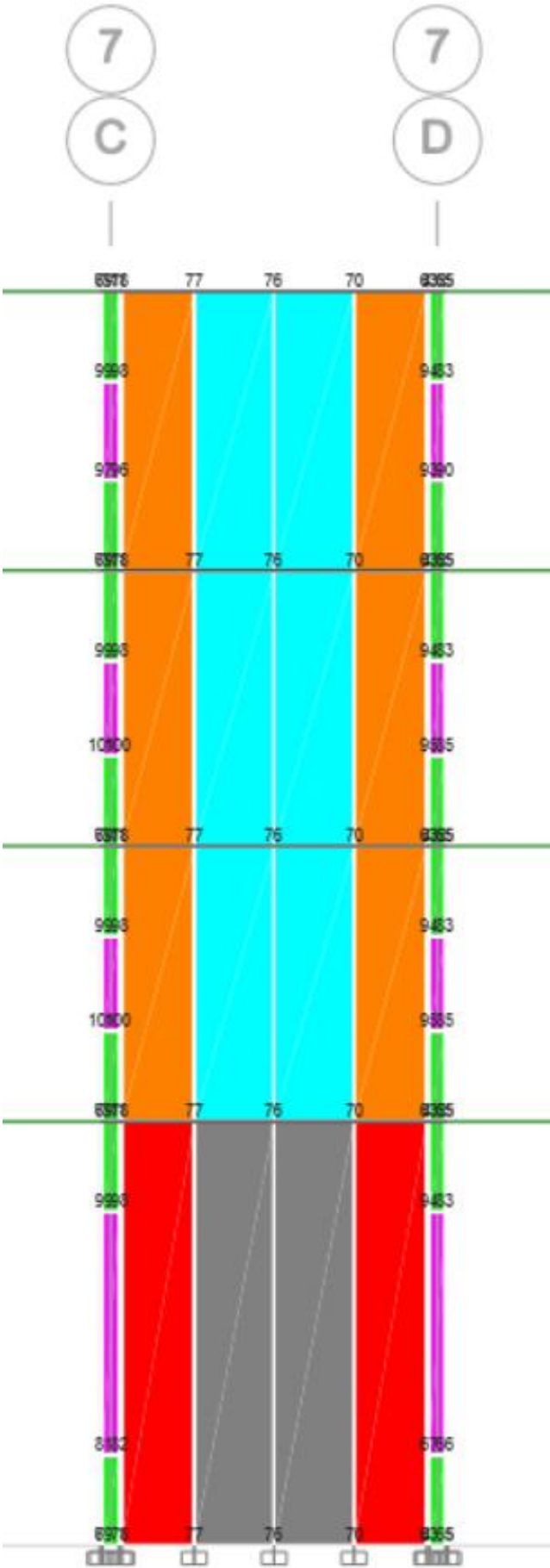
Add Copy

Delete

OK

Cancel

ASIGNACION DE FIBRAS A LA PLACA P-2



ASIGNACION DE FIBRAS A LA PLACA P-2

Wall Property Layer Definition Data - PLACA P-2 FIBRA 2 s=10cm

Layer Definition Data

Layer Name	Distance	Thickness	Modeling Type	Number Integration Points	Material	Material Angle	Material Behavior	Material S11	Material S22	Material S12
CONCRETE UNCONFI...	28	4	Shell	2	CONCRETE NC f _c =28...	0	Directional	Nonlinear	Nonlinear	Nonlinear
CONCRETE CONFINED	0	52	Shell	2	CONCRETE P-2 60X6...	0	Directional	Nonlinear	Nonlinear	Nonlinear
CONCRTE UNCONFI...	-28	4	Shell	2	CONCRETE NC f _c =28...	0	Directional	Nonlinear	Nonlinear	Nonlinear
REBAR TOP 1	24	0.274	Membrane	2	Rebar f _y =4200kg/cm2...	90	Directional	Nonlinear	Inactive	Inactive
REBAR BOTTOM 1	-24	0.274	Membrane	2	Rebar f _y =4200kg/cm2...	90	Directional	Nonlinear	Inactive	Inactive
REBAR TOP 2	12	0.11	Membrane	2	Rebar f _y =4200kg/cm2...	90	Directional	Nonlinear	Inactive	Inactive
REBAR BOTTOM 2	-12	0.11	Membrane	2	Rebar f _y =4200kg/cm2...	90	Directional	Nonlinear	Inactive	Inactive

Calculated Layer Information

Number of Layers: 8

Total Section Thickness: 60 cm

Sum of Layer Overlaps: 0.877 cm

Sum of Gaps Between Layer: 0 cm

Cross Section

Highlight Selected Layer

Transparency

Vertical Scale

Order Ascending by Distance

Order Descending by Distance

Parametric Quick Start...

Add

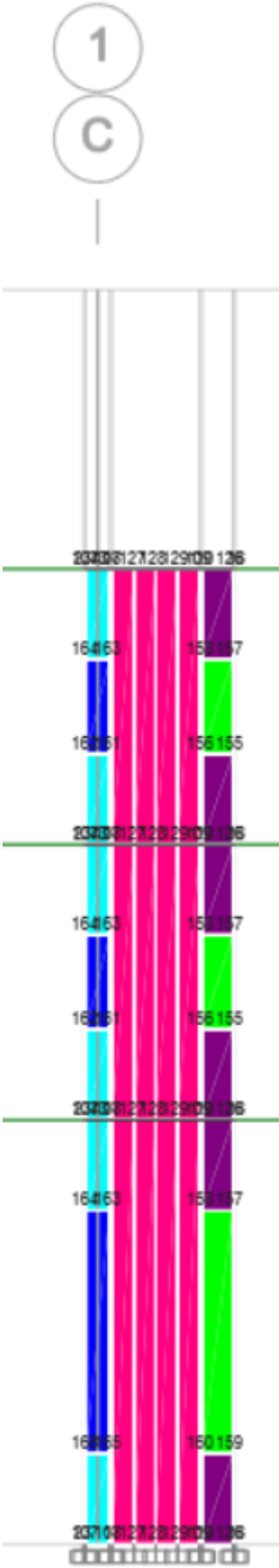
Add Copy

Delete

OK

Cancel

ASIGNACION DE FIBRAS A LA PLACA P-3



ASIGNACION DE FIBRAS A LA PLACA P-3

Wall Property Layer Definition Data - PLACA P-3 FIBRA 2 30 s=10cm

Layer Definition Data

Layer Name	Distance	Thickness	Modeling Type	Number Integration Points	Material	Material Angle	Material Behavior	Material S11	Material S22	Material S12
CONCRETE UNCONFINED	13	4	Shell	2	CONCRETE NC f _c =28...	0	Directional	Nonlinear	Nonlinear	Nonlinear
CONCRETE CONFINED	0	22	Shell	2	CONCRETE P-3 30X50...	0	Directional	Nonlinear	Nonlinear	Nonlinear
CONCRETE UNCONFINED	-13	4	Shell	2	CONCRETE NC f _c =28...	0	Directional	Nonlinear	Nonlinear	Nonlinear
REBAR TOP 1	9	0.604	Membrane	2	Rebar f _y =4200kg/cm ² ...	90	Directional	Inactive	Inactive	Inactive
REBAR BOTTOM 1	-9	0.604	Membrane	2	Rebar f _y =4200kg/cm ² ...	90	Directional	Inactive	Inactive	Inactive
REBAR MIDDLE	0	0.241	Membrane	2	Rebar f _y =4200kg/cm ² ...	90	Directional	Inactive	Inactive	Inactive

Add

Add Copy

Delete

↩

➡

Calculated Layer Information

Number of Layers: 6

Total Section Thickness: 30 cm

Sum of Layer Overlaps: 1.449 cm

Sum of Gaps Between Layer: 0 cm

Cross Section

Highlight Selected Layer

Transparency

Vertical Scale

Min

Max

Order Layers

Order Ascending by Distance

Order Descending by Distance

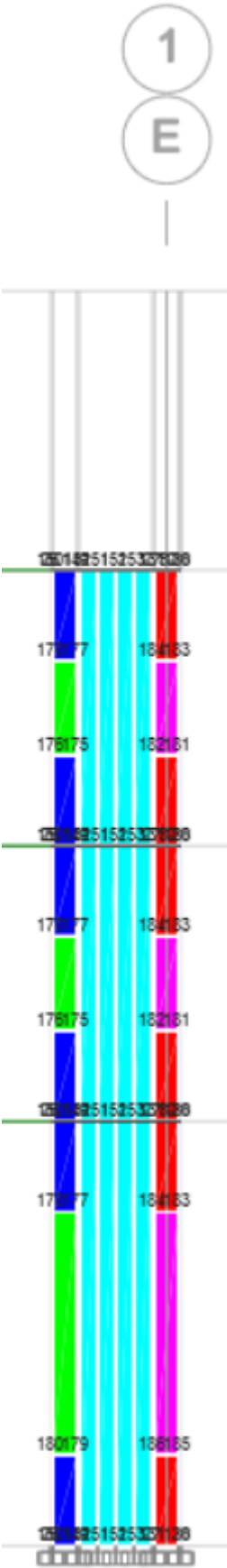
Quick Start

Parametric Quick Start...

OK

Cancel

ASIGNACION DE FIBRAS A LA PLACA P-4



ASIGNACION DE FIBRAS A LA PLACA P-4

Wall Property Layer Definition Data - PLACA P-4 FIBRA 2 30 s= 10cm

Layer Definition Data

Layer Name	Distance	Thickness	Modeling Type	Number Integration Points	Material	Material Angle	Material Behavior	Material S11	Material S22	Material S12
CONCRETE UNCONFINED	13	4	Shell	2	CONCRETE NC f _c =28...	0	Directional	Nonlinear	Nonlinear	Nonlinear
CONCRETE CONFINED	0	22	Shell	2	CONCRETE P-4 30x40...	0	Directional	Nonlinear	Nonlinear	Nonlinear
CONCRETE UNCONFINED	-13	4	Shell	2	CONCRETE NC f _c =28...	0	Directional	Nonlinear	Nonlinear	Nonlinear
REBAR TOP 1	9	0.634	Membrane	2	Rebar f _y =4200kg/cm2 ...	90	Directional	Inactive	Inactive	Inactive
REBAR BOTTOM 1	-9	0.634	Membrane	2	Rebar f _y =4200kg/cm2 ...	90	Directional	Inactive	Inactive	Inactive
REBAR MIDDLE	0	0.317	Membrane	2	Rebar f _y =4200kg/cm2 ...	90	Directional	Inactive	Inactive	Inactive

Add

Add Copy

Delete

↩

➡

Cross Section

Calculated Layer Information

Number of Layers: 6

Total Section Thickness: 30 cm

Sum of Layer Overlaps: 1.585 cm

Sum of Gaps Between Layer: 0 cm

☐ Highlight Selected Layer

Transparency

Vertical Scale

Order Layers

Order Ascending by Distance

Order Descending by Distance

Quick Start

Parametric Quick Start...

OK

Cancel

**ANEXO 7: ESPECTRO DE PELIGRO UNIFORME Y ESPECTRO DE
DEMANDA DE LA E.030 2018 PARA UN SISMO RARO**

ESPECTROS DE DEMANDA E030 2018

DATOS	FACTORES
Z	0.45
U	1.50
S	1.05
Tp	0.60
Tl	2.00

DATOS	DIR X-X	DIR Y-Y
Ro	6	6
Ia	1	1
Ip	1	1
R	6	6

g	9.81

				VISION 2000											
				FRECUENTE			OCACIONAL			RARO			MUY RARO		
				Sa1=	0.33	Sa	Sa2 =	1.40	Sa1	Sa3=	1.00	Sa	Sa4=	1.50	Sa
T	C	Sa	Sa/R	Sa 1			Sa 2			Sa 3			Sa 4		
0.000	2.500	1.772	0.295	0.5906			0.8269			1.7719			2.6578		
0.050	2.500	1.772	0.295	0.5906			0.8269			1.7719			2.6578		
0.100	2.500	1.772	0.295	0.5906			0.8269			1.7719			2.6578		
0.150	2.500	1.772	0.295	0.5906			0.8269			1.7719			2.6578		
0.200	2.500	1.772	0.295	0.5906			0.8269			1.7719			2.6578		
0.250	2.500	1.772	0.295	0.5906			0.8269			1.7719			2.6578		
0.300	2.500	1.772	0.295	0.5906			0.8269			1.7719			2.6578		
0.350	2.500	1.772	0.295	0.5906			0.8269			1.7719			2.6578		
0.400	2.500	1.772	0.295	0.5906			0.8269			1.7719			2.6578		
0.450	2.500	1.772	0.295	0.5906			0.8269			1.7719			2.6578		
0.500	2.500	1.772	0.295	0.5906			0.8269			1.7719			2.6578		
0.550	2.500	1.772	0.295	0.5906			0.8269			1.7719			2.6578		
0.600	2.500	1.772	0.295	0.5906			0.8269			1.7719			2.6578		
0.650	2.308	1.636	0.273	0.5452			0.7633			1.6356			2.4534		
0.700	2.143	1.519	0.253	0.5063			0.7088			1.5188			2.2781		
0.750	2.000	1.418	0.236	0.4725			0.6615			1.4175			2.1263		
0.800	1.875	1.329	0.221	0.4430			0.6202			1.3289			1.9934		
0.850	1.765	1.251	0.208	0.4169			0.5837			1.2507			1.8761		
0.900	1.667	1.181	0.197	0.3938			0.5513			1.1813			1.7719		
0.950	1.579	1.119	0.187	0.3730			0.5222			1.1191			1.6786		
1.000	1.500	1.063	0.177	0.3544			0.4961			1.0631			1.5947		
1.050	1.429	1.013	0.169	0.3375			0.4725			1.0125			1.5188		
1.100	1.364	0.966	0.161	0.3222			0.4510			0.9665			1.4497		
1.150	1.304	0.924	0.154	0.3082			0.4314			0.9245			1.3867		
1.200	1.250	0.886	0.148	0.2953			0.4134			0.8859			1.3289		
1.250	1.200	0.851	0.142	0.2835			0.3969			0.8505			1.2758		
1.300	1.154	0.818	0.136	0.2726			0.3816			0.8178			1.2267		
1.350	1.111	0.788	0.131	0.2625			0.3675			0.7875			1.1813		
1.400	1.071	0.759	0.127	0.2531			0.3544			0.7594			1.1391		
1.450	1.034	0.733	0.122	0.2444			0.3422			0.7332			1.0998		
1.500	1.000	0.709	0.118	0.2363			0.3308			0.7088			1.0631		
1.550	0.968	0.686	0.114	0.2286			0.3201			0.6859			1.0288		
1.600	0.938	0.664	0.111	0.2215			0.3101			0.6645			0.9967		
1.650	0.909	0.644	0.107	0.2148			0.3007			0.6443			0.9665		
1.700	0.882	0.625	0.104	0.2085			0.2918			0.6254			0.9381		
1.750	0.857	0.608	0.101	0.2025			0.2835			0.6075			0.9113		
1.800	0.833	0.591	0.098	0.1969			0.2756			0.5906			0.8859		
1.850	0.811	0.575	0.096	0.1916			0.2682			0.5747			0.8620		
1.900	0.789	0.560	0.093	0.1865			0.2611			0.5595			0.8393		
1.950	0.769	0.545	0.091	0.1817			0.2544			0.5452			0.8178		
2.000	0.750	0.532	0.089	0.1772			0.2481			0.5316			0.7973		
2.500	0.480	0.340	0.057	0.1134			0.1588			0.3402			0.5103		
3.000	0.333	0.236	0.039	0.0788			0.1103			0.2363			0.3544		
3.500	0.245	0.174	0.029	0.0579			0.0810			0.1736			0.2604		
4.000	0.188	0.133	0.022	0.0443			0.0620			0.1329			0.1993		
5.000	0.120	0.085	0.014	0.0284			0.0397			0.0851			0.1276		
6.000	0.083	0.059	0.010	0.0197			0.0276			0.0591			0.0886		
7.000	0.061	0.043	0.007	0.0145			0.0203			0.0434			0.0651		
8.000	0.047	0.033	0.006	0.0111			0.0155			0.0332			0.0498		
9.000	0.037	0.026	0.004	0.0088			0.0123			0.0263			0.0394		
10.000	0.030	0.021	0.004	0.0071			0.0099			0.0213			0.0319		

ESPECTROS DE DEMANDA E030 2018

DATOS	FACTORES
Z	0.45
U	1.50
S	1.05
TP	0.60
TL	2.00

DATOS	DIR X-X	DIR Y-Y
Ro	6	6
Ia	1	1
Ip	1	1
R	6	6

g	9.81

				ASCE-SEI 41-13											
				FRECUENTE			OCACIONAL			RARO			MUY RARO		
				Sa1=	0.33	Sa	Sa2 =	1.40	Sa1	Sa3=	1.00	Sa	Sa4=	1.50	Sa
T	C	Sa	Sa/R	Sa 1			Sa 2			Sa 3			Sa 4		
0.000	2.500	1.772	0.295	0.5906			0.8269			1.7719			2.6578		
0.050	2.500	1.772	0.295	0.5906			0.8269			1.7719			2.6578		
0.100	2.500	1.772	0.295	0.5906			0.8269			1.7719			2.6578		
0.150	2.500	1.772	0.295	0.5906			0.8269			1.7719			2.6578		
0.200	2.500	1.772	0.295	0.5906			0.8269			1.7719			2.6578		
0.250	2.500	1.772	0.295	0.5906			0.8269			1.7719			2.6578		
0.300	2.500	1.772	0.295	0.5906			0.8269			1.7719			2.6578		
0.350	2.500	1.772	0.295	0.5906			0.8269			1.7719			2.6578		
0.400	2.500	1.772	0.295	0.5906			0.8269			1.7719			2.6578		
0.450	2.500	1.772	0.295	0.5906			0.8269			1.7719			2.6578		
0.500	2.500	1.772	0.295	0.5906			0.8269			1.7719			2.6578		
0.550	2.500	1.772	0.295	0.5906			0.8269			1.7719			2.6578		
0.600	2.500	1.772	0.295	0.5906			0.8269			1.7719			2.6578		
0.650	2.308	1.636	0.273	0.5452			0.7633			1.6356			2.4534		
0.700	2.143	1.519	0.253	0.5063			0.7088			1.5188			2.2781		
0.750	2.000	1.418	0.236	0.4725			0.6615			1.4175			2.1263		
0.800	1.875	1.329	0.221	0.4430			0.6202			1.3289			1.9934		
0.850	1.765	1.251	0.208	0.4169			0.5837			1.2507			1.8761		
0.900	1.667	1.181	0.197	0.3938			0.5513			1.1813			1.7719		
0.950	1.579	1.119	0.187	0.3730			0.5222			1.1191			1.6786		
1.000	1.500	1.063	0.177	0.3544			0.4961			1.0631			1.5947		
1.050	1.429	1.013	0.169	0.3375			0.4725			1.0125			1.5188		
1.100	1.364	0.966	0.161	0.3222			0.4510			0.9665			1.4497		
1.150	1.304	0.924	0.154	0.3082			0.4314			0.9245			1.3867		
1.200	1.250	0.886	0.148	0.2953			0.4134			0.8859			1.3289		
1.250	1.200	0.851	0.142	0.2835			0.3969			0.8505			1.2758		
1.300	1.154	0.818	0.136	0.2726			0.3816			0.8178			1.2267		
1.350	1.111	0.788	0.131	0.2625			0.3675			0.7875			1.1813		
1.400	1.071	0.759	0.127	0.2531			0.3544			0.7594			1.1391		
1.450	1.034	0.733	0.122	0.2444			0.3422			0.7332			1.0998		
1.500	1.000	0.709	0.118	0.2363			0.3308			0.7088			1.0631		
1.550	0.968	0.686	0.114	0.2286			0.3201			0.6859			1.0288		
1.600	0.938	0.664	0.111	0.2215			0.3101			0.6645			0.9967		
1.650	0.909	0.644	0.107	0.2148			0.3007			0.6443			0.9665		
1.700	0.882	0.625	0.104	0.2085			0.2918			0.6254			0.9381		
1.750	0.857	0.608	0.101	0.2025			0.2835			0.6075			0.9113		
1.800	0.833	0.591	0.098	0.1969			0.2756			0.5906			0.8859		
1.850	0.811	0.575	0.096	0.1916			0.2682			0.5747			0.8620		
1.900	0.789	0.560	0.093	0.1865			0.2611			0.5595			0.8393		
1.950	0.769	0.545	0.091	0.1817			0.2544			0.5452			0.8178		
2.000	0.750	0.532	0.089	0.1772			0.2481			0.5316			0.7973		
2.500	0.480	0.340	0.057	0.1134			0.1588			0.3402			0.5103		
3.000	0.333	0.236	0.039	0.0788			0.1103			0.2363			0.3544		
3.500	0.245	0.174	0.029	0.0579			0.0810			0.1736			0.2604		
4.000	0.188	0.133	0.022	0.0443			0.0620			0.1329			0.1993		
5.000	0.120	0.085	0.014	0.0284			0.0397			0.0851			0.1276		
6.000	0.083	0.059	0.010	0.0197			0.0276			0.0591			0.0886		
7.000	0.061	0.043	0.007	0.0145			0.0203			0.0434			0.0651		
8.000	0.047	0.033	0.006	0.0111			0.0155			0.0332			0.0498		
9.000	0.037	0.026	0.004	0.0088			0.0123			0.0263			0.0394		
10.000	0.030	0.021	0.004	0.0071			0.0099			0.0213			0.0319		

ESPECTROS DE DEMANDA E030 2018

DATOS	FACTORES
Z	0.45
U	1.50
S	1.05
Tp	0.60
Tl	2.00

DATOS	DIR X-X	DIR Y-Y
Ro	6	6
Ia	1	1
lp	1	1
R	6	6

g	9.81

				ATC 40								
g				SERVICIO			DISEÑO			MAXIMO		
				Sa1=	0.33	Sa	Sa2 =	1.40	Sa1	Sa3=	1.50	Sa
T	C	Sa	S/R	Sa 1			Sa 2			Sa 3		
0.000	2.500	1.772	0.295	0.5906			0.8269			2.6578		
0.050	2.500	1.772	0.295	0.5906			0.8269			2.6578		
0.100	2.500	1.772	0.295	0.5906			0.8269			2.6578		
0.150	2.500	1.772	0.295	0.5906			0.8269			2.6578		
0.200	2.500	1.772	0.295	0.5906			0.8269			2.6578		
0.250	2.500	1.772	0.295	0.5906			0.8269			2.6578		
0.300	2.500	1.772	0.295	0.5906			0.8269			2.6578		
0.350	2.500	1.772	0.295	0.5906			0.8269			2.6578		
0.400	2.500	1.772	0.295	0.5906			0.8269			2.6578		
0.450	2.500	1.772	0.295	0.5906			0.8269			2.6578		
0.500	2.500	1.772	0.295	0.5906			0.8269			2.6578		
0.550	2.500	1.772	0.295	0.5906			0.8269			2.6578		
0.600	2.500	1.772	0.295	0.5906			0.8269			2.6578		
0.650	2.308	1.636	0.273	0.5452			0.7633			2.4534		
0.700	2.143	1.519	0.253	0.5063			0.7088			2.2781		
0.750	2.000	1.418	0.236	0.4725			0.6615			2.1263		
0.800	1.875	1.329	0.221	0.4430			0.6202			1.9934		
0.850	1.765	1.251	0.208	0.4169			0.5837			1.8761		
0.900	1.667	1.181	0.197	0.3938			0.5513			1.7719		
0.950	1.579	1.119	0.187	0.3730			0.5222			1.6786		
1.000	1.500	1.063	0.177	0.3544			0.4961			1.5947		
1.050	1.429	1.013	0.169	0.3375			0.4725			1.5188		
1.100	1.364	0.966	0.161	0.3222			0.4510			1.4497		
1.150	1.304	0.924	0.154	0.3082			0.4314			1.3867		
1.200	1.250	0.886	0.148	0.2953			0.4134			1.3289		
1.250	1.200	0.851	0.142	0.2835			0.3969			1.2758		
1.300	1.154	0.818	0.136	0.2726			0.3816			1.2267		
1.350	1.111	0.788	0.131	0.2625			0.3675			1.1813		
1.400	1.071	0.759	0.127	0.2531			0.3544			1.1391		
1.450	1.034	0.733	0.122	0.2444			0.3422			1.0998		
1.500	1.000	0.709	0.118	0.2363			0.3308			1.0631		
1.550	0.968	0.686	0.114	0.2286			0.3201			1.0288		
1.600	0.938	0.664	0.111	0.2215			0.3101			0.9967		
1.650	0.909	0.644	0.107	0.2148			0.3007			0.9665		
1.700	0.882	0.625	0.104	0.2085			0.2918			0.9381		
1.750	0.857	0.608	0.101	0.2025			0.2835			0.9113		
1.800	0.833	0.591	0.098	0.1969			0.2756			0.8859		
1.850	0.811	0.575	0.096	0.1916			0.2682			0.8620		
1.900	0.789	0.560	0.093	0.1865			0.2611			0.8393		
1.950	0.769	0.545	0.091	0.1817			0.2544			0.8178		
2.000	0.750	0.532	0.089	0.1772			0.2481			0.7973		
2.500	0.480	0.340	0.057	0.1134			0.1588			0.5103		
3.000	0.333	0.236	0.039	0.0788			0.1103			0.3544		
3.500	0.245	0.174	0.029	0.0579			0.0810			0.2604		
4.000	0.188	0.133	0.022	0.0443			0.0620			0.1993		
5.000	0.120	0.085	0.014	0.0284			0.0397			0.1276		
6.000	0.083	0.059	0.010	0.0197			0.0276			0.0886		
7.000	0.061	0.043	0.007	0.0145			0.0203			0.0651		
8.000	0.047	0.033	0.006	0.0111			0.0155			0.0498		
9.000	0.037	0.026	0.004	0.0088			0.0123			0.0394		
10.000	0.030	0.021	0.004	0.0071			0.0099			0.0319		

ESPECTROS DE PELIGRO UNIFORME

			VISION 2000														
g			9.81			FRECUENTE			OCACIONAL			RARO			MUY RARO		
			Sa1=	0.33	Sa	Sa2 =	0.50	Sa1	Sa3=	1.00	Sa	Sa4=	1.50	Sa			
T	Sa	Sa (U)	Sa 1			Sa 2			Sa 3			Sa 4					
0.000	0.390	0.585	0.1950			0.2925			0.5850			0.8775					
0.050	0.540	0.810	0.2700			0.4050			0.8100			1.2150					
0.100	0.710	1.065	0.3550			0.5325			1.0650			1.5975					
0.150	0.770	1.155	0.3850			0.5775			1.1550			1.7325					
0.200	0.820	1.230	0.4100			0.6150			1.2300			1.8450					
0.250	0.780	1.170	0.3900			0.5850			1.1700			1.7550					
0.300	0.730	1.095	0.3650			0.5475			1.0950			1.6425					
0.350	0.700	1.050	0.3500			0.5250			1.0500			1.5750					
0.400	0.670	1.005	0.3350			0.5025			1.0050			1.5075					
0.450	0.640	0.960	0.3200			0.4800			0.9600			1.4400					
0.500	0.620	0.930	0.3100			0.4650			0.9300			1.3950					
0.600	0.540	0.810	0.2700			0.4050			0.8100			1.2150					
1.000	0.310	0.465	0.1550			0.2325			0.4650			0.6975					
2.000	0.150	0.225	0.0750			0.1125			0.2250			0.3375					
3.000	0.080	0.120	0.0400			0.0600			0.1200			0.1800					
	</																

ESPECTROS DE PELIGRO UNIFORME

ASCE-SEI 41-13															
g		9.81		FRECUENTE			OCACIONAL			RARO			MUY RARO		
				Sa1=	0.33	Sa	Sa2 =	0.50	Sa1	Sa3=	1.00	Sa	Sa4=	1.50	Sa
T	Sa	Sa (U)		Sa 1		Sa 2		Sa 3		Sa 4					
0.000	0.390	0.585		0.1950		0.2925		0.5850		0.8775					
0.050	0.540	0.810		0.2700		0.4050		0.8100		1.2150					
0.100	0.710	1.065		0.3550		0.5325		1.0650		1.5975					
0.150	0.770	1.155		0.3850		0.5775		1.1550		1.7325					
0.200	0.820	1.230		0.4100		0.6150		1.2300		1.8450					
0.250	0.780	1.170		0.3900		0.5850		1.1700		1.7550					
0.300	0.730	1.095		0.3650		0.5475		1.0950		1.6425					
0.350	0.700	1.050		0.3500		0.5250		1.0500		1.5750					
0.400	0.670	1.005		0.3350		0.5025		1.0050		1.5075					
0.450	0.640	0.960		0.3200		0.4800		0.9600		1.4400					
0.500	0.620	0.930		0.3100		0.4650		0.9300		1.3950					
0.600	0.540	0.810		0.2700		0.4050		0.8100		1.2150					
1.000	0.310	0.465		0.1550		0.2325		0.4650		0.6975					
2.000	0.150	0.225		0.0750		0.1125		0.2250		0.3375					
3.000	0.080	0.120		0.0400		0.0600		0.1200		0.1800					

ESPECTROS DE PELIGRO UNIFORME

			ATC 40								
g	9.81		SERVICIO			DISEÑO			MAXIMO		
			Sa1=	0.50	Sa	Sa2 =	1.00	Sa1	Sa3=	1.50	Sa
T	Sa	Sa (U)	Sa 1			Sa 2			Sa 3		
0.000	0.390	0.585	0.2925			0.5850			0.8775		
0.050	0.540	0.810	0.4050			0.8100			1.2150		
0.100	0.710	1.065	0.5325			1.0650			1.5975		
0.150	0.770	1.155	0.5775			1.1550			1.7325		
0.200	0.820	1.230	0.6150			1.2300			1.8450		
0.250	0.780	1.170	0.5850			1.1700			1.7550		
0.300	0.730	1.095	0.5475			1.0950			1.6425		
0.350	0.700	1.050	0.5250			1.0500			1.5750		
0.400	0.670	1.005	0.5025			1.0050			1.5075		
0.450	0.640	0.960	0.4800			0.9600			1.4400		
0.500	0.620	0.930	0.4650			0.9300			1.3950		
0.600	0.540	0.810	0.4050			0.8100			1.2150		
1.000	0.310	0.465	0.2325			0.4650			0.6975		
2.000	0.150	0.225	0.1125			0.2250			0.3375		
3.000	0.080	0.120	0.0600			0.1200			0.1800		

ANEXO 8: CUANTIFICACIÓN DEL PESO DE LA ESTRUCTURA

PESO DE LA ESTRUCTURA SEGÚN METRADO DE CARGAS ETABS									
PESO TOTAL DEL EDIFICIO					=	1629021.29 Kgf			

PESO DE LA ESTRUCTURA SEGÚN ETABS									
TABLE: Story Forces									
Story	Output Case	Case Type	Location	P	VX	VY	T	MX	MY
				kgf	kgf	kgf	kgf-m	kgf-m	kgf-m
4	PESO	Combination	Bottom	302,075.59	0.00	0.00	0.00	4,660,584.07	-2,720,701.80
3	PESO	Combination	Bottom	720,223.24	0.00	0.00	0.00	10,229,307.12	-6,457,867.69
2	PESO	Combination	Bottom	1,136,685.43	0.00	0.00	0.00	15,715,625.58	-10,204,650.37
1	PESO	Combination	Bottom	1,629,021.29	0.00	0.00	0.00	22,225,843.85	-14,700,849.19

PESO (Kg)			17749018.51		
PESO ACUM (Kg)	PESO (Kg)	ALTURA	ALTURA^K	PESO*ALTURA^K	COEFICIENTE
		m			
302,075.59	302,075.59	17.30	17.30	5,225,907.71	0.29
720,223.24	418,147.65	13.45	13.45	5,624,085.89	0.32
1,136,685.43	416,462.19	9.65	9.65	4,018,860.13	0.23
1,629,021.29	492,335.86	5.85	5.85	2,880,164.78	0.16

ANEXO 9: DETERMINACIÓN DEL PATRON DE CARGA

DISTRIBUCIÓN DE FUERZA DIRECCIÓN X - X

MÉTODO DE LOS COEFICIENTES DE DESPLAZAMIENTO (FEMA 356)

G1:Distribución vertical de carga proporcional a los valores de Cv

Válido cuando la masa participativa en modo fundamental $\beta_1 \geq 75\%$.

Deben ser aplicados al menos dos distribuciones verticales de carga lateral, seleccionando un patrón de cada grupo a continuación:

FACTOR (α)*	0.162271777	=	1000.00 Kgf
fuerza Cortante del Edificio V		=	511864.33 Kgf

DISTRIBUCIÓN DE FUERZA DIRECCIÓN X - X

Story	Load Case/Comb o	Location	P	VX	VY	ϕ	m	PESO	-382227831	$(Wx\phi x / \Sigma Wx\phi x)$	Cv	$F_n = V_n - V_{n+1}$	Cv	Story	$\alpha \cdot Cv$
															FUERZA LATERAL PARA LA DIRECCIÓN X-X
			kgf	kgf	kgf		Kg (acum)	Kg	$Wx \cdot \phi x$		kgf-m	kgf-m	0.162271777		Kgf
4	SD X-X	Bottom	0.00	148,274.35	2,124.48	-262.78	295,511.39	302,075.59	-79,379,423.54	0.21	0.29	148,274.35	0.29	4.00	1,814.45
3	SD X-X	Bottom	0.00	321,401.07	3,261.18	-609.18	690,014.97	418,147.65	-144,846,345.96	0.38	0.32	173,126.72	0.32	3.00	1,952.70
2	SD X-X	Bottom	0.00	443,797.05	4,221.29	-847.69	1,075,794.73	416,462.19	-99,330,396.94	0.26	0.23	122,395.98	0.23	2.00	1,395.36
1	SD X-X	Bottom	0.00	511,864.33	5,309.96	-966.86	1,539,292.69	492,335.86	-58,671,664.44	0.15	0.16	68,067.28	0.16	1.00	1,000.00

DISTRIBUCIÓN DE FUERZA DIRECCIÓN Y - Y

MÉTODO DE LOS COEFICIENTES DE DESPLAZAMIENTO (FEMA 356)

G1:Distribución vertical de carga proporcional a los valores de Cv

Válido cuando la masa participativa en modo fundamental $\beta_1 \geq 75\%$.

Deben ser aplicados al menos dos distribuciones verticales de carga lateral, seleccionando un patrón de cada grupo a continuación:

FACTOR (α)*	0.162271777	=	=	1000.00 Kgf
PESO TOTAL DEL EDIFICIO		=	=	517766.69 Kgf

DISTRIBUCIÓN DE FUERZA DIRECCIÓN Y - Y

Story	Load Case/Combo	Location	P	VX	VY	ϕ	m	PESO	-467727990.42	$(W_x \phi_x / \sum W_x \phi_x)$	Cv	$F_n = V_n - V_{n+1}$	Cv	Story	$\alpha \cdot Cv$
															FUERZA LATERAL PARA LA DIRECCIÓN Y-Y
			tonf	tonf	tonf				$W_x \cdot \phi_x$		kgf-m	kgf-m	0.162271777		tonf
4	SD Y-Y	Bottom	0.00	2,801.24	158,653.53	-341.41	295,511.39	302,075.59	-103,131,627.18	0.27	0.29	158,653.53	0.29	4.00	1,814.45
3	SD Y-Y	Bottom	0.00	4,061.46	331,075.02	-767.90	690,014.97	418,147.65	-178,335,791.25	0.47	0.32	172,421.49	0.32	3.00	1,952.70
2	SD Y-Y	Bottom	0.00	4,606.82	448,753.29	-1,050.62	1,075,794.73	416,462.19	-117,742,190.36	0.31	0.23	117,678.27	0.23	2.00	1,395.36
1	SD Y-Y	Bottom	0.00	5,309.96	517,766.69	-1,189.79	1,539,292.69	492,335.86	-68,518,381.64	0.18	0.16	69,013.40	0.16	1.00	1,000.00

ANEXO 10: CURVA DE CAPACIDAD DE LA ESTRUCTURA

CURVA DE CAPACIDAD DIRECCIÓN X-X (hacia la izquierda)

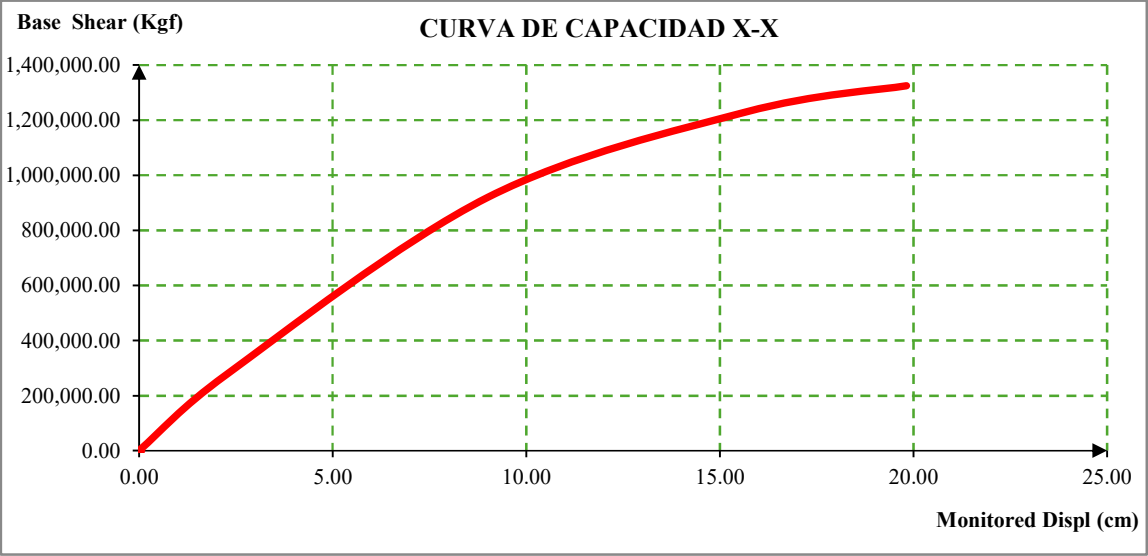


TABLE: Base Shear vs Monitored Displacement			
Step	Monitored Displ	Base Force	
	cm	kgf	
0	0.00	0.00	
1	2.24	274,730.45	
2	9.00	919,888.35	
3	15.67	1,229,547.90	
4	19.81	1,324,992.15	

CURVA DE CAPACIDAD DIRECCIÓN Y-Y (hacia la izquierda)

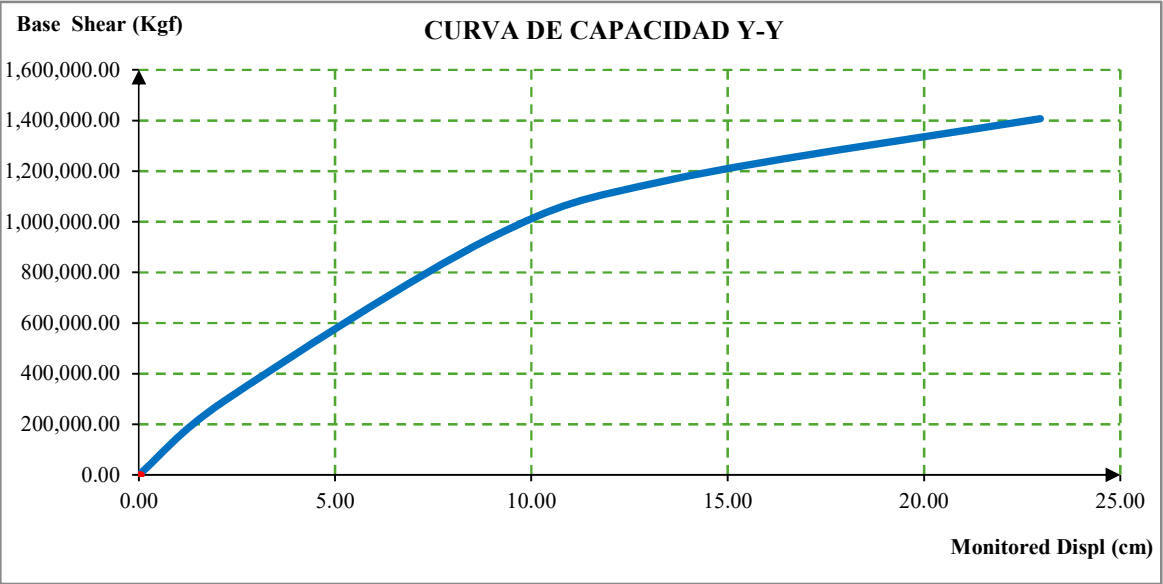


TABLE: Base Shear vs Monitored Displacement			
Step	Monitored Displ	Base Force	
	cm	kgf	

0	0.00	0.00
1	2.16	288,936.98
2	8.92	932,597.50
3	13.53	1,165,724.87
4	22.96	1,406,503.95

CURVA DE CAPACIDAD DIRECCIÓN X-X (hacia la derecha)

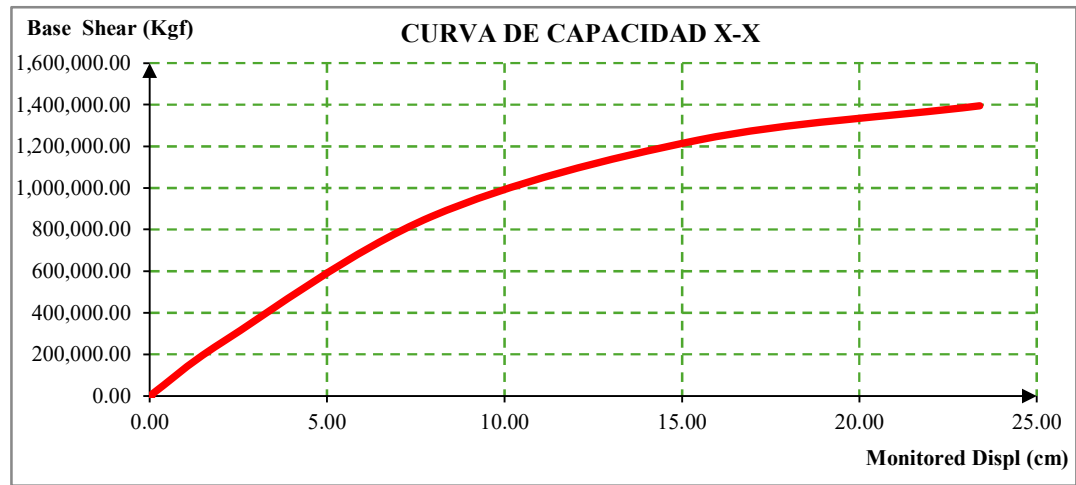


TABLE: Base Shear vs Monitored Displacement

Step	Monitored Displ	Base Force	
	cm	kgf	
0	0.00	0.00	
1	2.03	256,166.86	
2	7.94	862,043.66	
3	15.47	1,229,781.24	
4	23.39	1,394,476.44	

CURVA DE CAPACIDAD DIRECCIÓN Y-Y (hacia la derecha)

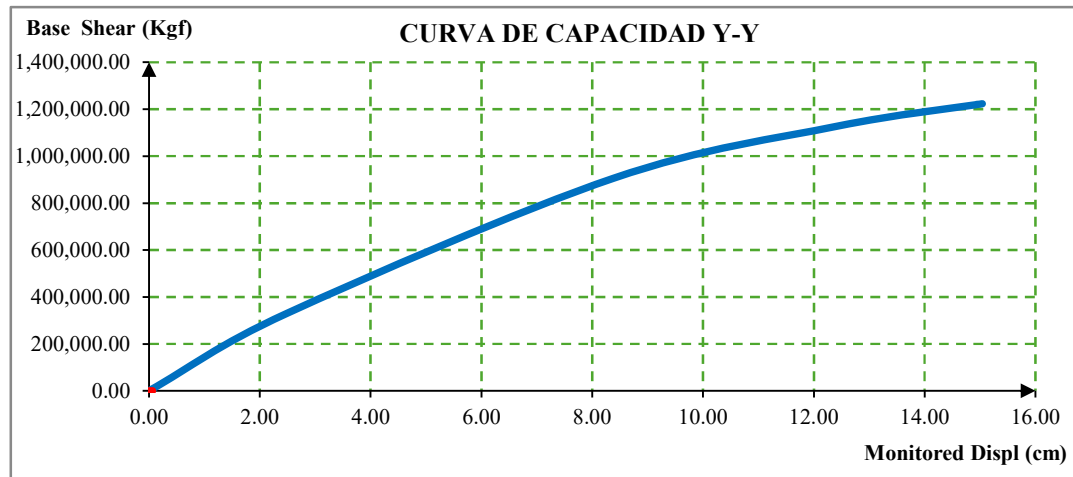
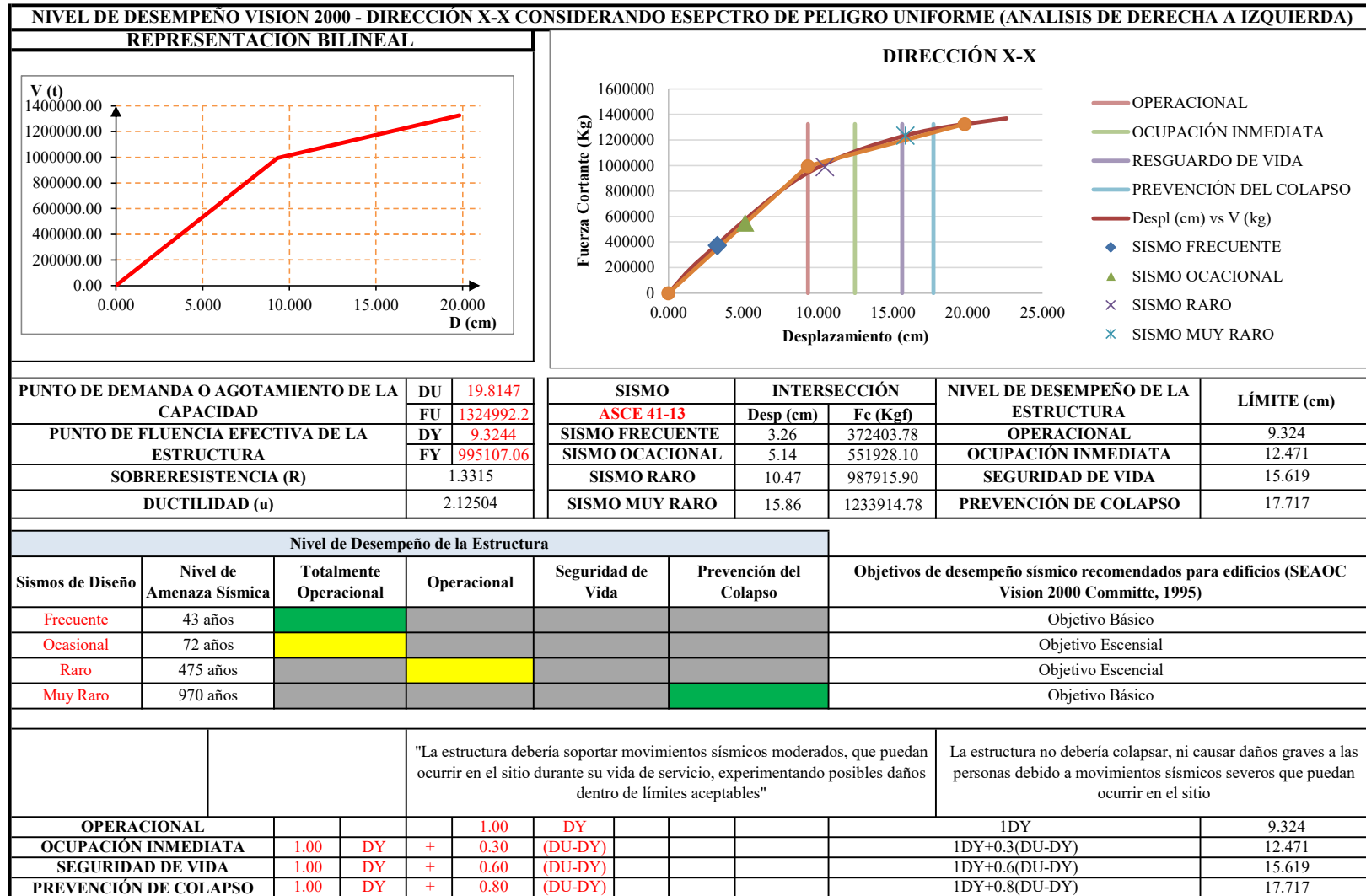


TABLE: Base Shear vs Monitored Displacement

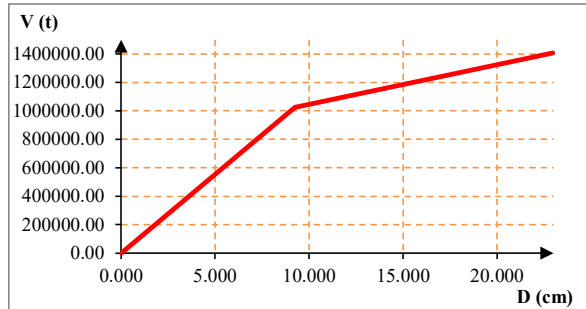
Step	Monitored Displ	Base Force	
	cm	kgf	
0	0.00	0.00	
1	2.49	330,801.85	
2	8.38	906,107.23	
3	12.42	1,127,338.45	
4	14.93	1,219,816.36	
5	14.95	1,220,295.36	
6	15.04	1,223,394.09	

**ANEXO 11: EVALUACION DEL DESEMPEÑO DE LA
ESTRUCTURA CONSIDERANDO EL ESPECTRO DE PELIGRO
UNIFORME**

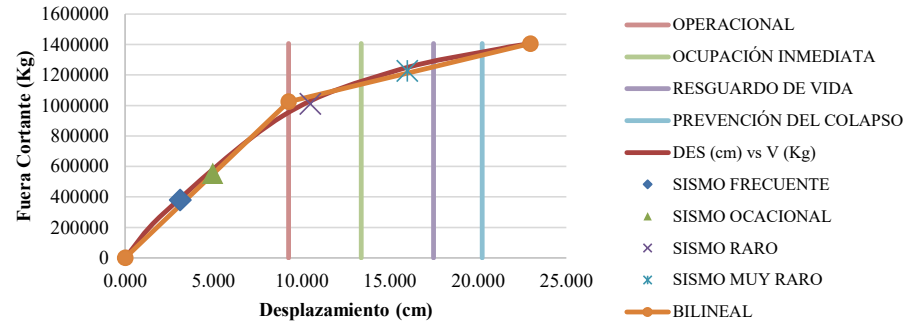


NIVEL DE DESEMPEÑO VISION 2000 - DIRECCIÓN Y-Y CONSIDRANDO ESPECTOR DE PELIGRO UNIFORME (ANÁLISIS DE DERECHA A IZQUIERDA)

REPRESENTACION BILINEAL



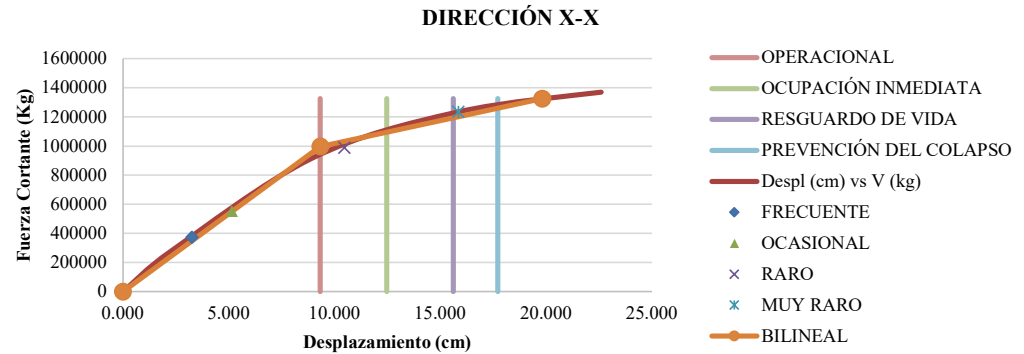
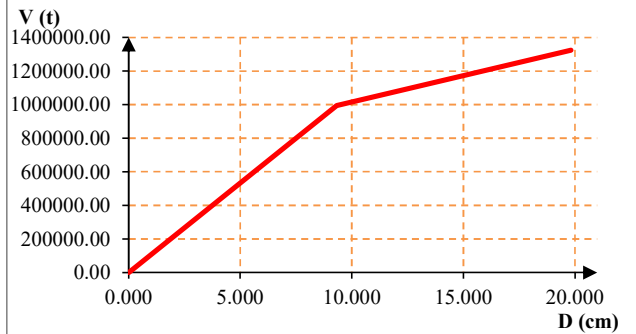
DIRECCIÓN Y-Y



PUNTO DE DEMANDA O AGOTAMIENTO DE LA CAPACIDAD			DU	22.9648	SISMO		INTERSECCIÓN		NIVEL DE DESEMPEÑO DE LA ESTRUCTURA		LÍMITE
PUNTO DE FLUENCIA EFECTIVA DE LA ESTRUCTURA			FU	1406503.95 <th colspan="2">ASCE 41-13</th> <th>Desp (cm)</th> <th>Fc (Kgf)</th> <th colspan="2"></th> <th></th>	ASCE 41-13		Desp (cm)	Fc (Kgf)			
SOBRERESISTENCIA (R)			DY	9.2576 <th colspan="2">SISMO FRECUENTE</th> <td>3.12</td> <td>380806.24</td> <th colspan="2">OPERACIONAL</th> <td>9.258</td>	SISMO FRECUENTE		3.12	380806.24	OPERACIONAL		9.258
DUCTILIDAD (u)			FY	1025142.57 <th colspan="2">SISMO OCACIONAL</th> <td>4.96</td> <td>555653.87</td> <th colspan="2">OCUPACIÓN INMEDIATA</th> <td>13.370</td>	SISMO OCACIONAL		4.96	555653.87	OCUPACIÓN INMEDIATA		13.370
				1.3720 <th colspan="2">SISMO RARO</th> <td>10.49</td> <td>1011789.43</td> <th colspan="2">RESGUARDO DE VIDA</th> <td>17.482</td>	SISMO RARO		10.49	1011789.43	RESGUARDO DE VIDA		17.482
				2.48064 <th colspan="2">SISMO MUY RARO</th> <td>15.99</td> <td>1228468.97</td> <th colspan="2">PREVENCIÓN DE COLAPSO</th> <td>20.223</td>	SISMO MUY RARO		15.99	1228468.97	PREVENCIÓN DE COLAPSO		20.223
Nivel de Desempeño de la Estructura											
Sismos de Diseño	Nivel de Amenaza Sísmica	Totalmente Operacional	Operacional	Seguridad de Vida	Prevención del Colapso	Objetivos de desempeño sísmico recomendados para edificios (SEAO Vision 2000 Committe, 1995)					
Frecuente	43 años					Objetivo Básico					
Ocasional	72 años					Objetivo Escensial					
Raro	475 años					Objetivo Escensial					
Muy Raro	970 años					Objetivo Escensial					
				"La estructura debería soportar movimientos sísmicos moderados, que puedan ocurrir en el sitio durante su vida de servicio, experimentando posibles daños dentro de límites aceptables"				La estructura no debería colapsar, ni causar daños graves a las personas debido a movimientos sísmicos severos que puedan ocurrir en el sitio			
OPERACIONAL					1.00	DY				1DY	9.258
OCUPACIÓN INMEDIATA		1.00	DY	+	0.30	(DU-DY)				1DY+0.3(DU-DY)	13.370
SEGURIDAD DE VIDA		1.00	DY	+	0.60	(DU-DY)				1DY+0.6(DU-DY)	17.482
PREVENCIÓN DE COLAPSO		1.00	DY	+	0.80	(DU-DY)				1DY+0.8(DU-DY)	20.223

NIVEL DE DESEMPEÑO ASCE/SEI41-13 X-X CONSIDERANDO ESPECTRO DE PELIGRO UNIFORME (ANALISIS DE DERECHA A IZQUIERDA)

REPRESENTACIÓN BILINEAL DEL ESPECTRO DE CAPACIDAD



PUNTO DE DEMANDA O AGOTAMIENTO DE LA CAPACIDAD	DU	19.8147
	FU	1324992.2
PUNTO DE FLUENCIA EFECTIVA DE LA ESTRUCTURA	DY	9.3244
	FY	995107.06
SOBRERESISTENCIA (R)		1.3315
DUCTILIDAD (u)		2.12504

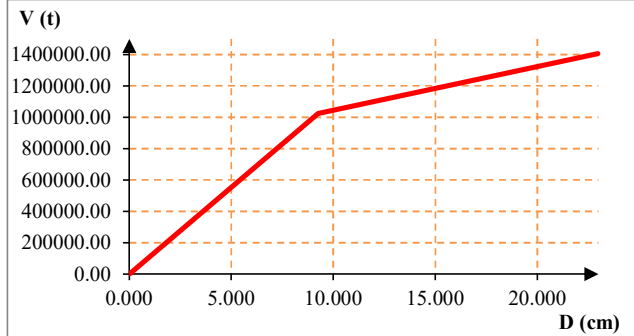
SISMO	INTERSECCIÓN		NIVEL DE DESEMPEÑO DE LA ESTRUCTURA	LÍMITE
ASCE 41-13	Desp (cm)	Fc (Kgf)		
FRECUENTE	3.26	372403.78	OPERACIONAL	9.324
OCASIONAL	5.14	551928.10	OCUPACIÓN INMEDIATA	12.471
RARO	10.47	987915.90	RESGUARDO DE VIDA	15.619
MUY RARO	15.86	1233914.78	PREVENCIÓN DE COLAPSO	17.717

Nivel de Desempeño de la Estructura						LA ESTRUCTURA CUMPLE CON LOS OBJETIVOS DE DESEMPEÑO MEJORADOS
Sismos de Diseño	Nivel de Amenaza Sísmica	Operacional	Ocupación Inmediata	Seguridad de Vida	Prevención del Colapso	
Frecuente	50 % en 50 años	a				
Ocasional	20 % en 50 años	e				
Raro	5 % en 50 años		j			
Muy Raro	ASCE 7 MCER				p	

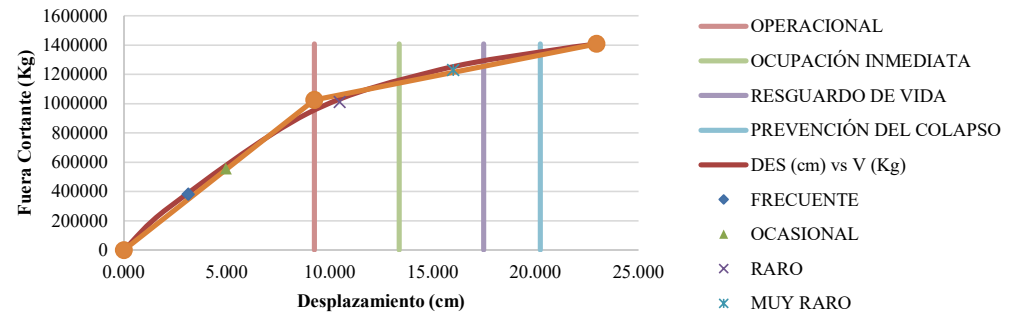
OPERACIONAL				1.00	DY				1DY	9.324
OCUPACIÓN INMEDIATA	1.00	DY	+	0.30	(DU-DY)				1DY+0.3(DU-DY)	12.471
SEGURIDAD DE VIDA	1.00	DY	+	0.60	(DU-DY)				1DY+0.6(DU-DY)	15.619
PREVENCIÓN DE COLAPSO	1.00	DY	+	0.80	(DU-DY)				1DY+0.8(DU-DY)	17.717

NIVEL DE DESEMPEÑO ASCE/SEI 41-13 Y-Y CONSIDERANDO ESPECTRO DE PELIGRO UNIFORME (ANÁLISIS DE DERECHA A IZQUIERDA)

REPRESENTACIÓN BILINEAL DEL ESPECTRO DE CAPACIDAD



DIRECCIÓN Y-Y



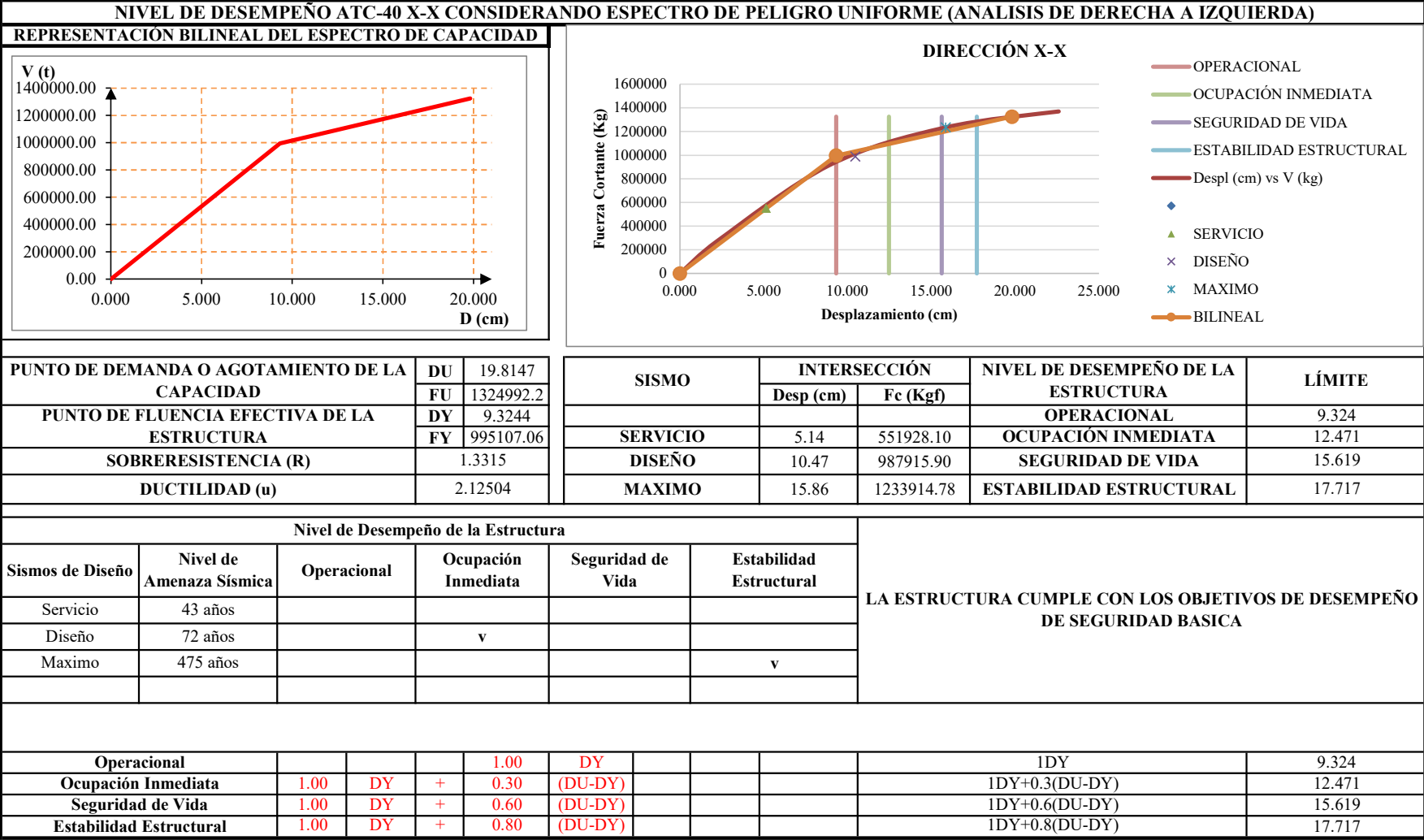
PUNTO DE DEMANDA O AGOTAMIENTO DE LA CAPACIDAD	DU	22.9648
	FU	1406503.95
PUNTO DE FLUENCIA EFECTIVA DE LA ESTRUCTURA	DY	9.2576
	FY	1025142.57
SOBRERESISTENCIA (R)		1.3720
DUCTILIDAD (u)		2.48064

SISMO	INTERSECCIÓN		NIVEL DE DESEMPEÑO DE LA ESTRUCTURA	LÍMITE
ASCE 41-13	Desp (cm)	Fc (Kgf)		
FRECUENTE	3.12	380806.24	OPERACIONAL	9.258
OCASIONAL	4.96	555653.87	OCUPACIÓN INMEDIATA	13.370
RARO	10.49	1011789.43	RESGUARDO DE VIDA	17.482
MUY RARO	15.99	1228468.97	PREVENCIÓN DE COLAPSO	20.223

Nivel de Desempeño de la Estructura

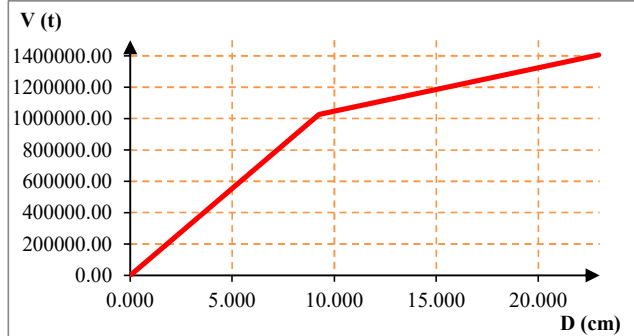
Sismos de Diseño	Nivel de Amenaza Sísmica	Operacional	Ocupación Inmediata	Seguridad de Vida	Prevención del Colapso	LA ESTRUCTURA CUMPLE CON LOS OBJETIVOS DE DESEMPEÑO MEJORADOS
Frecuente	50 % en 50 años	a				
Ocasional	20 % en 50 años	e				
Raro	5 % en 50 años		j			
Muy Raro	ASCE 7 MCER			o		

OPERACIONAL				1.00	DY				1DY	9.258
OCUPACIÓN INMEDIATA	1.00	DY	+	0.30	(DU-DY)				1DY+0.3(DU-DY)	13.370
SEGURIDAD DE VIDA	1.00	DY	+	0.60	(DU-DY)				1DY+0.6(DU-DY)	17.482
PREVENCIÓN DE COLAPSO	1.00	DY	+	0.80	(DU-DY)				1DY+0.8(DU-DY)	20.223

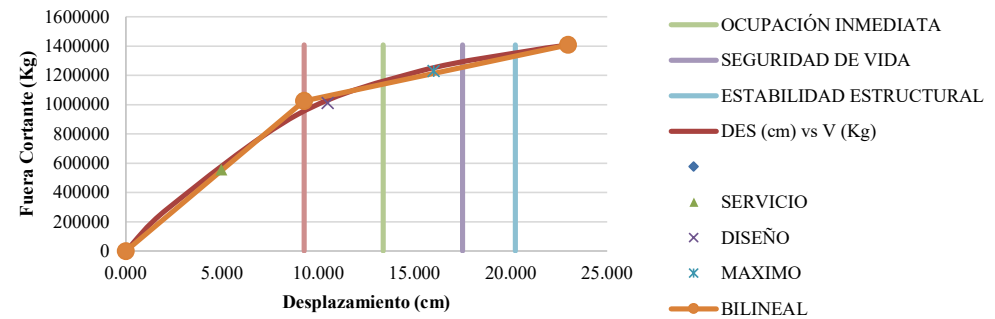


NIVEL DE DESEMPEÑO ATC-40 Y-Y CONSIDERANDO ESPECTRO DE PELIGRO UNIFORME (ANÁLISIS DE DERECHA A IZQUIERDA)

REPRESENTACIÓN BILINEAL DEL ESPECTRO DE CAPACIDAD



DIRECCIÓN Y-Y



PUNTO DE DEMANDA O AGOTAMIENTO DE LA CAPACIDAD	DU	22.9648
	FU	1406503.95
PUNTO DE FLUENCIA EFECTIVA DE LA ESTRUCTURA	DY	9.2576
	FY	1025142.57
SOBRERESISTENCIA (R)		1.3720
DUCTILIDAD (u)		2.48064

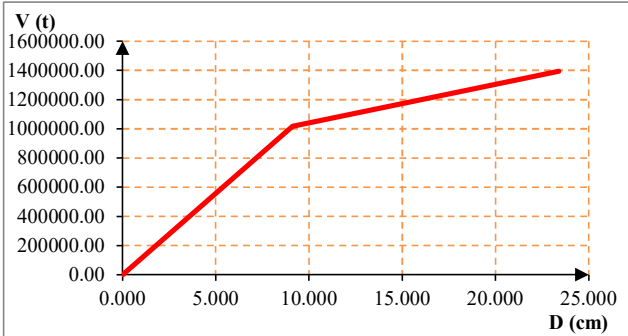
SISMO	INTERSECCIÓN		NIVEL DE DESEMPEÑO DE LA ESTRUCTURA	LÍMITE
	Desp (cm)	Fc (Kgf)		
			OPERACIONAL	9.258
SERVICIO	4.96	555653.87	OCUPACIÓN INMEDIATA	13.370
DISEÑO	10.49	1011789.43	SEGURIDAD DE VIDA	17.482
MAXIMO	15.99	1228468.97	ESTABILIDAD ESTRUCTURAL	20.223

Nivel de Desempeño de la Estructura						LA ESTRUCTURA CUMPLE CON LOS OBJETIVOS DE DESEMPEÑO DE SEGURIDAD BASICA
Sismos de Diseño	Nivel de Amenaza Sísmica	Operacional	Ocupación Inmediata	Seguridad de Vida	Estabilidad Estructural	
Servicio	43 años					
Diseño	72 años		v			
Maximo	475 años			v		

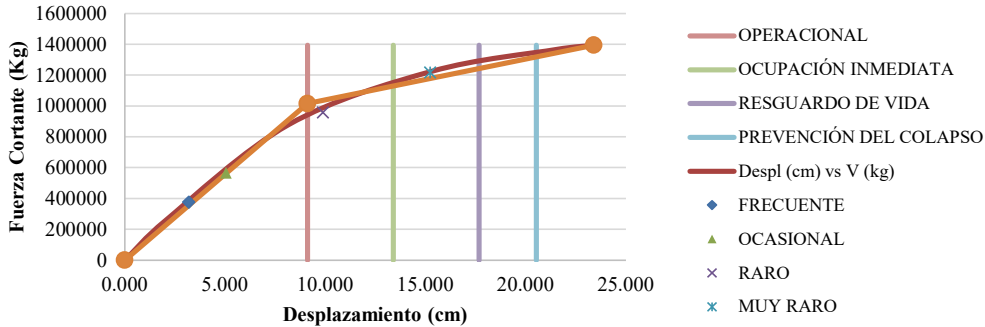
Operacional				1.00	DY				1DY	9.258
Ocupación Inmediata	1.00	DY	+	0.30	(DU-DY)				1DY+0.3(DU-DY)	13.370
Seguridad de Vida	1.00	DY	+	0.60	(DU-DY)				1DY+0.6(DU-DY)	17.482
Estabilidad Estructural	1.00	DY	+	0.80	(DU-DY)				1DY+0.8(DU-DY)	20.223

NIVEL DE DESEMPEÑO ASCE/SEI 41-13 - DIRECCIÓN X-X CONSIDERANDO ESPECTRO DE PELIGRO UNIFORME (DE IZQUIERDA A DERECHA)

REPRESENTACIÓN BILINEAL



DIRECCIÓN X-X



PUNTO DE DEMANDA O AGOTAMIENTO DE LA CAPACIDAD	DU	23.3902
	FU	1394476.4
	DY	9.1172
PUNTO DE FLUENCIA EFECTIVA DE LA ESTRUCTURA	FY	1016083.1
SOBRERESISTENCIA (R)		1.3724
DUCTILIDAD (μ)		2.56550

SISMO	INTERSECCIÓN		NIVEL DE DESEMPEÑO DE LA ESTRUCTURA	LÍMITE
ASCE 41-13	Desp (cm)	Fc (Kgf)		
FRECUENTE	3.19	375311.41	OPERACIONAL	9.117
OCASIONAL	5.05	566455.58	OCUPACIÓN INMEDIATA	13.399
RARO	9.89	957539.48	RESGUARDO DE VIDA	17.681
MUY RARO	15.24	1218485.68	PREVENCIÓN DE COLAPSO	20.536

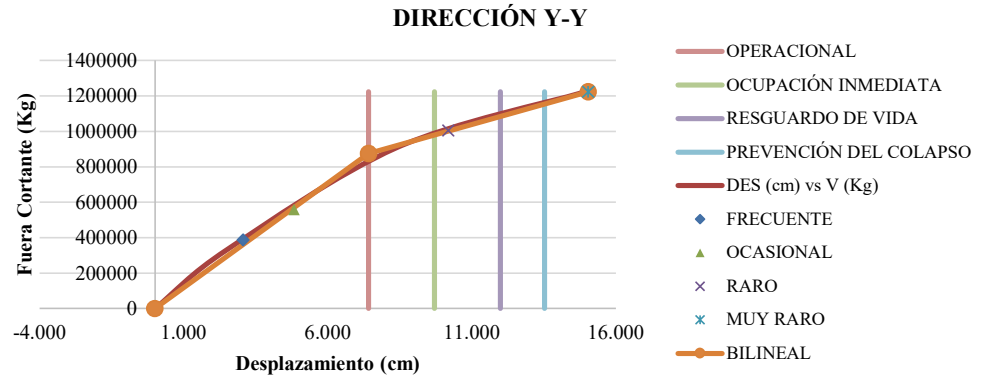
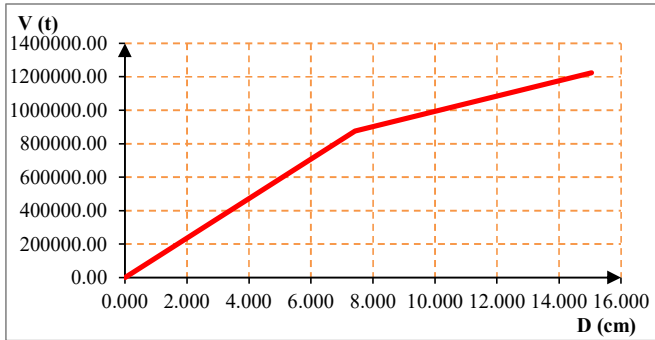
Nivel de Desempeño de la Estructura

Sismos de Diseño	Nivel de Amenaza Sísmica	Operacional	Ocupación Inmediata	Seguridad de Vida	Prevención del Colapso	LA ESTRUCTURA CUMPLE CON LOS OBJETIVOS MEJORADOS DE DESEMPEÑO
Frecuente	50 % en 50 años	a				
Ocasional	20 % en 50 años	e				
Raro	5 % en 50 años		j			
Muy Raro	ASCE 7 MCER			o		

OPERACIONAL				1.00	DY				1DY	9.117
OCUPACIÓN INMEDIATA	1.00	DY	+	0.30	(DU-DY)				1DY+0.3(DU-DY)	13.399
SEGURIDAD DE VIDA	1.00	DY	+	0.60	(DU-DY)				1DY+0.6(DU-DY)	17.681
PREVENCIÓN DE COLAPSO	1.00	DY	+	0.80	(DU-DY)				1DY+0.8(DU-DY)	20.536

NIVEL DE DESEMPEÑO ASCE/SEI 41-13 - DIRECCIÓN Y-Y CONSIDERANDO ESPECTRO DE PELIGRO UNIFORME(DE IZQUIERDA A DERECHA)

REPRESENTACIÓN BILINEAL



PUNTO DE DEMANDA O AGOTAMIENTO DE LA CAPACIDAD	DU	15.0421
	FU	1223394.09
PUNTO DE FLUENCIA EFECTIVA DE LA ESTRUCTURA	DY	7.4134
	FY	874392.59
SOBRERESISTENCIA (R)		1.3991
DUCTILIDAD (u)		2.02904

SISMO	INTERSECCIÓN		NIVEL DE DESEMPEÑO DE LA ESTRUCTURA	LÍMITE
ASCE 41-13	Desp (cm)	Fc (Kgf)		
FRECUENTE	3.06	386866.50	OPERACIONAL	7.413
OCASIONAL	4.83	558832.15	OCUPACIÓN INMEDIATA	9.702
RARO	10.18	1004537.01	RESGUARDO DE VIDA	11.991
MUY RARO	15.04	1223394.09	PREVENCIÓN DE COLAPSO	13.516

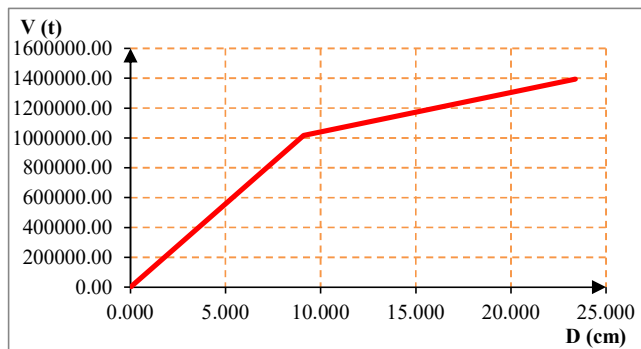
Nivel de Desempeño de la Estructura

Sismos de Diseño	Nivel de Amenaza Sísmica	Operacional	Ocupación Inmediata	Seguridad de Vida	Prevención del Colapso	LA ESTRUCTURA CUMPLE CON LOS OBJETIVOS MEJORADOS DE DESEMPEÑO SIN EMBAGO PARA UN SISMO MUY RARO POSEE UN DESEMPEÑO INACEPTABLE
Frecuente	50 % en 50 años	a				
Ocasional	20 % en 50 años	e				
Raro	5 % en 50 años			k		
Muy Raro	ASCE 7 MCER					

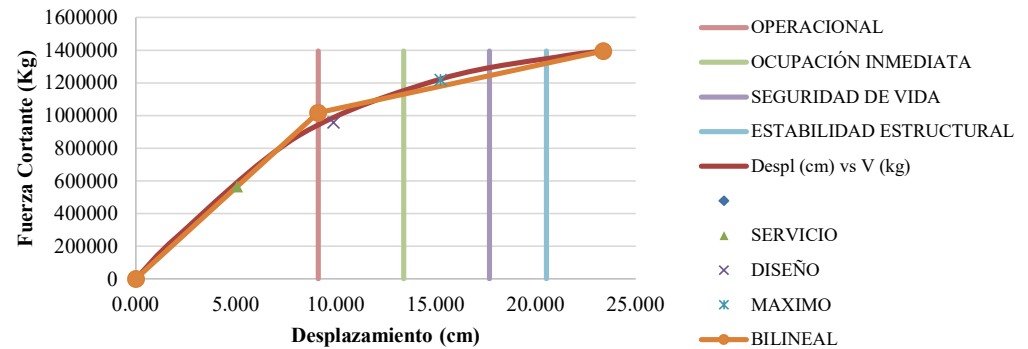
OPERACIONAL				1.00	DY				1DY	7.413
OCUPACIÓN INMEDIATA	1.00	DY	+	0.30	(DU-DY)				1DY+0.3(DU-DY)	9.702
SEGURIDAD DE VIDA	1.00	DY	+	0.60	(DU-DY)				1DY+0.6(DU-DY)	11.991
PREVENCIÓN DE COLAPSO	1.00	DY	+	0.80	(DU-DY)				1DY+0.8(DU-DY)	13.516

NIVEL DE DESEMPEÑO ATC-40 - DIRECCIÓN X-X CONSIDERANDO ESPECTRO DE PELIGRO UNIFORME (DE IZQUIERDA A DERECHA)

REPRESENTACION BILINEAL



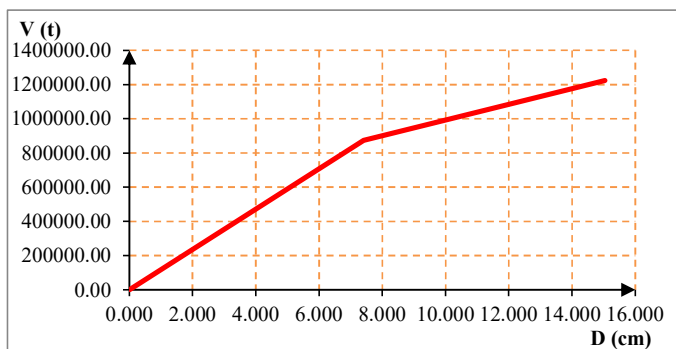
DIRECCIÓN X-X



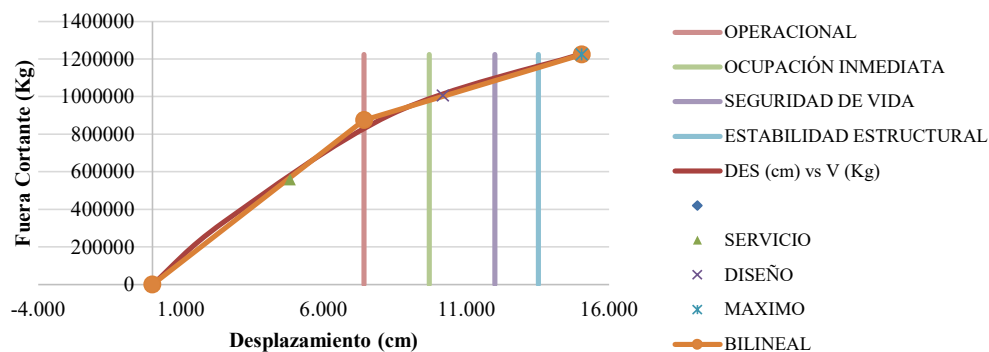
PUNTO DE DEMANDA O AGOTAMIENTO DE LA CAPACIDAD				DU	23.3902	SISMO		INTERSECCIÓN		NIVEL DE DESEMPEÑO DE LA ESTRUCTURA	LÍMITE
				FU	1394476.4			Desp (cm)	Fc (Kgf)		
PUNTO DE FLUENCIA EFECTIVA DE LA ESTRUCTURA				DY	9.1172					OPERACIONAL	9.117
				FY	1016083.1					OCUPACIÓN INMEDIATA	13.399
SOBRERESISTENCIA (R)				1.3724			SERVICIO	5.05	566455.58	SEGURIDAD DE VIDA	17.681
DUCTILIDAD (u)				2.56550			DISEÑO	9.89	957539.48	ESTABILIDAD ESTRUCTURAL	20.536
DUCTILIDAD (u)				2.56550			MAXIMO	15.24	1218485.68	ESTABILIDAD ESTRUCTURAL	20.536
Nivel de Desempeño de la Estructura											
Sismos de Diseño	Nivel de Amenaza Sísmica	Operacional	Ocupación Inmediata	Seguridad de Vida	Estabilidad Estructural	LA ESTRUCTURA CUMPLE CON LOS OBJETIVOS DE DESEMPEÑO DE SEGURIDAD BASICA					
Servicio	43 años										
Diseño	72 años		v								
Maximo	475 años			v							
Operacional					1.00	DY				1DY	9.117
Ocupación Inmediata		1.00	DY	+	0.30	(DU-DY)				1DY+0.3(DU-DY)	13.399
Seguridad de Vida		1.00	DY	+	0.60	(DU-DY)				1DY+0.6(DU-DY)	17.681
Estabilidad Estructural		1.00	DY	+	0.80	(DU-DY)				1DY+0.8(DU-DY)	20.536

NIVEL DE DESEMPEÑO ATC-40 - DIRECCIÓN Y-Y CONSIDERANDO ESPECTRO DE PELIGRO UNIFORME (DE IZQUIERDA A DERECHA)

REPRESENTACION BILINEAL



DIRECCIÓN Y-Y

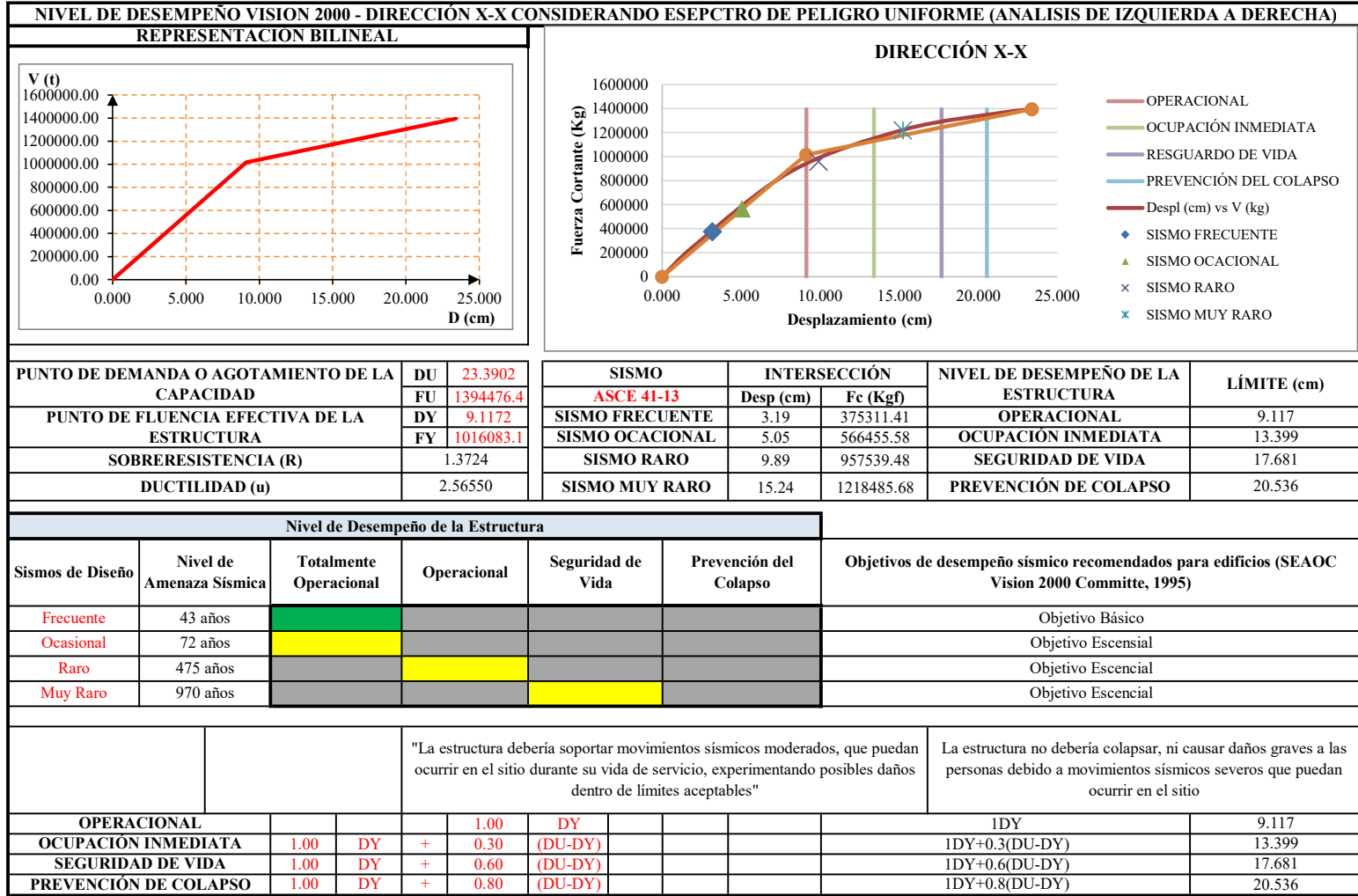


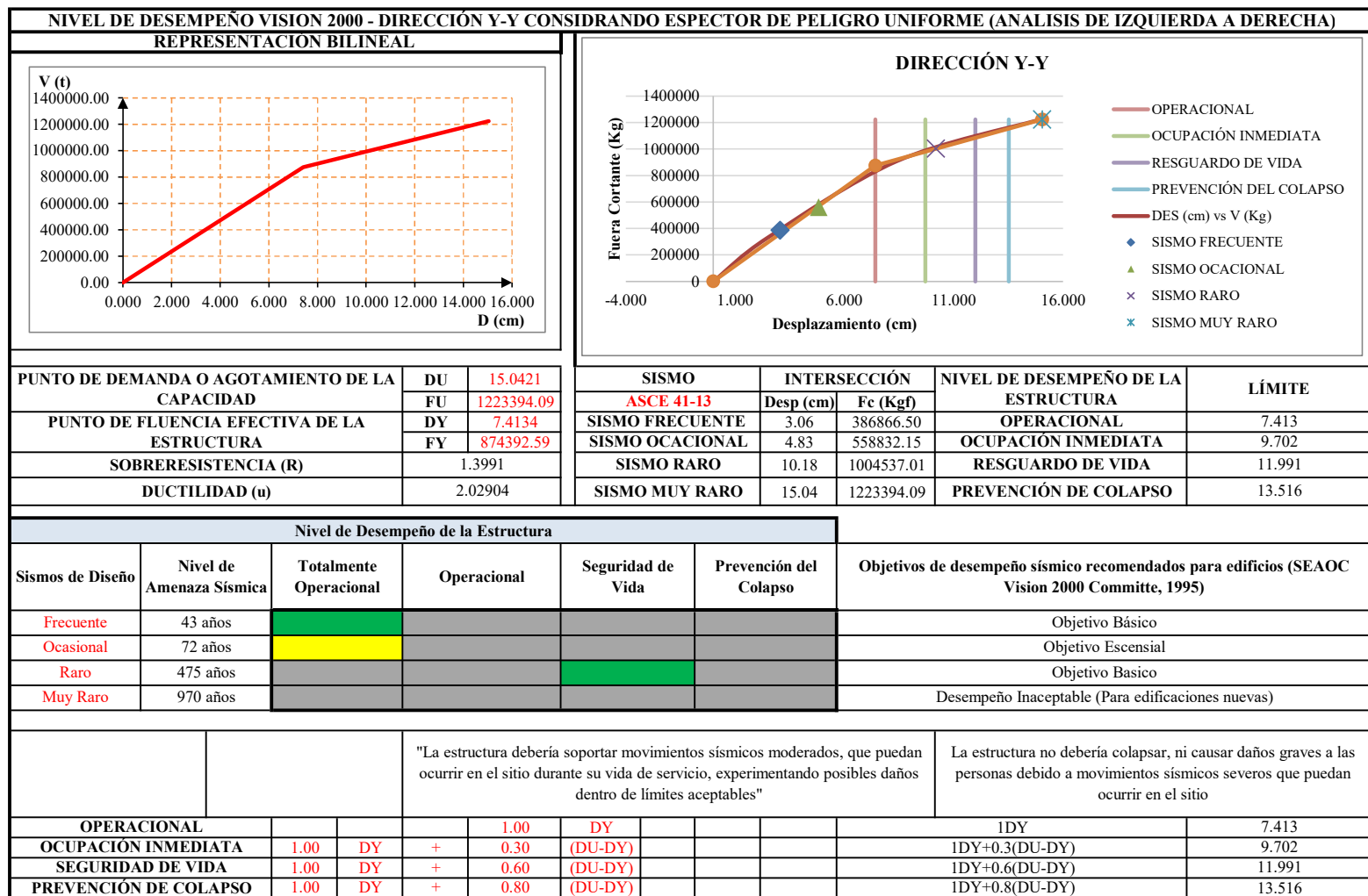
PUNTO DE DEMANDA O AGOTAMIENTO DE LA CAPACIDAD	DU	15.0421
	FU	1223394.09
PUNTO DE FLUENCIA EFECTIVA DE LA ESTRUCTURA	DY	7.4134
	FY	874392.59
SOBRERESISTENCIA (R)	1.3991	
DUCTILIDAD (u)	2.02904	

SISMO	INTERSECCIÓN		NIVEL DE DESEMPEÑO DE LA ESTRUCTURA	LÍMITE
	Desp (cm)	Fc (Kgf)		
			OPERACIONAL	7.413
SERVICIO	4.83	558832.15	OCUPACIÓN INMEDIATA	9.702
DISEÑO	10.18	1004537.01	SEGURIDAD DE VIDA	11.991
MAXIMO	15.04	1223394.09	ESTABILIDAD ESTRUCTURAL	13.516

Nivel de Desempeño de la Estructura						LA ESTRUCTURA CUMPLE CON LOS OBJETIVOS DE DESEMPEÑO DE SEGURIDAD BASICA PARCIALMENTE, SIN EMBARGO PARA UN SISMO MAXIMO ES UN DEMEPEÑO INACEPTABLE
Sismos de Diseño	Nivel de Amenaza Sísmica	Operacional	Ocupación Inmediata	Seguridad de Vida	Estabilidad Estructural	
Servicio	43 años					
Diseño	72 años			v		
Maximo	475 años					

Operacional				1.00	DY				1DY	7.413
Ocupación Inmediata	1.00	DY	+	0.30	(DU-DY)				1DY+0.3(DU-DY)	9.702
Seguridad de Vida	1.00	DY	+	0.60	(DU-DY)				1DY+0.6(DU-DY)	11.991
Estabilidad Estructural	1.00	DY	+	0.80	(DU-DY)				1DY+0.8(DU-DY)	13.516

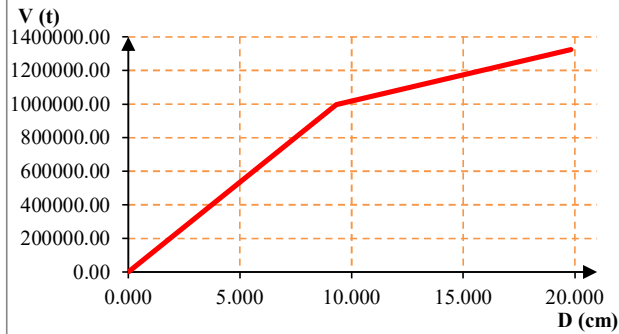




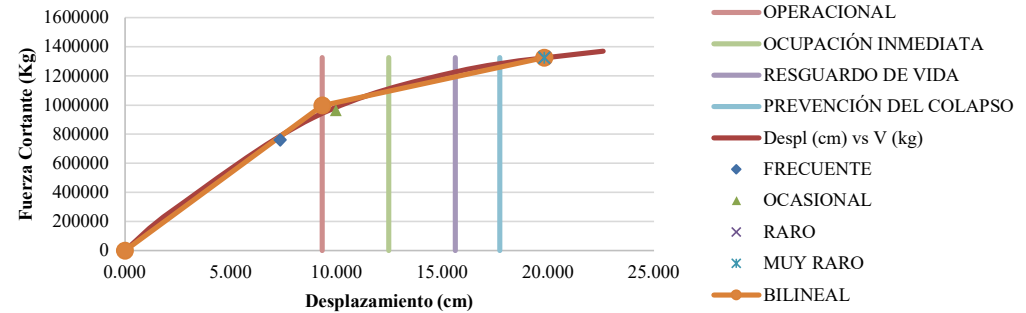
**ANEXO 12: EVALUACION DEL DESEMPEÑO DE LA
ESTRUCTURA CONSIDERANDO EL ESPECTRO DE DEMANDA
DE LA NORMA E.030 2018**

NIVEL DE DESEMPEÑO ASCE/SEI41-13 X-X CONSIDERANDO EL ESPECTRO DE LA NORMA E030 - 2018 (ANÁLISIS DE DERECHA A IZQUIERDA)

REPRESENTACIÓN BILINEAL DEL ESPECTRO DE CAPACIDAD



DIRECCIÓN X-X



PUNTO DE DEMANDA O AGOTAMIENTO DE LA CAPACIDAD	DU	19.81478
	FU	1324992.2
PUNTO DE FLUENCIA EFECTIVA DE LA ESTRUCTURA	DY	9.3244
	FY	995107.06
SOBRERESISTENCIA (R)		1.3315
DUCTILIDAD (u)		2.12505

SISMO	INTERSECCIÓN		NIVEL DE DESEMPEÑO DE LA ESTRUCTURA	LÍMITE
ASCE 41-13	Desp (cm)	Fc (Kgf)		
FRECUENTE	7.33	760195.00	OPERACIONAL	9.324
OCASIONAL	9.97	964886.74	OCUPACIÓN INMEDIATA	12.472
RARO	19.81	1324992.15	RESGUARDO DE VIDA	15.619
MUY RARO	19.81	1324992.15	PREVENCIÓN DE COLAPSO	17.717

Nivel de Desempeño de la Estructura

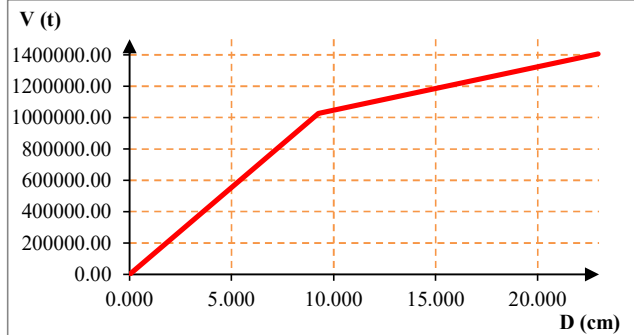
Sismos de Diseño	Nivel de Amenaza Sísmica	Operacional	Ocupación Inmediata	Seguridad de Vida	Prevención del Colapso
Frecuente	50 % en 50 años	a			
Ocasional	20 % en 50 años		f		
Raro	5 % en 50 años				
Muy Raro	ASCE 7 MCER				

LA ESTRUCTURA NO CUMPLE CON LOS OBJETIVOS DE DESEMPEÑO BASICO, UNICAMENTE LLEGA HASTA UN SISMO OCASIONAL SIN COLAPSAR

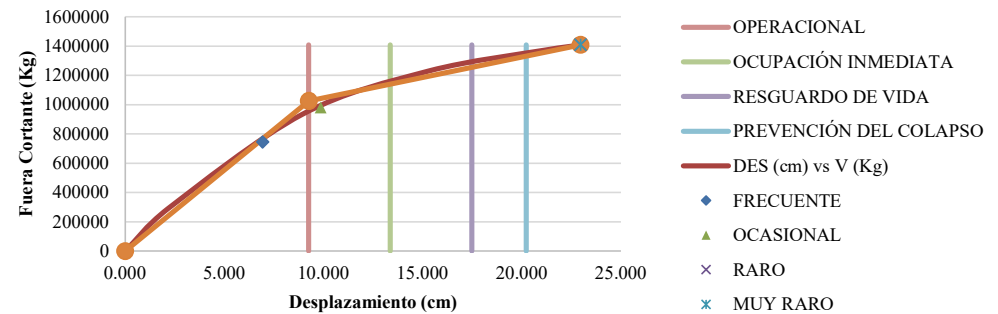
OPERACIONAL				1.00	DY				1DY	9.324
OCUPACIÓN INMEDIATA	1.00	DY	+	0.30	(DU-DY)				1DY+0.3(DU-DY)	12.472
SEGURIDAD DE VIDA	1.00	DY	+	0.60	(DU-DY)				1DY+0.6(DU-DY)	15.619
PREVENCIÓN DE COLAPSO	1.00	DY	+	0.80	(DU-DY)				1DY+0.8(DU-DY)	17.717

NIVEL DE DESEMPEÑO ASCE/SEI 41-13 Y-Y CONSIDERANDO EL ESPECTRO DE LA NORMA E030 - 2018 (ANÁLISIS DE DERECHA A IZQUIERDA)

REPRESENTACIÓN BILINEAL DEL ESPECTRO DE CAPACIDAD



DIRECCIÓN Y-Y



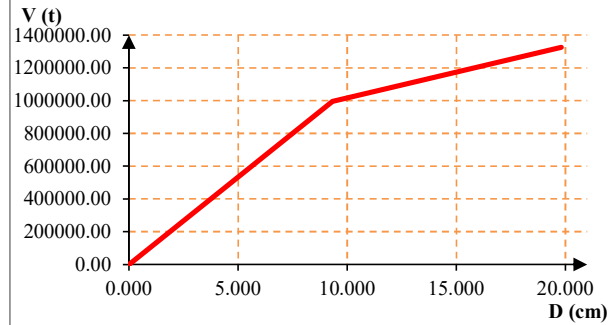
PUNTO DE DEMANDA O AGOTAMIENTO DE LA CAPACIDAD	DU	22.9648	SISMO	INTERSECCIÓN		NIVEL DE DESEMPEÑO DE LA ESTRUCTURA	LÍMITE
	FU	1406503.95		Desp (cm)	Fc (KgF)		
PUNTO DE FLUENCIA EFECTIVA DE LA ESTRUCTURA	DY	9.2576	ASCE 41-13	6.93	743405.49	OPERACIONAL	9.258
	FY	1025142.57	FRECUENTE	9.86	979777.74	OCUPACIÓN INMEDIATA	13.370
SOBRERESISTENCIA (R)		1.3720	OCASIONAL	22.96	1406503.95	RESGUARDO DE VIDA	17.482
DUCTILIDAD (u)		2.48064	RARO	22.96	1406503.95	PREVENCIÓN DE COLAPSO	20.223
			MUY RARO	22.96	1406503.95		

Nivel de Desempeño de la Estructura						LA ESTRUCTURA NO CUMPLE CON LOS OBJETIVOS DE DESEMPEÑO BASICO, UNICAMENTE LLEGA HASTA UN SISMO OCASIONAL SIN COLAPSAR
Sismos de Diseño	Nivel de Amenaza Sísmica	Operacional	Ocupación Inmediata	Seguridad de Vida	Prevención del Colapso	
Frecuente	50 % en 50 años	a				
Ocasional	20 % en 50 años		f			
Raro	5 % en 50 años					
Muy Raro	ASCE 7 MCER					

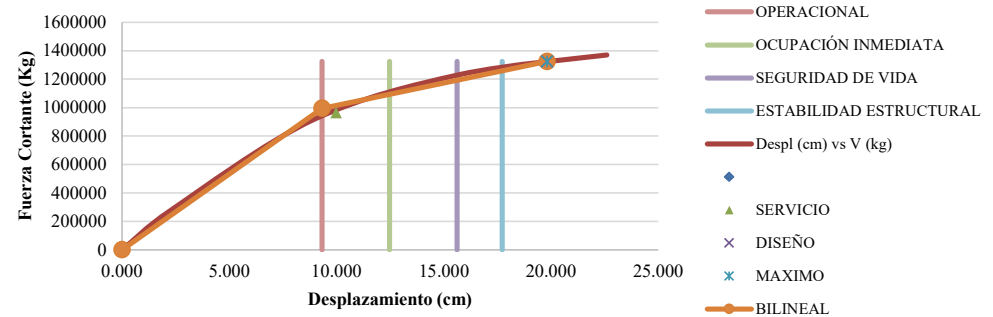
OPERACIONAL				1.00	DY				IDY	9.258
OCUPACIÓN INMEDIATA	1.00	DY	+	0.30	(DU-DY)				IDY+0.3(DU-DY)	13.370
SEGURIDAD DE VIDA	1.00	DY	+	0.60	(DU-DY)				IDY+0.6(DU-DY)	17.482
PREVENCIÓN DE COLAPSO	1.00	DY	+	0.80	(DU-DY)				IDY+0.8(DU-DY)	20.223

NIVEL DE DESEMPEÑO ATC-40 X-X CONSIDERANDO EL ESPECTRO DE LA NORMA E030 - 2018 (ANÁLISIS DE DERECHA A IZQUIERDA)

REPRESENTACIÓN BILINEAL DEL ESPECTRO DE CAPACIDAD



DIRECCIÓN X-X



PUNTO DE DEMANDA O AGOTAMIENTO DE LA CAPACIDAD	DU	19.81478
	FU	1324992.2
PUNTO DE FLUENCIA EFECTIVA DE LA ESTRUCTURA	DY	9.3244
	FY	995107.06
SOBRERESISTENCIA (R)		1.3315
DUCTILIDAD (u)		2.12505

SISMO	INTERSECCIÓN		NIVEL DE DESEMPEÑO DE LA ESTRUCTURA	LÍMITE
	Desp (cm)	Fc (Kgf)		
SERVICIO	9.97	964886.74	OPERACIONAL	9.324
DISEÑO	19.81	1324992.15	OCUPACIÓN INMEDIATA	12.472
MAXIMO	19.81	1324992.15	SEGURIDAD DE VIDA	15.619
			ESTABILIDAD ESTRUCTURAL	17.717

Nivel de Desempeño de la Estructura

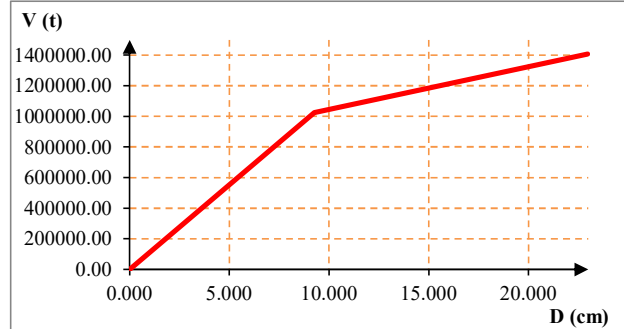
Sismos de Diseño	Nivel de Amenaza Sísmica	Operacional	Ocupación Inmediata	Seguridad de Vida	Estabilidad Estructural
Servicio	43 años		v		
Diseño	72 años				
Maximo	475 años				

LA ESTRUCTURA NO CUMPLE CON LOS OBJETIVOS DE DESEMPEÑO DE SEGURIDAD BASICA

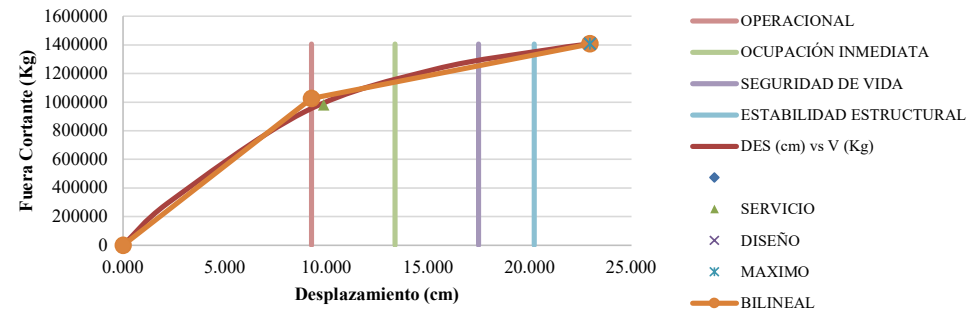
Operacional				1.00	DY				1DY	9.324
Ocupación Inmediata	1.00	DY	+	0.30	(DU-DY)				1DY+0.3(DU-DY)	12.472
Seguridad de Vida	1.00	DY	+	0.60	(DU-DY)				1DY+0.6(DU-DY)	15.619
Estabilidad Estructural	1.00	DY	+	0.80	(DU-DY)				1DY+0.8(DU-DY)	17.717

NIVEL DE DESEMPEÑO ATC-40 Y-Y CONSIDERANDO EL ESPECTRO DE LA NORMA E030 - 2018 (ANÁLISIS DE DERECHA A IZQUIERDA)

REPRESENTACIÓN BILINEAL DEL ESPECTRO DE CAPACIDAD



DIRECCIÓN Y-Y



PUNTO DE DEMANDA O AGOTAMIENTO DE LA CAPACIDAD	DU	22.9648
	FU	1406503.95
PUNTO DE FLUENCIA EFECTIVA DE LA ESTRUCTURA	DY	9.2576
	FY	1025142.57
SOBRERESISTENCIA (R)		1.3720
DUCTILIDAD (u)		2.48064

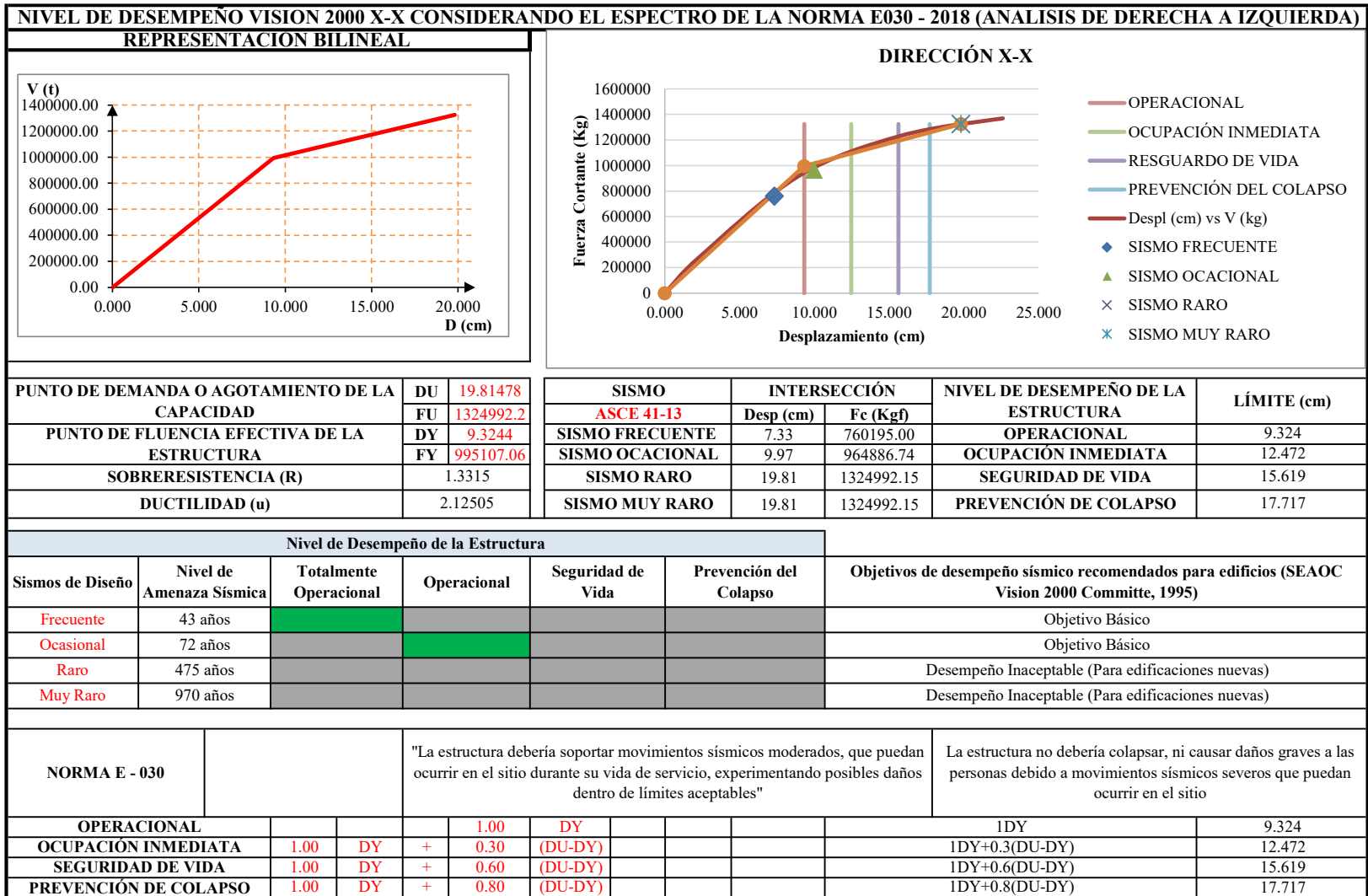
SISMO	INTERSECCIÓN		NIVEL DE DESEMPEÑO DE LA ESTRUCTURA	LÍMITE
	Desp (cm)	Fc (Kgf)		
SERVICIO	9.86	979777.74	OPERACIONAL	9.258
DISEÑO	22.96	1406503.95	OCUPACIÓN INMEDIATA	13.370
MAXIMO	22.96	1406503.95	SEGURIDAD DE VIDA	17.482
			ESTABILIDAD ESTRUCTURAL	20.223

Nivel de Desempeño de la Estructura

Sismos de Diseño	Nivel de Amenaza Sísmica	Operacional	Ocupación Inmediata	Seguridad de Vida	Estabilidad Estructural
Servicio	43 años		v		
Diseño	72 años				
Maximo	475 años				

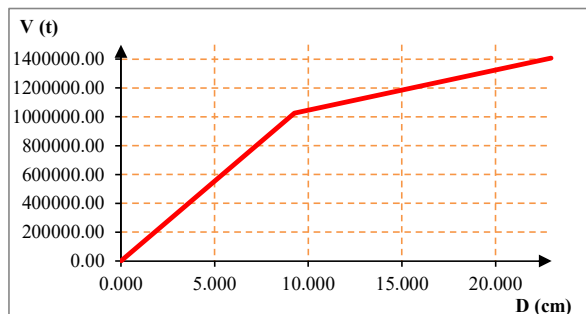
LA ESTRUCTURA NO CUMPLE CON LOS OBJETIVOS DE DESEMPEÑO DE SEGURIDAD BASICA

Operacional				1.00	DY				1DY	9.258
Ocupación Inmediata	1.00	DY	+	0.30	(DU-DY)				1DY+0.3(DU-DY)	13.370
Seguridad de Vida	1.00	DY	+	0.60	(DU-DY)				1DY+0.6(DU-DY)	17.482
Estabilidad Estructural	1.00	DY	+	0.80	(DU-DY)				1DY+0.8(DU-DY)	20.223

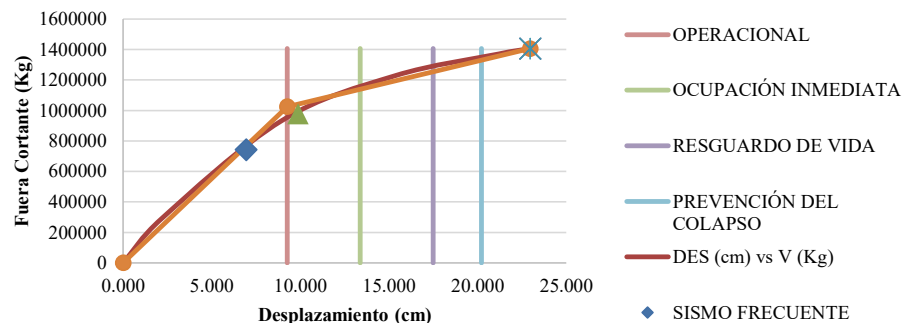


NIVEL DE DESEMPEÑO VISION 2000 Y-Y CONSIDERANDO EL ESPECTRO DE LA NORMA E030 - 2018 (ANÁLISIS DE DERECHA A IZQUIERDA)

REPRESENTACION BILINEAL



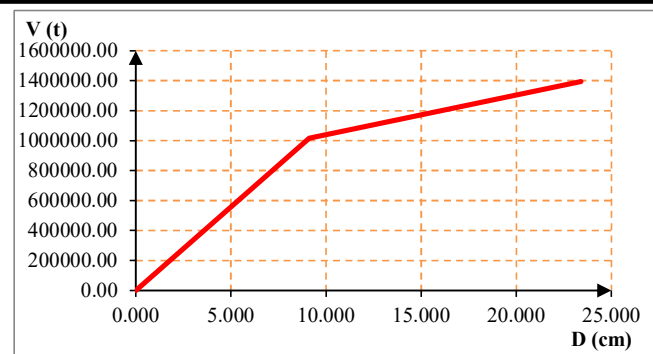
DIRECCIÓN Y-Y



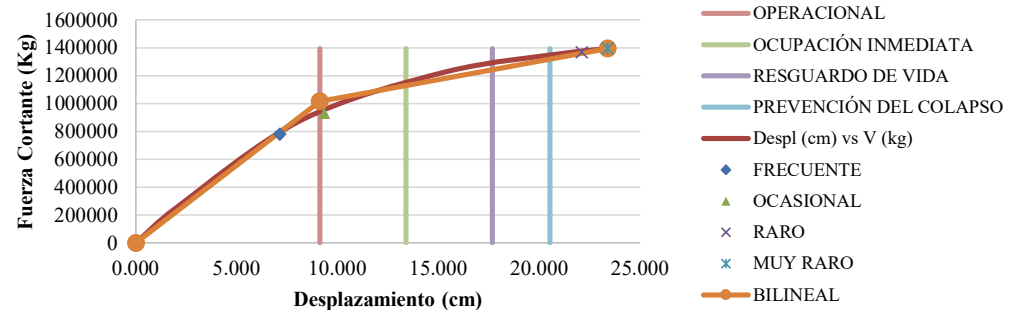
PUNTO DE DEMANDA O AGOTAMIENTO DE LA CAPACIDAD			DU	22.9648	SISMO		INTERSECCIÓN		NIVEL DE DESEMPEÑO DE LA ESTRUCTURA		LÍMITE	
			FU	1406503.95	ASCE 41-13	Desp (cm)	Fc (KgF)					
PUNTO DE FLUENCIA EFECTIVA DE LA ESTRUCTURA			DY	9.2576	SISMO FRECUENTE		6.93	743405.49	OPERACIONAL		9.258	
			FY	1025142.57	SISMO OCACIONAL		9.86	979777.74	OCUPACIÓN INMEDIATA		13.370	
SOBRERESISTENCIA (R)			1.3720		SISMO RARO		22.96	1406503.95	RESGUARDO DE VIDA		17.482	
DUCTILIDAD (u)			2.48064		SISMO MUY RARO		22.96	1406503.95	PREVENCIÓN DE COLAPSO		20.223	
Nivel de Desempeño de la Estructura												
Sismos de Diseño	Nivel de Amenaza Sísmica	Totalmente Operacional	Operacional	Seguridad de Vida	Prevención del Colapso	Objetivos de desempeño sísmico recomendados para edificios (SEAOC Vision 2000 Committe, 1995)						
Frecuente	43 años					Objetivo Básico						
Ocasional	72 años					Objetivo Básico						
Raro	475 años					Desempeño Inaceptable (Para edificaciones nuevas)						
Muy Raro	970 años					Desempeño Inaceptable (Para edificaciones nuevas)						
NORMA E - 030				"La estructura debería soportar movimientos sísmicos moderados, que puedan ocurrir en el sitio durante su vida de servicio, experimentando posibles daños dentro de límites aceptables"					La estructura no debería colapsar, ni causar daños graves a las personas debido a movimientos sísmicos severos que puedan ocurrir en el sitio			
OPERACIONAL					1.00	DY				1DY		9.258
OCUPACIÓN INMEDIATA		1.00	DY	+	0.30	(DU-DY)				1DY+0.3(DU-DY)		13.370
SEGURIDAD DE VIDA		1.00	DY	+	0.60	(DU-DY)				1DY+0.6(DU-DY)		17.482
PREVENCIÓN DE COLAPSO		1.00	DY	+	0.80	(DU-DY)				1DY+0.8(DU-DY)		20.223

NIVEL DE DESEMPEÑO ASCE/SEI 41-13 X-X CONSIDERANDO EL ESPECTRO DE LA NORMA E030 - 2018 (ANÁLISIS DE IZQUIERDA A DERECHA)

REPRESENTACIÓN BILINEAL DEL ESPECTRO DE CAPACIDAD



DIRECCIÓN X-X



PUNTO DE DEMANDA O AGOTAMIENTO DE LA CAPACIDAD	DU	23.3902
	FU	1394476.4
PUNTO DE FLUENCIA EFECTIVA DE LA ESTRUCTURA	DY	9.1172
	FY	1016083.1
SOBRERESISTENCIA (R)		1.3724
DUCTILIDAD (u)		2.56550

SISMO	INTERSECCIÓN		NIVEL DE DESEMPEÑO DE LA ESTRUCTURA	LÍMITE
ASCE 41-13	Desp (cm)	Fc (Kgf)		
FRECUENTE	7.14	780265.12	OPERACIONAL	9.117
OCASIONAL	9.34	930434.85	OCUPACIÓN INMEDIATA	13.399
RARO	22.11	1367830.34	RESGUARDO DE VIDA	17.681
MUY RARO	23.39	1394476.44	PREVENCIÓN DE COLAPSO	20.536

Nivel de Desempeño de la Estructura

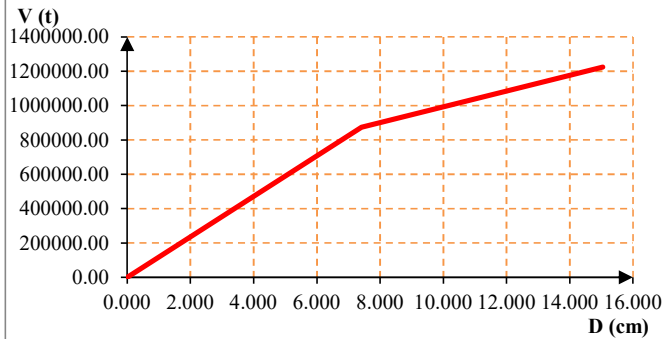
Sismos de Diseño	Nivel de Amenaza Sísmica	Operacional	Ocupación Inmediata	Seguridad de Vida	Prevención del Colapso
Frecuente	50 % en 50 años	a			
Ocasional	20 % en 50 años		f		
Raro	5 % en 50 años				
Muy Raro	ASCE 7 MCER				

LA ESTRUCTURA NO CUMPLE CON LOS OBJETIVOS DE DESEMPEÑO BASICO, UNICAMENTE LLEGA HASTA UN SISMO OCASIONAL SIN COLAPSAR

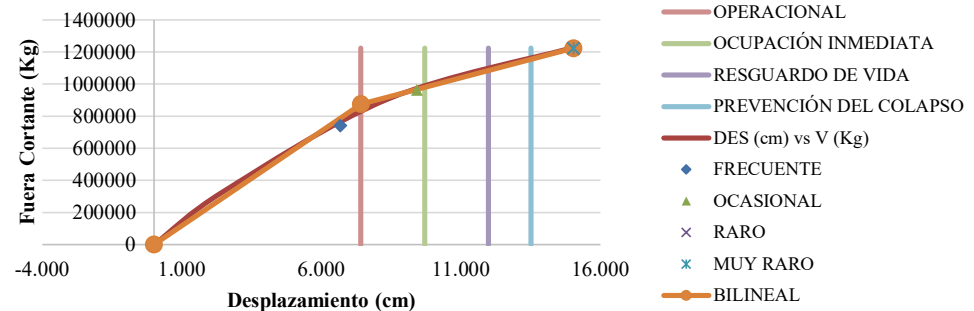
OPERACIONAL				1.00	DY				1DY	9.117
OCUPACIÓN INMEDIATA	1.00	DY	+	0.30	(DU-DY)				1DY+0.3(DU-DY)	13.399
SEGURIDAD DE VIDA	1.00	DY	+	0.60	(DU-DY)				1DY+0.6(DU-DY)	17.681
PREVENCIÓN DE COLAPSO	1.00	DY	+	0.80	(DU-DY)				1DY+0.8(DU-DY)	20.536

NIVEL DE DESEMPEÑO ASCE/SEI 41-13 Y-Y CONSIDERANDO EL ESPECTRO DE LA NORMA E030 - 2018 (ANÁLISIS DE IZQUIERDA A DERECHA)

REPRESENTACIÓN BILINEAL DEL ESPECTRO DE CAPACIDAD



DIRECCIÓN Y-Y



PUNTO DE DEMANDA O AGOTAMIENTO DE LA CAPACIDAD		DU	15.0421
PUNTO DE FLUENCIA EFECTIVA DE LA ESTRUCTURA		FU	1223394.09
		DY	7.4134
		FY	874392.59
SOBRERESISTENCIA (R)		1.3991	
DUCTILIDAD (u)		2.02904	

SISMO	INTERSECCIÓN		NIVEL DE DESEMPEÑO DE LA ESTRUCTURA	LÍMITE
ASCE 41-13	Desp (cm)	Fc (Kgf)		
FRECUENTE	6.68	740040.98	OPERACIONAL	7.413
OCASIONAL	9.42	963125.96	OCUPACIÓN INMEDIATA	9.702
RARO	15.04	1223394.09	RESGUARDO DE VIDA	11.991
MUY RARO	15.04	1223394.09	PREVENCIÓN DE COLAPSO	13.516

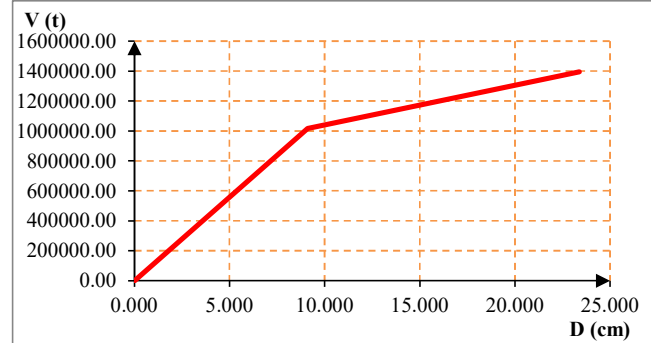
Nivel de Desempeño de la Estructura					
Sismos de Diseño	Nivel de Amenaza Sísmica	Operacional	Ocupación Inmediata	Seguridad de Vida	Prevención del Colapso
Frecuente	50 % en 50 años	a			
Ocasional	20 % en 50 años		f		
Raro	5 % en 50 años				
Muy Raro	ASCE 7 MCER				

LA ESTRUCTURA NO CUMPLE CON LOS OBJETIVOS DE DESEMPEÑO BASICO, UNICAMENTE LLEGA HASTA UN SISMO OCASIONAL SIN COLAPSAR

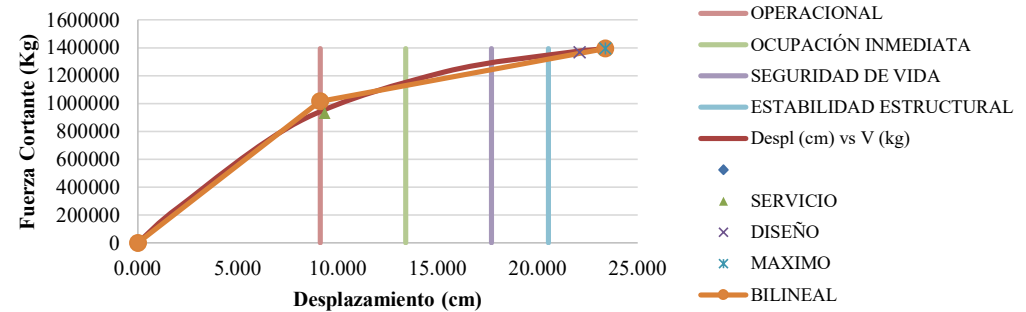
OPERACIONAL				1.00	DY				1DY	7.413
OCUPACIÓN INMEDIATA	1.00	DY	+	0.30	(DU-DY)				1DY+0.3(DU-DY)	9.702
SEGURIDAD DE VIDA	1.00	DY	+	0.60	(DU-DY)				1DY+0.6(DU-DY)	11.991
PREVENCIÓN DE COLAPSO	1.00	DY	+	0.80	(DU-DY)				1DY+0.8(DU-DY)	13.516

NIVEL DE DESEMPEÑO ATC-40 X-X CONSIDERANDO EL ESPECTRO DE LA NORMA E030 - 2018 (ANÁLISIS DE IZQUIERDA A DERECHA)

REPRESENTACIÓN BILINEAL DEL ESPECTRO DE CAPACIDAD



DIRECCIÓN X-X



PUNTO DE DEMANDA O AGOTAMIENTO DE LA CAPACIDAD	DU	23.3902
	FU	1394476.4
PUNTO DE FLUENCIA EFECTIVA DE LA ESTRUCTURA	DY	9.1172
	FY	1016083.1
SOBRERESISTENCIA (R)		1.3724
DUCTILIDAD (u)		2.56550

SISMO	INTERSECCIÓN		NIVEL DE DESEMPEÑO DE LA ESTRUCTURA	LÍMITE
	Desp (cm)	Fc (Kgf)		
			OPERACIONAL	9.117
SERVICIO	9.34	930434.85	OCUPACIÓN INMEDIATA	13.399
DISEÑO	22.11	1367830.34	SEGURIDAD DE VIDA	17.681
MAXIMO	23.39	1394476.44	ESTABILIDAD ESTRUCTURAL	20.536

Nivel de Desempeño de la Estructura

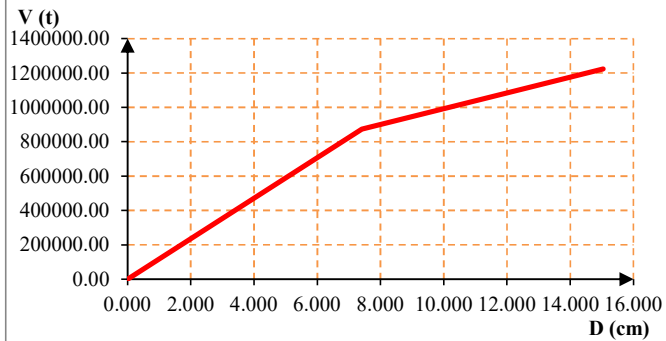
Sismos de Diseño	Nivel de Amenaza Sísmica	Operacional	Ocupación Inmediata	Seguridad de Vida	Estabilidad Estructural
Servicio	43 años		v		
Diseño	72 años				
Maximo	475 años				

LA ESTRUCTURA NO CUMPLE CON LOS OBJETIVOS DE DESEMPEÑO DE SEGURIDAD BASICA

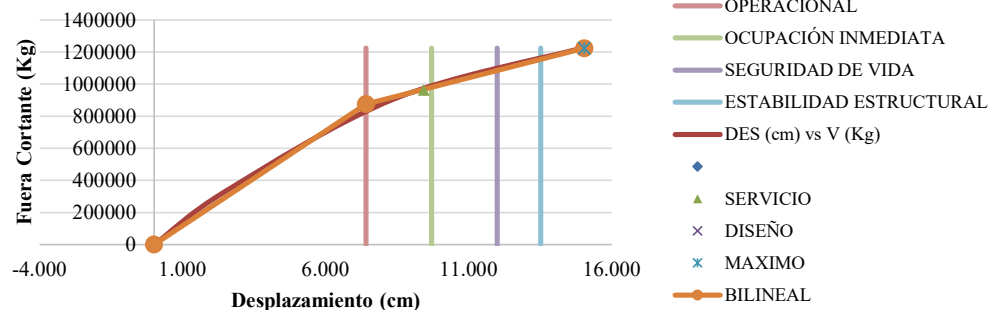
Operacional				1.00	DY				1DY	9.117
Ocupación Inmediata	1.00	DY	+	0.30	(DU-DY)				1DY+0.3(DU-DY)	13.399
Seguridad de Vida	1.00	DY	+	0.60	(DU-DY)				1DY+0.6(DU-DY)	17.681
Estabilidad Estructural	1.00	DY	+	0.80	(DU-DY)				1DY+0.8(DU-DY)	20.536

NIVEL DE DESEMPEÑO ATC-40 Y-Y CONSIDERANDO EL ESPECTRO DE LA NORMA E030 - 2018 (ANÁLISIS DE IZQUIERDA A DERECHA)

REPRESENTACIÓN BILINEAL DEL ESPECTRO DE CAPACIDAD



DIRECCIÓN Y-Y



PUNTO DE DEMANDA O AGOTAMIENTO DE LA CAPACIDAD	DU	15.0421
	FU	1223394.09
PUNTO DE FLUENCIA EFECTIVA DE LA ESTRUCTURA	DY	7.4134
	FY	874392.59
SOBRERESISTENCIA (R)		1.3991
DUCTILIDAD (u)		2.02904

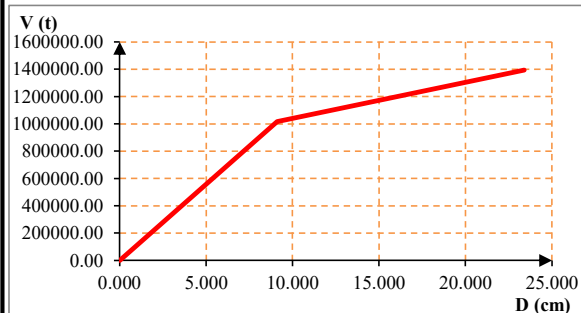
SISMO	INTERSECCIÓN		NIVEL DE DESEMPEÑO DE LA ESTRUCTURA	LÍMITE
	Desp (cm)	Fc (Kgf)		
			OPERACIONAL	7.413
SERVICIO	9.42	963125.96	OCUPACIÓN INMEDIATA	9.702
DISEÑO	15.04	1223394.09	SEGURIDAD DE VIDA	11.991
MAXIMO	15.04	1223394.09	ESTABILIDAD ESTRUCTURAL	13.516

Nivel de Desempeño de la Estructura						LA ESTRUCTURA NO CUMPLE CON LOS OBJETIVOS DE DESEMPEÑO DE SEGURIDAD BASICA
Sismos de Diseño	Nivel de Amenaza Sísmica	Operacional	Ocupación Inmediata	Seguridad de Vida	Estabilidad Estructural	
Servicio	43 años		v			
Diseño	72 años					
Maximo	475 años					

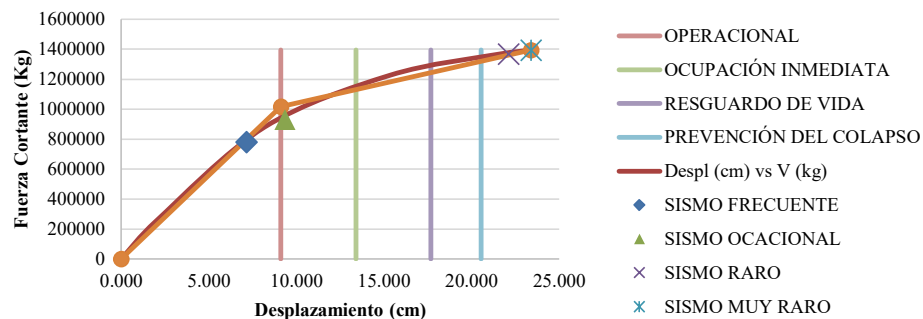
Operacional				1.00	DY				1DY	7.413
Ocupación Inmediata	1.00	DY	+	0.30	(DU-DY)				1DY+0.3(DU-DY)	9.702
Seguridad de Vida	1.00	DY	+	0.60	(DU-DY)				1DY+0.6(DU-DY)	11.991
Estabilidad Estructural	1.00	DY	+	0.80	(DU-DY)				1DY+0.8(DU-DY)	13.516

NIVEL DE DESEMPEÑO VISION 2000 X-X CONSIDERANDO EL ESPECTRO DE LA NORMA E030 - 2018 (ANÁLISIS DE IZQUIERDA A DERECHA)

REPRESENTACION BILINEAL



DIRECCIÓN X-X



PUNTO DE DEMANDA O AGOTAMIENTO DE LA CAPACIDAD	DU	23.3902
	FU	1394476.4
PUNTO DE FLUENCIA EFECTIVA DE LA ESTRUCTURA	DY	9.1172
	FY	1016083.1
SOBRERESISTENCIA (R)		1.3724
DUCTILIDAD (u)		2.56550

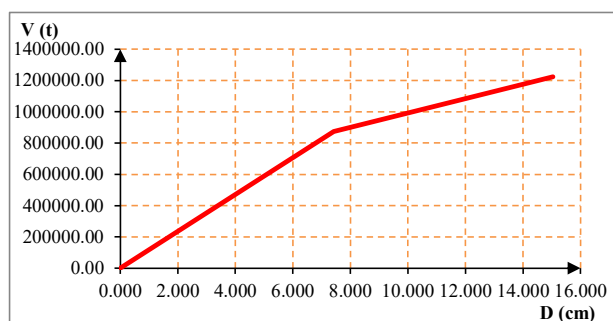
SISMO	INTERSECCIÓN		NIVEL DE DESEMPEÑO DE LA ESTRUCTURA	LÍMITE (cm)
ASCE 41-13	Desp (cm)	Fc (Kgf)		
SISMO FRECUENTE	7.14	780265.12	OPERACIONAL	9.117
SISMO OCASIONAL	9.34	930434.85	OCUPACIÓN INMEDIATA	13.399
SISMO RARO	22.11	1367830.34	SEGURIDAD DE VIDA	17.681
SISMO MUY RARO	23.39	1394476.44	PREVENCIÓN DE COLAPSO	20.536

Nivel de Desempeño de la Estructura						Objetivos de desempeño sísmico recomendados para edificios (SEAOC Vision 2000 Committe, 1995)
Sismos de Diseño	Nivel de Amenaza Sísmica	Totalmente Operacional	Operacional	Seguridad de Vida	Prevención del Colapso	
Frecuente	43 años					
Ocasional	72 años					
Raro	475 años					
Muy Raro	970 años					

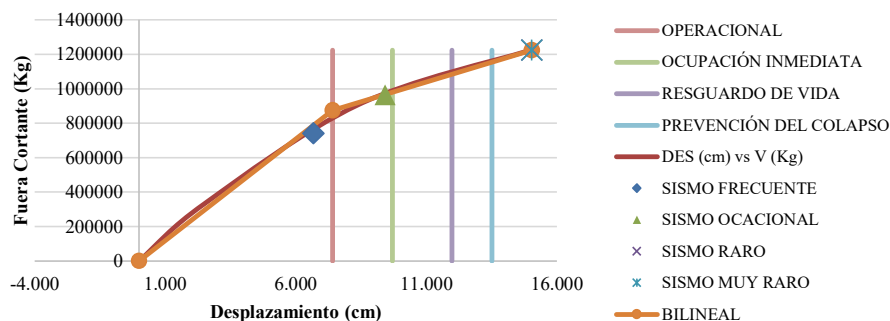
NORMA E - 030		"La estructura debería soportar movimientos sísmicos moderados, que puedan ocurrir en el sitio durante su vida de servicio, experimentando posibles daños dentro de límites aceptables"				La estructura no debería colapsar, ni causar daños graves a las personas debido a movimientos sísmicos severos que puedan ocurrir en el sitio			
OPERACIONAL				1.00	DY			1DY	
OCUPACIÓN INMEDIATA		1.00	DY	+	0.30 (DU-DY)			1DY+0.3(DU-DY)	
SEGURIDAD DE VIDA		1.00	DY	+	0.60 (DU-DY)			1DY+0.6(DU-DY)	
PREVENCIÓN DE COLAPSO		1.00	DY	+	0.80 (DU-DY)			1DY+0.8(DU-DY)	

NIVEL DE DESEMPEÑO VISION 2000 Y-Y CONSIDERANDO EL ESPECTRO DE LA NORMA E030 - 2018 (ANALISIS DE IZQUIERDA A DERECHA)

REPRESENTACION BILINEAL



DIRECCIÓN Y-Y



PUNTO DE DEMANDA O AGOTAMIENTO DE LA CAPACIDAD				DU	15.0421					SISMO		INTERSECCIÓN		NIVEL DE DESEMPEÑO DE LA ESTRUCTURA		LÍMITE	
PUNTO DE FLUENCIA EFECTIVA DE LA ESTRUCTURA				FU	1223394.09 <th colspan="4"></th> <th>ASCE 41-13</th> <th>Desp (cm)</th> <th>Fc (Kgf)</th> <th colspan="2"></th> <th colspan="2"></th>					ASCE 41-13	Desp (cm)	Fc (Kgf)					
SOBRERESISTENCIA (R)				DY	7.4134 <th colspan="4"></th> <th>SISMO FRECUENTE</th> <td>6.68</td> <td>740040.98<th colspan="2">OPERACIONAL</th><td colspan="2">7.413</td></td>					SISMO FRECUENTE	6.68	740040.98 <th colspan="2">OPERACIONAL</th> <td colspan="2">7.413</td>	OPERACIONAL		7.413		
DUCTILIDAD (u)				FY	874392.59 <th colspan="4"></th> <th>SISMO OCASIONAL</th> <td>9.42</td> <td>963125.96<th colspan="2">OCUPACIÓN INMEDIATA</th><td colspan="2">9.702</td></td>					SISMO OCASIONAL	9.42	963125.96 <th colspan="2">OCUPACIÓN INMEDIATA</th> <td colspan="2">9.702</td>	OCUPACIÓN INMEDIATA		9.702		
					1.3991 <th colspan="4"></th> <th>SISMO RARO</th> <td>15.04</td> <td>1223394.09<th colspan="2">RESGUARDO DE VIDA</th><td colspan="2">11.991</td></td>					SISMO RARO	15.04	1223394.09 <th colspan="2">RESGUARDO DE VIDA</th> <td colspan="2">11.991</td>	RESGUARDO DE VIDA		11.991		
					2.02904 <th colspan="4"></th> <th>SISMO MUY RARO</th> <td>15.04</td> <td>1223394.09<th colspan="2">PREVENCIÓN DE COLAPSO</th><td colspan="2">13.516</td></td>					SISMO MUY RARO	15.04	1223394.09 <th colspan="2">PREVENCIÓN DE COLAPSO</th> <td colspan="2">13.516</td>	PREVENCIÓN DE COLAPSO		13.516		
Nivel de Desempeño de la Estructura																	
Sismos de Diseño	Nivel de Amenaza Sísmica	Totalmente Operacional	Operacional	Seguridad de Vida	Prevención del Colapso	Objetivos de desempeño sísmico recomendados para edificios (SEAO Vision 2000 Committe, 1995)											
Frecuente	43 años					Objetivo Básico											
Ocasional	72 años					Objetivo Básico											
Raro	475 años					Desempeño Inaceptable (Para edificaciones nuevas)											
Muy Raro	970 años					Desempeño Inaceptable (Para edificaciones nuevas)											
NORMA E - 030																	
NORMA E - 030		Probabilidad de 10% excedida en 10 años		"La estructura debería soportar movimientos sísmicos moderados, que puedan ocurrir en el sitio durante su vida de servicio, experimentando posibles daños dentro de límites aceptables"								La estructura no debería colapsar, ni causar daños graves a las personas debido a movimientos sísmicos severos que puedan ocurrir en el sitio					
OPERACIONAL					1.00	DY					1DY						7.413
OCUPACIÓN INMEDIATA		1.00	DY	+	0.30	(DU-DY)					1DY+0.3(DU-DY)						9.702
SEGURIDAD DE VIDA		1.00	DY	+	0.60	(DU-DY)					1DY+0.6(DU-DY)						11.991
PREVENCIÓN DE COLAPSO		1.00	DY	+	0.80	(DU-DY)					1DY+0.8(DU-DY)						13.516