

**UNIVERSIDAD NACIONAL JORGE BASADRE GROHMANN**

Facultad de Ingeniería Civil, Arquitectura y Geotecnia

Escuela Profesional de Ingeniería Civil

**ANÁLISIS COMPARATIVO DE LOS SISTEMAS ESTRUCTURALES**

**DE ALBAÑILERÍA CONFINADA Y DE CONCRETO ARMADO**

**PARA UN EDIFICIO DE 5 NIVELES EN LA CIUDAD**

**DE TACNA-TACNA 2024**

**TESIS**

Presentada por:

**Bach. José Marcelo Castillo Barreto**

**Bach. William Eddy Quispe Quispe**

Para optar el Título Profesional de:

**INGENIERO CIVIL**

**TACNA - PERÚ**

**2025**

**UNIVERSIDAD NACIONAL JORGE BASADRE GROHMANN**

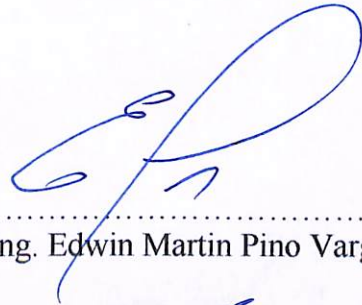
**Facultad de Ingeniería Civil, Arquitectura y Geotecnia**

**Escuela Profesional de Ingeniería Civil**

**“ANÁLISIS COMPARATIVO DE LOS SISTEMAS ESTRUCTURALES DE ALBAÑILERÍA CONFINADA Y DE CONCRETO ARMADO PARA UN EDIFICIO DE 5 NIVELES EN LA CIUDAD DE TACNA - TACNA 2024”**

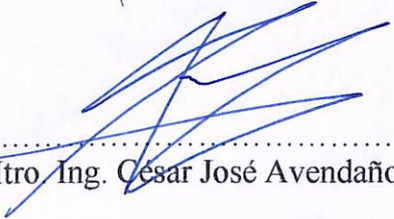
Tesis sustentada y aprobada el día 21 de enero del 2025 estando integrado el Jurado Calificador por:

**PRESIDENTE**



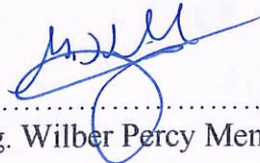
.....  
Ph.D. Ing. Edwin Martin Pino Vargas

**SECRETARIO**




.....  
Mtro. Ing. César José Avendaño Jihuallanga

**VOCAL**



.....  
Mtro. Ing. Wilber Percy Mendoza Ramirez

**ASESOR DE TESIS**



.....  
MSc. Ing. Edgar Chura Arocutipá

## CERTIFICADO DE SIMILITUD

Yo, Msc. Edgar Chura Arocutipa, en mi condición de ASESOR (A) acreditado con Resolución de Facultad N°775-2023-FIG/UNJBG del 20 de noviembre del 2023, del Trabajo de Tesis (Trabajo Informe, Trabajo Académico, Trabajo de Suficiencia Profesional, Examen Profesional) titulado: **“ANÁLISIS COMPARATIVO DE LOS SISTEMAS ESTRUCTURALES DE ALBAÑILERÍA CONFINADA Y DE CONCRETO ARMADO PARA UN EDIFICIO DE 5 NIVELES EN LA CIUDAD DE TACNA-TACNA 2024”**. Presentado por el Bach. José Marcelo Castillo Barreto y Bach. William Eddy Quispe Quispe. Para optar el grado académico y/o título profesional como 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 7%. Por lo que CERTIFICO LA SIMILARIDAD de la tesis y/o trabajo enunciado líneas arriba, la cual esta expedita para continuar con los trámites para optar el grado académico como Ingeniero Civil y/o título profesional en Ingeniería Civil, según corresponda para su publicación en el Repositorio Institucional.

Tacna, 10 de enero del 2025.



FIRMA ASESOR

Nombres y apellidos

Msc. Edgar Chura Arocutipa

DNI

00413327



Huella dactilar



FIRMA AUTOR: Bach. José Marcelo Castillo Barreto



Huella dactilar



FIRMA AUTOR: Bach. William Eddy Quispe Quispe



Huella dactilar

## **DEDICATORIA**

Dedico este trabajo a mis padres Emilia y José Luis, por darme la dirección, los cuidados, el apoyo y la moral necesaria para llegar a este punto donde se cierra un ciclo de mi vida.

A mi hermana mayor Emmily, a quien admiro, cuyo esfuerzo y dedicación traté de imitar.

A mi hermano menor Jared, quien seguro perseguirá grandes metas y las alcanzará todas.

**José Marcelo Castillo Barreto**

Le dedico a Dios este trabajo, ya que Él me acompañó en mis momentos más difíciles. Gracias a Él, pude lograr mis objetivos. Su guía y fortaleza me han sido fundamentales a lo largo de este camino.

A mis padres Eugenio y Eulalia, asimismo, a mi hermanita Yasmín. Aunque no siempre estuvieron cerca físicamente, su apoyo desde la distancia fue fundamental. Siempre confiaron en que yo podía lograr mis metas. Sus palabras de aliento y su amor me acompañaron constantemente. Gracias por estar siempre presentes en mi corazón y por creer en mí, incluso a kilómetros de distancia.

**William Eddy Quispe Quispe**

## **AGRADECIMIENTO**

Agradezco a mi país por darme una educación pública. Soy consciente de mi deber con la sociedad.

Agradezco al Phd. Ing. Edison Alberto Moscoso Alcantara, cuya docencia y dedicación por el estudio de la rama de estructuras de la Ingeniería Civil, sostuvo mi pasión por esta.

Finalmente, agradezco a quienes me dedicaron algo de su tiempo y consejos a favor de conseguir esta meta.

**José Marcelo Castillo Barreto**

Gracias a mi padre, de quien aprendí a distinguir lo malo de lo bueno y cuyos consejos me guiaron por el buen camino y me ayudaron a terminar la universidad.

También quiero agradecer a mis dos amigos de la universidad, Marcelo y Klissman, quienes me brindaron su apoyo moral en un momento muy difícil de mi vida, cuando la mayoría de las personas no mostró interés. Sus palabras de aliento y constante apoyo me ayudaron a no rendirme y seguir adelante.

**William Eddy Quispe Quispe**

## ÍNDICE DE GENERAL

PORTADA.....	i
HOJA DE JURADO .....	ii
CERTIFICADO DE SIMILITUD.....	iii
DEDICATORIA .....	iv
AGRADECIMIENTO .....	vi
ÍNDICE DE GENERAL .....	viii
ÍNDICE DE TABLAS .....	x
ÍNDICE DE FIGURAS.....	xi
RESUMEN.....	xiv
ABSTRACT.....	xvi
INTRODUCCIÓN .....	1
CAPÍTULO I.....	3
ASPECTOS GENERALES .....	3
1.1. Antecedentes del estudio .....	3
1.2. Formulación del problema.....	7
1.3. Hipótesis .....	8
1.4. Justificación .....	8
1.5. Objetivos.....	9
1.6. Variables .....	10
CAPÍTULO II.....	12
2. MARCO TEÓRICO.....	12
2.1. Bases teóricas.....	12
2.2. Definición de términos.....	34
3. CAPÍTULO III.....	36
MARCO METODOLÓGICO.....	36
3.1. Descripción del diseño de investigación.....	36
3.2. Población y muestreo.....	36

3.3.	Técnicas e instrumentos de recolección de datos .....	36
3.4.	Etapas del trabajo.....	37
4.	CAPÍTULO IV .....	39
	ANÁLISIS Y DISCUSIÓN DE RESULTADOS.....	39
4.1.	Descripción de la zona de estudio.....	39
4.2.	Materiales y cargas en las estructuras.....	42
4.3.	Estructura de albañilería confinada.....	42
4.4.	Estructura de concreto armado .....	88
4.5.	Análisis comparativo .....	124
4.6.	Discusión de resultados .....	127
5.	CONCLUSIONES .....	130
6.	RECOMENDACIONES .....	132
7.	REFERENCIA BIBLIOGRÁFICA .....	133
	ANEXOS	137

## ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1. Densidad de muro en dirección en x .....	43
Tabla 2. Densidad de muro en dirección en Y .....	44
Tabla 3. Peraltes mínimos en losas o vigas no preesforzadas en una dirección a menos que se calculen las deflexiones. ....	45
Tabla 4. Irregularidad torsional, sismo dinámico en x.....	52
Tabla 5. Irregularidad torsional, sismo estático en x .....	52
Tabla 6. Irregularidad torsional, sismo dinámico en Y .....	53
Tabla 7. Irregularidad torsional, sismo estático en Y.....	53
Tabla 8. Proporciones de masa modal participante.....	56
Tabla 9. Amplificación de sismo dinámico.....	60
Tabla 10. Propiedades geométricas de los muros de albañilería confinada.....	66
Tabla 11. Verificación de muro de albañilería por axial, x-x. ....	68
Tabla 12. Verificación de muro de albañilería por axial, y-y. ....	69
Tabla 13. Verificación de muro de albañilería por sismo moderado, x-x.....	71
Tabla 14. Verificación de muro de albañilería por sismo moderado, y-y.....	72
Tabla 15. Peraltes mínimos en losas o vigas no preesforzadas en una dirección a menos que se calculen las deflexiones. ....	88
Tabla 16. Predimensionamiento de columnas.....	93
Tabla 17. Cortantes totales en placas, verificación de sistema estructural en X...99	99
Tabla 18. Cortantes totales en placas, verificación de sistema estructural en Y..100	100
Tabla 19. Irregularidad torsional, sismo dinámico en x.....	103
Tabla 20. Irregularidad torsional, sismo estático en x .....	103
Tabla 21. Irregularidad torsional, sismo dinámico en Y.....	103
Tabla 22. Irregularidad torsional, sismo estático en Y.....	104
Tabla 23. Proporciones de masa modal participante.....	107
Tabla 24. Amplificación de sismo dinámico.....	110
Tabla 25. Matriz de consistencia: "Análisis Comparativo de los sistemas estructurales de albañilería confinada y de concreto armado para un edificio de 5 niveles en la ciudad De Tacna-Tacna 2024". ....	123

## ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1. Tipos de fallas en muretes de mampostería sujetos a compresión diagonal .....	13
Figura 2. Fisuras en muro simple de albañilería confinada. ....	14
Figura 3. Patrón de falla en muro simple de albañilería confinada.....	15
Figura 4. Fisuras en muro de albañilería confinada .....	16
Figura 5. Rigidez y ductilidad en estructuras de C.A. ....	18
Figura 6. Tipos de falla en columnas de concreto armado.....	18
Figura 7. Falla por cortante en viga peraltada.....	19
Figura 8. Falla final por deslizamiento en la base.....	19
Figura 9. Aplastamiento, pandeo y fractura de barras en muro de concreto.....	20
Figura 10. Patrón de cargas .....	22
Figura 11. Suposiciones del método estático .....	23
Figura 12. Deformation patterns for frame and wall elements. ....	24
Figura 13. Effect of frame stiffness on shear moment in the shear wall.....	25
Figura 14. Losa aligerada en viga peraltada.....	26
Figura 15. Losa maciza en viga chata .....	26
Figura 16. Rigidez secante .....	27
Figura 17. Matriz de análisis estructural ETABS. ....	28
Figura 18. Use of Diaphragm Constraint to Model a Rigid Floor Slab. ....	29
Figura 19. Junta sísmica conservadora.....	31
Figura 20. Factor Z.....	32
Figura 21. Force-deformation curve during initial loading: actual and elastoplastic idealization. ....	35
Figura 22. Nuevo Mapa Peligro Sísmico .....	40
Figura 23. Ubicación geográfica .....	41
Figura 24. Vista en plata de modelo matemático .....	47
Figura 25. Distribución de cargas .....	48
Figura 26. Modelo estructural .....	49
Figura 27. Rigidez lateral por piso en albañilería en eje X.....	50
Figura 28. Rigidez lateral por piso en albañilería en eje Y .....	51
Figura 29. Espectro de respuesta de aceleraciones de ambas direcciones .....	57

Figura 30. Sismo dinámico en X.....	58
Figura 31. Sismo dinámico en Y .....	59
Figura 32. Distorsiones de entrepiso en x .....	61
Figura 33. Distorsiones de entrepiso en Y .....	61
Figura 34. Losa maciza en garganta de la estructura de Albañilería .....	63
Figura 35. Esfuerzos en garganta de la estructura de Albañilería por $S_x$ y $S_y$ .....	64
Figura 36. Losa maciza en escalera de la estructura de Albañilería .....	65
Figura 37. Esfuerzos en escalera de la estructura de Albañilería por $S_x$ y $S_y$ .....	65
Figura 38. Etiqueta de muros de albañilería para el diseño .....	67
Figura 39. Demanda Axial en columna A-1 por ETABS. ....	75
Figura 40. Esquema de barras de acero en columna (14Ø3/4").....	76
Figura 41. Diagrama de Interacción y demanda a flexo-compresión en columna A-1 por ETABS.....	77
Figura 42. Demanda Axial en columna A8 por ETABS.....	79
Figura 43. Esquema de barras de acero en columna (10Ø3/4").....	80
Figura 44.. Diagrama de Interacción y demanda a flexo-compresión en columna A-8 por ETABS.....	81
Figura 45. Esfuerzo máximo por gravedad.....	83
Figura 46. Esfuerzo a compresión por sismo de servicio en x.....	84
Figura 47. Esfuerzo en tracción por sismo de servicio en x.....	85
Figura 48. Esfuerzo a compresión por sismo de servicio en Y .....	86
Figura 49. Esfuerzo en tracción por sismo de servicio en Y .....	87
Figura 50. Vista en planta de modelo matemático .....	95
Figura 51. Distribución de cargas .....	96
Figura 52. Modelo estructural .....	98
Figura 53. Rigidez lateral por piso en concreto armado en eje X .....	101
Figura 54. Rigidez lateral por piso en concreto armado en eje Y .....	101
Figura 55. Espectro de respuesta de aceleraciones de ambas direcciones. ....	108
Figura 56. Sismo dinámico en X.....	109
Figura 57. Sismo dinámico en Y .....	109
Figura 58. Distorsiones de entrepiso en X .....	111
Figura 59. Distorsiones de entrepiso en Y .....	112

Figura 60. Losa maciza en garganta de la estructura de Concreto Armado.....	114
Figura 61. Esfuerzos en garganta de la estructura de Concreto Armado por $S_x$ y $S_y$ .....	115
Figura 62. Losa maciza en escalera de la estructura de Concreto Armado.....	116
Figura 63. Esfuerzo en escalera de la estructura de Concreto Armado .....	116
Figura 64. Esfuerzos máximos por gravedad. ....	118
Figura 65. Esfuerzo a compresión por sismo de servicio en X.....	119
Figura 66. Esfuerzo en tracción por sismo de servicio en x.....	120
Figura 67. Esfuerzo a compresión por sismo de servicio en Y.....	122
Figura 68. Esfuerzo en tracción por sismo de servicio en Y.....	123
Figura 69. Desplazamientos laterales de ambas estructuras en dirección X.....	124
Figura 70. Desplazamientos latéales de amabas estructuras en dirección Y. ....	124
Figura 71. Distorsiones de entrepiso de ambas estructuras en dirección X. ....	125
Figura 72. Distorsiones de entrepido de ambas estructuras en dirección Y.....	126

## RESUMEN

El presente trabajo de investigación tuvo como objetivo general realizar el **análisis comparativo del comportamiento estructural de los sistemas estructurales de albañilería confinada y a porticado de concreto armado de una edificación de 5 niveles, que se encuentra ubicado en el distrito de Gregorio Albarracín Lanchipa provincia y región de Tacna.**

El área de construcción de la edificación es de 1 440 m<sup>2</sup> y el tipo de suelo de la zona de estudio es una grava mal graduada de una capacidad de carga de 2,0 kg/cm<sup>2</sup>. En función al diseño arquitectónico de la mencionada edificación, se realizó la estructuración y modelamiento de cada sistema estructural utilizando el software Etabs – 2019 y las normas de estructuras del Reglamento Nacional de Edificaciones.

La metodología de análisis de la norma peruana de “Diseño Sismorresistente” E.030, se basa en análisis lineal elástico con secciones no agrietadas. El nivel de detalle que se puede alcanzar con este tipo de análisis puede no ser suficiente para evidenciar ventajas de un sistema estructural sobre otro, puesto que no se centra en estudiar el comportamiento de la estructura, que sí lo hace un análisis dinámico no lineal, sino que se centra en una metodología de diseño estructural.

Se aplicó el análisis dinámico lineal elástico de la norma E.030 “Diseño Sismorresistente” a dos sistemas estructurales para un mismo edificio: un sistema estructural de muros de concreto armado y el otro de albañilería confinada. Las distorsiones de entrepiso representan el principal punto de comparación para el desempeño sísmico de los sistemas estructurales. Finalmente, se concluye que no se evidencia ventajas de algún sistema estructural sobre el otro respecto a configuración estructural.

Los resultados obtenidos del análisis estructural de una edificación de albañilería confinada presentan los siguientes parámetros sísmicos tales como el periodo de vibración  $T_1=0,369s$  traslacional en x-x,  $T_2=0,292s$  rotacional y

T3=0,21s traslacional en y-y, densidad de muros de 4,67 % en dirección x-x, 4,24 % en y-y, derivas máximas de  $\Delta_x = 0,0037$  y  $\Delta_y = 0,0012$ .

En el sistema de concreto armado, periodos de vibración T1=0,432s traslacional en x-x, T2=0,399s traslacional en y-y y T3=0,34s rotacional, derivas máximas de  $\Delta_x = 0,006291$  y  $\Delta_y = 0,004305$ .

Si bien la estructura de albañilería confinada presentó irregularidad por piso blando en la dirección larga y la estructura de concreto armado presentó irregularidad por torsión en planta, para este trabajo, ambas tienen un factor de irregularidad no determinante para preferir una estructura sobre otra; además, dichas irregularidades se pueden eliminar modificando elementos estructurales. Particularmente, este edificio con relación en planta de 1 a 3,6 es propenso a tener algún tipo de irregularidad.

Se realizó el análisis comparativo en los sistemas estructurales, ambos presentan un adecuado comportamiento estructural frente a una amenaza sísmica.

## ABSTRACT

The present research work has as its general objective to carry out the comparative analysis of the structural behavior of the confined masonry and reinforced concrete portico structural systems of a 5-story building, which is located in the district of Gregorio Albarracín Lanchipa, province and region of Tacna.

The construction area of the building is 1 440 m<sup>2</sup>, the type of soil in the study area is a poorly graded gravel with a load capacity of 2.0 kg/cm<sup>2</sup> based on the architectural design of the aforementioned building. The structuring and modeling of each structural system was carried out using the Etabs – 2019 software and the structural standards of the National Building Regulations.

The analysis methodology of the Peruvian standard for “Earthquake Resistant Design” E.030 is based on linear elastic analysis with uncracked sections. The level of detail that can be achieved with this type of analysis may not be sufficient to demonstrate advantages of one structural system over another since it does not focus on studying the behavior of the structure, which a non-linear dynamic analysis does, but rather focuses on a structural design methodology.

The linear elastic dynamic analysis of the E.030 standard “Earthquake Resistant Design” was applied to 2 structural systems for the same building, one structural system of reinforced concrete walls and the other of confined masonry. The floor distortions represent the main point of comparison for the seismic performance of the structural systems, finally it is concluded that there is no evidence of advantages of any structural system over the other with respect to structural configuration.

The results obtained from the structural analysis of a confined masonry building present the following seismic parameters such as the vibration period  $T_1=0.369$ s translational in x-x,  $T_2=0.292$ s rotational and  $T_3=0.21$ s translational in y-y, wall density of 4.67% in x-x direction, 4.24% in y-y, maximum drifts of  $\Delta_x = 0.0037$  and  $\Delta_y = 0.0012$ .

In the reinforced concrete system, vibration periods  $T_1=0.432\text{s}$  translational in x-x,  $T_2=0.399\text{s}$  translational in y-y and  $T_3=0.34\text{s}$  rotational, maximum drifts of  $\Delta_x = 0.006291$  and  $\Delta_y = 0.004305$ .

Although the confined masonry structure presented irregularity due to soft floor in the long direction and the reinforced concrete structure presented irregularity due to torsion in plan; for this work, both have an irregularity factor that is not decisive in choosing one structure over another, in addition to the fact that said irregularities can be eliminated by modifying structural elements. Particularly this building with a plan ratio of 1 to 3.6 is prone to having some type of irregularity.

The comparative analysis is carried out on the structural systems, both present an adequate structural behavior in the face of a seismic threat.

## INTRODUCCIÓN

La región de Tacna se ubica en una zona de alta actividad sísmica. El sismo de mayor intensidad para la región fue en 1868 con una intensidad XI en la escala de Mercalli Modificada (Silgado Ferro, 1978). No obstante, esta es registrada con una intensidad de IX en Tacna. El segundo sismo de mayor intensidad fue el del año 2001 con una intensidad de VII en Tacna (Instituto Geofísico del Perú, 2002), lo cual ocasionó graves daños a las edificaciones existentes de albañilería confinada y de concreto armado. Este último sismo no equivaldría en intensidad al primero; por tanto, sigue siendo importante para Tacna la recomendación de 1979 donde la UNESCO “declaró el Sur del Perú y Norte de Chile como zona de alto riesgo por efecto del silencio sísmico identificado en 1868” (Vera Abarca, 2019).

La dirección técnica adecuada en el diseño estructural y la construcción, busca alcanzar uno de los principios, entre otros, que “la estructura no debería colapsar ni causar daños graves a las personas, aunque podría presentar daños importantes, debido a movimientos sísmicos calificados como severos para el lugar del proyecto” según la E.030 (SENCICO, 2018a). Se estima que el 80 % de las viviendas en el Perú son “autoconstrucción” (ADI Perú, 2023), se entiende por vivienda autoconstruida aquella que se diseña y/o construye sin dirección técnica adecuada. Esta condición hace poco probable que la edificación alcance los principios de diseño de la E.030.

El objetivo de la presente tesis es realizar el análisis comparativo de los sistemas estructurales de albañilería confinada y de concreto armado de una edificación de cinco niveles.

Los resultados del comportamiento estructural de cada edificación permitieron formular las recomendaciones técnicas a fin de brindar la seguridad y proteger las vidas humanas.

La tesis, en su conjunto, comprende los siguientes capítulos.

En el capítulo I, se exponen los aspectos generales como antecedentes del estudio.

En el capítulo II, se detalla el marco teórico, bases teóricas de edificaciones de albañilería confinada y de concreto armado basándose en las normas técnicas.

En el capítulo III, se establece el marco metodológico, descripción del diseño de investigación, problemas, muestras, técnicas e instrumentos de recolección de datos y etapas de la investigación.

En el capítulo IV, se muestran los resultados.

Finalmente, en el capítulo V, se presentan las conclusiones y recomendaciones, asimismo, las referencias bibliográficas.

# CAPÍTULO I

## ASPECTOS GENERALES

### 1.1. Antecedentes del estudio

#### 1.1.1. Nacional

- **Análisis comparativo de costos y tiempo entre sistemas estructurales aporticado y albañilería confinada de una edificación en el distrito de Jaén - 2021**

La presente investigación tuvo como objetivo realizar la comparación de costos y tiempo entre sistemas estructurales aporticado dual y albañilería confinada de un edificio de cinco niveles. Se empleó como metodología el procedimiento hipotético deductivo de la comparación de costos y tiempo de ejecución, realizando su diseño y modelado estructural de un área de 180 m<sup>2</sup>, elaboración de planos, metrados estructurales, presupuesto y programación de obra; para ello, se obtuvieron como resultados una variación de precios de S/ 138 501,48 soles a favor del sistema aporticado y también 2 días de diferencia en la ejecución de partidas predominantes de concreto armado y 18 días en partidas de movimiento de tierras y concreto simple; en conclusión, se demuestra que el sistema estructural aporticado es más eficiente con 35,54 % en costos y 1,85 % en tiempo de ejecución de partidas, es por ello que, para edificaciones de cinco niveles se recomienda el sistema estructural aporticado y para edificaciones de hasta tres niveles se recomienda albañilería confinada.

Además, concluye que el sistema estructural aporticado dual es más eficiente en referencia al comportamiento sísmico y estructural (Asejo Lozano, 2022).

- **Análisis comparativo de la resistencia de una edificación con sistemas de albañilería confinada y concreto armado en Trujillo**

La presente investigación se realizó en Trujillo, en la Universidad Cesar Vallejo. Se hizo un análisis comparativo de la resistencia de una edificación con sistemas de albañilería confinada y concreto armado, para la realización de esta tesis se utilizó el diseño cuantitativo, descriptivo, no experimental, se empleó la técnica de la observación. El instrumento utilizado fue la guía de observación. Para realizar el análisis comparativo de ambos sistemas, se empleó el software ETABS. El problema de las edificaciones en la ciudad de Trujillo es que estas son informales; por ello, las construcciones no cuentan con un adecuado comportamiento estructural y una buena resistencia, lo que ocasiona pérdidas tanto humanas como monetarias, la resistencia del concreto fue elaborada con una resistencia de 210 kg/cm<sup>2</sup> y las dimensiones de sus columnas fue de 25 x 30 y cuenta una altura de nivel de piso de 2,60 m. Se logró determinar con el análisis comparativo que el mejor sistema en cuanto a la resistencia ante un evento sísmico es el de concreto (pórticos, placas), ya que cuenta con una menor vibración, desplazamientos mínimos; lo cual es mejor que el sistema de albañilería confinada (Huaman Salvatierra y Valencia Malca, 2023).

- **Análisis comparativo entre los sistemas estructurales de concreto armado y albañilería confinada para determinar la ventaja técnica y económica en la construcción del casco estructural multifamiliar en la ciudad de Huánuco**

En la presente tesis, se realizó el análisis comparativo para determinar la ventaja técnica y económica entre los sistemas estructurales de concreto armado y albañilería confinada en la construcción del casco estructural de un edificio multifamiliar de 5 niveles ubicado en la ciudad de Huánuco. Para fines de esta investigación, se propuso un área de terreno de 288,60 m<sup>2</sup>, donde se empleó un estudio de mecánica de suelos, en la cual se evidenció que la capacidad portante del suelo es de 1,53 kgf/cm<sup>2</sup>.

La metodología que se utilizó en la tesis tiene las siguientes características: se aplicó el método inductivo; el tipo fue aplicada; se empleó el nivel descriptivo,

el diseño usado fue no experimental cuantitativa – transversal; la población se constituyó por los sistemas estructurales utilizados en la construcción de edificios multifamiliares en la ciudad de Huánuco; la muestra estuvo conformada por un edificio de 5 niveles destinado al uso de viviendas multifamiliares de área y condiciones típicas según los parámetros urbanísticos de la ciudad de Huánuco; la técnica empleada fue de observación estructurada y el instrumento que se aplicó corresponde a fichas de registro de observación.

Además, se puede concluir que el sistema de albañilería confinada posee una ventaja sismorresistente en términos de distorsiones de entrepiso, asimismo, posee una ventaja económica, debido a que es un 19,82 % menos costosa que el sistema de concreto armado (Perez Guillermo, 2021).

- **Análisis estructural comparativo entre los sistemas de albañilería confinada y concreto armado dual, Nuevo Chimbote, AA.HH. Los Ficus, 2021**

La presente investigación titulada *Análisis Estructural Comparativo Entre los Sistemas de Albañilería Confinada y Concreto Armado Dual, Nuevo Chimbote, AA.HH. Los Ficus, 2021* tuvo como objetivo realizar el análisis estructural comparativo de los sistemas de albañilería confinada y concreto armado dual en el AA. HH. Los Ficus del distrito de Nuevo Chimbote de la región Ancash, aplicados a una edificación multifamiliar de 05 pisos, en la cual se utilizó la Reglamenteo Nacional de Edificaciones vigente a la fecha y herramientas computacionales como el software ETABS v.19 para el análisis estructural y diseño sísmico de ambos sistemas estructurales. En cuanto a la metodología de la investigación, fue del tipo aplicada, con un diseño no experimental, con un alcance temporal transversal y un nivel descriptivo-comparativo.

Los resultados obtenidos fueron que el sistema dual presenta menor valor de cortantes basal y menor momento de volteo; sin embargo, la albañilería obtuvo menores derivas y un menor costo de ejecución.

Como conclusiones, el sistema de albañilería presentó un mejor desempeño sísmico en comparación al sistema dual, cumpliendo con los parámetros y exigencias establecidas por la normativa nacional (Vasquez Lozada, 2021).

### ***1.1.2. Internacional***

- **A comparative study on earthquake resistance of reinforced concrete and masonry residential buildings in small-scale cities of Turkey**

Hoy en día, la gran mayoría de la población urbana de Turquía vive en bloques de apartamentos de varios pisos construidos con hormigón armado, debido a que, a finales del siglo XIX, el hormigón y el acero sustituyeron a materiales tradicionales como la mampostería. Sin embargo, no se puede negar que la mampostería sigue siendo un material fundamental para los muros de carga, las paredes interiores y el revestimiento de edificios. Además este sistema constructivo de mampostería, tiene muchas ventajas. Desde el punto de vista arquitectónico, proporciona flexibilidad en planta, composición espacial, amplia variedad de colores y texturas y una apariencia impresionante para las paredes exteriores. Desde el punto de vista constructivo, el sistema de mampostería elimina el costo del marco, porque la estructura es también el muro de cerramiento. A pesar de estas ventajas, hasta hace poco la mampostería no se consideraba un material conveniente para la construcción de edificios en las zonas sísmicas de Turquía. Así, en la década de 1950, se empezó a utilizar el hormigón armado como material de construcción para la construcción de viviendas en todas las regiones de Turquía. Este material de construcción se hizo popular al principio y se utilizó ampliamente; pero, al poco tiempo, también se utilizó en ciudades más pequeñas. Antes de la construcción de edificios residenciales de hormigón armado, cada una de estas ciudades de pequeña escala tenía sus propias características locales; sin embargo, después de un rápido período de urbanización, todas estas ciudades se volvieron similares entre sí.

Por lo tanto, en este estudio, en primer lugar, se investigaron las tipologías de edificios residenciales en algunas ciudades de pequeña escala (Bolu, Düzce, Çankırı, Çorum, Kastamonu, Kırıkkale) y, para estas ciudades, se proponen edificios residenciales de mampostería de 4 pisos en lugar de apartamentos de hormigón armado de varios pisos o bloques. El objetivo fue revitalizar nuevamente el uso de la mampostería en estas regiones. Para lograr este objetivo, fue necesario verificar el hecho de que es posible construir un edificio residencial de cuatro pisos con muros de carga de mampostería en lugar de un sistema de esqueleto de vigas y columnas de hormigón armado manteniendo el esquema de planta existente, es decir, sin cambiar sus características arquitectónicas. Para ello, se crearon modelos 3D que comparan el comportamiento de la edificación de mampostería y la edificación de hormigón armado. La investigación del comportamiento de los dos modelos se realizó en la plataforma de elementos finitos con ayuda de SAP 2000. Finalmente, se certificó que esta propuesta es exitosamente eficiente (Er Akan, 2008).

## **1.2. Formulación del problema**

### ***1.2.1. Problema general***

¿Qué sistema estructural tiene el mejor comportamiento estructural entre los sistemas estructurales de albañilería confinada y **de** concreto armado para un edificio de 5 niveles en la ciudad de Tacna?

### ***1.2.2. Problema específico***

- ¿Cuál es el análisis estructural de un sistema de **albañilería** confinada y sistema de concreto armado para un edificio de 5 niveles aplicando la norma técnica del R.N.E.?
- ¿Cuáles son los parámetros sísmicos de un sistema estructural de albañilería confinada y sistema de concreto armado aplicando las normas técnicas del R.N.E.?

- ¿Cuál es el sistema estructural adecuado, para el diseño y análisis del edificio de 5 niveles en la ciudad de Tacna?

### **1.3. Hipótesis**

#### ***1.3.1. Hipótesis general***

El sistema de concreto armado tiene el mejor comportamiento estructural entre los sistemas estructurales de albañilería confinada y de concreto armado para un edificio de 5 niveles en la ciudad de Tacna.

#### ***1.3.2. Hipótesis específica***

- En el análisis estructural, el sistema de albañilería confinada es inferior al sistema de concreto armado para un edificio de 5 niveles aplicando la norma técnica del R.N.E.
- Los parámetros sísmicos de un sistema estructural de albañilería confinada son inferiores al de un sistema de concreto armado aplicando la norma técnica del R.N.E.
- El sistema de concreto armado es el sistema estructural adecuado, para el diseño y análisis del edificio de 5 niveles en la ciudad de Tacna.

### **1.4. Justificación**

#### ***1.4.1. Justificación social***

Determinar el mejor sistema estructural para un edificio de 5 niveles en Tacna tiene como finalidad principal el evitar las pérdidas humanas ante un evento sísmico de acuerdo a la filosofía de diseño sismorresistente de la E.030. Esto se consiguió aumentando la seguridad al elegir el mejor sistema estructural.

### ***1.4.2. Justificación económica***

Determinar el mejor sistema estructural para un edificio de 5 niveles en Tacna evita el colapso del edificio ante sismos calificados como raros, el edificio debería ser reparable y en consecuencia la recuperación de la estructura, esto es, recuperar la inversión en el edificio.

### ***1.4.3. Justificación técnica***

El presente trabajo recoge criterios a partir de la norma peruana y la experiencia para determinar el mejor sistema estructural para un edificio de 5 niveles en Tacna. Se podría extrapolar las conclusiones de este trabajo para su aplicación en edificaciones con o sin dirección técnica, esto es, decidir qué sistema estructural usar entre la albañilería confinada o de concreto armado.

## **1.5. Objetivos**

### ***1.5.1. Objetivo general***

Realizar el análisis comparativo entre el sistema estructural de albañilería confinada y sistema de concreto armado para un edificio de 5 niveles, ubicado en la ciudad de Tacna, aplicando la norma técnica del R.N.E.

### ***1.5.2. Objetivos específicos***

- Realizar el análisis estructural de un sistema de albañilería confinada y sistema de concreto armado para un edificio de 5 niveles aplicando la norma técnica del R.N.E.
- Evaluar los parámetros sísmicos de un sistema estructural de albañilería confinada y sistema de concreto armado aplicando la norma técnica del R.N.E.
- Proponer el sistema estructural adecuado, para el diseño y análisis del edificio de 5 niveles en la ciudad de Tacna.

## 1.6. Variables

### 1.6.1. Variables independientes

- Análisis estructural: Variable independiente, se aplica análisis sísmico y de gravedad a la estructura para decidir sobre posibles modificaciones de secciones o distribución de elementos estructurales propuestas en estructuración, en el análisis estructural se aplican métodos matemáticos para determinar demanda y deformaciones en elementos estructurales.
- Rigidez: Variable independiente, se da la estructura una rigidez a través de las secciones propuestas para sus elementos estructurales, esta rigidez debe cumplir los requerimientos normativos.
- Resistencia: Variable independiente, se le da a los elementos estructurales la resistencia necesaria para cumplir requerimientos normativos.
- Configuración Estructural: Variable independiente, la etapa de estructuración puede ser orientado a tener una configuración estructural específica, esto respecto a sistema estructural y de irregularidades normativas.

### 1.6.2. Variables dependientes

- Comportamiento estructural: Variable dependiente, el comportamiento que desarrolle una estructura dependerá de las características dinámicas que tenga esta y de las características que tenga la demanda sísmica,

además de la rigidez lateral, masas, amortiguamientos inherente y entre otras que influyan en las características dinámicas de la estructura.

## CAPÍTULO II

### MARCO TEÓRICO

#### 2.1. Bases teóricas

##### 2.1.1. *Estructuras de Albañilería Confinada*

La albañilería en general se puede clasificar por la función estructural o por la distribución de refuerzo. Se tienen muros de albañilería no reforzados (albañilería simple), muros armados, muro laminar y muros de albañilería confinada (San Bartolomé, 1994)

El muro de albañilería confinada tiene un comportamiento de interacción de elementos con distintas rigideces, como los bloques de arcilla y el confinamiento de concreto armado. Su comportamiento es evidenciado por los patrones de falla que presentan, se infiere un comportamiento a flexión y luego de corte en función al aumento de la demanda sísmica (Cardenas et al., 2014)

Las estructuras de albañilería confinada son más rígidas que las estructuras de concreto armado. Esto no necesariamente representa una ventaja, pues al ser más rígidas son también más frágiles, lo mismo que, menos dúctil.

Este tipo de sistema estructural está restringido por la norma peruana, para un diseño sismorresistente, a edificios de no más de 5 niveles o 15 metros de altura y supone que la falla final se producirá por fuerza cortante.

Dichas restricciones para el diseño sísmico de estructuras de albañilería confinada están motivadas, porque no se tiene experiencia, a nivel mundial, de edificios de albañilería confinada de más de 5 pisos que hayan soportado terremotos severos (San Bartolomé, 2005). De hecho, se evidencia la falla de un edificio de 6 niveles de albañilería confinada en México en el terremoto del 2017 que ya había soportado el terremoto del año 85 (Galvis et al., 2020).

Podríamos considerar dos problemas importante de la albañilería confinada en estructuras altas: primero que altos esfuerzos axiales generarían un decremento de la resistencia y ductilidad de los muros; segundo que el mecanismo de deformación de una estructura esbelta tiende a ser por flexión mientras que la albañilería está pensada para un comportamiento a cortante.

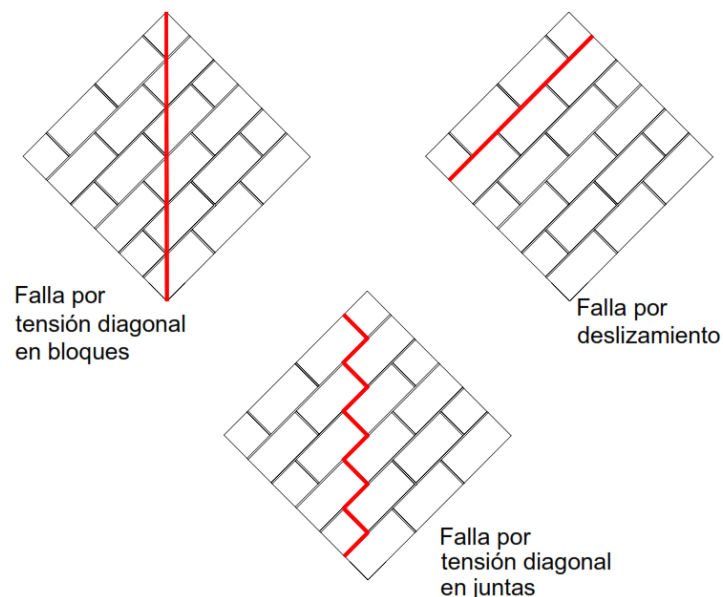
El objeto de este estudio es un edificio de 5 niveles con una altura de 15 metros, por lo que, a priori, la albañilería confinada no tiene una desventaja por esbeltes de edificio.

### 2.1.2. Tipos de fallas en albañilería confinada

La tracción diagonal en un muro genera fisuras en los ladrillos y mortero. La falla ideal sería cuando el mortero y el ladrillo funcionan como un elemento área homogéneo, de no ser el caso ocurrirán fallas escalonadas (tensión diagonal en juntas) o fallas por deslizamiento, ambas por un mortero no ideal.

#### Figura 1

*Tipos de fallas en muretes de mampostería sujetos a compresión diagonal*



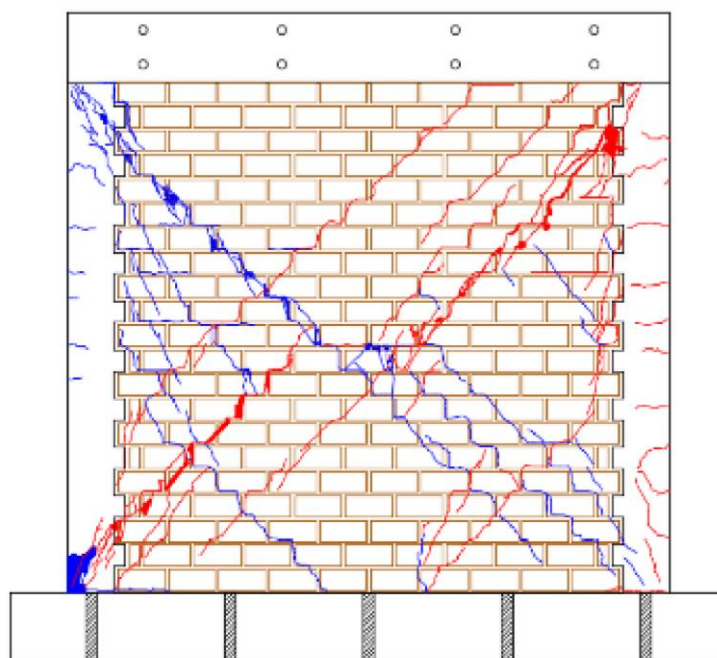
*Nota: Adaptado de Fernández Baqueiro et al., 2009*

Las fallas de la anterior imagen representan fallas locales en los muros, en particular para el ensayo de compresión diagonal se tienen también roturas en las esquinas de contacto del murete con la máquina de ensayo.

En un muro típico en una vivienda, tendrá un patrón de falla similar al mostrado en la siguiente imagen, donde, aplicando compresión y cargas cíclicas laterales, se lleva al estado último un muro de albañilería confinada con ladrillos artesanales, esto con distorsión mayor a 0,006.

### Figura 2

*Fisuras en muro simple de albañilería confinada*



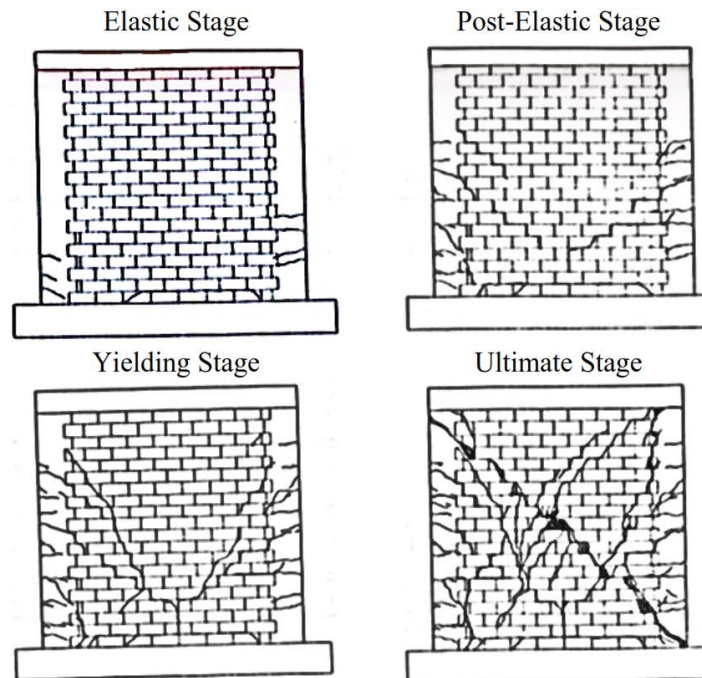
*Nota. Adaptado de Diaz et al., 2020*

En el año 2014, el Centro Peruano Japonés de Investigaciones Sísmicas y Mitigación de Desastres (CISMID) procesó la base de datos de los anteriores 25 años relativos a ensayos en muros de albañilería confinada hechas con ladrillos de arcilla en Perú, muros de distintas configuraciones, sobre los cuales se determina patrones de falla y se propone una ecuación que estime la capacidad al corte del muro en función a esbeltes, cuantía de acero en columnas, carga axial y resistencia a la compresión del prisma de mampostería (Cardenas et al., 2014).

En dicho trabajo, se diferencian cuatro estados de daño principales con las zonas típicas de falla en el muro como se ve en la siguiente imagen.

### Figura 3

*Patrón de falla en muro simple de albañilería confinada*

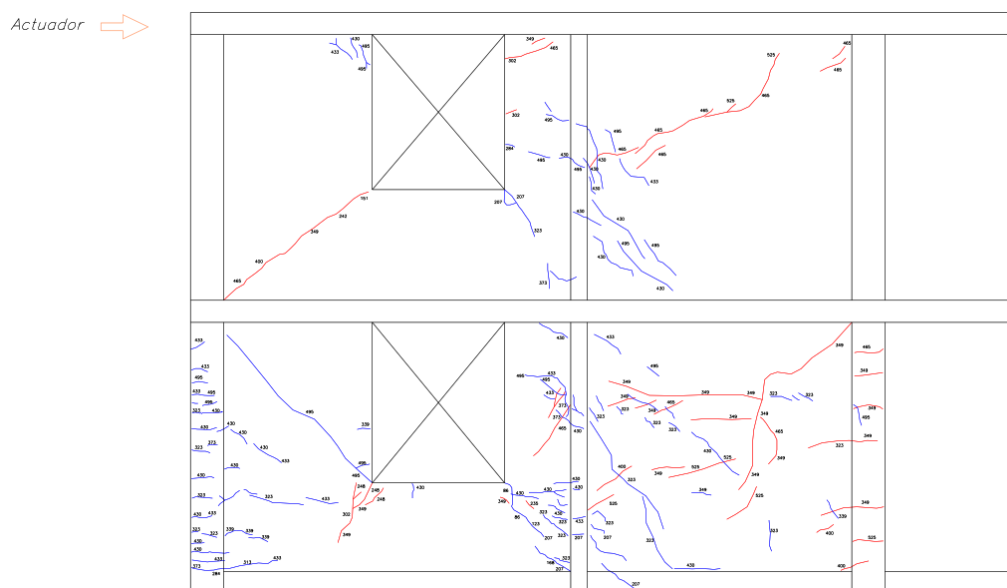


*Nota.* Adaptado de Cardenas et al., 2014.

No obstante, el patrón de fallas para un muro simple no se da cuando este interacciona con otros elementos. Una situación particular se ensayó y se muestran sus fisuras para el estado de daño con distorsión de 0,005 como se ve en la imagen siguiente.

## Figura 4

### *Fisuras en muro de albañilería confinada*



*Nota.* Adaptado de Zavala et al., 2019.

### **2.1.3. Norma E.070 Albañilería**

En el año 2006, SENCICO actualizó la publicación de la Norma E.070 Albañilería por encargo del Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento. Esta norma otorga una metodología de diseño de estructuras de albañilería confinada e indica parámetros mínimos de resistencia que deben cumplir las edificaciones a construir (SENCICO, 2006).

### **2.1.4. Comentarios a la norma técnica de edificaciones E.070 albañilería informe final (Capítulos 1 a 10)**

En el año 2005, el **Ing. Ángel San Bartolomé** elabora, por encargo de SENCICO, los comentarios de la Norma E.070 actual, aprobada el año 2006. En este documento se justifica de manera técnica cada artículo de la E.070 pues el Ing. Ángel San Bartolomé fue parte del comité técnico que elaboró esta norma. Este documento es importante para entender el porqué de la norma y, a partir de ello, generar criterios que podamos extrapolar a situaciones no contempladas en la misma; por ejemplo, indica que tener espesores de mortero en muros de albañilería

mayores a los permitidos por la norma, “reducen sustancialmente la resistencia a compresión y a fuerza cortante” (San Bartolomé, 2005), mientras que la Norma E.070 se limita a indicar que “el espesor de las juntas de mortero será como mínimo 100mm y el espesor máximo será de 15mm [...]” (SENCICO, 2006).

#### **2.1.5. Propuesta Norma E.070 Albañilería**

En el año 2019, SENCICO publicó la propuesta para actualizar la Norma E.070. Esta no es de carácter legal hasta ser aprobada pero eventualmente lo será. La propuesta de norma da idea de qué requerimiento de la norma no necesariamente representan un aporte a resistencia de la estructura, como por ejemplo la eliminación de exigir que todos los muros portantes del primer nivel en un edificio de más de 3 pisos, deben ser reforzados horizontalmente con cuantía de acero mayor a 0,001, esa modificación permite saber que la norma estaría asumiendo que dichos muros estarían sometidos a alta carga axial mayor a  $0.05f'm$  (SENCICO, 2019b).

#### **2.1.6. Estructuras de concreto armado**

Las estructuras con sistemas estructurales de concreto armado predominan en todo el mundo principalmente por la disponibilidad de materiales y otros para la fabricación de concreto (Ottazzi Pasino, 2015)

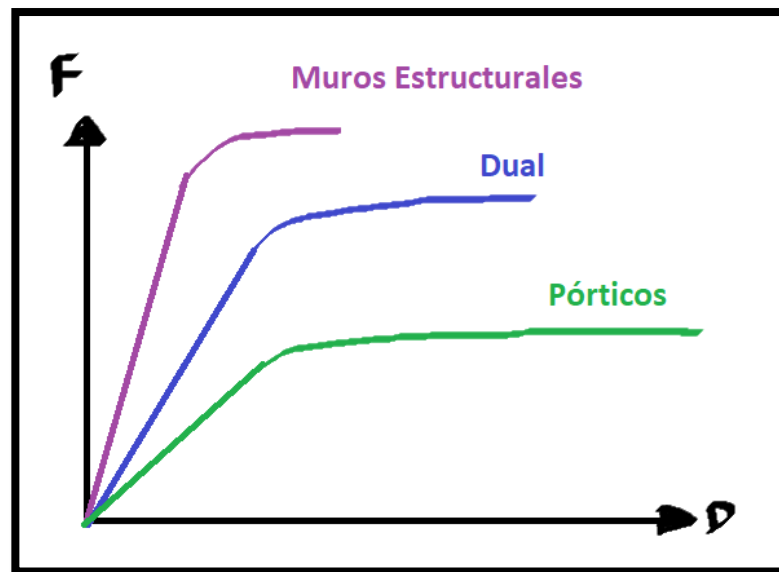
La última actualización de la norma de Concreto Armado E.060 fue el 2009, no obstante, se recogen para este trabajo la propuesta de norma E.060 del 2019, que será pronto publicada como norma.

En función al porcentaje de cortante que absorben los muros de concreto armado, se da el nombre al sistema estructural. Si este porcentaje es mayor que el 70 %, el sistema es de muros, si está entre 20 % y 70 %, sistema dual y, si es menor al 20 % estamos frente a un sistema de Pórticos, ello según la propuesta de norma E.060 (SENCICO, 2019a)

Cada uno de los 3 sistemas estructurales de concreto armado tiene propiedades distintas respecto a Rigidez y Ductilidad. Se suele recomendar el sistema Dual, pues tiene una rigidez y ductilidad media.

**Figura 5**

*Rigidez y ductilidad en estructuras de C.A.*



*Nota. Fuente propia*

### 2.1.7. Tipos de fallas en estructuras de concreto armado

A continuación, se muestran las fallas típicas en elementos estructurales de concreto armado, debido a una alta demanda que supere la capacidad del elemento.

**Figura 6**

*Tipos de falla en columnas de concreto armado*

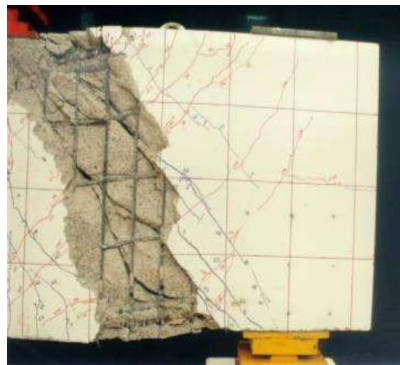


*Nota. Adaptado de Gómez García, 2023.*

La falla frágil en las vigas de concreto armado es el último tipo de falla que se espera que tenga esta, pues es una falla frágil y la vista de esta falla es como sigue:

### **Figura 7**

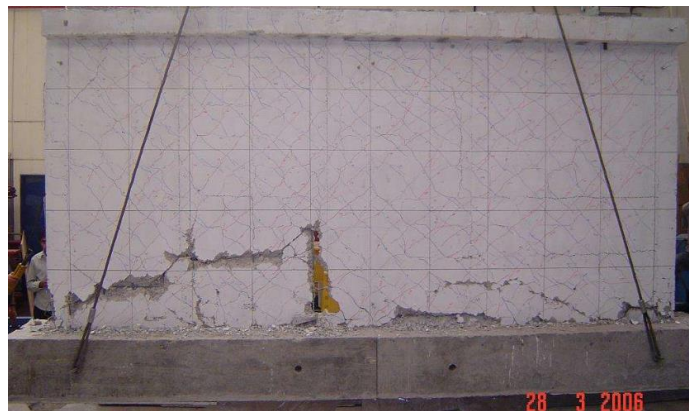
*Falla por cortante en viga peraltada*



*Nota. Adaptado de Gómez García, 2023.*

### **Figura 8**

*Falla final por deslizamiento en la base*



*Nota. Adaptado de Gómez García, 2023.*

El tipo de falla típico en muros de concreto armado son las de aplastamiento en los bordes de las placas; por ello, la importancia de dotar de resistencia y ductilidad a los bordes de las placas. Para ello, es importante tener un ancho importante en el borde, que este sea confinado y con espaciamientos cortos de los

estribos de confinamiento con el fin de evitar la falla por pandeo del acero longitudinal.

### **Figura 9**

*Aplastamiento, pandeo y fractura de barras en muro de concreto*



*Nota. Adaptado de Gómez García, 2023.*

#### **2.1.8. Norma E.030 Diseño Sismorresistente**

En el año 2018, SENCICO actualizó la publicación de la Norma E.030 Diseño Sismorresistente por encargo del Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento. La primera norma sísmica peruana de nivel nacional fue publicada en el año 1970, luego actualizada en los años 1977 y para su actualización del año **1997** se aumentó el requerimiento de rigidez en el diseño estructural, cambio que fue causado por el sismo de Nazca del 1996 y que se conserva hasta la actual normal del **2018** (SENCICO, 2018a).

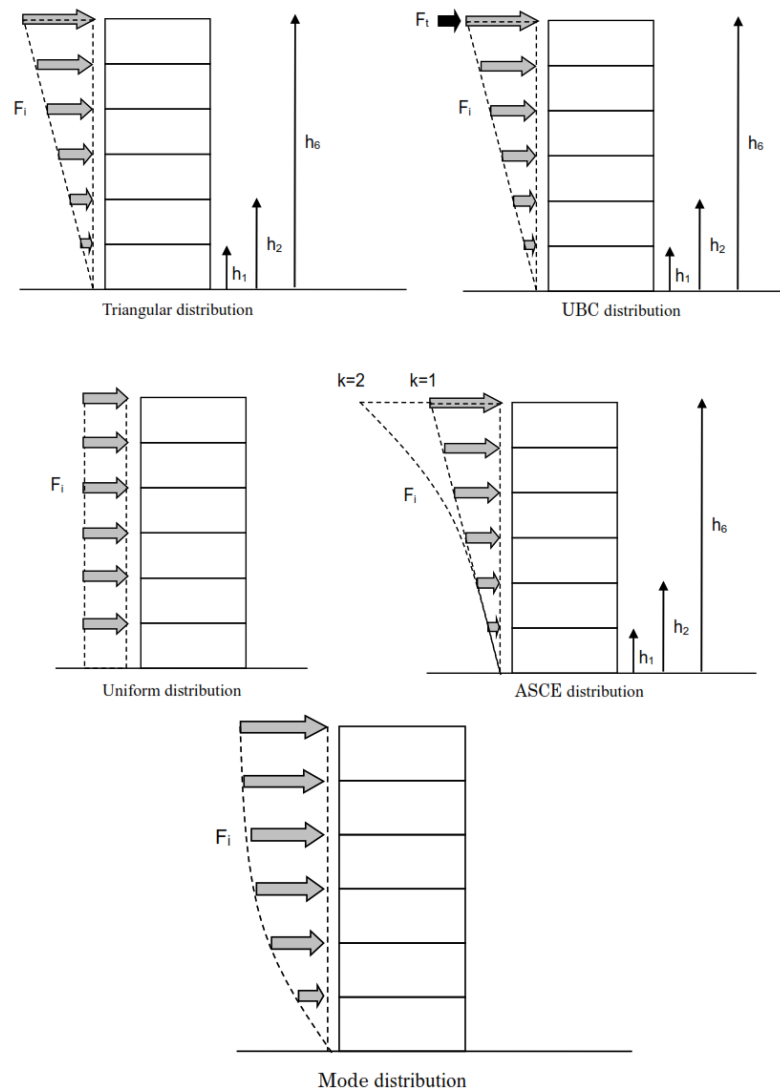
#### **2.1.9. Comentarios a la norma peruana E.030 Diseño Sismorresistente**

En el año 2020, el ingeniero Alejandro Muñoz Peláez elabora, por encargo de SENCICO, los comentarios de la Norma E.030 actual, aprobada en el año 2018. Este documento justifica e interpreta los procedimientos para el análisis sísmico

propuesto por la Norma E.030, norma cuyo cumplimiento es de carácter obligatorio para el análisis y diseño de edificaciones que se vayan a construir. Los Comentario de la Norma E.030 son relevantes en cuando nos generen criterios a partir de la metodología empleada en la Norma E.030.

#### ***2.1.10. Patrones de carga***

El sismo puede ser representado como una carga estática lateral aplicada en el centro de gravedad de cada nivel de la estructura, estas cargas varían en función a la altura. Para que estas cargas estáticas representen las fuerzas del sismo, se recopilan propuestas de los siguientes patrones de carga estática disponibles en el programa Stera3D:

**Figura 10***Patrón de cargas*

*Nota.* Adaptado de Saito, 2023.

La distribución de cargas sísmicas a utilizar influye en la respuesta del edificio, esto respecto a su patrón de deformación y esfuerzos internos.

La distribución de cargas estáticas de la norma E.030 se asemejan a las propuestas por la norma ASCE (American Society of Civil Engineers) y se usa en el análisis sísmico por el método de fuerzas equivalentes, no obstante, usar este método parte de los siguientes supuestos:

## Figura 11

### *Suposiciones del método estático*

#### **Suposiciones del Método Estático**

El método de fuerzas equivalentes tiene en su formulación fuertes simplificaciones, entre las más importantes están las siguientes:

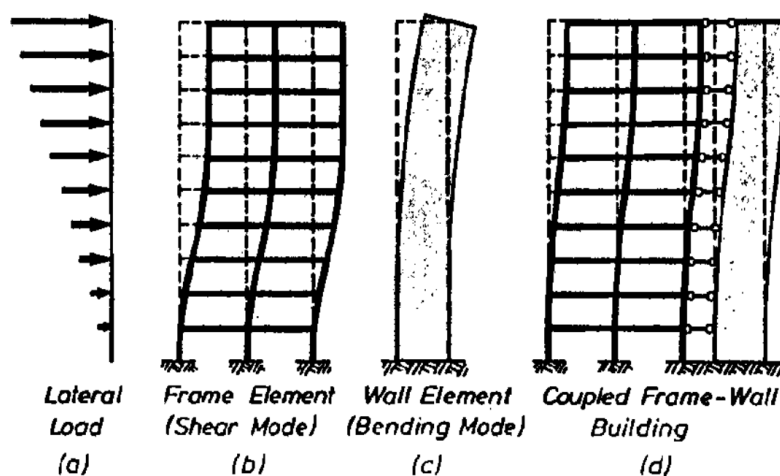
- Se asume que existe un solo modo fundamental al que corresponde el 100 % de la masa del edificio. Esto permite calcular la fuerza cortante en la base como el producto de la masa total por la aceleración espectral correspondiente al periodo fundamental.
- Durante el movimiento, el edificio adopta una forma única de oscilación lateral que sólo depende de la altura (h) y de un exponente (k). Esta forma constituye un modo de vibración artificial que no incorpora ni la distribución de masas ni de rigideces de cada edificio en particular.
- El valor del periodo fundamental de vibración se estima con expresiones muy aproximadas (en función de la altura total) o mediante un análisis traslacional. El valor así obtenido es más corto que el de un análisis modal espacial y por tanto conduce a valores mayores de fuerzas sísmicas para cuando el periodo fundamental es mayor que el periodo  $T_p$  del espectro.
- El efecto torsional se considera totalmente desacoplado del movimiento traslacional y se incorpora tardíamente en el modelo sólo mediante momentos de piso que dependen de la fuerza de piso y de una excentricidad accidental.

*Nota.* Adaptado de (Muñoz Peláez, 2020).

Es innecesario aplicar únicamente el método estático, pues es más representativo usar un análisis dinámico cuya complejidad de análisis es resuelta por los softwares, en este caso, el ETABS.

#### **2.1.11. Patrón de deformación de estructuras de concreto armado**

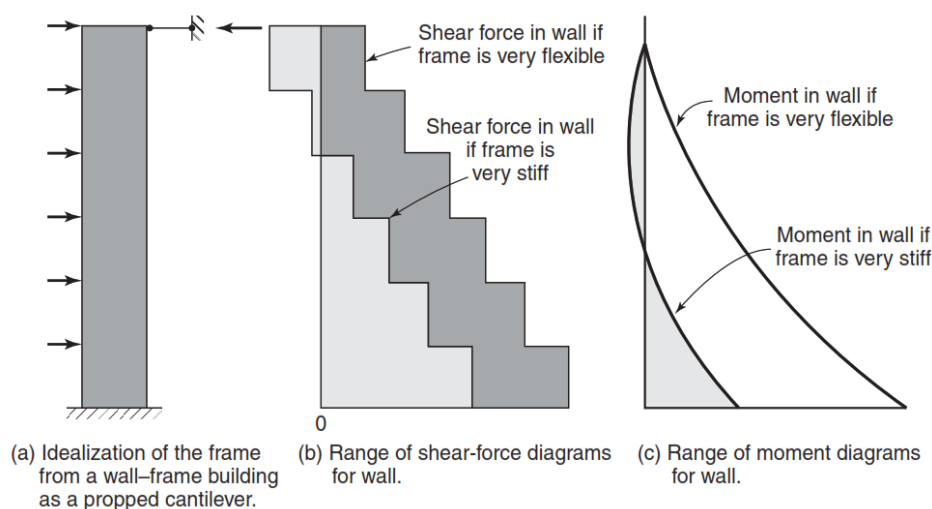
Ante un patrón de carga lateral estático, los patrones de deformación son gobernados por deformaciones por corte, en pórticos, y flexión en muros de concreto armado (Paulay y N. Priestley, 1992). La interacción de ambos comportamientos, asumiendo compatibilidad de deformaciones por diafragma rígido, está representado por figura 12 (d), se desarrollaría en los primeros niveles la deformación por flexión y en los superiores por corte.

**Figura 12***Deformation patterns for frame and wall elements*

*Nota.* Adaptado de (Paulay y N. Priestley, 1992).

El diagrama de momentos flector y el diagrama de fuerza cortante en muros, donde los pórticos son muy flexibles (baja influencia en muro) y donde los pórticos son muy rígidos (alta influencia en muro), son representados en la figura 13. El eje horizontal representa el porcentaje de carga absorbido por la placa, en el eje vertical la altura.

Se puede justificar el comportamiento de una placa con interacción de pórticos rígidos por el diagrama de momento en figura 14 (c), el punto donde el momento es 0 para el muro de concreto armado, estaría representando el punto de inflexión del patrón de deformación de este. Por debajo, en altura, del punto  $M=0$  se tendría la deformación por flexión, por encima del punto se tendría deformación por corte.

**Figura 13***Effect of frame stiffness on shear moment in the shear wall*

*Nota. Adaptado de (Wight y Macgregor, 2012).*

Estos patrones de deformación son supuestos a partir de un comportamiento estático y lineal, por lo que estos patrones pueden ser muy distintos durante un evento sísmico importante y cuando la configuración estructural tenga características dinámicas (Paulay y N. Priestley, 1992). Es por ello que la Norma E.030 castiga por irregularidades, pues irregularidad significa mayor masa participativa en los modos superiores, alejando así a la estructura de un comportamiento ideal estático.

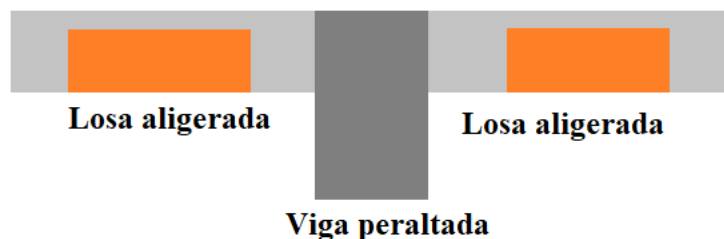
### 2.1.12. Distribución de cargas verticales por rigidez

Dada inercia de una sección:

$$I = \frac{b * h^3}{12}$$

Se puede saber qué sección es más rígida que otra (la rigidez es directamente proporcional a la inercia). Para la rigidez de un elemento influye en segundo orden: la longitud y condiciones de borde (tipos de apoyos). Un elemento menos rígido siempre se “apoyará” en elementos más rígidos, esto es, transferencia de cargas.

En la figura 13, una losa aligerada se apoya en una viga chata, esto por los vacíos de la losa aligerada que le restan rigidez.

**Figura 14***Losa aligerada en viga peraltada.**Nota. Elaboración propia.*

La losa Maciza no se apoya en la viga chata, esto porque ambas tienen la misma sección de concreto, misma rigidez. La viga chata, por tener mayor acero, solo representa que existe mayores esfuerzos concentrados en esa zona.

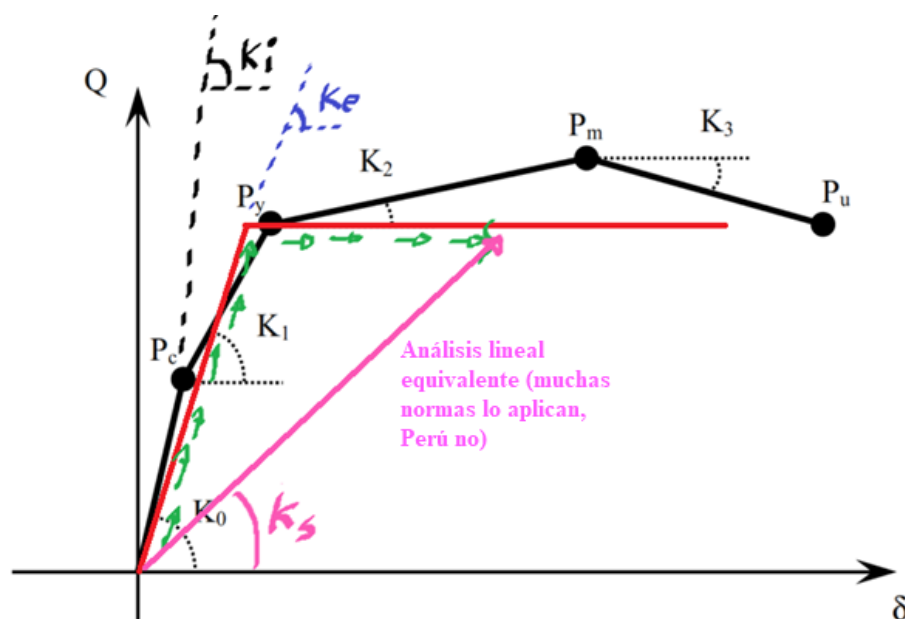
**Figura 15***Losa maciza en viga chata**Nota. Elaboración propia.*

### 2.1.13. Sección bruta

El artículo 25.2. de la Norma E.030 (SENCICO, 2018a) permite el análisis de la estructura considerando la “inercia de las secciones brutas”, es decir, una rigidez inicial “ $K_i$ ”. Otras normas trabajan con la sección agrietada considerando una reducción de la rigidez, en consecuencia, reducen la inercia de la sección.

La sección tiene una implicancia directa en la rigidez del elemento y, en consecuencia, en la estructura. La rigidez inicial, “ $K_i$ ” o “ $K_0$ ” en la figura 15, es la mayor de todas, esta es la rigidez que goza nuestro elemento estructural sin haberla sometido a cargas importantes, ni a la carga muerta posiblemente (irreal).

**Figura 16**  
*Rigidez secante*



*Nota.* Elaboración propia.

Trabajar con una mayor Rigidez el método de la Norma E.030 implica también un aumento en la demanda sísmica que aplicaremos a nuestro modelo matemático estructural. En realidad, nuestra edificación es menos rígida que nuestro modelo y jala menores aceleraciones del espectro de pseudo-aceleraciones. Esta es una de las tantas consecuencias al considerar secciones no agrietadas, la metodología de la norma peruana adapta ello para el análisis y diseño de estructuras, por ejemplo, el considerar distorsiones de entrepiso de 0,007, mientras que otros países, al trabajar con una rigidez reducida como rigidez secante “ $K_s$ ”, aceptan mayores distorsiones de entrepiso como Colombia y Bolivia con 0,010 para estructuras de concreto armado.

#### **2.1.14. Propiedades no relevantes para el modelo matemático estructural**

El coeficiente térmico no es relevante para el modelo matemático. Las deformaciones por temperatura son despreciables, porque dependen únicamente de la variación de temperatura como se ve en la figura 16. En nuestro medio asumimos una variación de temperatura despreciable.

“Las propiedades mecánicas y térmicas isotrópicas relacionan la deformación con la tensión y el cambio de temperatura de la siguiente manera” (Computers and structures, 2017):

**Figura 17**

*Matriz de análisis estructural ETABS*

$$\begin{Bmatrix} \varepsilon_{11} \\ \varepsilon_{22} \\ \varepsilon_{33} \\ \gamma_{12} \\ \gamma_{13} \\ \gamma_{23} \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} \frac{1}{e1} & \frac{-u12}{e1} & \frac{-u12}{e1} & 0 & 0 & 0 \\ & \frac{1}{e1} & \frac{-u12}{e1} & 0 & 0 & 0 \\ & & \frac{1}{e1} & 0 & 0 & 0 \\ & & & \frac{1}{g12} & 0 & 0 \\ & \text{sym.} & & & \frac{1}{g12} & 0 \\ & & & & & \frac{1}{g12} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \sigma_{11} \\ \sigma_{22} \\ \sigma_{33} \\ \sigma_{12} \\ \sigma_{13} \\ \sigma_{23} \end{Bmatrix} + \begin{Bmatrix} a1 \\ a1 \\ a1 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \end{Bmatrix} \Delta T$$

*Nota.* Adaptado de Computers and structures, 2017.

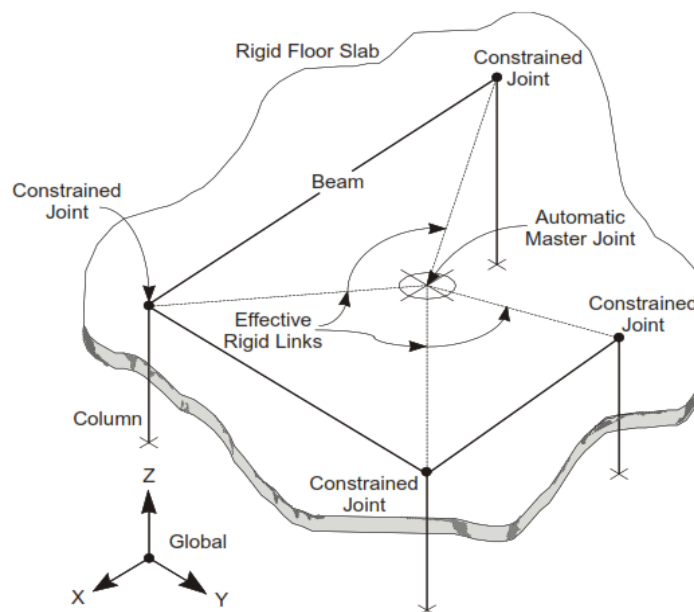
El módulo de poisson no es relevante para el modelo matemático. En ausencia de resultados experimentales confiables la Norma E.060 (SENCICO, 2009) nos permite asumir un módulo de poisson  $\mu = 0,15$ , mientras que el ACI 318-19 (ACI Committee 318, 2019) nos permite asumir  $\mu = 0,25$ . A criterio se puede tomar cualquier valor entre estos 2 parámetros; pero, su influencia en análisis estructural es despreciable.

### 2.1.15. Diafragma Rígido

Un diafragma rígido, en el software ETABS, hace que “todas las uniones restringidas estén conectadas entre sí mediante *links* que son rígidos en el plano, pero que no afectan a su deformación fuera del plano” (Computers and structures, 2017).

**Figura 18**

*Use of Diaphragm Constraint to Model a Rigid Floor Slab*



*Nota.* Adaptado de Computers and structures, 2017.

Los patrones de deformación antes mencionadas tienen como una condición esencial la “compatibilidad de deformaciones”. La Norma E.030 (SENCICO, 2018a) indica que “las deformaciones de los elementos se compatibilizan mediante la condición de diafragma rígido y la distribución en planta de las fuerzas horizontales se hace en función a las rigideces de los elementos resistentes”, indica además que al suponer razonablemente que un edificio cuenta con diafragma rígido, se puede usar el típico modelo de masas concentradas con 3 grados de libertad en cada diafragma.

La Norma E.060 (SENCICO, 2009) indica que la losa es “usado también como diafragma rígido para mantener la unidad de la estructura frente a cargas horizontales de sismo”. Indica también que, como requisito para estructuras con losas planas sin vigas, “deberá verificarse la hipótesis de diafragma rígido y preparar el diafragma para lograr la resistencia y rigidez necesarias” (SENCICO, 2009); pero, no da una metodología para verificar diafragma rígido. Se infiere que tanto losa y vigas peraltadas aportan rigidez al diafragma, pues en el artículo 21.8.2

ordena verificar la hipótesis de diafragma rígido en estructuras con losas planas sin vigas.

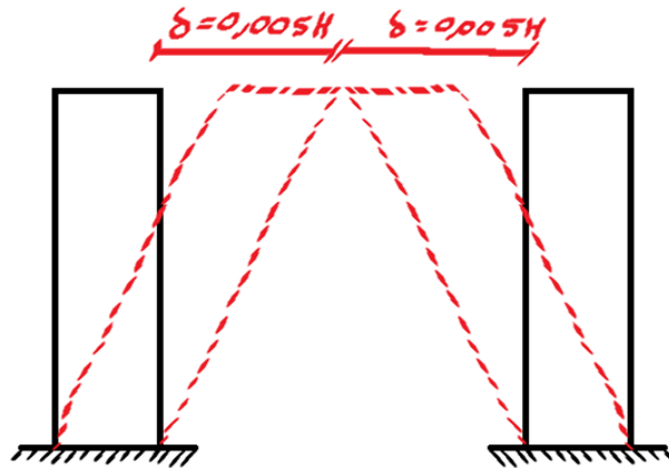
En la Norma E.070 Albañilería (SENCICO, 2006) nos indica que “podrá considerarse que el diafragma es rígido cuando la relación entre sus lados no excede de 4”, en la Propuesta de Norma E.070 se elimina este criterio.

La Propuesta de Norma E.070 Albañilería (SENCICO, 2019b) indica que “se deberá considerar y evaluar el efecto que sobre la rigidez del diafragma tienen las aberturas y discontinuidades en la losa”, además que “las edificaciones con diafragmas flexible deben limitarse a un máximo de tres (3) pisos”.

La norma E.070 Albañilería es más exigente respecto al diafragma rígido, quizá, porque se asume que no tienen vigas peraltadas que garanticen el diafragma rígido, la norma E.060 de concreto armado también exige verificación de diafragma cuando el sistema carece de vigas peraltadas.

#### ***2.1.16. Junta sísmica***

Asumimos una distorsión de entrepiso máxima normativa en todos los niveles de 0,005 para albañilería (0,007 para Pórticos de Concreto Armado), así el último nivel se desplazaría  $\delta = 0,005H$  (H es la altura total del edificio). Si tenemos 2 edificios con la misma altura, pero distintos periodos, en un sismo largo podrían impactar sus desplazamientos máximos  $\delta = 0,005H$  en sentidos opuestos como se ve en la figura.

**Figura 19***Junta sísmica conservadora**Nota. Elaboración propia.*

Donde el espaciamiento requerido para que nunca choquen sería, de forma conservadora, es  $S_{conservador} = 2(0,005H) = \mathbf{0,010H}$ .

La Norma E.030 (SENCICO, 2018a), para este caso supuesto de distorsión máxima, exige un espaciamiento de  $S = \frac{2}{3} * 2(0,005H) = \mathbf{0,0066H}$ .

Los códigos Americanos (ASCE 7-16, 2017) y (ASCE 41-17, 2017), calculan esta junta sísmica a partir del desplazamiento inelástico máximo de 2 edificios adyacentes:

$$\delta_{MT} = \sqrt{(\delta_{M1})^2 + (\delta_{M2})^2}$$

$$\delta_{MT} = \sqrt{0,000025H^2 + 0,000025H^2} = \mathbf{0,00707H}$$

No es necesario cumplir con una junta sísmica a partir del comportamiento de edificios adyacentes ilustrada en la figura 19, este comportamiento es poco probable, pues tanto la E.030 y el ASCE usan valores del 66,67 % y 70,7 % de nuestro  $S_{conservador}$  respectivamente.

En las fichas de evaluación de estructuras existentes del FEMA P-154, se considera el efecto *pounding* o golpeteo entre estructuras adyacentes como un

peligro cuando la junta sísmica es insuficiente (FEMA P-154, 2015), pero este no pasa de ser una observación a ser una información cuantitativa.

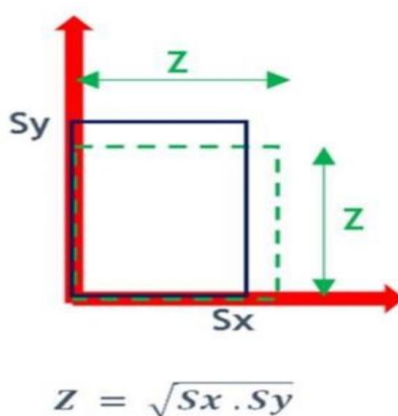
Si bien existen metodologías complejas para analizar el efecto *pounding* entre estructuras adyacentes, no se tiene metodologías para analizar la interacción entre estructuras adyacentes sin junta sísmica.

### 2.1.17. Efecto de bidireccionalidad sísmica

En los Comentarios de la Norma E.030 (Muñoz Peláez, 2020), se explica en condicional que “el valor de  $Z$  correspondería a la media geométrica de  $Z = \sqrt{S_x \cdot S_y}$ ”; además, indica que “el valor de  $Z$ , así entendido, debe ser congruente con la definición de la demanda sísmica bidireccional sobre las edificaciones”. Es decir, se asume que la bidireccionalidad estaría incluida en el factor  $Z$ .

#### Figura 20

Factor  $Z$



*Nota.* Adaptado de (Muñoz Peláez, 2020).

La norma Americana (ASCE 7-16, 2017) califica con una categoría de riesgo II para edificaciones que albergan en el orden de unidades, decenas y centenares de personas, las viviendas típicas entran en esta categoría; dada la categoría de riesgo, la mayoría de viviendas en el Perú serían calificadas con un parámetro de categoría de diseño sísmico “D”.

Para esta categoría de diseño sísmico, indica que “se considera satisfecho de los elementos y sus cimientos se diseñan para el 100 % de las fuerzas para una dirección más el 30 % de las fuerzas para la dirección perpendicular” (ASCE 7-16, 2017)

Se concluye en una tesis de maestría de la Universidad Nacional de Ingeniería, que las combinaciones típicas de bidireccionalidad, como la empleada en el ASCE 7-16, “subestiman en general los resultados obtenidos de la media más una desviación estándar del Análisis Tiempo Historia” (Moscoso Alcantara, 2018).

#### ***2.1.18. Vectores Ritz para el análisis dinámico***

El uso de vectores Ritz para el análisis dinámico lineal, muestra una mayor diferencia, en cuanto al número de modos de vibración necesarios para alcanzar el 90 % de masa participativa, en estructuras irregulares. En cualquier caso, los Vectores Ritz obtienen resultados tan o más precisos que los que logran los vectores propios (eigenvectors) con un igual número de modos (Mosquera Maguiña, 2012).

Las 2 estructuras de análisis en esta tesis no son tan complejas para la capacidad computacional actual; por tanto, no es necesario buscar reducir el número de modos a analizar en la estructura. En este estudio, usamos los vectores Ritz.

#### ***2.1.19. Interfase concreto armado-albañilería***

Si bien la norma E.070 no limita el peralte de la columna de confinamiento en un muro de albañilería, sabemos que en muros de albañilería en soga con peralte de columna de confinamiento mayor o igual a 40cm hacen propenso al muro de desarrollar una grieta vertical en la interfase albañilería-columna (San Bartolomé et al., 2011).

Análogamente, no es recomendable unir la albañilería con placas de concreto armado, pues ello hace probable la creación de grietas verticales ante acciones sísmicas o de temperaturas, por lo que se recomienda que el muro sea de un solo material, pues generar una junta vertical en la interfase generaría esfuerzos cortantes en esas zonas de las losas de techo (San Bartolom, 2011).

## 2.2. Definición de términos

### 2.2.1. *Periodo estructural*

En un sistema no amortiguado, es el tiempo que requiere un sistema para completar un ciclo de vibración, se le llama periodo natural de la estructura (Chopra, 2012).

En la norma E.030 se define a “T” como el “Período fundamental de la estructura para el análisis estático o período de un modo en el análisis dinámico” (SENCICO, 2018a). Es decir, una estructura tiene tantos periodos como modos de vibración; el periodo fundamental es aquel que representa el comportamiento estático de la estructura, lo mismo que decir el modo uno en la dirección de análisis.

### 2.2.2. *Rigidez*

Es la capacidad para oponerse a la deformación que tiene un material, sección, elemento estructural, piso o estructura frente a una fuerza. A mayor rigidez, mayor periodo natural como se ve:

$$T_n = 2\pi \sqrt{\frac{\delta_{st}}{g}}$$

Donde  $\delta_{st} = mg/k$ ; “esta es la deflexión estática de la masa  $m$  suspendida sobre un resorte de rigidez  $k$ ” (Chopra, 2012). Este factor representa una relación de peso-rigidez.

Esta relación nos ayuda a comprender a “ $T_n$ ” no solo como un periodo natural de vibración, sino también como un valor de “flexibilidad”. Se entiende que no es suficiente solo con aumentar la rigidez de la estructura para reducir distorsiones de entrepiso, pues al aumentar la rigidez se puede estar aumentando la masa en la misma proporción, haciendo invariable a  $\delta_{st}$ , en consecuencia, no varía  $T_n$  ni las distorsiones de entrepiso. Para reducir las distorsiones de entrepiso,  $\delta_{st}$  debe disminuirse.

### 2.2.3. Ductilidad

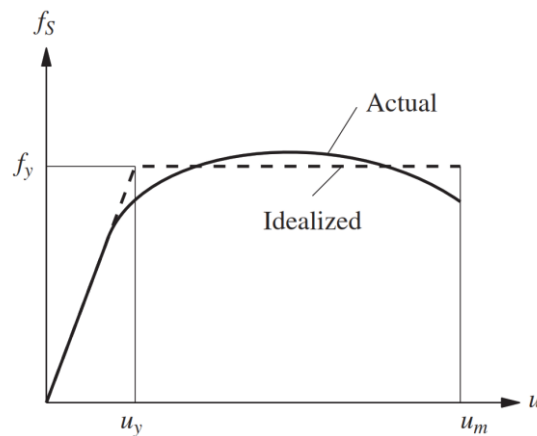
Se le representa al *factor de ductilidad* con la letra griega  $\mu$ . Esto para “sistemas que se deforman en el rango inelástico” (Chopra, 2012)

$$\mu = \frac{u_m}{u_y}$$

Donde  $u_m$  es la deformación máxima alcanzada para determinada demanda,  $u_y$  es la deformación cuando se alcanza la fluencia o termina el rango lineal de comportamiento.

#### Figura 21

Force-deformation curve during initial loading: actual and elastoplastic idealization.



*Nota.* Adaptado de (Chopra, 2012)

## CAPÍTULO III

### MARCO METODOLÓGICO

#### **3.1. Descripción del diseño de investigación**

##### ***3.1.1. Tipo de Estudio***

Corresponde a una investigación de tipo aplicada, debido a que se utilizaron las normas técnicas vigentes y otras fuentes aplicadas en el análisis estructural de una edificación de albañilería confinada y concreto armado de 5 niveles.

##### ***3.1.2. Método de investigación***

Cuentó con un método de investigación **cuantitativo**, su explicación se basa en el cálculo mediante programas computacionales. Se analizaron las fuerzas estáticas y dinámicas sísmicas con el fin de obtener los parámetros sísmicos.

##### ***3.1.3. Diseño de investigación***

Diseño no experimental y transversal.

#### **3.2. Población y muestreo**

##### ***3.2.1. Población***

Edificio de 5 niveles.

##### ***3.2.2. Muestra***

La muestra de estudio es una edificación de 5 niveles, área de 288m<sup>2</sup> ubicado en el distrito Gregorio Albarracín Lanchipa – Región de Tacna.

#### **3.3. Técnicas e instrumentos de recolección de datos**

##### ***3.3.1. Técnicas***

Para el análisis de los sistemas estructurales, se contó con un plano de distribución de una edificación de 5 niveles, la cual fue modelada en software de

diseño estructural para el análisis siguiendo las normas del Reglamento Nacional de Edificaciones.

### **3.3.2. Instrumentos**

- Software AutoCAD 2024
- Software ETABS V19.0.0
- Software AutoCAD 2021
- Paquete Office de Microsoft 365
- Planos de Ubicación.
- Planos de Arquitectura.
- Reglamento Nacional de Edificaciones

### **3.4. Etapas del trabajo**

Se propuso, a partir del plano de arquitectura, un sistema estructural de albañilería confinada y uno de concreto armado, usando dimensiones iniciales de los elementos estructurales con base a criterios de estructuración, estos criterios abordan pre dimensionamiento de elementos estructurales por resistencia y configuración estructural eficiente para sismo.

Se sometió a un análisis sísmico lineal elástico dinámico según reglamento E.030 las estructuras propuestas, esta etapa de análisis sísmico permitirá optimizar o aumentar secciones de elementos estructurales.

Se recogieron del análisis sísmico de la estructura de albañilería confinada y de concreto armado considerando su pre-dimensionamiento, configuración estructural, cálculo de parámetros sísmicos como la fuerza cortante, periodos, rigidez y derivas, estos parámetros sísmicos serán obtenidos a través de:

- Modelo matemático tridimensional.
- Empotramiento en la cara superior de la zapata.

- Cargas y combinaciones de cargas de la norma E.020.
- Modos de vibración predominantes.
- Masas sísmicas.

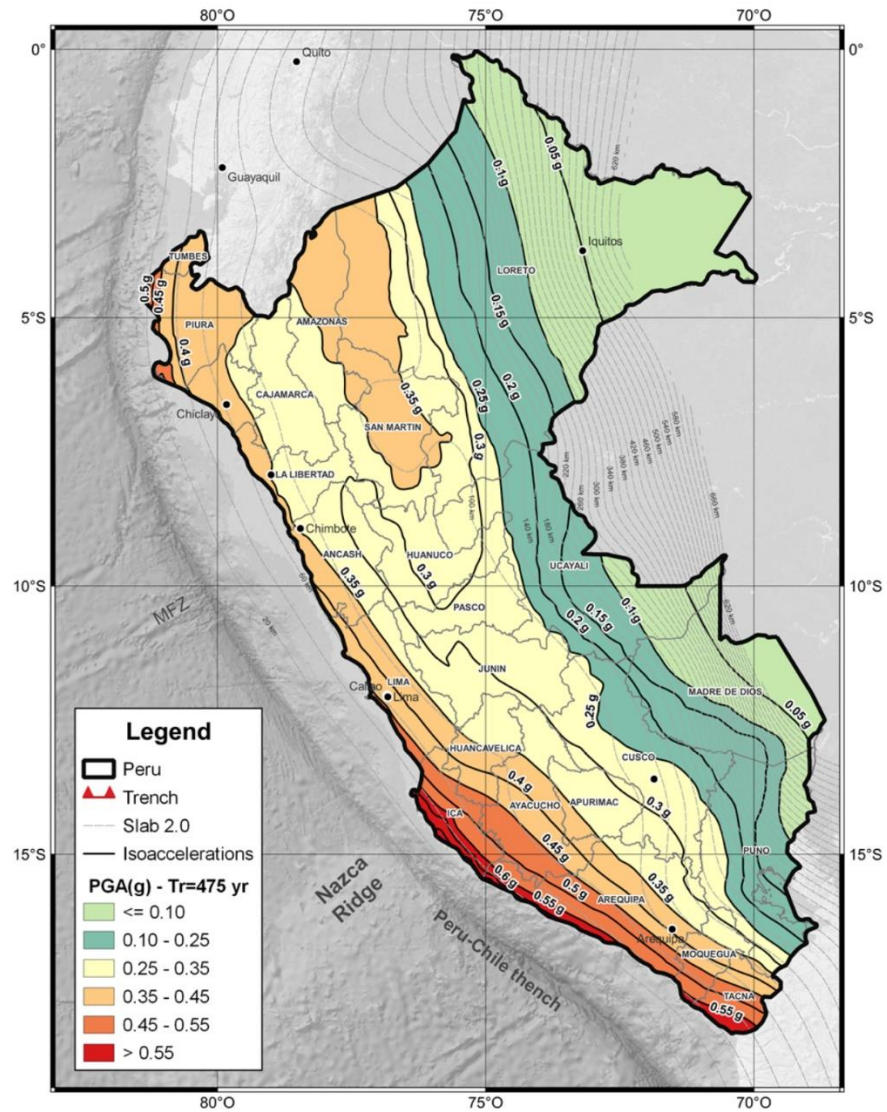
Se compararon los sistemas estructurales analizados considerando la demanda sísmica, la respuesta estructural, normas técnicas y la armonía que pueda tener cada sistema estructural con el diseño arquitectónico.

## **CAPÍTULO IV**

### **ANÁLISIS Y DISCUSIÓN DE RESULTADOS**

#### **4.1. Descripción de la zona de estudio**

El distrito Coronel Gregorio Albarracín Lanchipa – Departamento de Tacna – Provincia de Tacna, es una zona con alto peligro sísmico. Normativamente con un factor de sismo  $Z = 0,45$  por estar en Zona sísmica 4, no obstante, se debería considerar un  $Z=0,55$  por un nuevo mapa de peligro sísmico propuesto (Aguilar y Tarazona, 2024).

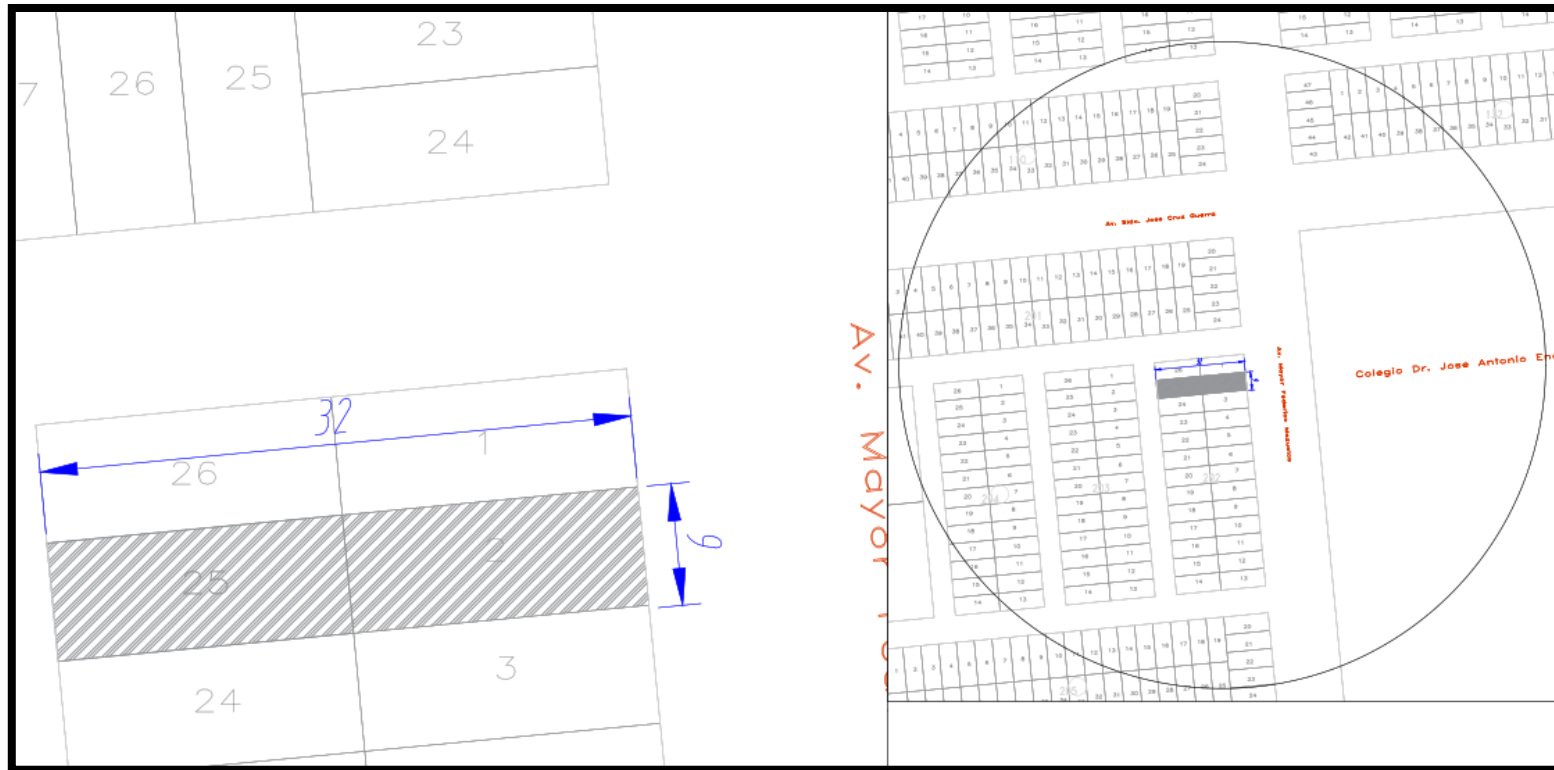
**Figura 22***Nuevo Mapa Peligro Sísmico*

*Nota.* Adaptado de Aguilar y Tarazona, 2024.

Nuestro proyecto se encuentra en dicha zona de alto peligro sísmico, específicamente en la Av. Mayor Federico Mazuelos, como se ve:

Anexo N°0X PLANOS

Zona del proyecto

**Figura 23***Ubicación geográfica*

*Nota.* Plano Catastral 2018 del Distrito Coronel Gregorio Albarracín Lanchipa - Tacna

## 4.2. Materiales y cargas en las estructuras

### *Propiedades físicas de los materiales*

- Concreto:

Peso Específico	: 2 400 kgf/m <sup>3</sup>
Resistencia a la Compresión (f'c)	: 210 kgf/cm <sup>2</sup>
Módulo de elasticidad (Ec)	: 217 370,65 kgf/cm <sup>2</sup>
Módulo de Poisson (u)	: 0,25

- Albañilería:

Peso Específico	: 1 800 kgf/m <sup>3</sup>
Resistencia de Pilas (f'm)	: 65 kgf/cm <sup>2</sup>
Módulo de Elasticidad (E)	: 32500 kgf/cm <sup>2</sup>
Módulo de Poisson (u)	: 0,25
Resistencia al Corte (v'm)	: 8,10 kgf/cm <sup>2</sup>

### *Asignación de cargas PISO TÍPICO*

- Sobrecarga (s/c) en Vivienda	: 200 kgf/m <sup>2</sup>
- Peso propio de acabado	: 100 kgf/m <sup>2</sup>
- Peso propio de tabiquería	: 150 kgf/m <sup>2</sup>
- Peso propio de ladrillo en L.A. en 1 dirección, 25cm:	78 kgf/m <sup>2</sup>

### *Asignación de cargas TECHO*

- Sobrecarga (s/c) en Vivienda	: 100 kgf/m <sup>2</sup>
- Peso propio de acabado	: 100 kgf/m <sup>2</sup>
- Peso propio de ladrillo en L.A. en 1 dirección, 25cm:	67 kgf/m <sup>2</sup>

## 4.3. Estructura de albañilería confinada

### 4.3.1. Pre-dimensionamiento

#### 4.3.1.1. Muros de Albañilería Confinada

Esta densidad mínima de muros es pre-dimensionamiento en cuando se estima la cantidad necesaria de muros para un buen desempeño sísmico, pero

también es parte del diseño estructural en cuando la norma obliga a cumplir esta densidad mínima.

- **Dirección x-x**

Para este edificio, se requiere una densidad mínima de muros de **4,22 %**, se acepta “suplir la deficiencia mediante pórticos, muros de concreto armado o la combinación de ambos” (E.070 Art. 15,5, RNE). A criterio suponemos un porte del concreto considerando un factor de amplificación “ $E_c/E_m$ ”.

**Tabla 1**

*Densidad de muro en dirección en x*

Muro (A:Albañilería, C:Concreto)	Material	espeso r total (cm)	Tarrajeo u otro (cm)	espeso r efectivo o "t" (cm)	Longitud "L" (m)	Alb: L*t Conc: L*t*( $E_c/E_m$ )
A1X	Albañilería	23	0	23	2,700	0,621
A2X	Albañilería	23	0	23	3,950	0,909
A3X	Albañilería	23	0	23	2,700	0,621
A4X	Albañilería	23	0	23	3,900	0,897
A5X	Albañilería	23	0	23	5,000	1,150
C1X	Concreto	20	2,5	17,5	2,700	3,160
C2X	Concreto	20	2,5	17,5	2,700	3,160
C3X	Concreto	30	4	26	0,800	1,391
C4X	Concreto	30	4	26	0,800	1,391
$\Sigma L*t$					<b>13,30</b>	<b>m<sup>2</sup></b>

DM	4,67 % >	4,22 %
----	----------	--------

**¡Cumple la densidad mínima de muros!**

*Nota. Elaboración propia.*

- **Dirección y-y**

Para este edificio, se requiere una densidad mínima de muros de **4,22 %**, se acepta “suplir la deficiencia mediante pórticos, muros de concreto armado o la combinación de ambos” (E.070 Art. 15.5, RNE). A criterio suponemos un porte del concreto considerando un factor de amplificación en relación a su módulo de elasticidad con respecto al de albañilería “Ec/Em”.

**Tabla 2**

*Densidad de muro en dirección en Y*

Muro (A:Albañilería, C:Concreto)	Material	espeso r total (cm)	Tarraje o u otro (cm)	espeso r efectivo o "t" (cm)	Longitu d "L" (m)	Alb: L*t Conc: L*t*(Ec/Em)
A1Y	Albañilería	13	0	13	31,750	4,128
A2Y	Albañilería	13	0	13	3,700	0,481
A3Y	Albañilería	13	0	13	21,070	2,739
A4Y	Albañilería	13	0	13	7,970	1,036
C1Y	Concreto	20	2,5	17,5	2,150	2,516
C2Y	Concreto	20	2,5	17,5	0,325	0,380
C3Y	Concreto	20	2,5	17,5	0,325	0,380
	Concreto	25	4	21	0,300	0,421
<b>ΣL*t</b>					<b>12,08 m<sup>2</sup></b>	

DM	4,24 % >	4,22 %
----	----------	--------

**¡Cumple la densidad mínima de muros!**

*Nota. Elaboración propia.*

Se consideró, además de las placas en y-y, la rigidez aportada por una columna de 25x30 cm<sup>2</sup> suficiente para cumplir la densidad de muros, esta columna es la única que se considera de los pórticos existentes en esta dirección.

#### 4.3.1.2. Losas

Las losas tienen deformaciones no solo por la carga instantánea, sino también por cargas diferidas producto del pasar el tiempo y generar flujo plástico, hallar las deflexiones por ambas cargas requiere de una metodología un poco compleja, por lo que la norma propone la siguiente tabla:

**Tabla 3**

*Peraltes mínimos en losas o vigas no preesforzadas en una dirección a menos que se calculen las deflexiones.*

**PERALTES O ESPESORES MÍNIMOS DE VIGAS NO PREESFORZADAS O LOSAS REFORZADAS EN UNA DIRECCIÓN A MENOS QUE SE CALCULEN LAS DEFLEXIONES**

	Espesor o peralte mínimo, $h$			
	Simplemente apoyados	Con un extremo continuo	Ambos extremos continuos	En voladizo
Elementos	Elementos que no soporten o estén ligados a divisiones u otro tipo de elementos no estructurales susceptibles de dañarse debido a deflexiones grandes.			
Losas macizas en una dirección	$\frac{\ell}{20}$	$\frac{\ell}{24}$	$\frac{\ell}{28}$	$\frac{\ell}{10}$
Vigas o losas nervadas en una dirección	$\frac{\ell}{16}$	$\frac{\ell}{18,5}$	$\frac{\ell}{21}$	$\frac{\ell}{8}$

*Nota.* Adaptado de E.060 (SENCICO, 2009)

- **Losa aligerada**

Hacemos, para longitud máxima en el plano de 497,5cm de losa aligerada.

$$e = \frac{l}{18,5} = \frac{460cm}{18,5} = 24.86cm$$

$$\rightarrow e = 25cm$$

- **Losa maciza**

Para la losa maciza, usamos el mismo espesor del utilizado en la losa aligerada, esto con el fin de uniformizar el espesor de la losa por facilidad constructiva y en especial para dotar de sección transversal a la losa que transfiera

las cargas sísmicas, esto último es importante en losas que puedan vulnerar la estructura dándole irregularidad por discontinuidad de diafragma.

$$\rightarrow e = 25cm$$

#### **4.3.2. Modelo matemático de albañilería confinada**

##### **4.3.2.1. Consideraciones**

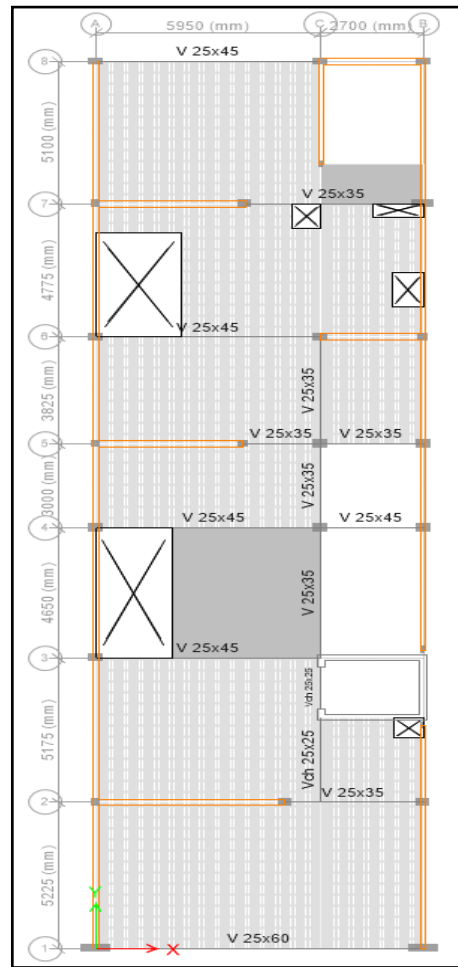
- Primer nivel  $H=3,4m$ , pisos 2, 3, 4, 5 y 5to piso con  $h=2,9m$ . Si bien todos los niveles tienen la misma altura para arquitectura, estructuralmente al primer nivel se le añade una longitud hasta llegar a la cara superior de la zapata. Se ha extrapolado este criterio y se le aplicó también a los muros de albañilería confinada, para ser conservadores con la respuesta estructural.
- La base de la estructura debe considerarse en la parte superior de las zapatas (ASCE 7-16, 2017), ello para ser conservador respecto a la rigidez de la estructura. Supondremos un aumento de  $1,5m$  al primer nivel; por tanto, la altura del primer nivel en el modelo es  $4,90m$ . Si bien considerar una altura a nivel de terreno natural genera mayores cortantes en las columnas, no es crítico, pues las disposiciones sísmicas gobiernan el diseño a corte.
- No se modela escalera por poca influencia en el comportamiento global de la estructura.
- Se considera el modelo solo con apoyos fijos en las bases, esto para evitar que los muros de albañilería aporten rigidez en el sentido ortogonal de su plano. Bajo esta condición, los esfuerzos en las columnas serán menores, deberá considerarse su condición empotrada para una eventual etapa de diseño del elemento estructural.

#### 4.3.2.2. Vista en planta de modelo matemático

Se muestra los elementos estructurales en el modelo matemático en ETABS, los planos estructurales en planta se muestran en ANEXO I.

**Figura 24**

*Vista en planta de modelo matemático*

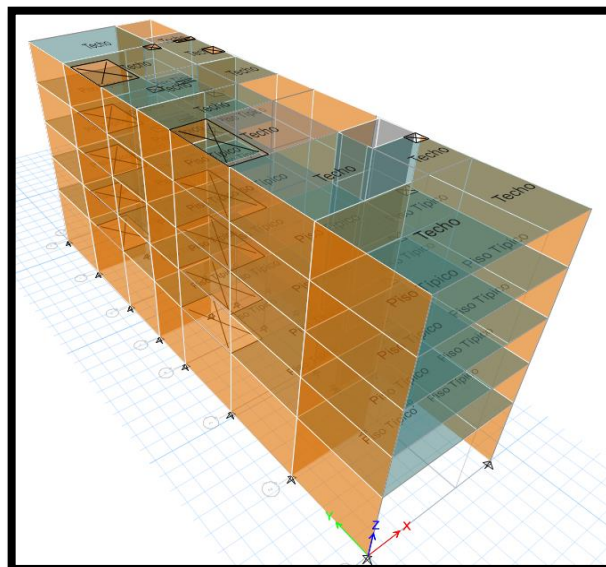
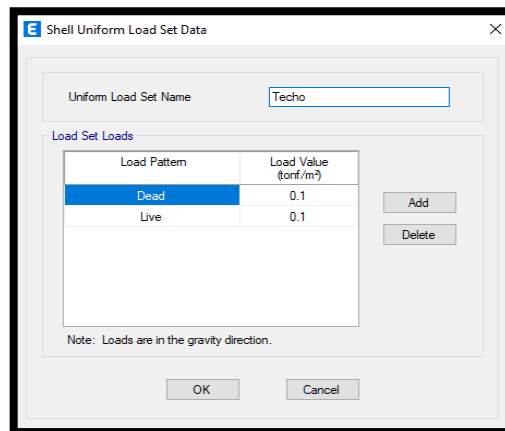
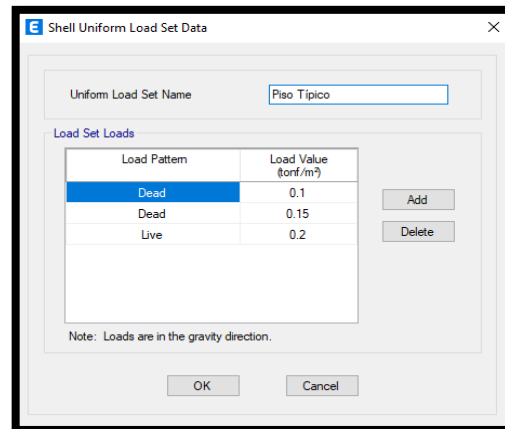


*Nota. Elaboración propia.*

#### 4.3.2.3. Distribución de cargas

Las cargas distribuidas son definidas para piso típico y para techo como se ve a continuación. Se asigna carga de piso típico para todos los techos y carga de techo para el último.

Figura 25  
*Distribución de cargas*

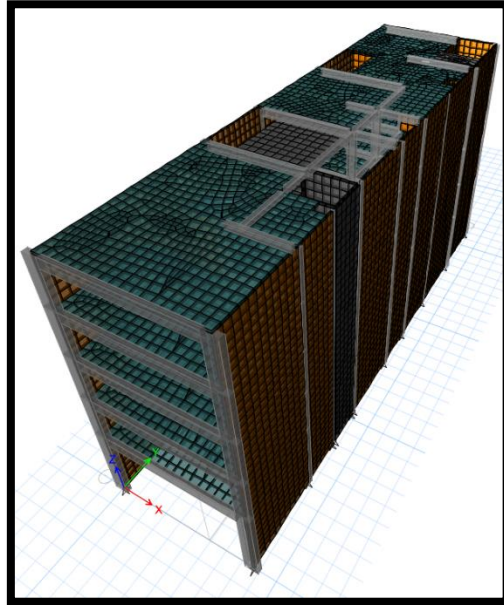


*Nota. Elaboración propia.*

#### 4.3.2.4. Vista del modelo estructural

**Figura 26**

*Modelo estructural*



*Nota. Elaboración propia.*

### 4.3.3. Configuración estructural y coeficientes sísmicos

#### 4.3.3.1. Factor de reducción sísmica “R”:

##### 4.3.3.1.1. Factor $R_0$

En ambas direcciones, se propone sistema estructural de Albañilería Confinada, corresponde un factor  $R_0 = 3$ .

Se verifica el sistema estructural de Albañilería Confinada con la sola presencia de muros portantes de albañilería.

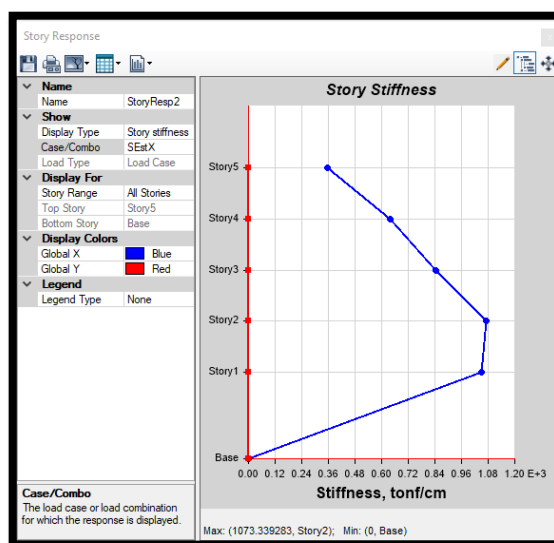
##### 4.3.3.1.2. Irregularidad en altura

- **Sí irregularidad por piso blando, no extremo.**

Se evalúa el posible aumento de rigidez del segundo nivel respecto al primer nivel. Se evidencia un aumento de rigidez del segundo nivel respecto al primer nivel en la dirección larga de la estructura.

### Figura 27

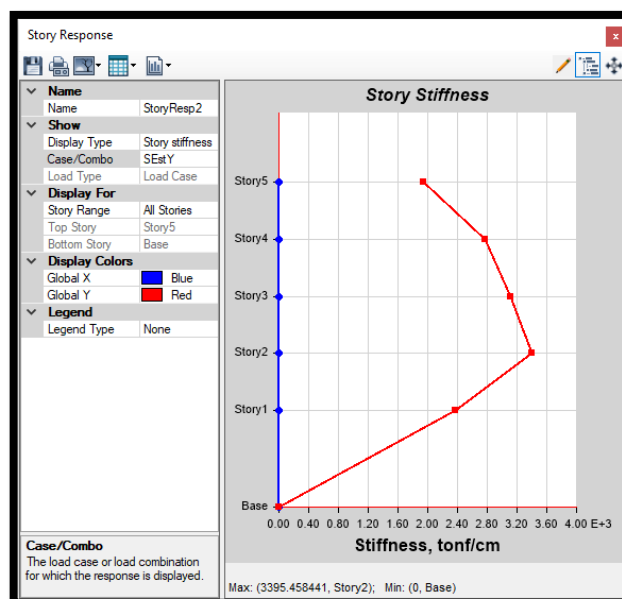
*Rigidez lateral por piso en albañilería en eje X*



*Nota. Elaboración propia.*

**Figura 28**

*Rigidez lateral por piso en albañilería en eje Y*



*Nota. Elaboración propia.*

Dado que la rigidez del primer nivel es menor al 70 % de la rigidez del segundo nivel, se tiene irregularidad por piso blando.

- **No irregularidad por piso débil ni extremo.**

No se tiene reducción ni aumento de secciones de elementos estructurales de un nivel respecto a otro; por tanto, no se tiene irregularidad de piso débil.

- **No irregularidad de Masa o Peso.**

No hay cambio de uso en alguno de los niveles que pueda causar este tipo de irregularidad.

- **No irregularidad geométrica vertical.**

No hay variación geométrica en planta que pueda causar este tipo de irregularidad.

- **No irregularidad por discontinuidad en los sistemas resistentes ni extremo.**

No se tiene ningún elemento estructural vertical con desalineamiento vertical que pueda causar este tipo de irregularidad.

Se concluye, castigo en ambas direcciones:

$$I_a = 0.75$$

#### 4.3.3.1.3. Irregularidad en planta

- **No irregularidad torsional ni extrema.**

De los sismos dinámicos  $S_x$  y  $S_y$  tanto como en sismos estáticos  $SEstX$  y  $SEstY$ , los ratios de torsión en ambas direcciones son menores a 1,3, como se ve a continuación:

**Tabla 4**

*Irregularidad torsional, sismo dinámico en x*

$S_x$	Piso:	d1 (mm)	d2 (mm)	$d_{prom}$ (mm)	$d_{máx}$ (mm)	RATIO
	1	4,592	4,154	4,373	4,592	1,05
	2	8,244	8,053	8,1485	8,244	1,01
	3	12,006	12,26	12,133	12,26	1,01
	4	15,521	16,331	15,926	16,331	1,03
	5	18,559	20,053	19,306	20,053	1,04

*Nota. Elaboración propia.*

**Tabla 5**

*Irregularidad torsional, sismo estático en x*

$SEstX$	Piso:	d1 (mm)	d2 (mm)	$d_{prom}$ (mm)	$d_{máx}$ (mm)	RATIO
	1	5,567	4,625	5,096	5,567	1,09
	2	9,999	9,027	9,513	9,999	1,05
	3	14,549	13,776	14,1625	14,549	1,03
	4	18,775	18,365	18,57	18,775	1,01
	5	22,392	22,554	22,473	22,554	1

*Nota. Elaboración propia.*

**Tabla 6***Irregularidad torsional, sismo dinámico en Y*

Sy	Piso:	d1 (mm)	d2 (mm)	d <sub>prom</sub> (mm)	d <sub>máx</sub> (mm)	RATIO
	1	2,102	1,922	2,012	2,102	1,04
	2	3,329	3,133	3,231	3,329	1,03
	3	4,391	4,246	4,3185	4,391	1,02
	4	5,22	5,171	5,1955	5,22	1
	5	5,78	5,854	5,817	5,854	1,01

*Nota. Elaboración propia.***Tabla 7***Irregularidad torsional, sismo estático en Y*

SEstY	Piso:	d1 (mm)	d2 (mm)	d <sub>prom</sub> (mm)	d <sub>máx</sub> (mm)	RATIO
	1	2,285	2,233	2,259	2,285	1,01
	2	3,65	3,658	3,654	3,658	1
	3	4,854	4,969	4,9115	4,969	1,01
	4	5,798	6,054	5,926	6,054	1,02
	5	6,425	6,847	6,636	6,847	1,03

*Nota. Elaboración propia.*

- **No irregularidad por esquinas entrantes.**

Si bien se tienen tragaluces en el perímetro de la estructura, estas no son consideradas como esquinas entrantes, porque las vigas están en todo el perímetro del terreno.

- **No irregularidad del diafragma.**

No se tienen discontinuidades abruptas en los diafragmas.

- **No irregularidad por sistemas no paralelos.**

No se tiene algún elemento estructural vertical que no sea paralelo a los 2 ejes principales de análisis que pueda generar este tipo de irregularidad.

Se concluye, castigo en ambas direcciones:

$$I_p = 1$$

#### 4.3.3.2. Factor R

Se calcula R en ambas direcciones:

$$R = R_0 I_a I_p$$

$$R_x = 3 * 0.75 * 1 = 2.25$$

$$R_y = 3 * 0.75 * 1 = 2.25$$

#### 4.3.3.3. Factor de zona “Z”:

Tacna se encuentra en la Zona 4, corresponde:

$$Z = 0.45$$

#### 4.3.3.4. Factor de uso “U”:

Por ser una edificación común, tipo Hotel, nuestra edificación es calificada como categoría C “Edificaciones Comunes”.

$$U = 1$$

#### 4.3.3.5. Factor de suelo “S”:

Tipo Suelos Intermedios.

$$S_2 = 1.05$$

#### 4.3.3.6. Factor “C”:

$$T_1 = T_{1-x} = 0,369s$$

$$T_3 = T_{1-y} = 0,210s$$

Los periodos en “X” e “Y” son menores a  $T_p = 0,6$ , entonces para ambas direcciones consideraremos:

$$C = 2,5$$

$$\frac{C}{R_x} = \frac{2,5}{3} = 0,833 > 0,11 \rightarrow ok$$

$$\frac{C}{R_y} = \frac{2,5}{3} = 0,833 > 0,11 \rightarrow ok$$

#### **4.3.4. Análisis dinámico modal espectral**

##### **4.3.4.1. Masa sísmica**

Definimos 100 % Carga Muerta + 25 % Carga Viva por ser una edificación de categoría “C”.

##### **4.3.4.2. Verificación de modos de vibración:**

- Se identifican los 3 modos locales por cada dirección “x” e “y”.
- Modo 1 corresponde a desplazamiento en x-x, Modo 2 en torsión y Modo 3 en y-y.
- Se verifica para 20 modos evaluados que la “suma de masas efectivas sea por lo menos el 90 % de la masa total” en cada dirección, además de encontrarse “los tres primeros modos predominantes en la dirección de análisis” (E.030 Art. 29.1.2, RNE).
- No se cumple el criterio de que los modos 1 y 2 sean de tipo traslacional, con un máximo de 5 % de aporte en masa participativa de rotación, y que el modo 3 sea rotacional.

Ello porque el modo traslacional en la dirección y-y es bastante rígida (Modo 3), obtener una rigidez alta para el modo rotacional sea modo 3 no es viable. Se acepta modo 2 rotacional en cuando el periodo sea menor al 80 % del periodo principal, esto a partir del criterio de que cada modo principal debe distinguirse del otro por un mínimo de 10 % del mayor.

Tabla 8

*Proporciones de masa modal participante*

Case	Mode	Period sec	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ	RX	RY	RZ
Modal Vect. Ritz	1	0.369	0.7879	1.048E-05	0	0.7879	1.048E-05	0	1.06E-06	0.24	0.0002
Modal Vect. Ritz	2	0.292	0.0006	0.0006	0	0.7885	0.0006	0	0.0005	0.0002	0.8286
Modal Vect. Ritz	3	0.21	1.815E-06	0.86	0	0.7885	0.8606	0	0.1607	2.015E-05	0.0017
Modal Vect. Ritz	4	0.156	0.0026	0	0	0.7911	0.8606	0	0	0.0113	0.0002
Modal Vect. Ritz	5	0.121	0.0128	0	0	0.8039	0.8606	0	2.454E-06	0.0498	4.029E-05
Modal Vect. Ritz	6	0.117	0.0084	5.319E-06	0	0.8123	0.8606	0	7.136E-06	0.029	0.0035
Modal Vect. Ritz	7	0.115	0.0183	2.341E-06	0	0.8306	0.8606	0	3.312E-06	0.0645	0.0028
Modal Vect. Ritz	8	0.112	0.0078	0.0001	0	0.8384	0.8607	0	0.0001	0.0315	0.0153
Modal Vect. Ritz	9	0.108	0.0212	6.335E-06	0	0.8596	0.8607	0	0.0002	0.0846	0
Modal Vect. Ritz	10	0.099	0.0534	0.0001	0	0.913	0.8608	0	0.0002	0.1859	0.0111
Modal Vect. Ritz	11	0.089	0.0348	4.994E-05	0	0.9478	0.8608	0	0.0013	0.1034	0.0574
Modal Vect. Ritz	12	0.083	0.0073	5.124E-07	0	0.9551	0.8608	0	0.0001	0.0298	0.0053
Modal Vect. Ritz	13	0.076	6.571E-07	0.0157	0	0.9551	0.8765	0	0.0985	9.304E-07	3.92E-06
Modal Vect. Ritz	14	0.068	6.198E-06	0.0818	0	0.9551	0.9584	0	0.561	2.075E-05	0.0009
Modal Vect. Ritz	15	0.056	0.0005	0.0028	0	0.9556	0.9611	0	0.0143	0.0015	0.0003
Modal Vect. Ritz	16	0.055	0.009	0.0003	0	0.9646	0.9614	0	0.0016	0.0292	0.0003
Modal Vect. Ritz	17	0.041	0.0176	7.246E-06	0	0.9822	0.9614	0	1.032E-05	0.0569	0.001
Modal Vect. Ritz	18	0.037	5.763E-06	0.0166	0	0.9822	0.978	0	0.0484	1.803E-05	0.0005
Modal Vect. Ritz	19	0.018	0.0102	4.194E-05	0	0.9924	0.978	0	0.0002	0.0471	7.99E-06
Modal Vect. Ritz	20	0.015	2.76E-05	0.014	0	0.9924	0.992	0	0.0746	0.0001	5.278E-06

*Nota. Elaboración propia.*

$$T_{1x} = T_1; T_{2x} = T_{11}; T_{3x} = T_{17}$$

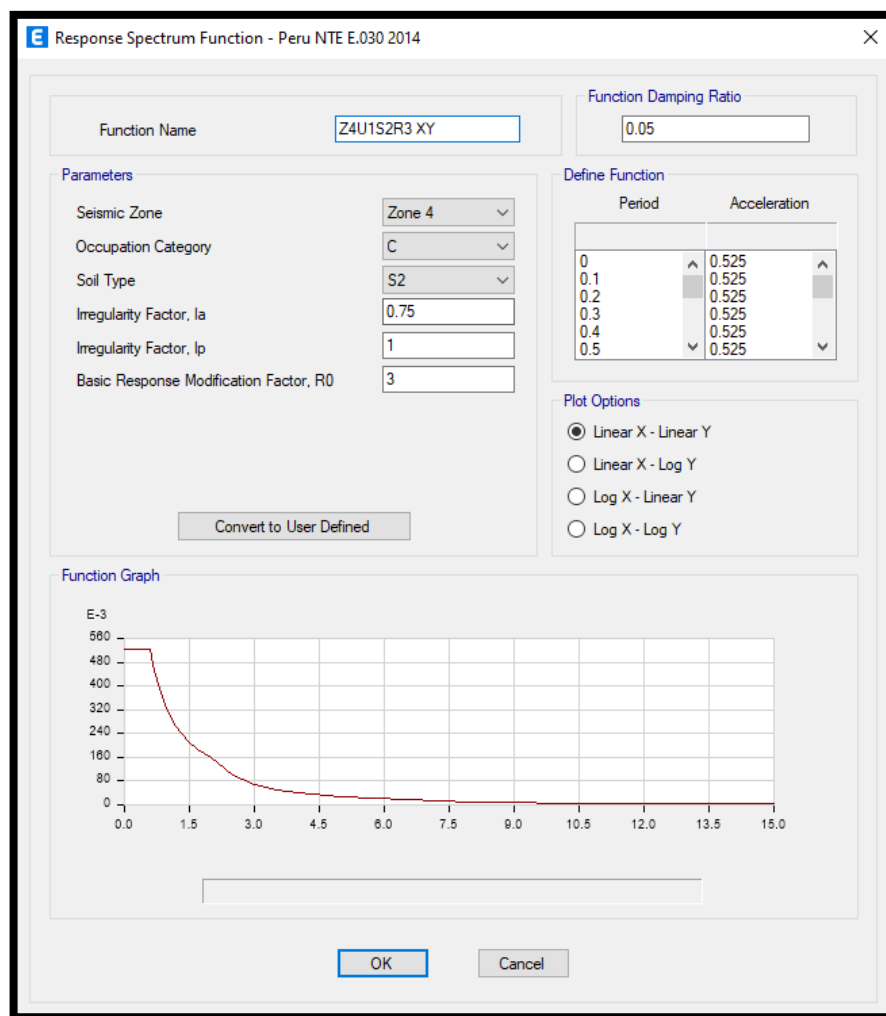
$$T_{1y} = T_3; T_{2y} = T_{14}; T_{3y} = T_{18}$$

#### 4.3.4.3. Espectro de respuesta de aceleraciones

Se consideran los coeficientes sísmicos calculados para generar la función de respuesta espectral para ambas direcciones.

**Figura 29**

*Espectro de respuesta de aceleraciones de ambas direcciones*



*Nota. Elaboración propia.*

#### 4.3.4.4. Sismo dinámico

**Figura 30**

*Sismo dinámico en X*

**Load Case Data**

**General**

Load Case Name: Sx [Design...]

Load Case Type: Response Spectrum [Notes...]

Mass Source: Previous (100%D+25%L)

Analysis Model: Default

**Loads Applied**

Load Type	Load Name	Function	Scale Factor
Acceleration	U1	Z4U1S2R3 XY	980.67
Acceleration	U2	Z4U1S2R3 XY	294.2

[Add] [Delete]

Advanced

**Other Parameters**

Modal Load Case: Modal Vect. Ritz

Modal Combination Method: CQC

Include Rigid Response

Rigid Frequency, f1: [ ]

Rigid Frequency, f2: [ ]

Periodic + Rigid Type: [ ]

Earthquake Duration, td: [ ]

Directional Combination Type: Absolute

Absolute Directional Combination Scale Factor: 1

Modal Damping: Constant at 0.05 [Modify/Show...]

Diaphragm Eccentricity: 0.05 for All Diaphragms [Modify/Show...]

[OK] [Cancel]

*Nota. Elaboración propia.*

**Figura 31**  
*Sismo dinámico en Y*

*Nota. Elaboración propia.*

Los sismos dinámicos son definidos, en cada dirección, como el 100 % de la aceleración producida por el espectro en la dirección y a la vez un 30 % de la aceleración producida por el espectro en la dirección perpendicular a la de análisis.

#### 4.3.4.5. Amplificación de sismo dinámico

Por tratarse de una estructura **regular**, la norma (E.030 Art. 29,4, RNE) nos exige que la cortante dinámica en la base no sea menor al **80 %** de la cortante estática, de no ser así, amplificamos la demanda de sismo dinámico para cumplir.

**Tabla 9***Amplificación de sismo dinámico*

Output Case	Case Type	Step Type	FX	FY
			tonf	tonf
Sx	LinRespSpec	Max	573,5876	191,2806
Sy	LinRespSpec	Max	175,3532	622,0524
80 %SEstX	Combination		-573,4637	0
80 %SEstY	Combination		0	-573,4637

F.A.=	-1,00	-0,92
-------	-------	-------

*Nota. Elaboración propia.*

El sismo dinámico en “x” representa el 100 % del valor mínimo que debe tener este, se determina que el factor de amplificación dinámica será:

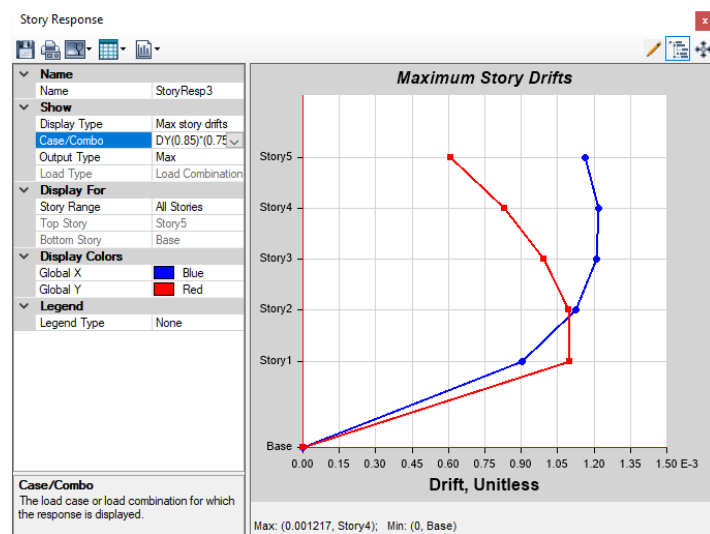
$$F.A._x = 1,00$$

El sismo dinámico en “y” representa el 108 % del valor mínimo que debe tener este, se determina que el factor de amplificación dinámica será:

$$F.A._y = 1,00$$

#### 4.3.5. Distorsiones de entrepiso

Por tratarse de una edificación **regular**, se determina los desplazamientos laterales con amplificación de **0,75R** de la respuesta por sismo dinámico.

**Figura 32***Distorsiones de entrepiso en x**Nota. Elaboración propia.***Figura 33***Distorsiones de entrepiso en Y**Nota. Elaboración propia.*

Se obtienen valores de distorsiones en  $\Delta_x = 0,0037$  y  $\Delta_y = 0,0012$ , en ambas direcciones cumplen las distorsiones máximas de la norma, esto es  $\Delta_x = 0.005$  para estructuras de albañilería confinada.

#### 4.3.6. Verificación de resistencia para algunas zonas

Las verificaciones de resistencia de los elementos estructurales como vigas, columnas y muros se harán para las combinaciones de carga según el Art. 5.3 de la norma E.020 para el DISEÑO POR ESFUERZOS ADMISIBLES.

$$C1 = 1,4CM + 1,7CV$$

$$C2 = 1,25(CM + CV) + Sx$$

$$C3 = 1,25(CM + CV) + Sy$$

$$C4 = 0,9CM + Sx$$

$$C5 = 0,9CM + Sy$$

Y con una envolvente de estas 5 combinaciones.

##### 4.3.6.1. Losas

La losa maciza de la garganta en planta presenta vacíos a ambos lados, ante sismo, esta losa transmitirá los esfuerzos conectando las losas inferior y superior, funcionando, así como una garganta y se estarían concentrando los esfuerzos de corte en su plano. Esta no es una verificación normativa.

La capacidad al corte se la losa será estimada como esfuerzo, así como se ve:

$$\tau_c = 0,53 * \sqrt{f'c}$$

$$\tau_c = 0,53 * \sqrt{210}$$

$$\tau_c = 7,68 \text{ kgf/cm}^2$$

El software Etabs calcula los esfuerzos de corte en la losa, representada por un elemento Shell-Thin. Considera en su cálculo interno las propiedades de rigidez del elemento estructural, sea en este caso, losa aligerada o losa maciza.

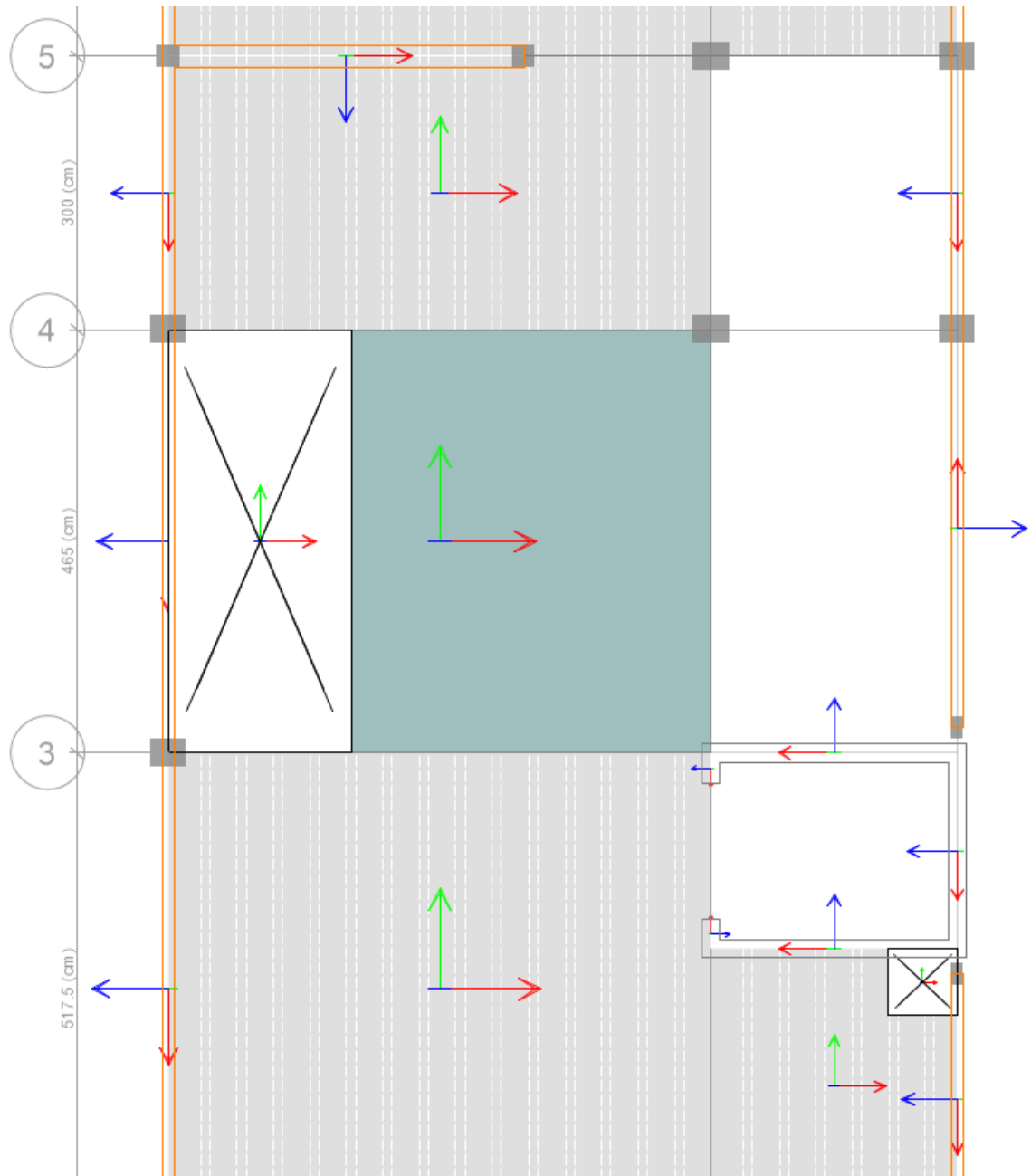
Nos interesan los esfuerzos  $S_{12}=S_{21}$ , estos son en la cara 1 en la dirección 2 y en la cara 2 en la dirección 1, que son iguales por simetría.

Decidimos verificar este esfuerzo de corte para el caso del sismo dinámico.

#### 4.3.6.1.1. Eje A-B entre 3-4 (Albañilería)

**Figura 34**

*Losa maciza en garganta de la estructura de Albañilería*



*Nota. Elaboración propia.*

**Figura 35**

*Esfuerzos en garganta de la estructura de Albañilería por  $S_x$  y  $S_y$*



*Nota. Elaboración propia.*

$$\tau_u(\text{albañilería}) = 5,50 \text{ kgf/cm}^2$$

Como:

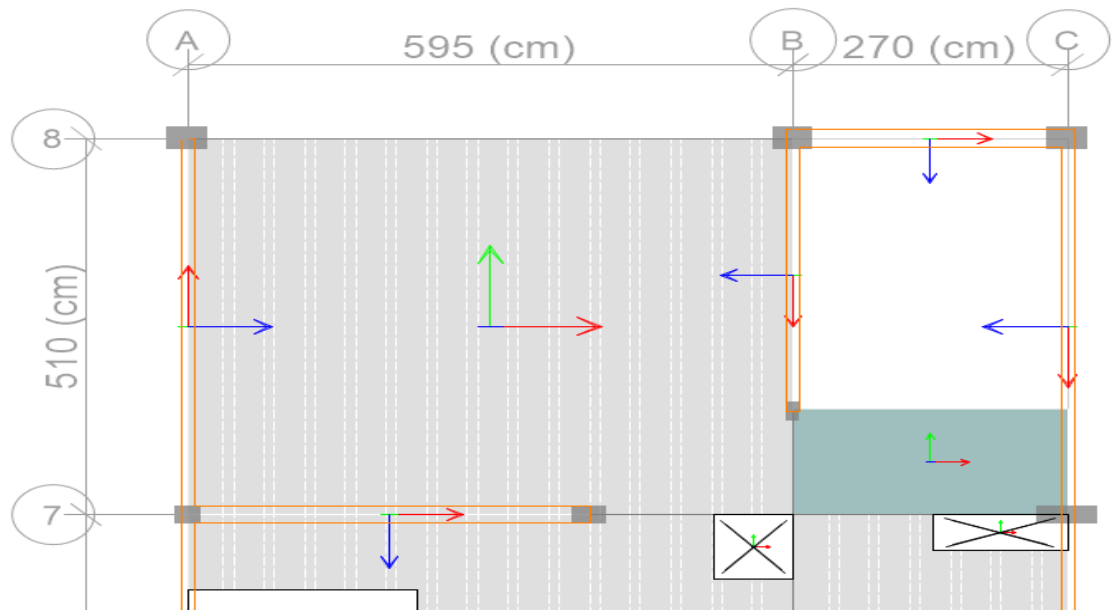
$$\tau_c = 7,68 \text{ kgf/cm}^2 > \tau_u(\text{albañilería}) = 5,50 \text{ kgf/cm}^2$$

La loza maciza de la garganta resiste los esfuerzos de corte.

#### 4.3.6.1.2. Eje B-C entre 7-8 (Albañilería)

**Figura 36**

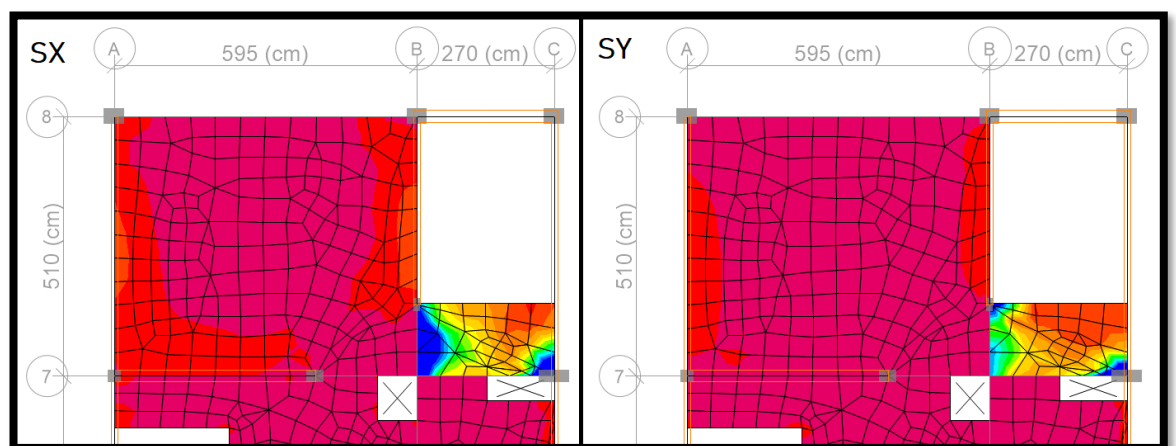
*Losa maciza en escalera de la estructura de Albañilería*



*Nota. Elaboración propia.*

**Figura 37**

*Esfuerzos en escalera de la estructura de Albañilería por Sx y Sy*



*Nota. Elaboración propia.*

$$\tau_u(\text{albañilería}) = 11,00 \text{ kgf/cm}^2$$

Como:

$$\tau_c = 7,68 \text{kgf/cm}^2 < \tau_u(\text{albañilería}) = 11,00 \text{kgf/cm}^2$$

La loza maciza de la conexión escalera-piso NO resiste los esfuerzos de corte.

#### 4.3.6.2. Muros de Albañilería Confinada

##### 4.3.6.2.1. Propiedades Geométricas

**Tabla 10**

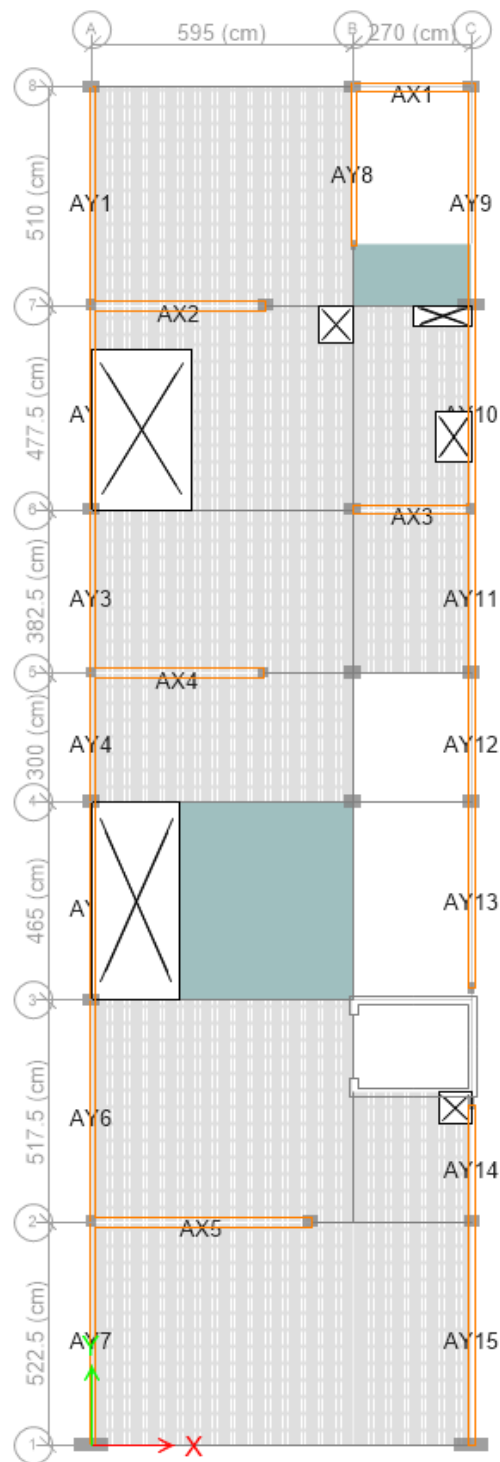
*Propiedades geométricas de los muros de albañilería confinada*

Etiqueta de Muro	Long de eje a eje extremo	Longitud Total (L)	Altura Total (H)	Espesor de viga	Altura Libre (h)	Espesor efectivo (t)
AX1	270	295	290	20	270	23
AX2	395	420	290	20	270	23
AX3	270	295	290	20	270	23
AX4	390	415	290	20	270	23
AX5	500	525	290	20	270	23
AY1	510	535	290	20	270	13
AY2	477,5	502,5	290	20	270	13
AY3	382,5	344	290	20	270	13
AY4	300	325	290	20	270	13
AY5	465	490	290	20	270	13
AY6	517,5	542,5	290	20	270	13
AY7	522,5	547,5	290	20	270	13
AY8	370	395	290	20	270	13
AY9	510	535	290	20	270	13
AY10	477,5	502,5	290	20	270	13
AY11	382,5	407,5	290	20	270	13
AY12	300	325	290	20	270	13
AY13	437	462	290	20	270	13
AY14	274,5	299,5	290	20	270	13
AY15	522,5	547,5	290	20	270	13

*Nota. Elaboración propia.*

**Figura 38**

*Etiqueta de muros de albañilería para el diseño*



*Nota. Elaboración propia.*

#### 4.3.6.2.2. Axial

Verificación de resistencia ante **cargas axiales (PM=CM+CV)**.

- **Dirección x-x**

**Tabla 11**

*Verificación de muro de albañilería por axial, x-x.*

Nivel	Etiqueta d	capacidad	capacidad	demanda		
		VERIFICACIÓN AXIAL				
		$0.2 f'_m \cdot \left(1 - \left(\frac{h}{35 t}\right)^2\right)$	$0.15 f'_m$	Pm	$\sigma_m = P_m / (L \cdot t)$	Verificación
	kgf/cm <sup>2</sup>	kgf/cm <sup>2</sup>	kgf	kgf/cm <sup>2</sup>		
5to Nivel	AX1	11.54	9.75	5126.77	0.7556	Cumple!
5to Nivel	AX2	11.54	9.75	6234.74	0.6454	Cumple!
5to Nivel	AX3	11.54	9.75	3428.67	0.5053	Cumple!
5to Nivel	AX4	11.54	9.75	4993.17	0.5231	Cumple!
5to Nivel	AX5	11.54	9.75	8598.28	0.7121	Cumple!
4to Nivel	AX1	11.54	9.75	9228.02	1.3601	Cumple!
4to Nivel	AX2	11.54	9.75	16753.12	1.7343	Cumple!
4to Nivel	AX3	11.54	9.75	8964.66	1.3212	Cumple!
4to Nivel	AX4	11.54	9.75	15007.26	1.5723	Cumple!
4to Nivel	AX5	11.54	9.75	24313.79	2.0136	Cumple!
3er Nivel	AX1	11.54	9.75	13192.81	1.9444	Cumple!
3er Nivel	AX2	11.54	9.75	27890.65	3.5251	Cumple!
3er Nivel	AX3	11.54	9.75	14830.22	2.1857	Cumple!
3er Nivel	AX4	11.54	9.75	25979.39	2.7218	Cumple!
3er Nivel	AX5	11.54	9.75	41442.71	3.4321	Cumple!
2do Nivel	AX1	11.54	9.75	16876.62	2.4873	Cumple!
2do Nivel	AX2	11.54	9.75	39918.57	4.1324	Cumple!
2do Nivel	AX3	11.54	9.75	21199.93	3.1245	Cumple!
2do Nivel	AX4	11.54	9.75	38171.58	3.9991	Cumple!
2do Nivel	AX5	11.54	9.75	60557.82	5.0151	Cumple!
1er Nivel	AX1	10.95	9.75	19724.94	2.9071	Cumple!
1er Nivel	AX2	10.95	9.75	55763.25	5.7726	Cumple!
1er Nivel	AX3	10.95	9.75	30028.87	4.4258	Cumple!
1er Nivel	AX4	10.95	9.75	55728.04	7.0435	Cumple!

*Nota. Elaboración propia.*

- Dirección y-y

**Tabla 12**

*Verificación de muro de albañilería por axial, y-y.*

Nivel	Etiqueta d	capacidad	capacidad	demanda		
		VERIFICACIÓN AXIAL				
		$0.2 f'_m \cdot \left(1 - \left(\frac{h}{35 t}\right)^2\right)$	$0.15 f'_m$	Pm	$\sigma_m = P_m / (L \cdot t)$	Verificación
kgf/cm <sup>2</sup>	kgf/cm <sup>2</sup>	kgf	kgf/cm <sup>2</sup>			
5to Nivel	AY1	8.42	9.75	6094.78	0.8763	Cumple!
5to Nivel	AY2	8.42	9.75	6644.46	1.0171	Cumple!
5to Nivel	AY3	8.42	9.75	4877.32	0.9207	Cumple!
5to Nivel	AY4	8.42	9.75	3337.73	0.7900	Cumple!
5to Nivel	AY5	8.42	9.75	6296.83	0.9885	Cumple!
5to Nivel	AY6	8.42	9.75	7242.31	1.0269	Cumple!
5to Nivel	AY7	8.42	9.75	6722.63	0.9445	Cumple!
5to Nivel	AY8	8.42	9.75	4486.23	0.8737	Cumple!
5to Nivel	AY9	8.42	9.75	4631.88	0.6660	Cumple!
5to Nivel	AY10	8.42	9.75	4616.96	0.7068	Cumple!
5to Nivel	AY11	8.42	9.75	3604.31	0.6804	Cumple!
5to Nivel	AY12	8.42	9.75	2395.5	0.5357	Cumple!
5to Nivel	AY13	8.42	9.75	2598.62	0.4327	Cumple!
5to Nivel	AY14	8.42	9.75	2480.05	0.6370	Cumple!
5to Nivel	AY15	8.42	9.75	4361.55	0.6128	Cumple!
4to Nivel	AY1	8.42	9.75	12965.74	1.8642	Cumple!
4to Nivel	AY2	8.42	9.75	13212.55	2.0226	Cumple!
4to Nivel	AY3	8.42	9.75	10179.54	1.9216	Cumple!
4to Nivel	AY4	8.42	9.75	7449.48	1.7632	Cumple!
4to Nivel	AY5	8.42	9.75	12495.4	1.9616	Cumple!
4to Nivel	AY6	8.42	9.75	15112.54	2.1429	Cumple!
4to Nivel	AY7	8.42	9.75	14084.45	1.9788	Cumple!
4to Nivel	AY8	8.42	9.75	8165.57	1.5902	Cumple!
4to Nivel	AY9	8.42	9.75	9137.81	2.0433	Cumple!
4to Nivel	AY10	8.42	9.75	9771.67	1.4959	Cumple!
4to Nivel	AY11	8.42	9.75	7514.14	1.4184	Cumple!
4to Nivel	AY12	8.42	9.75	4614.97	1.0923	Cumple!
4to Nivel	AY13	8.42	9.75	5166.34	0.8602	Cumple!
4to Nivel	AY14	8.42	9.75	5123.55	1.3159	Cumple!
4to Nivel	AY15	8.42	9.75	9474.8	1.3312	Cumple!
3er Nivel	AY1	8.42	9.75	19557.91	2.8121	Cumple!
3er Nivel	AY2	8.42	9.75	19454.47	2.9781	Cumple!
3er Nivel	AY3	8.42	9.75	15254.23	2.8795	Cumple!
3er Nivel	AY4	8.42	9.75	11422.54	2.7036	Cumple!
3er Nivel	AY5	8.42	9.75	18282.31	2.8701	Cumple!

3er Nivel	AY6	8.42	9.75	22735.97	3.2238	Cumple!
3er Nivel	AY7	8.42	9.75	21132.43	2.9691	Cumple!
3er Nivel	AY8	8.42	9.75	12030.69	2.3429	Cumple!
3er Nivel	AY9	8.42	9.75	13401.61	1.9269	Cumple!
3er Nivel	AY10	8.42	9.75	14837	2.2713	Cumple!
3er Nivel	AY11	8.42	9.75	11285.04	2.1303	Cumple!
3er Nivel	AY12	8.42	9.75	6670.51	1.5788	Cumple!
3er Nivel	AY13	8.42	9.75	7594.53	1.2645	Cumple!
3er Nivel	AY14	8.42	9.75	7708.03	1.9797	Cumple!
3er Nivel	AY15	8.42	9.75	14603.71	2.0518	Cumple!
2do Nivel	AY1	8.42	9.75	25737.04	3.7005	Cumple!
2do Nivel	AY2	8.42	9.75	25083.54	3.8398	Cumple!
2do Nivel	AY3	8.42	9.75	19970.35	4.4656	Cumple!
2do Nivel	AY4	8.42	9.75	15155.2	3.5870	Cumple!
2do Nivel	AY5	8.42	9.75	23544.13	3.6961	Cumple!
2do Nivel	AY6	8.42	9.75	30051.12	4.2611	Cumple!
2do Nivel	AY7	8.42	9.75	27691.98	3.8907	Cumple!
2do Nivel	AY8	8.42	9.75	16325.56	3.1793	Cumple!
2do Nivel	AY9	8.42	9.75	17277.83	2.4842	Cumple!
2do Nivel	AY10	8.42	9.75	19758.09	3.0246	Cumple!
2do Nivel	AY11	8.42	9.75	14869.91	2.8070	Cumple!
2do Nivel	AY12	8.42	9.75	8488.35	2.0091	Cumple!
2do Nivel	AY13	8.42	9.75	9827.64	1.6363	Cumple!
2do Nivel	AY14	8.42	9.75	10176.73	2.6138	Cumple!
2do Nivel	AY15	8.42	9.75	19772.46	2.7780	Cumple!
1er Nivel	AY1	6.57	9.75	32012.18	4.6028	Cumple!
1er Nivel	AY2	6.57	9.75	29869.06	4.5724	Cumple!
1er Nivel	AY3	6.57	9.75	24245.67	4.5768	Cumple!
1er Nivel	AY4	6.57	9.75	19031.58	4.5045	Cumple!
1er Nivel	AY5	6.57	9.75	28126.77	4.4155	Cumple!
1er Nivel	AY6	6.57	9.75	36910.58	5.2337	Cumple!
1er Nivel	AY7	6.57	9.75	33983.6	4.7747	Cumple!
1er Nivel	AY8	6.57	9.75	20172.91	3.9285	Cumple!
1er Nivel	AY9	6.57	9.75	21067.15	3.0291	Cumple!
1er Nivel	AY10	6.57	9.75	24823.65	3.8000	Cumple!
1er Nivel	AY11	6.57	9.75	18547.58	3.5012	Cumple!
1er Nivel	AY12	6.57	9.75	10285.51	2.4344	Cumple!
1er Nivel	AY13	6.57	9.75	12442.32	2.0716	Cumple!
1er Nivel	AY14	6.57	9.75	12685.1	3.2580	Cumple!
1er Nivel	AY15	6.57	9.75	25778.24	3.6218	Cumple!

*Nota. Elaboración propia.*

### 4.3.6.2.3. Sismo Moderado

Se verifica la resistencia de los muros de albañilería ante **sismo moderado** (50 % del sismo dinámico severo).

- **Dirección x-x**

**Tabla 13**

*Verificación de muro de albañilería por sismo moderado, x-x.*

Nivel	Etiqueta d	VERIFICACIÓN POR SISMO MODERADO						Ratio:
		$\alpha = L/0.8H$	PG	Capacidad		Demanda SModerado		
				PG_kgf	Vm_kgf	0.55Vm_kgf	Ve_kgf	
5to Nivel	AX1	1.000	4705.51	28561.5	15708.83	5916.74	Cumple!	0.377
5to Nivel	AX2	1.000	6149.92	40537.5	22295.61	10212.04	Cumple!	0.458
5to Nivel	AX3	1.000	3428.01	28267.7	15547.23	6803.85	Cumple!	0.438
5to Nivel	AX4	1.000	5131.15	39837.4	21910.58	13191.71	Cumple!	0.602
5to Nivel	AX5	1.000	8538.55	50867.6	27977.19	23653.61	Cumple!	0.845
4to Nivel	AX1	1.000	8453.17	29423.5	16182.91	12575.89	Cumple!	0.777
4to Nivel	AX2	1.000	15343.24	42651.9	23458.57	20362.38	Cumple!	0.868
4to Nivel	AX3	1.000	8321.65	29393.2	16166.28	12184.53	Cumple!	0.754
4to Nivel	AX4	1.000	13889.18	41851.8	23018.47	21816.85	Cumple!	0.948
4to Nivel	AX5	1.000	22100.55	53986.9	29692.78	35356.89	No Cumple	1.191
3er Nivel	AX1	1.000	12092.53	30260.5	16643.29	17209.31	No Cumple	1.034
3er Nivel	AX2	1.000	25096.35	37815.8	20798.67	27635.59	No Cumple	1.329
3er Nivel	AX3	1.000	13520.01	30588.9	16823.87	16151.75	Cumple!	0.960
3er Nivel	AX4	1.000	23519.37	44066.7	24236.69	27561.09	No Cumple	1.137
3er Nivel	AX5	1.000	36938.88	57399.7	31569.83	43114.17	No Cumple	1.366
2do Nivel	AX1	1.000	15484.58	31040.7	17072.39	20879.55	No Cumple	1.223
2do Nivel	AX2	1.000	35602.9	47311.7	26021.42	32111.17	No Cumple	1.234
2do Nivel	AX3	1.000	19143.46	31882.2	17535.24	18718.25	No Cumple	1.067
2do Nivel	AX4	1.000	34194.55	46522.0	25587.10	30296.88	No Cumple	1.184
2do Nivel	AX5	1.000	53471.37	61202.2	33661.19	44638.57	No Cumple	1.326
1er Nivel	AX1	1.000	18248.6	31676.4	17422.04	18026.98	No Cumple	1.035
1er Nivel	AX2	1.000	49437.28	50493.6	27771.47	30134.63	No Cumple	1.085
1er Nivel	AX3	1.000	26903.4	33667.0	18516.87	16860.3	Cumple!	0.911
1er Nivel	AX4	1.000	49537.1	43437.1	23890.42	26796.45	No Cumple	1.122
1er Nivel	AX5	1.000	75460	66259.6	36442.75	32734.45	Cumple!	0.898

*Nota. Elaboración propia.*

- Dirección y-y

**Tabla 14**

*Verificación de muro de albañilería por sismo moderado, y-y.*

Nivel	Etiqueta d	VERIFICACIÓN POR SISMO MODERADO					Verificación	Ratio:
		$\alpha = L/0.8H$	PG	Capacidad		Demanda SModerado		
				$\alpha$	PG_kgf	Vm_kgf		
5to Nivel	AY1	1.000	5613.74	29458.9	16202.40	5411.93	Cumple!	0.334
5to Nivel	AY2	1.000	6019.42	27841.1	15312.60	9299.4	Cumple!	0.607
5to Nivel	AY3	1.000	4473.65	22483.8	12366.10	8117.02	Cumple!	0.656
5to Nivel	AY4	1.000	3094.55	17823.0	9802.65	6136.11	Cumple!	0.626
5to Nivel	AY5	1.000	5740.34	27118.8	14915.33	10126.31	Cumple!	0.679
5to Nivel	AY6	1.000	6627.46	30086.9	16547.82	10893.79	Cumple!	0.658
5to Nivel	AY7	1.000	6134.21	30236.7	16630.21	8501.22	Cumple!	0.511
5to Nivel	AY8	1.000	4170.12	21755.9	11965.73	2638.25	Cumple!	0.220
5to Nivel	AY9	1.000	4279.81	29152.1	16033.66	8744	Cumple!	0.545
5to Nivel	AY10	1.000	4293.18	27444.1	15094.23	11178.94	Cumple!	0.741
5to Nivel	AY11	1.000	3343.05	22223.8	12223.08	8300.87	Cumple!	0.679
5to Nivel	AY12	1.000	2223.02	18622.9	10242.59	5168.22	Cumple!	0.505
5to Nivel	AY13	1.000	2481.08	24894.9	13692.22	1923.97	Cumple!	0.141
5to Nivel	AY14	1.000	2299.85	16297.6	8963.70	710.17	Cumple!	0.079
5to Nivel	AY15	1.000	4100.1	29768.9	16372.89	3919.5	Cumple!	0.239
4to Nivel	AY1	1.000	11753.68	30871.1	16979.10	10883.42	Cumple!	0.641
4to Nivel	AY2	1.000	11910.9	29196.1	16057.87	15260.67	Cumple!	0.950
4to Nivel	AY3	1.000	9231.04	23578.0	12967.91	12572.07	Cumple!	0.969
4to Nivel	AY4	1.000	6782.04	18671.1	10269.12	10063.29	Cumple!	0.980
4to Nivel	AY5	1.000	11306.48	28399.0	15619.44	15474.23	Cumple!	0.991
4to Nivel	AY6	1.000	13640.82	31700.0	17435.01	17150.71	Cumple!	0.984
4to Nivel	AY7	1.000	12680.79	31742.5	17458.35	14382.39	Cumple!	0.824
4to Nivel	AY8	1.000	7492.67	22520.1	12386.04	3738.41	Cumple!	0.302
4to Nivel	AY9	1.000	8404.74	20044.7	11024.58	14369.4	No Cumple	1.303
4to Nivel	AY10	1.000	8941.35	28513.1	15682.22	16114.19	No Cumple	1.028
4to Nivel	AY11	1.000	6879.06	23037.1	12670.38	12433.13	Cumple!	0.981
4to Nivel	AY12	1.000	4281.86	18096.1	9952.84	8171.87	Cumple!	0.821
4to Nivel	AY13	1.000	4916.78	25455.2	14000.34	5559.59	Cumple!	0.397
4to Nivel	AY14	1.000	4675.15	16844.0	9264.18	2013.25	Cumple!	0.217
4to Nivel	AY15	1.000	8675.55	30821.3	16951.69	8915.49	Cumple!	0.526
3er Nivel	AY1	1.000	17640.81	32225.1	17723.82	15483.14	Cumple!	0.874
3er Nivel	AY2	1.000	17508.42	30483.6	16765.96	19447.23	No Cumple	1.160
3er Nivel	AY3	1.000	13776.92	24623.6	13542.96	15813.37	No Cumple	1.168
3er Nivel	AY4	1.000	10342.84	19490.1	10719.56	12821.84	No Cumple	1.196
3er Nivel	AY5	1.000	16509.88	29595.8	16277.67	18673.45	No Cumple	1.147
3er Nivel	AY6	1.000	20423.57	33260.0	18293.03	21644.38	No Cumple	1.183

3er Nivel	AY7	1.000	18939.24	33181.9	18250.05	18902.87	No Cumple	1.036
3er Nivel	AY8	1.000	10977.69	23321.6	12826.89	6215.78	Cumple!	0.485
3er Nivel	AY9	1.000	12318.22	31000.9	17050.52	17774.37	No Cumple	1.042
3er Nivel	AY10	1.000	13504.81	29562.7	16259.50	19536.25	No Cumple	1.202
3er Nivel	AY11	1.000	10287.6	23821.0	13101.56	15261.93	No Cumple	1.165
3er Nivel	AY12	1.000	6198.11	18536.8	10195.25	10251.11	No Cumple	1.005
3er Nivel	AY13	1.000	7236.59	25988.7	14293.79	8735.06	Cumple!	0.611
3er Nivel	AY14	1.000	6997.51	17378.1	9557.96	3676.95	Cumple!	0.385
3er Nivel	AY15	1.000	13261.08	31875.9	17531.76	13123.34	Cumple!	0.749
2do Nivel	AY1	1.000	23180.32	33499.2	18424.57	18571.08	No Cumple	1.008
2do Nivel	AY2	1.000	22591.64	31652.7	17408.99	21369.02	No Cumple	1.227
2do Nivel	AY3	1.000	18016.45	22255.4	12240.46	17228.53	No Cumple	1.408
2do Nivel	AY4	1.000	13697.61	20261.7	11143.94	14143.01	No Cumple	1.269
2do Nivel	AY5	1.000	21271.29	30690.9	16879.99	19998.85	No Cumple	1.185
2do Nivel	AY6	1.000	26954.02	34762.0	19119.13	23611.07	No Cumple	1.235
2do Nivel	AY7	1.000	24787.61	34527.0	18989.86	21534.65	No Cumple	1.134
2do Nivel	AY8	1.000	14834.82	24208.8	13314.82	8654.34	Cumple!	0.65
2do Nivel	AY9	1.000	15913.49	31827.9	17505.32	19374.42	No Cumple	1.107
2do Nivel	AY10	1.000	17956.18	30586.5	16822.60	20666.57	No Cumple	1.229
2do Nivel	AY11	1.000	13541.89	24569.5	13513.23	16321.2	No Cumple	1.208
2do Nivel	AY12	1.000	7910.72	18930.7	10411.89	11203.33	No Cumple	1.076
2do Nivel	AY13	1.000	9399.17	26486.1	14567.36	11571.66	Cumple!	0.794
2do Nivel	AY14	1.000	9222.43	17889.8	9839.41	5436.32	Cumple!	0.553
2do Nivel	AY15	1.000	17891.95	32941.0	18117.56	16190.31	Cumple!	0.894
1er Nivel	AY1	1.000	28916.8	34818.6	19150.24	17964.87	Cumple!	0.938
1er Nivel	AY2	1.000	27073.37	32683.5	17975.93	18982.51	No Cumple	1.056
1er Nivel	AY3	1.000	21953.71	26504.2	14577.33	14509.09	Cumple!	0.995
1er Nivel	AY4	1.000	17232.82	21074.8	11591.14	11801.7	No Cumple	1.018
1er Nivel	AY5	1.000	25559.14	31677.1	17422.41	18088.84	No Cumple	1.038
1er Nivel	AY6	1.000	33212.76	36201.6	19910.86	20270.95	No Cumple	1.018
1er Nivel	AY7	1.000	30538.57	35849.7	19717.36	19646.26	Cumple!	0.996
1er Nivel	AY8	1.000	18383.09	25024.9	13763.67	9738.37	Cumple!	0.708
1er Nivel	AY9	1.000	19557.81	32666.0	17966.33	16772.49	Cumple!	0.934
1er Nivel	AY10	1.000	22644.49	31664.9	17415.67	16856.64	Cumple!	0.968
1er Nivel	AY11	1.000	16958.95	25355.4	13945.49	13604.3	Cumple!	0.976
1er Nivel	AY12	1.000	9660.63	19333.2	10633.26	9351.5	Cumple!	0.879
1er Nivel	AY13	1.000	11983.2	27080.4	14894.24	12800.29	Cumple!	0.859
1er Nivel	AY14	1.000	11532.96	18421.3	10131.69	7273.82	Cumple!	0.718
1er Nivel	AY15	1.000	23364.12	34199.6	18809.79	15274.15	Cumple!	0.812

*Nota. Elaboración propia.*

### 4.3.6.3. Columnas

#### 4.3.6.3.1. Columnas Eje 01

Verificamos la resistencia de las columnas de ejes A-1 y C-1, por ser pórtico simétrico, analizamos solo una columna, según ETABS la de mayor demanda es A-1.

- **Axial**

Capacidad Axial última a compresión pura es:

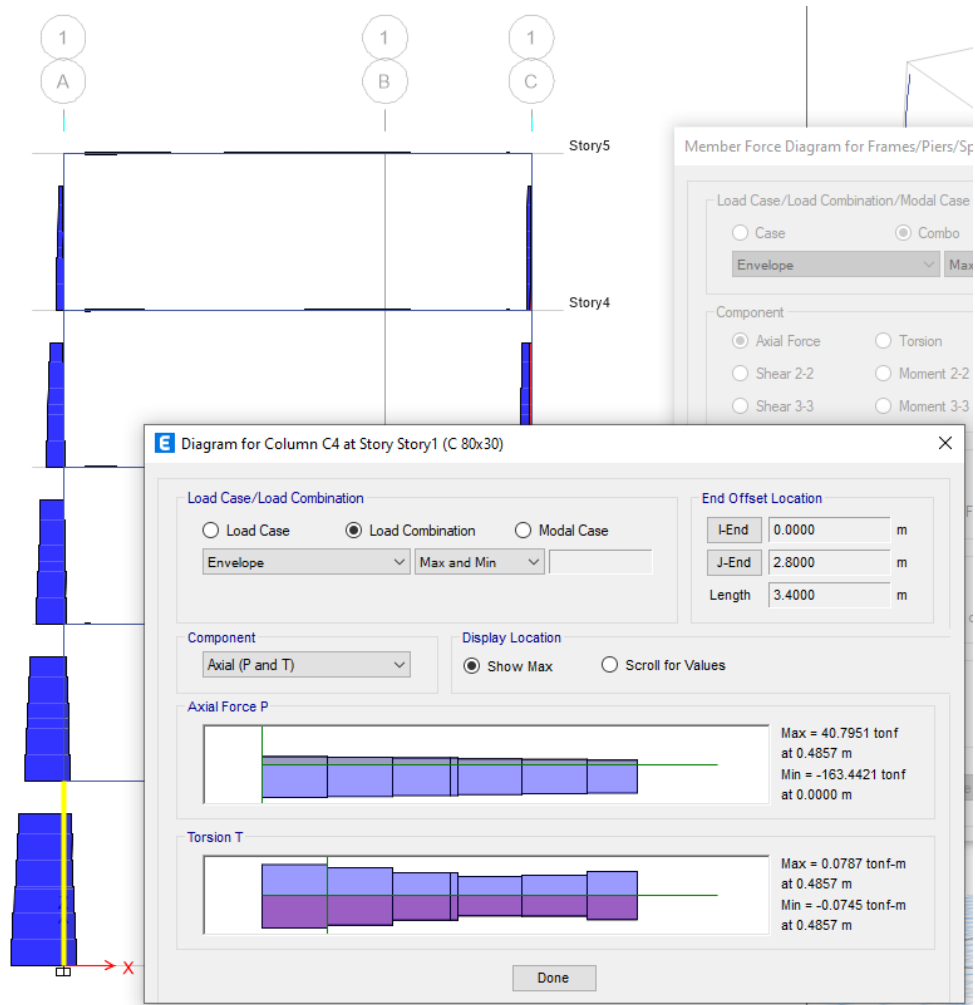
$$P = 0,85 * f'c * b * h = 0,85 * \frac{210kgf}{cm^2} * 80cm * 30cm = 428\ 400\ kgf$$

Capacidad Axial pura reducida para Diagrama de Interacción:

$$\emptyset P = 0,65 * 428\ 400\ kgf = 278\ 460\ kgf$$

Demanda Axial, según Etabs:

$$Pu = 163\ 442\ kgf$$

**Figura 39***Demanda Axial en columna A-1 por ETABS*

*Nota. Elaboración propia.*

Como:

$$\phi P > P_u$$

$$278\,460\text{ kgf} > 163\,442\text{ kgf} \rightarrow \text{Ok} \dots \text{!!!}$$

Demanda-capacidad a compresión pura:

$$D/C = \frac{163\,442\text{ kgf}}{278\,460\text{ kgf}} = 0,59$$

La columna está sometida a una demanda axial del 59 % de su capacidad reducida, esto hace que tenga un comportamiento lineal ante axial pura, pero

posiblemente un tipo de falla controlada por la compresión ante demanda de flexo-compresión, tipo de falla no deseado.

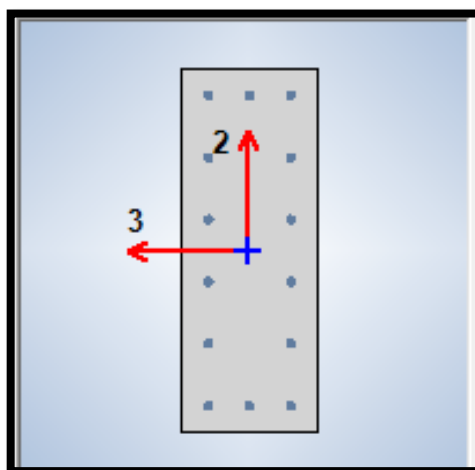
Cumple resistencia por compresión.

- **Flexo-compresión**

Asignamos los aceros a la columna con una cuantía de 1,66 %, se verifica la resistencia de las columnas con la distribución de aceros 14Ø3/4”:

**Figura 40**

*Esquema de barras de acero en columna (14Ø3/4”)*

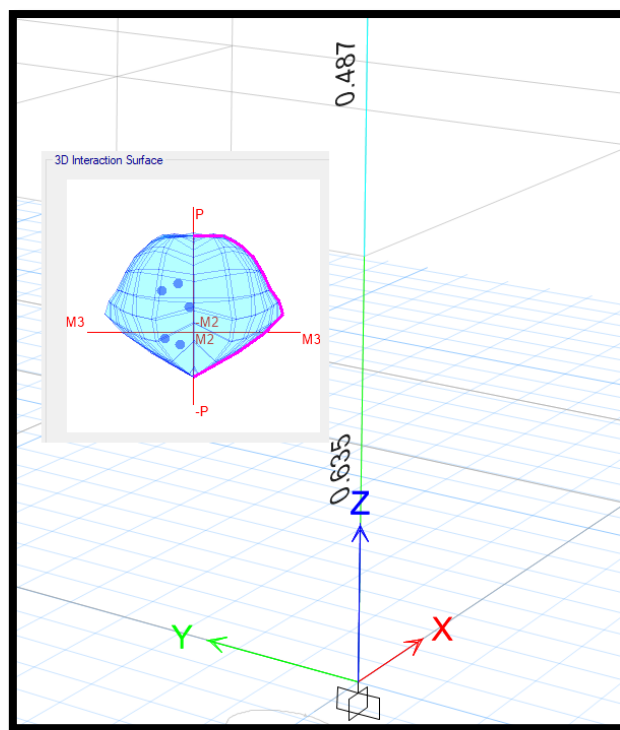


*Nota. Elaboración propia.*

Del diseño en ETABS, se observa una relación demanda – capacidad máxima de 0,635, por lo que se acepta la distribución y cantidad de acero asignada a la sección columna.

**Figura 41**

*Diagrama de Interacción y demanda a flexo-compresión en columna A-1 por ETABS*



*Nota. Elaboración propia.*

Se evidencia en ETABS, para una configuración de aceros, que la columna cumple para flexo-compresión.

- **Viga débil-Columna fuerte**

La viga de peralte  $h=60$  cm descansa en esta columna, cuyo peralte opuesto a la viga es de  $L=80$  cm.

De cumplirse  $0,8 * h \leq L$ , se puede presumir que con un armado de acero adecuado se cumplirá el Art. 21.6.2.2 de la E.060 que exige que la suma de momentos nominales de flexión de las columnas que llegan al nudo sea mayor o igual a 1,2 veces la suma de los momentos resistentes nominales a flexión de las vigas que llegan al nudo.

Como:

$$0,8 * h \leq L$$

$$0,8 * 60cm \leq 80cm$$

$$48cm \leq 80cm \rightarrow Ok \dots iii$$

Cumple el criterio de viga débil-columna fuerte.

#### 4.3.6.3.2. Columna Eje 08-A

Nos preocupa la resistencia de la columna entre ejes 8-A.

- **Axial**

Capacidad Axial última a compresión pura es:

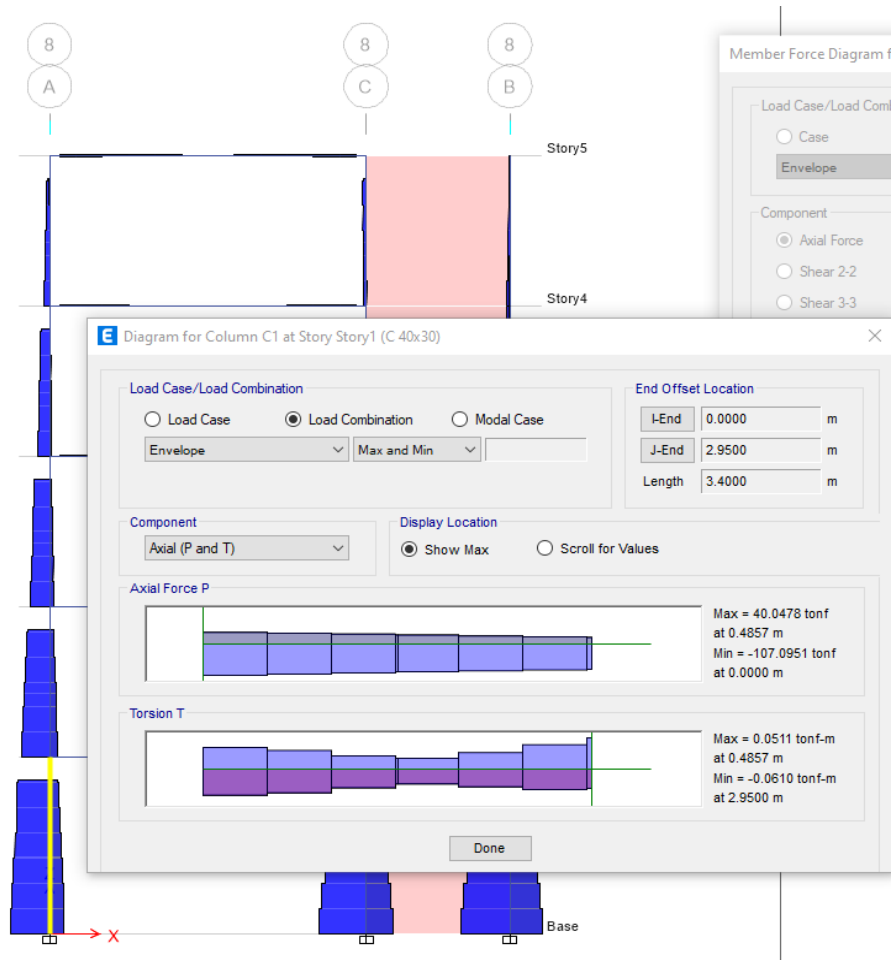
$$P = 0,85 * f'c * b * h = 0,85 * \frac{210kgf}{cm^2} * 40cm * 30cm = 214\ 200\ kgf$$

Capacidad Axial pura reducida para Diagrama de Interacción:

$$\emptyset P = 0,65 * 214\ 200\ kgf = 139\ 230\ kgf$$

Demanda Axial, según Etabs:

$$Pu = 107\ 095\ kgf$$

**Figura 42***Demanda Axial en columna A8 por ETABS**Nota. Elaboración propia.*

Como:

$$\emptyset P > P_u$$

$$139\,230\text{ kgf} > 107\,095\text{ kgf} \rightarrow Ok \dots iii$$

Demanda-capacidad a compresión pura:

$$D/C = \frac{107\,095\text{ kgf}}{139\,230\text{ kgf}} = 0,77$$

La columna está sometida a una demanda axial del 77 % de su capacidad reducida, esto hace que tenga un comportamiento lineal ante axial pura, pero posiblemente un tipo de falla controlada por la compresión ante demanda de flexo-compresión, tipo de falla no deseado.

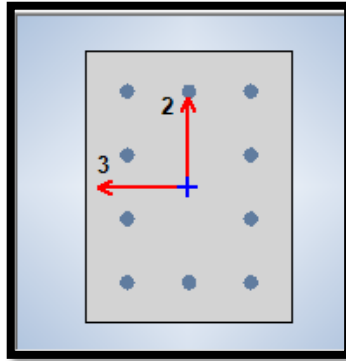
Cumple resistencia por compresión.

- **Flexo-compresión**

Asignamos los aceros a la columna con una cuantía de 2,37 %, se verifica la resistencia de las columnas con la distribución de aceros 10Ø3/4”:

**Figura 43**

*Esquema de barras de acero en columna (10Ø3/4”)*

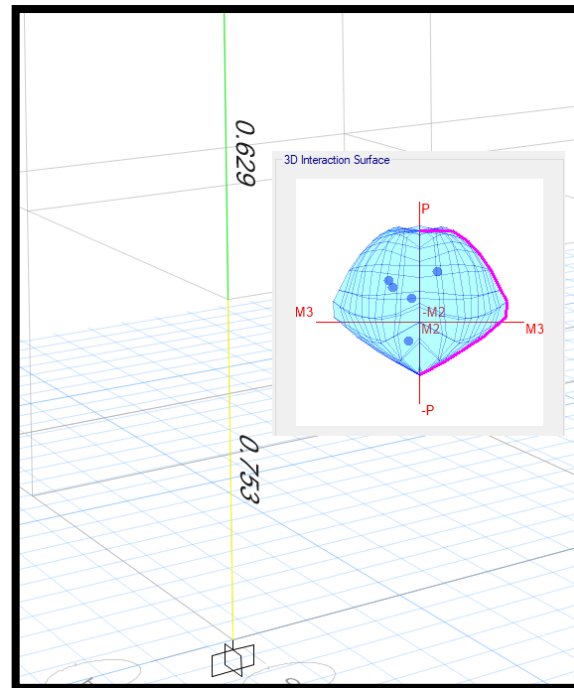


*Nota. Elaboración propia.*

Del diseño en ETABS, se observa una relación demanda – capacidad máxima de 0,753, por lo que se acepta la distribución y cantidad de acero asignada a la sección columna.

**Figura 44**

*Diagrama de Interacción y demanda a flexo-compresión en columna A-8 por ETABS.*



*Nota. Elaboración propia.*

Se evidencia en ETABS, para una configuración de aceros, que la columna cumple para flexo-compresión.

- **Viga débil-Columna fuerte**

La viga de peralte  $h=45$  cm descansa en esta columna, cuyo peralte opuesto a la viga es de  $L=40$  cm.

De cumplirse  $0,8 * h \leq L$ , se puede presumir que con un armado de acero adecuado se cumplirá el Art. 21.6.2.2 de la E.060 que exige que la suma de momentos nominales de flexión de las columnas que llegan al nudo sea mayor o igual a 1,2 veces la suma de los momentos resistentes nominales a flexión de las vigas que llegan al nudo.

Como:

$$0,8 * h \leq L$$

$$0,8 * 45cm \leq 40cm$$

$$36cm \leq 40cm \rightarrow Ok \dots iii$$

Cumple el criterio de viga débil-columna fuerte.

#### 4.3.7. *Cimentaciones de la estructura de Albañilería*

De un estudio de microzonificación sísmica hecha en la ciudad de Tacna publicada en la revista Ciencia y Desarrollo de la Universidad Nacional Jorge Basadre Grohmann, se tiene que para la zona de Cono Sur de Tacna, se obtienen valores de capacidad portante mayor a  $3 \text{ kgf/cm}^2$  para cimentaciones superficiales entre 0,8 a 1,2 m (Vera Abarca, 2019). Nuestro caso de estudio tiene una profundidad de cimentación de 2,25m para ambas estructuras; por tanto, estaríamos alcanzando estratos con mayor capacidad portante al obtenido en el estudio de Vera Abarca. En este trabajo tomaremos conservadoramente una capacidad portante de  $3 \text{ kgf/cm}^2$ .

Dado que la capacidad portante de  $3 \text{ kgf/cm}^2$  es considerando una reducción para carga estática con factor de seguridad de 3 según el Art. 21 de la E.050 (SENCICO, 2018b); por tanto, podemos considerar un incremento del 30 % en el valor de la presión admisible del suelo para estados de cargas temporales como el sismo como indica la E.060 (SENCICO, 2019a), esto es  $3,9 \text{ kgf/cm}^2$  para este caso.

Evaluamos la cimentación no ante condiciones últimas sino ante condiciones de servicio, esto porque la capacidad portante es reducida.

$$S_1 = CM + CV$$

$$S_2 = CM + CV + 0,8S_x$$

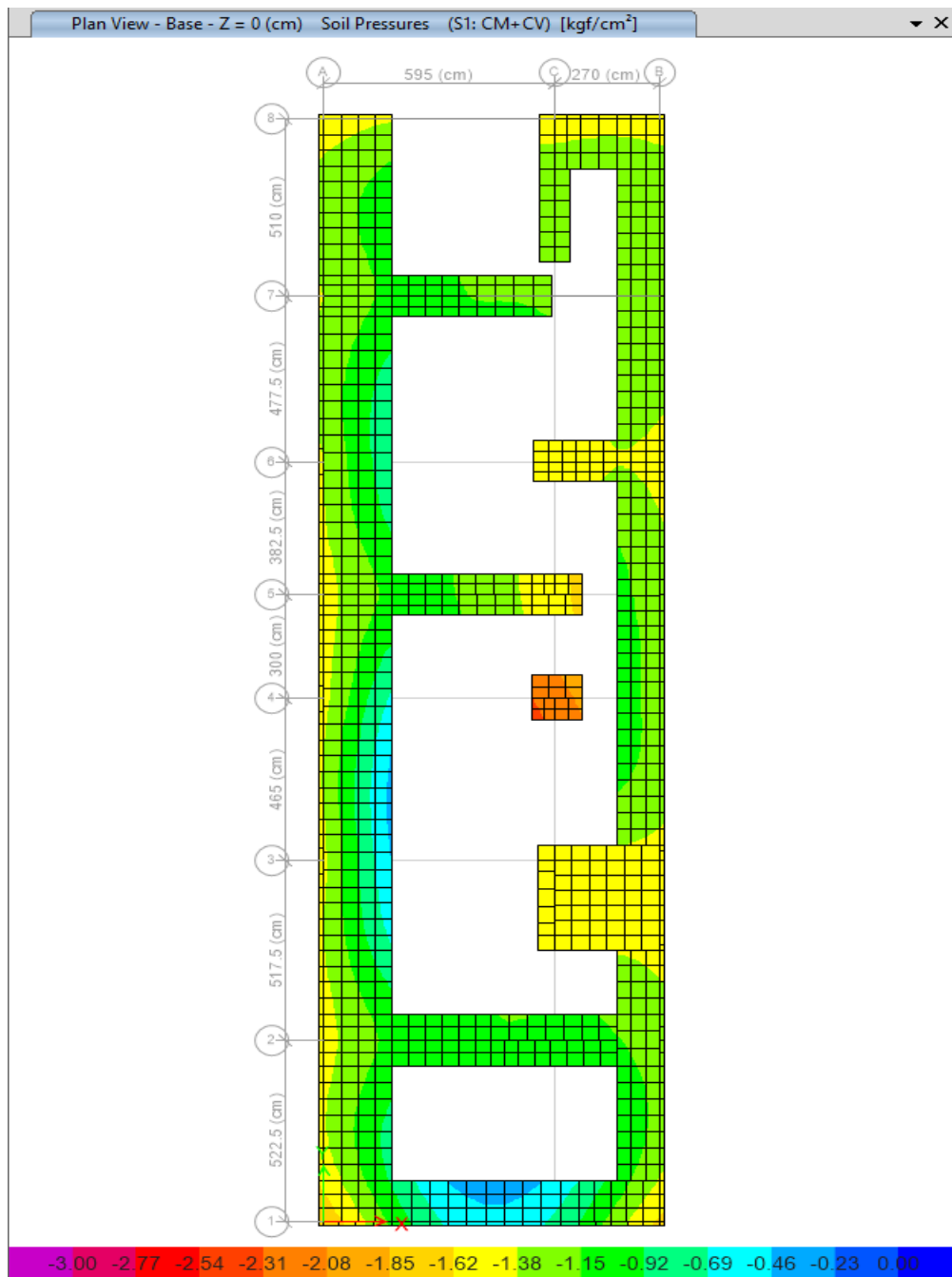
$$S_3 = CM + CV + 0,8S_y$$

La resistencia ante combo  $S_1$  será con  $\sigma_{adm.} = 3 \text{ kgf/cm}^2$ , la resistencia ante combos  $S_2$  y  $S_3$  será con  $\sigma_{adm.} = 3,9 \text{ kgf/cm}^2$ .

Para  $S_1 = CM + CV$  no se tiene esfuerzos mayores a  $3 \text{ kgf/cm}^2$ , en morado. No se tiene esfuerzos positivos, en azul, que representen un problema de volteo.

**Figura 45**

*Esfuerzo máximo por gravedad*

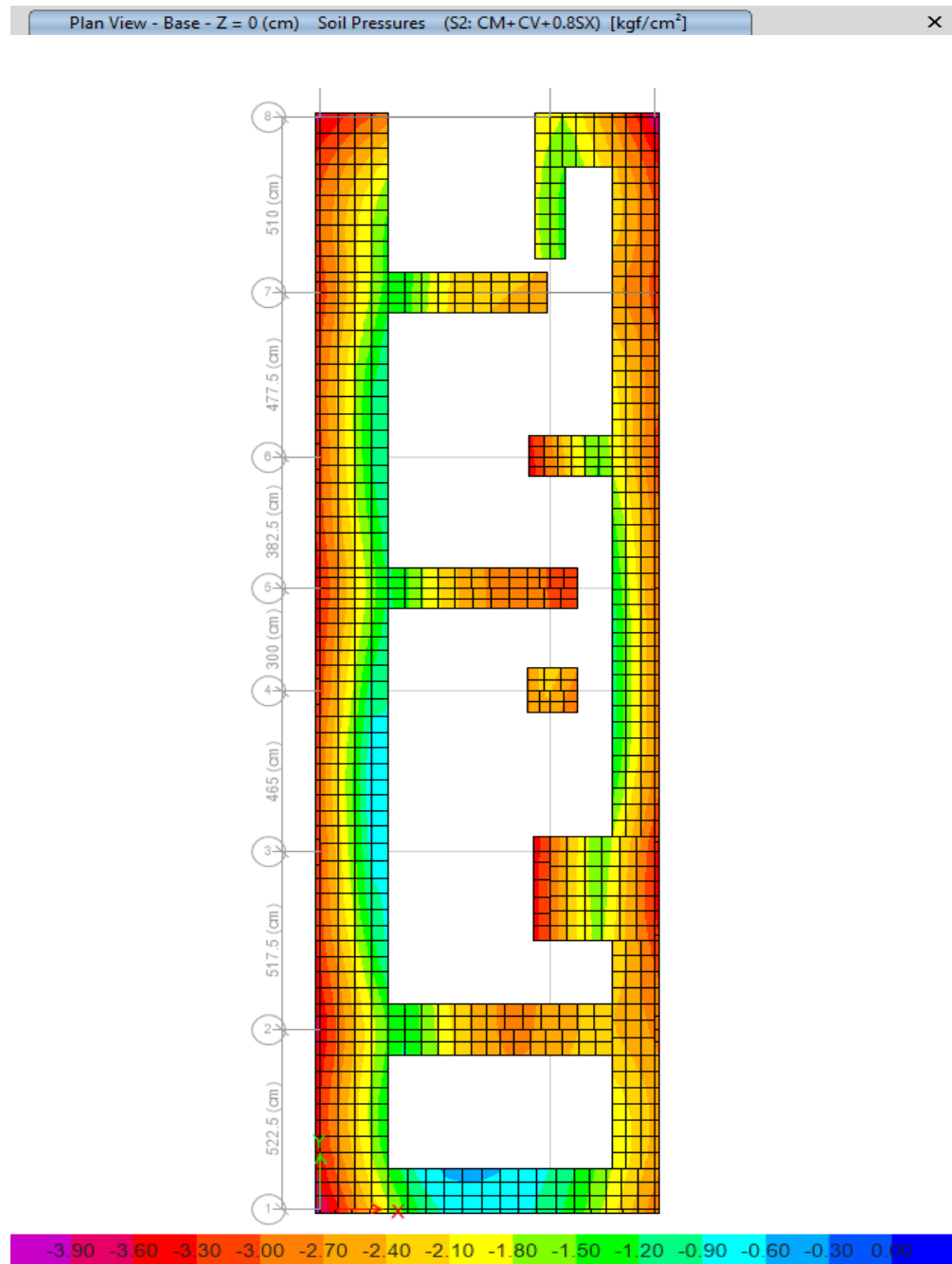


*Nota. Elaboración propia.*

Para  $S_2 = CM + CV + 0,8S_x$  no se tiene esfuerzos mayores a **3,9 kgf/cm<sup>2</sup>**, en morado. Verificación

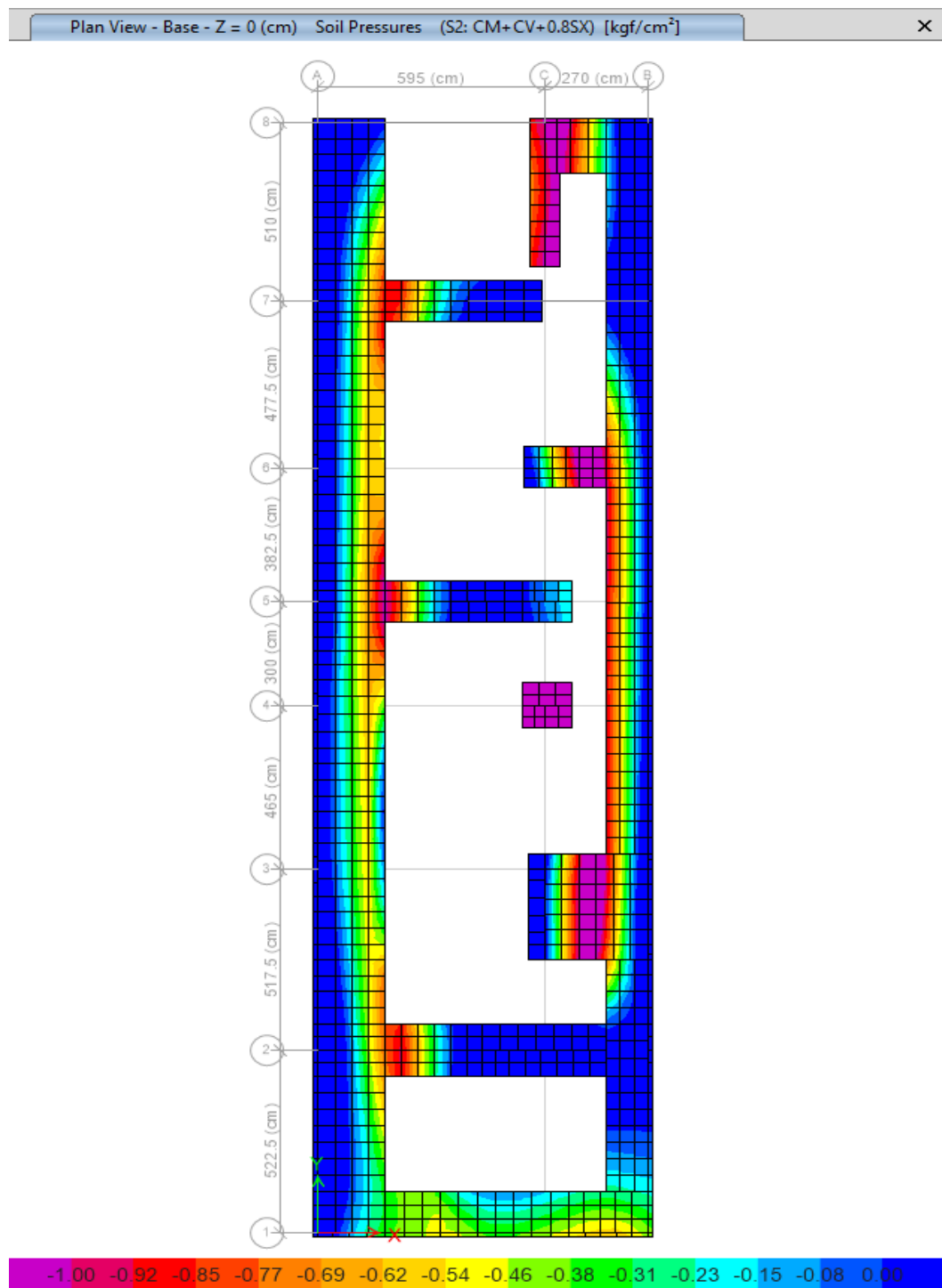
### Figura 46

*Esfuerzo a compresión por sismo de servicio en x.*

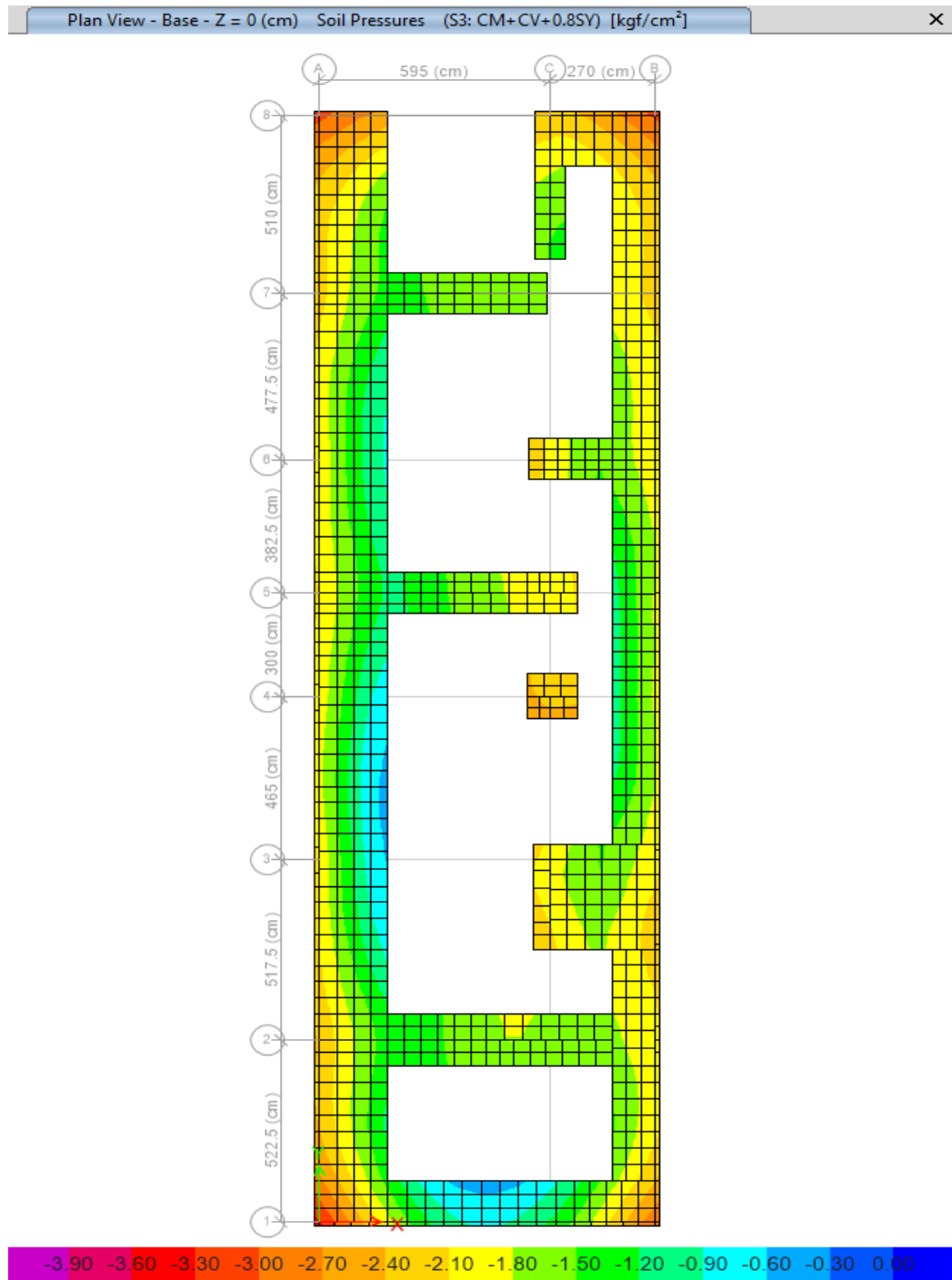


*Nota. Elaboración propia.*

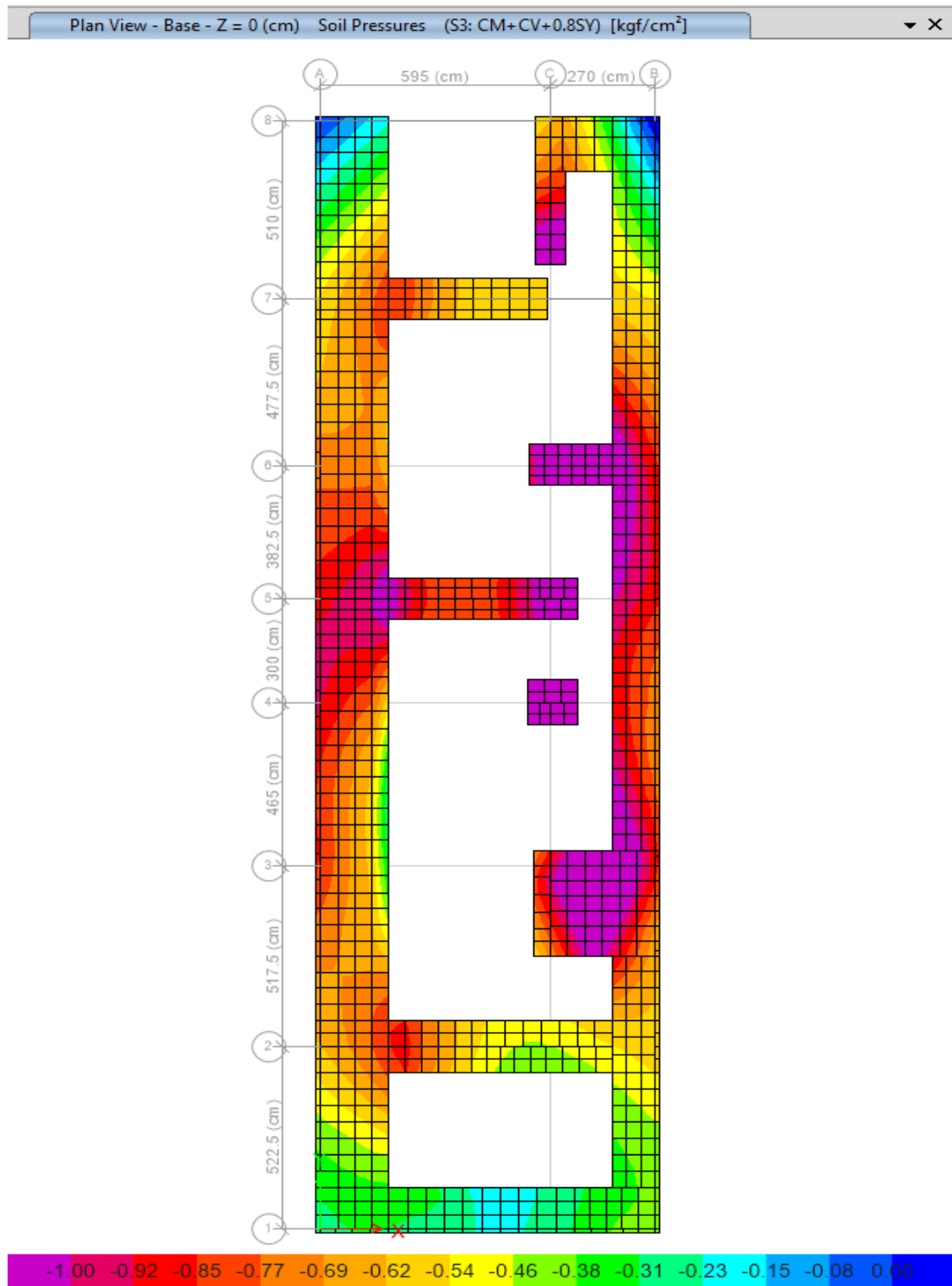
Para  $S_2 = CM + CV + 0,8S_x$  no se tiene riesgo de volteo por esfuerzos a tracción. Verificación con sismo dinámico, esfuerzos máximos (tracción).

**Figura 47***Esfuerzo en tracción por sismo de servicio en x**Nota. Elaboración propia.*

Para  $S_3 = CM + CV + 0,8S_y$  no se tiene esfuerzos mayores a **3,9 kgf/cm<sup>2</sup>**, en morado. Verificación con sismo dinámico, esfuerzos mínimos (compresión).

**Figura 48***Esfuerzo a compresión por sismo de servicio en Y**Nota. Elaboración propia.*

Para  $S_3 = CM + CV + 0,8S_y$  no se tiene riesgo de volteo por esfuerzos a tracción. Verificación con sismo dinámico, esfuerzos máximos (tracción).

**Figura 49***Esfuerzo en tracción por sismo de servicio en Y**Nota. Elaboración propia.*

#### 4.4. Estructura de concreto armado

##### 4.4.1. Predimensionamiento

##### 4.4.1.1. Losas

Las losas tienen deformaciones no solo por la **carga instantánea**, sino también por **cargas** diferidas producto del pasar el tiempo y generar flujo plástico, hallar las deflexiones por ambas cargas requiere de una metodología un poco compleja, por lo que la norma propone la siguiente tabla:

**Tabla 15**

*Peraltes mínimos en losas o vigas no preesforzadas en una dirección a menos que se calculen las deflexiones.*

**PERALTES O ESPESORES MÍNIMOS DE VIGAS NO PREESFORZADAS O LOSAS REFORZADAS EN UNA DIRECCIÓN A MENOS QUE SE CALCULEN LAS DEFLEXIONES**

	Espesor o peralte mínimo, $h$			
	Simplemente apoyados	Con un extremo continuo	Ambos extremos continuos	En voladizo
Elementos	Elementos que no soporten o estén ligados a divisiones u otro tipo de elementos no estructurales susceptibles de dañarse debido a deflexiones grandes.			
Losas macizas en una dirección	$\frac{\ell}{20}$	$\frac{\ell}{24}$	$\frac{\ell}{28}$	$\frac{\ell}{10}$
Vigas o losas nervadas en una dirección	$\frac{\ell}{16}$	$\frac{\ell}{18,5}$	$\frac{\ell}{21}$	$\frac{\ell}{8}$

*Nota. Adaptado de E.060 (SENCICO, 2009)*

- **Losa aligerada**

Hacemos, para longitud máxima en el plano de 497,5cm de losa aligerada

$$e = \frac{l}{18,5} = \frac{460cm}{18,5} = 24,86cm$$

$$\rightarrow e = 25cm$$

- **Losa maciza**

Para la losa maciza, usamos el mismo espesor del utilizado en la losa aligerada, esto con el fin de uniformizar el espesor de la losa por facilidad constructiva y en especial para dotar de sección transversal a la losa que transfiera las cargas sísmicas, esto último es importante en losas que puedan vulnerar la estructura dándole irregularidad por discontinuidad de diafragma.

$$\rightarrow e = 25cm$$

#### 4.4.1.2. Vigas

Por ser una estructura de categoría C según la norma E.030, viviendas, podemos usar el criterio de:

$$h \approx \frac{L}{12} \text{ a } \frac{L}{10}$$

Donde “h” es el peralte de la viga y “L” es la luz libre de la viga.

- **Viga principal**

Son las vigas donde descansan las viguetas. La luz más desfavorable es L=595cm, para la viga principal usamos:

$$h \approx \frac{550cm}{12} = 45,83cm$$

$$\rightarrow h = 45cm$$

$$b \approx \frac{h}{2} = \frac{45cm}{2} = 22,5cm$$

$$\rightarrow b = 25cm$$

Proponemos la viga principal:

$$V1 \rightarrow 0,25x0,45$$

- **Viga secundaria**

Son las vigas donde **no** descansan las viguetas. No obstante tenemos losa maciza en algunas zonas, esta razón y porque buscamos rigidez lateral en los pórticos, proponemos viga secundaria igual a la principal.

$$V2 = V1 \rightarrow 0,25 \times 0,45$$

#### 4.4.1.3. Columnas

Para el pre-dimensionamiento de las columnas, tomamos una carga distribuida de 1000kgf/m<sup>2</sup> uniforme en toda la estructura, que cada columna carga 5 pisos y que la calidad del concreto es  $f'c=210\text{kgf/cm}^2$ . Así obtenemos las secciones tentativas L1 y L2:

A partir de la ecuación:

$$\text{Área de columna} = A = \frac{P}{n * f'c}$$

Donde “P” es la carga axial estimada para el elemento, “f’c” la calidad del concreto y “n” un factor de reducción de capacidad, usando:

$$\text{Columnas Centradas} \rightarrow n = 0,30, P = 1,10P_g$$

$$\text{Columnas Excéntrica} \rightarrow n = 0,25, P = 1,25P_g$$

$$\text{Columnas Esquinada} \rightarrow n = 0,20, P = 1,50P_g$$

A continuación de muestra el cálculo del área requerida para cada columna en nuestra estructura, ordenada por ubicación de columna.

**Tabla 16***Predimensionamiento de columnas*

Eje:	At:	Ubicación:	A:	Si $A=L^2;L:$	L1:	L2:
A-8	7,91 m <sup>2</sup>	Columnas esquinadas	1411,6 cm <sup>2</sup>	37,6 cm <sup>2</sup>	40,00 cm	35,29 cm
A-1	8,49 m <sup>2</sup>	Columnas esquinadas	1516,8 cm <sup>2</sup>	38,9 cm <sup>2</sup>	40,00 cm	37,92 cm
C-1	4,04 m <sup>2</sup>	Columnas esquinadas	721,7 cm <sup>2</sup>	26,9 cm <sup>2</sup>	40,00 cm	18,04 cm

Eje:	At:	Ubicación:	A:	Si $A=L^2;L:$	L1:	L2:
A-7	15,31 m <sup>2</sup>	Columnas excéntricas	1822,2 cm <sup>2</sup>	42,7 cm <sup>2</sup>	40,00 cm	45,55 cm
A-6	13,33 m <sup>2</sup>	Columnas excéntricas	1586,9 cm <sup>2</sup>	39,8 cm <sup>2</sup>	40,00 cm	39,67 cm
A-3	15,23 m <sup>2</sup>	Columnas excéntricas	1812,9 cm <sup>2</sup>	42,6 cm <sup>2</sup>	40,00 cm	45,32 cm
A-2	16,12 m <sup>2</sup>	Columnas excéntricas	1919,0 cm <sup>2</sup>	43,8 cm <sup>2</sup>	40,00 cm	47,98 cm
B-1	11,85 m <sup>2</sup>	Columnas excéntricas	1411,1 cm <sup>2</sup>	37,6 cm <sup>2</sup>	40,00 cm	35,28 cm
C-7	7,31 m <sup>2</sup>	Columnas excéntricas	869,9 cm <sup>2</sup>	29,5 cm <sup>2</sup>	40,00 cm	21,75 cm
C-6	6,36 m <sup>2</sup>	Columnas excéntricas	757,6 cm <sup>2</sup>	27,5 cm <sup>2</sup>	40,00 cm	18,94 cm
C-5	5,05 m <sup>2</sup>	Columnas excéntricas	601,3 cm <sup>2</sup>	24,5 cm <sup>2</sup>	40,00 cm	15,03 cm
C-4	5,66 m <sup>2</sup>	Columnas excéntricas	673,9 cm <sup>2</sup>	26,0 cm <sup>2</sup>	40,00 cm	16,85 cm
C-2	7,70 m <sup>2</sup>	Columnas excéntricas	916,2 cm <sup>2</sup>	30,3 cm <sup>2</sup>	40,00 cm	22,90 cm

Eje:	At:	Ubicación:	A:	Si $A=L^2;L:$	L1:	L2:
B-7	21,38 m <sup>2</sup>	Columnas centradas	1866,5 cm <sup>2</sup>	43,2 cm <sup>2</sup>	40,00 cm	46,66 cm
B-6	18,62 m <sup>2</sup>	Columnas centradas	1625,5 cm <sup>2</sup>	40,3 cm <sup>2</sup>	40,00 cm	40,64 cm
B-5	14,78 m <sup>2</sup>	Columnas centradas	1290,0 cm <sup>2</sup>	35,9 cm <sup>2</sup>	40,00 cm	32,25 cm
B-4	16,56 m <sup>2</sup>	Columnas centradas	1445,9 cm <sup>2</sup>	38,0 cm <sup>2</sup>	40,00 cm	36,15 cm
B-2	22,52 m <sup>2</sup>	Columnas centradas	1965,7 cm <sup>2</sup>	44,3 cm <sup>2</sup>	40,00 cm	49,14 cm

*Nota. Elaboración propia.*

Se proponen estas secciones para las columnas en el modelo matemático en Etabs, haciendo el análisis modal y el análisis sísmico, las columnas son mayores a las predimensionadas en estas tablas.

#### **4.4.2. Modelo matemático de concreto armado**

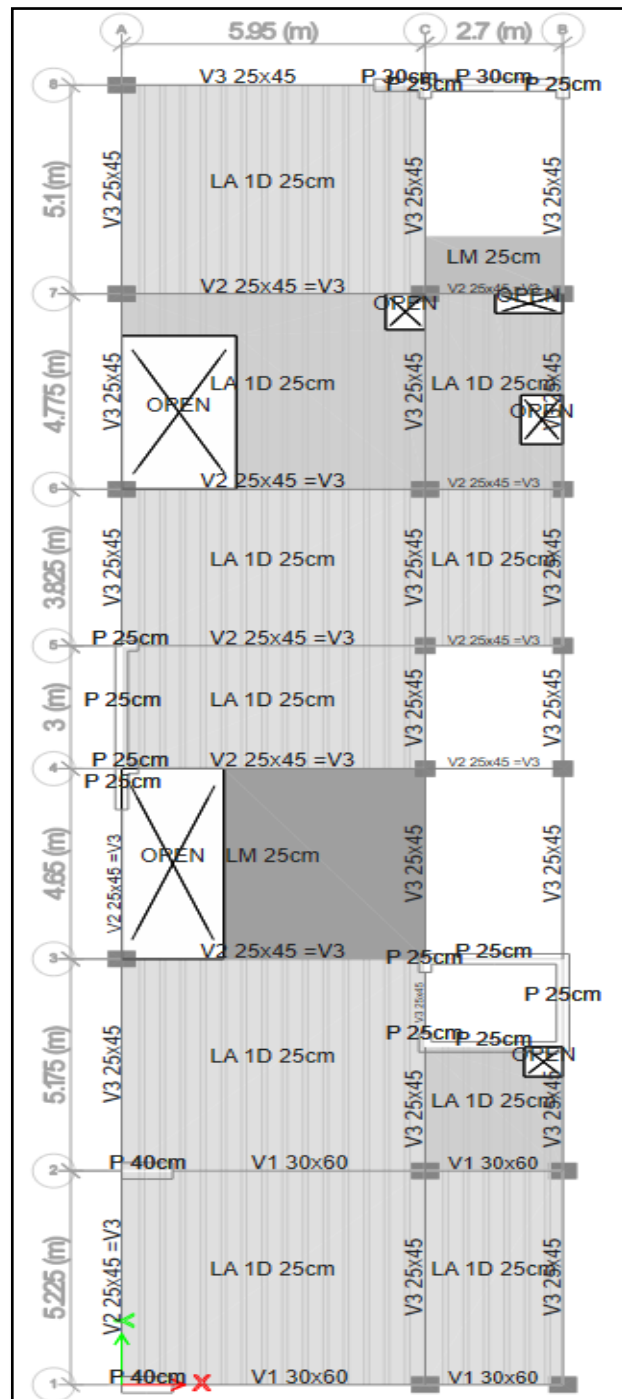
- Primer nivel  $H=3,4\text{m}$ , pisos 2, 3, 4, 5 y 5to piso con  $h=2,9\text{m}$ . Si bien todos los niveles tienen la misma altura para arquitectura, estructuralmente al primer nivel se le añade una longitud hasta llegar a la cara superior de la zapata.
- La base de la estructura debe considerarse en la parte superior de las zapatas (ASCE 7-16, 2017), ello para ser conservador respecto a la rigidez de la estructura. Supondremos un aumento de  $1,5\text{m}$  al primer nivel; por tanto, la altura del primer nivel en el modelo es  $4,90\text{m}$ . Si bien considerar una altura a nivel de terreno natural genera mayores cortantes en las columnas, no es crítico, pues las disposiciones sísmicas gobiernan el diseño a corte.
- No se modela escalera por poca influencia en el comportamiento global de la estructura.
- Se considera todas las bases empotradas, dado que las columnas y placas desarrollan resistencia importante a momento en la base.

##### **4.4.2.1. Vista en planta de modelo matemático**

Se muestra los elementos estructurales en el modelo matemático en ETABS, los planos estructurales en planta se muestran en ANEXO I.

Figura 50

Vista en planta de modelo matemático



Nota. Elaboración propia.

#### 4.4.2.2. Distribución de cargas distribuidas

Las cargas distribuidas son definidas para piso típico y para techo como se ve a continuación.

**Figura 51**

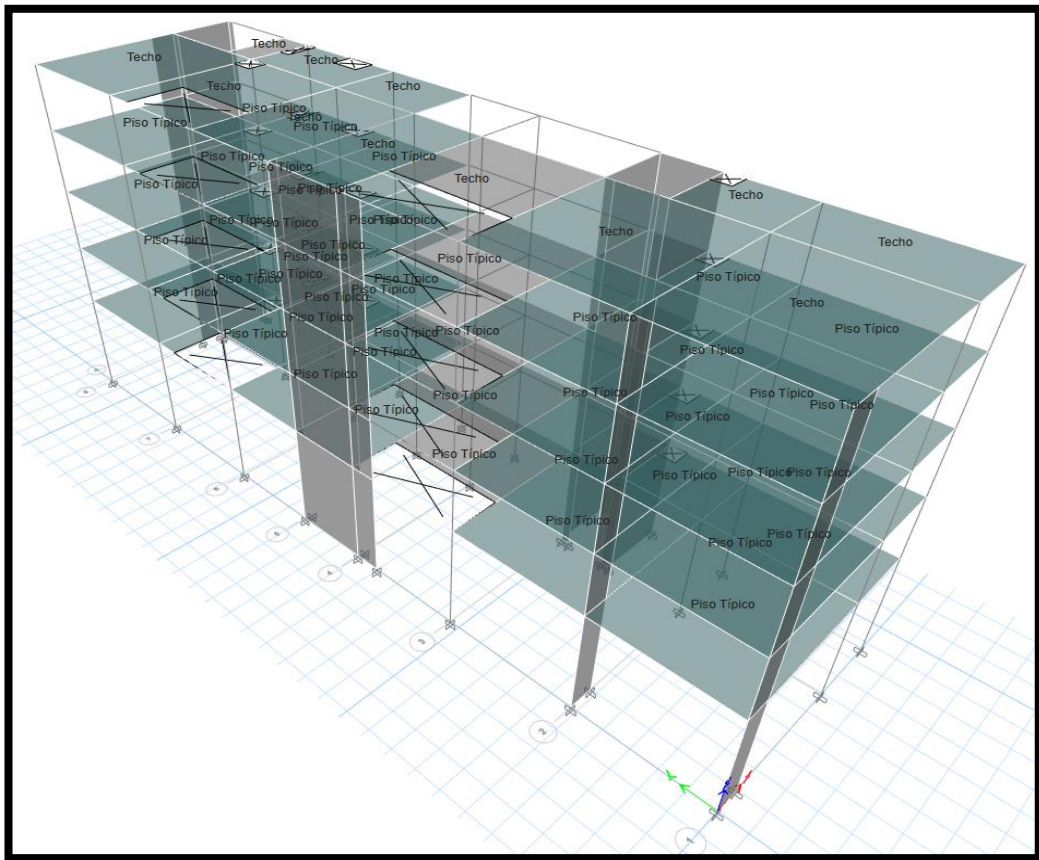
*Distribución de cargas*

The screenshot shows the 'Shell Uniform Load Set Data' dialog box with the title bar 'Shell Uniform Load Set Data'. The 'Uniform Load Set Name' field contains 'Piso Típico'. Under the 'Load Set Loads' section, there is a table with two columns: 'Load Pattern' and 'Load Value (tonf/m²)'. The table contains three rows: 'Dead' with a value of 0.1, 'Dead' with a value of 0.15, and 'Live' with a value of 0.2. To the right of the table are 'Add' and 'Delete' buttons. Below the table is a note: 'Note: Loads are in the gravity direction.' At the bottom are 'OK' and 'Cancel' buttons.

Load Pattern	Load Value (tonf/m <sup>2</sup> )
Dead	0.1
Dead	0.15
Live	0.2

The screenshot shows the 'Shell Uniform Load Set Data' dialog box with the title bar 'Shell Uniform Load Set Data'. The 'Uniform Load Set Name' field contains 'Techo'. Under the 'Load Set Loads' section, there is a table with two columns: 'Load Pattern' and 'Load Value (tonf/m²)'. The table contains two rows: 'Dead' with a value of 0.1 and 'Live' with a value of 0.1. To the right of the table are 'Add' and 'Delete' buttons. Below the table is a note: 'Note: Loads are in the gravity direction.' At the bottom are 'OK' and 'Cancel' buttons.

Load Pattern	Load Value (tonf/m <sup>2</sup> )
Dead	0.1
Live	0.1

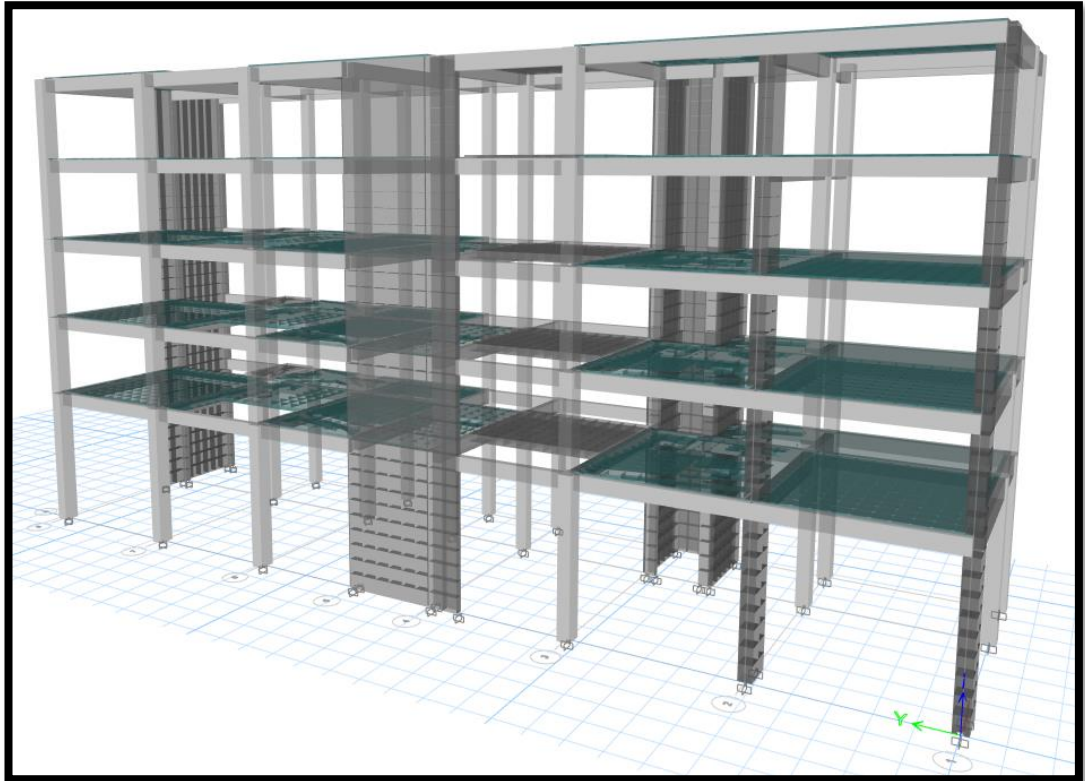


*Nota. Elaboración propia.*

#### 4.4.2.3. Modelo estructural

**Figura 52**

*Modelo estructural*



*Nota. Elaboración propia.*

#### 4.4.3. Configuración estructural y coeficientes sísmicos

##### 4.4.3.1. Factor de reducción sísmica “R”:

###### 4.4.3.1.1. Factor $R_0$

En la dirección “Y” se propone sistema estructural de Muros de Concreto Armado que corresponde un factor  $R_0 = 6$ , y sistema de Muros de Concreto Armado en la dirección “X” con factor  $R_0 = 6$ .

En función al porcentaje de cortante que absorben los Muros de Concreto armado es que se le da el nombre al sistema estructural. Si este porcentaje es mayor que el 70 %, el sistema es de Muros, si está entre 20 % y 70 %, sistema Dual y si es menor al 20 % estamos frente a un sistema de Pórticos. Esto según el artículo 16.1 de la propuesta de norma E.030 (SENCICO, 2018a).

**Tabla 17**

*Cortantes totales en placas, verificación de sistema estructural en X*

Story	Pier	Output Case	Case Type	Location	P	V2
					tonf	tonf
Story1	P1X	SEstX	LinStatic	Bottom	21.2391	60.7446
Story1	P2X	SEstX	LinStatic	Bottom	51.5649	50.8546
Story1	P3X	SEstX	LinStatic	Bottom	68.2581	56.9139
Story1	P4X	SEstX	LinStatic	Bottom	17.0768	5.1505
Story1	P5X	SEstX	LinStatic	Bottom	16.4019	5.4309

Output Case	Case Type	FX	FY	FZ	MX	MY
		tonf	tonf	tonf	tonf-m	tonf-m
SEstX	LinStatic	-215.4449	0	0	0	-2518.622
SEstY	LinStatic	0	-215.4449	0	2518.622	0

%Vx placas=	-83.1%
-------------	--------

*Nota. Elaboración propia.*

**Tabla 18***Cortantes totales en placas, verificación de sistema estructural en Y*

Story	Pier	Output Case	Case Type	Location	P	V2
					tonf	tonf
Story1	P1Y	SEstY	LinStatic	Bottom	45.9799	107.849
Story1	P2Y	SEstY	LinStatic	Bottom	-7.8872	66.5326

Output Case	Case Type	FX	FY	FZ	MX	MY
		tonf	tonf	tonf	tonf-m	tonf-m
SEstX	LinStatic	-215.4449	0	0	0	-2518.622
SEstY	LinStatic	0	-215.4449	0	2518.622	0

%Vy placas=	-80.9%
-------------	--------

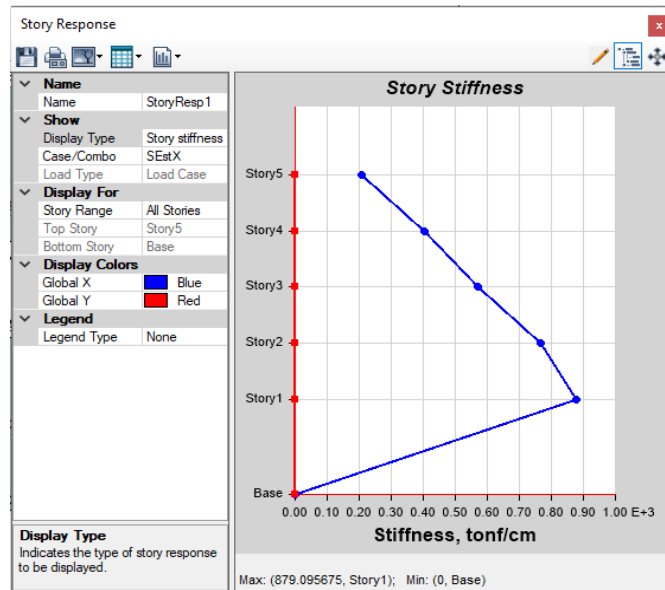
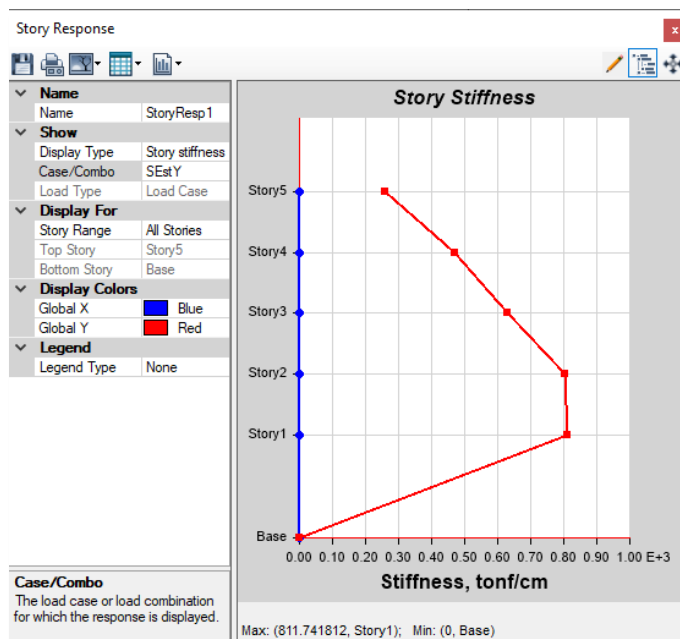
*Nota. Elaboración propia.*

Se verifica que el sistema estructural es de **Muros de Concreto Armado** en ambas direcciones, esto es un  $R_0 = 6$ .

#### 4.4.3.1.2. Irregularidad en altura

- **No irregularidad por piso blando ni extremo.**

Se evalúa el posible aumento de rigidez del segundo nivel respecto al primer nivel. Se evidencia reducción de rigidez de los pisos superiores respecto al inmediato inferior, por lo que no se tiene este tipo de irregularidad.

**Figura 53***Rigidez lateral por piso en concreto armado en eje X**Nota. Elaboración propia.***Figura 54***Rigidez lateral por piso en concreto armado en eje Y**Nota. Elaboración propia.*

- **No irregularidad deducida por piso débil ni extremo.**

No se tiene reducción ni aumento de secciones de elementos estructurales de un nivel respecto a otro; por tanto, no se tiene irregularidad de piso débil.

- **No irregularidad de masa o peso.**

No hay cambio de uso en alguno de los niveles que pueda causar este tipo de irregularidad.

- **No irregularidad geométrica vertical.**

No hay variación geométrica en planta que pueda causar este tipo de irregularidad.

- **No irregularidad por discontinuidad en los sistemas resistentes ni extremo**

No se tiene ningún elemento estructural vertical con desalineamiento vertical que pueda causar este tipo de irregularidad.

Se concluye, castigo en ambas direcciones:

$$I_a = 1$$

#### **4.4.3.1.3. Irregularidad en planta**

- **Sí irregularidad torsional, no extrema.**

De los sismos dinámicos  $S_x$  y  $S_y$  tanto como en sismos estáticos  $SEstX$  y  $SEstY$ , los ratios de torsión en ambas direcciones son menores a 1,3, a excepción del piso 1 en la dirección x-x para sismo dinámico  $S_x$ :

**Tabla 19***Irregularidad torsional, sismo dinámico en x*

Sx	Piso:	d1 (mm)	d2 (mm)	d <sub>prom</sub> (mm)	d <sub>máx</sub> (mm)	RATIO	<b>Irregular por torsión</b>
	1	1,507	2,854	2,1805	2,854	1,31	
	2	3,203	5,65	4,4265	5,65	1,28	
	3	5,197	8,705	6,951	8,705	1,25	
	4	7,297	11,713	9,505	11,713	1,23	
	5	9,356	14,483	11,9195	14,483	1,22	

*Nota. Elaboración propia.***Tabla 20***Irregularidad torsional, sismo estático en x*

SEstX	Piso:	d1 (mm)	d2 (mm)	d <sub>prom</sub> (mm)	d <sub>máx</sub> (mm)	RATIO
	1	2,086	2,818	2,452	2,818	1,15
	2	4,374	5,525	4,9495	5,525	1,12
	3	7,028	8,438	7,733	8,438	1,09
	4	9,793	11,268	10,5305	11,268	1,07
	5	12,491	13,846	13,1685	13,846	1,05

*Nota. Elaboración propia.***Tabla 21***Irregularidad torsional, sismo dinámico en Y.*

Sy	Piso:	d1 (mm)	d2 (mm)	d <sub>prom</sub> (mm)	d <sub>máx</sub> (mm)	RATIO
	1	2,217	2,109	2,163	2,217	1,02
	2	4,193	3,925	4,059	4,193	1,03
	3	6,283	5,815	6,049	6,283	1,04
	4	8,272	7,585	7,9285	8,272	1,04
	5	10,018	9,11	9,564	10,018	1,05

*Nota. Elaboración propia.*

**Tabla 22**

Irregularidad torsional, sismo estático en Y

SEstY	Piso:	d1 (mm)	d2 (mm)	d <sub>prom</sub> (mm)	d <sub>máx</sub> (mm)	RATIO
	1	2,519	2,519	2,519	2,519	1
	2	4,724	4,678	4,701	4,724	1
	3	7,03	6,916	6,973	7,03	1,01
	4	9,203	9,006	9,1045	9,203	1,01
	5	11,096	10,803	10,9495	11,096	1,01

*Nota. Elaboración propia.*

- **No irregularidad por esquinas entrantes.**

Si bien se tienen tragaluces en el perímetro de la estructura, estas no son consideradas como esquinas entrantes, porque las vigas están en todo el perímetro del terreno.

- **No irregularidad del diafragma.**

No se tienen discontinuidades abruptas en los diafragmas.

- **No irregularidad por sistemas no paralelos.**

No se tiene algún elemento estructural vertical que no sea paralelo a los 2 ejes principales de análisis que pueda generar este tipo de irregularidad.

Se concluye, castigo en ambas direcciones:

$$I_p = 0.75$$

#### 4.4.3.1.4. Factor R

Se calcula R en ambas direcciones:

$$R = R_0 I_a I_p$$

$$R_x = 6 * 1 * 0,75 = 4,5$$

$$R_y = 6 * 1 * 0,75 = 4,5$$

#### 4.4.3.1.5. Factor de zona "Z"

Tacna se encuentra en la Zona 4, corresponde:

$$Z = 0,45$$

**4.4.3.2. Factor de uso “U”:**

Por ser una edificación común, tipo Hotel, nuestra edificación es calificada como categoría C “Edificaciones Comunes”.

$$U = 1$$

**4.4.3.3. Factor de suelo “S”:**

Tipo Suelos Intermedios.

$$S_2 = 1.05$$

**4.4.3.4. Factor “C”:**

$$T_1 = T_{1-x} = 0,432s$$

$$T_2 = T_{1-y} = 0,399s$$

Los periodos en “X” e “Y” son menores a  $T_p = 0,6$ , entonces para ambas direcciones consideraremos:

$$C = 2.5$$

$$\frac{C}{R_x} = \frac{2,5}{4,5} = 0,556 > 0,11 \rightarrow ok$$

$$\frac{C}{R_y} = \frac{2,5}{4,5} = 0,556 > 0,11 \rightarrow ok$$

**4.4.4. Análisis dinámico modal espectral****4.4.4.1. Masa sísmica**

Definimos 100 % Carga Muerta + 25 % Carga Viva por ser una edificación de categoría “C”.

**4.4.4.2. Verificación de modos de vibración:**

- Se identifican los 3 modos locales por cada dirección “X” e “y”.
- Modo 1 corresponde a desplazamiento en x-x, Modo 2 en y-y y el Modo 3 es torsión en planta.

- Se verifica para 20 modos evaluados que la “suma de masas efectivas sea por lo menos el 90 % de la masa total” en cada dirección, además de encontrarse los “los tres primeros modos predominantes en la dirección de análisis” (E.030 Art. 29.1.2, RNE).
- Sí se cumple el criterio de que los modos 1 y 2 sean de tipo traslacional, con un máximo de 5 % de aporte en masa participativa de rotación, y que el modo 3 sea rotacional.

**Tabla 23**  
*Proporciones de masa modal participante*

Case	Mode	Period sec	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ	RX	RY	RZ
Modal Vect. Ritz	1	0.432	0.7438	0.0046	0	0.7438	0.0046	0	0.0015	0.245	0.0311
Modal Vect. Ritz	2	0.399	0.0073	0.7937	0	0.7511	0.7983	0	0.2184	0.0024	0.0075
Modal Vect. Ritz	3	0.34	0.0233	0.0118	0	0.7744	0.8101	0	0.0021	0.0119	0.7324
Modal Vect. Ritz	4	0.106	4.315E-05	0.1436	0	0.7744	0.9537	0	0.5915	0.0002	0
Modal Vect. Ritz	5	0.103	0.1458	0.0001	0	0.9203	0.9539	0	0.0002	0.4647	0.0178
Modal Vect. Ritz	6	0.077	0.0252	4.526E-05	0	0.9454	0.9539	0	7.939E-06	0.0637	0.1541
Modal Vect. Ritz	7	0.051	4.276E-05	0.0248	0	0.9455	0.9787	0	0.0837	0.0001	1.34E-05
Modal Vect. Ritz	8	0.047	0.0265	0.0001	0	0.972	0.9788	0	0.0004	0.0891	0.0037
Modal Vect. Ritz	9	0.035	0.0014	0.0034	0	0.9734	0.9822	0	0.0171	0.0047	0.0085
Modal Vect. Ritz	10	0.035	0.004	0.0021	0	0.9774	0.9844	0	0.0097	0.0136	0.0189
Modal Vect. Ritz	11	0.031	0.0061	1.012E-05	0	0.9835	0.9844	0	4.225E-05	0.0272	0.0006
Modal Vect. Ritz	12	0.028	5.019E-06	0.0016	0	0.9835	0.986	0	0.0067	1.844E-05	2.812E-05
Modal Vect. Ritz	13	0.028	0.0004	0	0	0.9839	0.986	0	1.72E-06	0.0014	0.0003
Modal Vect. Ritz	14	0.025	0	0.0003	0	0.9839	0.9863	0	0.0016	0	1.057E-05
Modal Vect. Ritz	15	0.023	0.0013	0	0	0.9852	0.9863	0	0	0.0051	0.0024
Modal Vect. Ritz	16	0.021	4.081E-06	0.0026	0	0.9852	0.9889	0	0.0128	1.787E-05	3.287E-05
Modal Vect. Ritz	17	0.01	0.0039	0.0001	0	0.9891	0.989	0	0.0003	0.0173	0.001
Modal Vect. Ritz	18	0.01	0.0001	0.0026	0	0.9892	0.9916	0	0.0122	0.0004	4.902E-05
Modal Vect. Ritz	19	0.006	0.0079	5.154E-07	0	0.9971	0.9916	0	2.241E-06	0.0372	0.0004
Modal Vect. Ritz	20	0.006	7.092E-07	0.006	0	0.9971	0.9976	0	0.0289	3.736E-06	0.0001

*Nota. Elaboración propia.*

$$T_{1x} = T_1; T_{2x} = T_5; T_{3x} = T_8$$

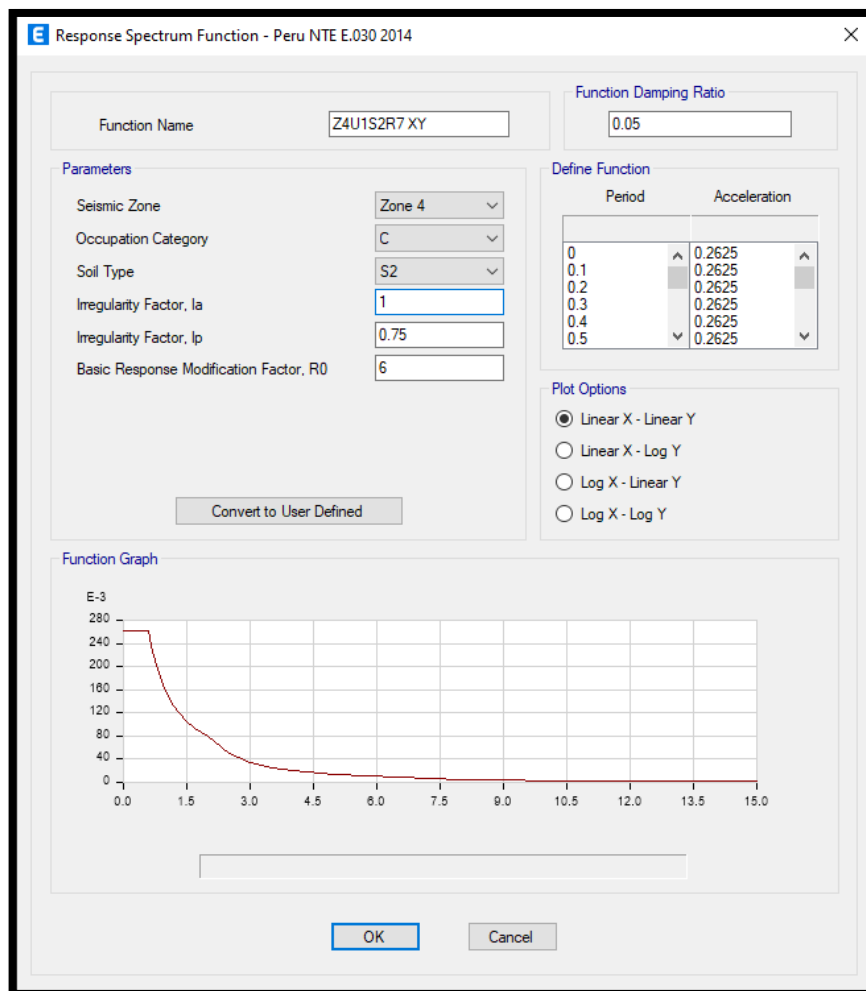
$$T_{1y} = T_2; T_{2y} = T_4; T_{3y} = T_7$$

#### 4.4.4.3. Espectro de respuesta

Se consideran los coeficientes sísmicos calculados para generar la función de respuesta espectral.

#### Figura 55

*Espectro de respuesta de aceleraciones de ambas direcciones*



*Nota. Elaboración propia.*

#### 4.4.4.4. Sismo dinámico

**Figura 56**

*Sismo dinámico en X*

The screenshot shows the 'Load Case Data' dialog box with the following settings:

- General:** Load Case Name: Sx; Load Case Type: Response Spectrum; Mass Source: Previous (100%D+25%L); Analysis Model: Default.
- Loads Applied:**

Load Type	Load Name	Function	Scale Factor
Acceleration	U1	Z4U1S2R6 XY	9806.65
Acceleration	U2	Z4U1S2R6 XY	2942
- Other Parameters:** Modal Load Case: Modal Vect. Ritz; Modal Combination Method: CQC; Include Rigid Response: ; Earthquake Duration, td: [empty]; Directional Combination Type: Absolute; Absolute Directional Combination Scale Factor: 1; Modal Damping: Constant at 0.05; Diaphragm Eccentricity: 0.05 for All Diaphragms.

*Nota. Elaboración propia.*

**Figura 57**

*Sismo dinámico en Y*

The screenshot shows the 'Load Case Data' dialog box with the following settings:

- General:** Load Case Name: Sy; Load Case Type: Response Spectrum; Mass Source: Previous (100%D+25%L); Analysis Model: Default.
- Loads Applied:**

Load Type	Load Name	Function	Scale Factor
Acceleration	U2	Z4U1S2R6 XY	9806.65
Acceleration	U1	Z4U1S2R6 XY	2942
- Other Parameters:** Modal Load Case: Modal Vect. Ritz; Modal Combination Method: CQC; Include Rigid Response: ; Earthquake Duration, td: [empty]; Directional Combination Type: Absolute; Absolute Directional Combination Scale Factor: 1; Modal Damping: Constant at 0.05; Diaphragm Eccentricity: 0.05 for All Diaphragms.

*Nota. Elaboración propia.*

Los sismos dinámicos son definidos, en cada dirección, como el 100 % de la aceleración producida por el espectro en la dirección y a la vez un 30 % de la aceleración producida por el espectro en la dirección perpendicular a la de análisis.

#### 4.4.4.5. Amplificación de sismo dinámico

Por tratarse de una estructura **regular**, la norma (E.030 Art. 29.4) nos exige que la cortante dinámica en la base no sea menor al **80 %** de la cortante estática, de no ser así, amplificamos la demanda de sismo dinámico para cumplir.

**Tabla 24**

*Amplificación de sismo dinámico*

Output Case	Case Type	Step Type	FX	FY
			tonf	tonf
Sx	LinRespSpec	Max	<b>263,5768</b>	102,0919
Sy	LinRespSpec	Max	97,5119	<b>278,843</b>
80 % SEstX	Combination		<b>-268,1093</b>	0
80 % SEstY	Combination		0	<b>-268,1093</b>

F.A.=	-1,02	-0,96
-------	-------	-------

*Nota. Elaboración propia.*

El sismo dinámico en “x” representa el 98,3 % del valor mínimo que debe tener este, se determina que el factor de amplificación dinámica será:

$$F.A._x = 1,02$$

El sismo dinámico en “y” representa el 104 % del valor mínimo que debe tener este, se determina que el factor de amplificación dinámica será:

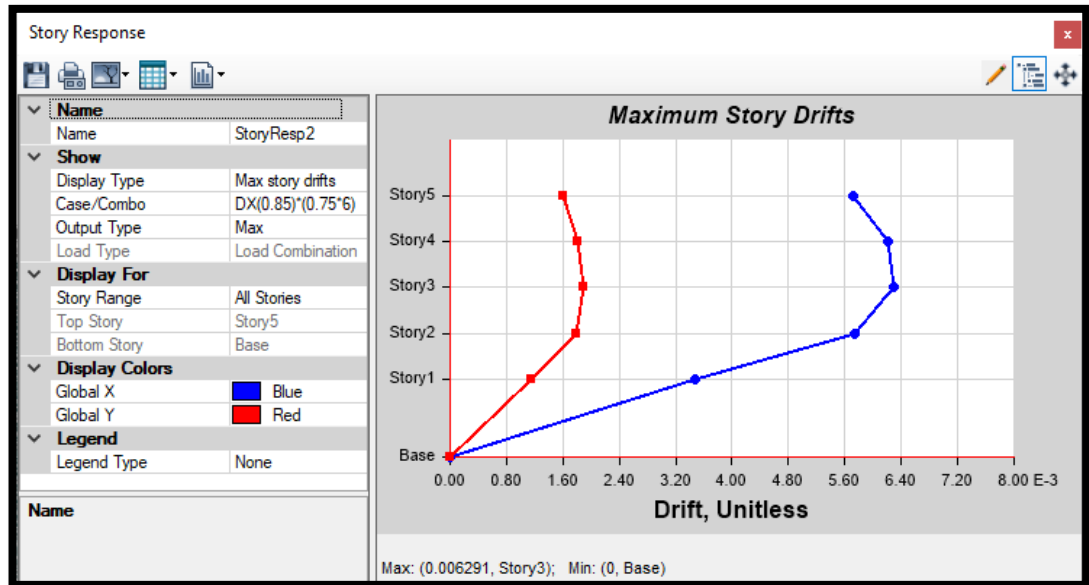
$$F.A._y = 1$$

#### 4.4.5. Distorsiones de entrepiso

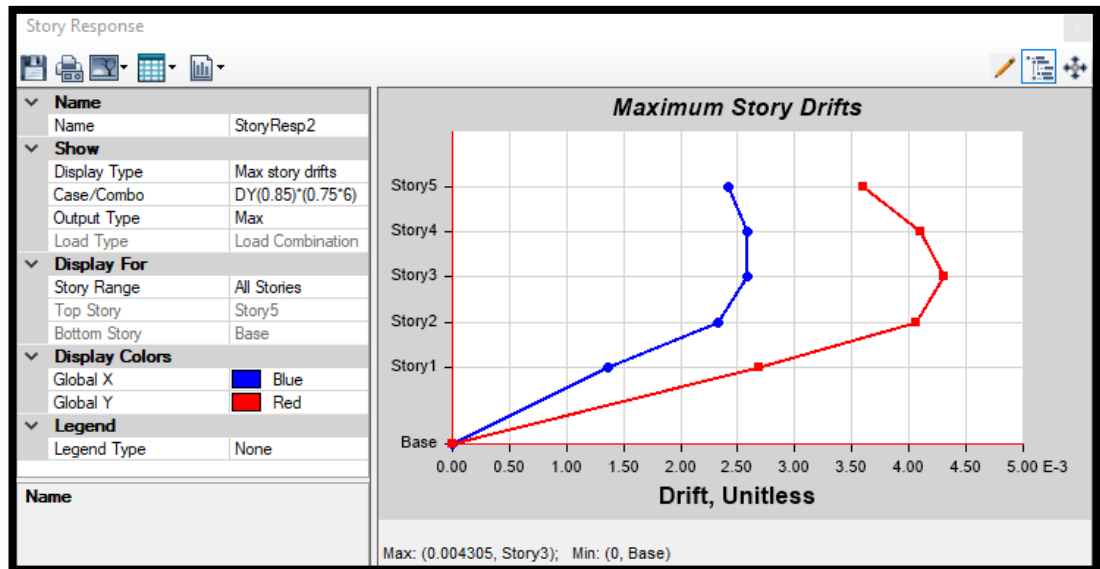
Por tratarse de una edificación **irregular**, se determina los desplazamientos laterales con amplificación de **0,85R** de la respuesta por sismo dinámico.

**Figura 58**

*Distorsiones de entrepiso en X*



*Nota. Elaboración propia.*

**Figura 59***Distorsiones de entrepiso en Y**Nota. Elaboración propia.*

Se obtienen valores de distorsiones  $\Delta_x = 0,006291$  y  $\Delta_y = 0,004305$ , en ambas direcciones cumplen las distorsiones máximas de la norma, esto es  $\Delta_x = 0,007$  para estructuras de concreto armado.

#### 4.4.6. Verificación de resistencia para algunas zonas

Las verificaciones de resistencia de los elementos estructurales se harán para las combinaciones de carga según el Art. 5.3 de la norma E.020 para el DISEÑO POR ESFUERZOS ADMISIBLES.

$$C1 = 1,4CM + 1,7CV$$

$$C2 = 1,25(CM + CV) + Sx$$

$$C3 = 1,25(CM + CV) + Sy$$

$$C4 = 0,9CM + Sx$$

$$C5 = 0,9CM + Sy$$

Y con una envolvente de estas 5 combinaciones.

#### 4.4.6.1. Losas

La losa maciza de la garganta en planta presenta vacíos a ambos lados, ante sismo, esta losa transmitirá los esfuerzos conectando las losas inferior y superior, funcionando, así como una garganta y se estarían concentrando los esfuerzos de corte.

La capacidad al corte se la losa será estimada como esfuerzo, así como se ve:

$$\tau_c = 0,53 * \sqrt{f'c}$$

$$\tau_c = 0,53 * \sqrt{210}$$

$$\tau_c = 7,68 \text{ kgf/cm}^2$$

El software Etabs calcula los esfuerzos de corte en la losa, representada por un elemento Shell-Thin. Considera en su cálculo interno las propiedades de rigidez del elemento estructural, sea en este caso, losa aligerada o losa maciza.

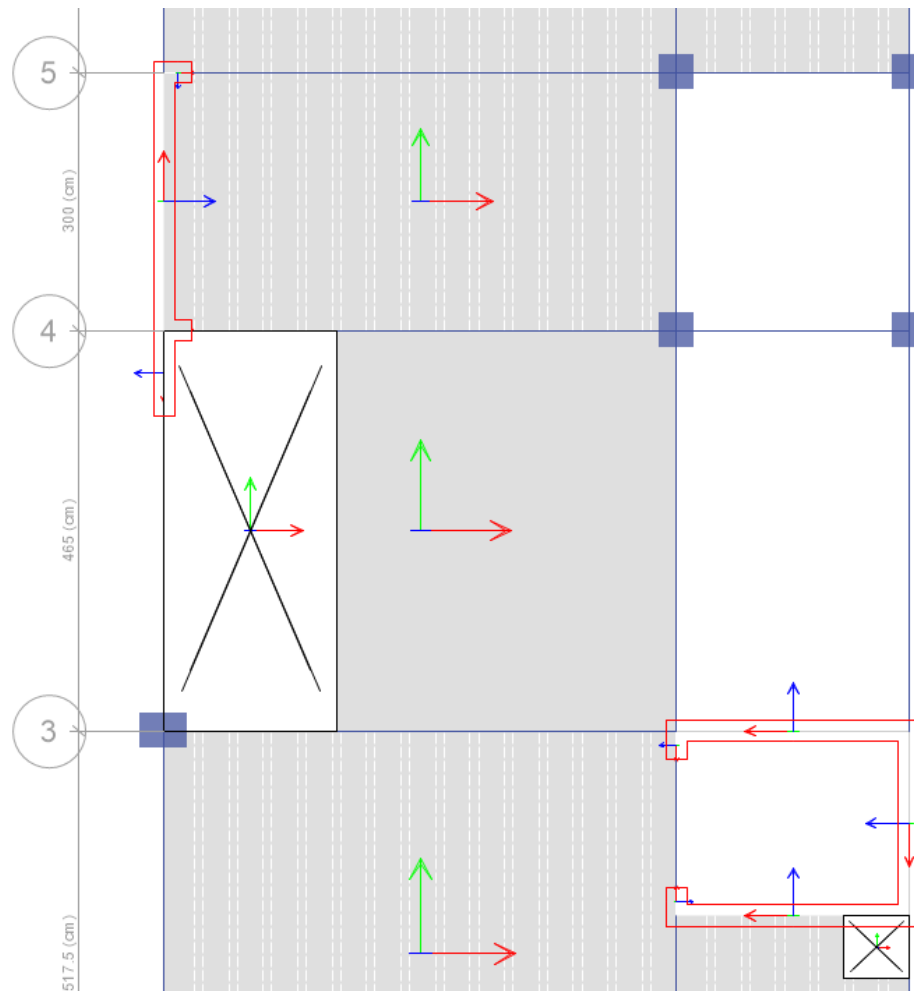
Nos interesan los esfuerzos S12=S21, estos son en la cara 1 en la dirección 2 y en la cara 2 en la dirección 1, que son iguales por simetría.

Decidimos verificar este esfuerzo de corte para el caso del sismo dinámico.

#### 4.4.6.1.1. Eje A-B entre 3-4 (Concreto)

**Figura 60**

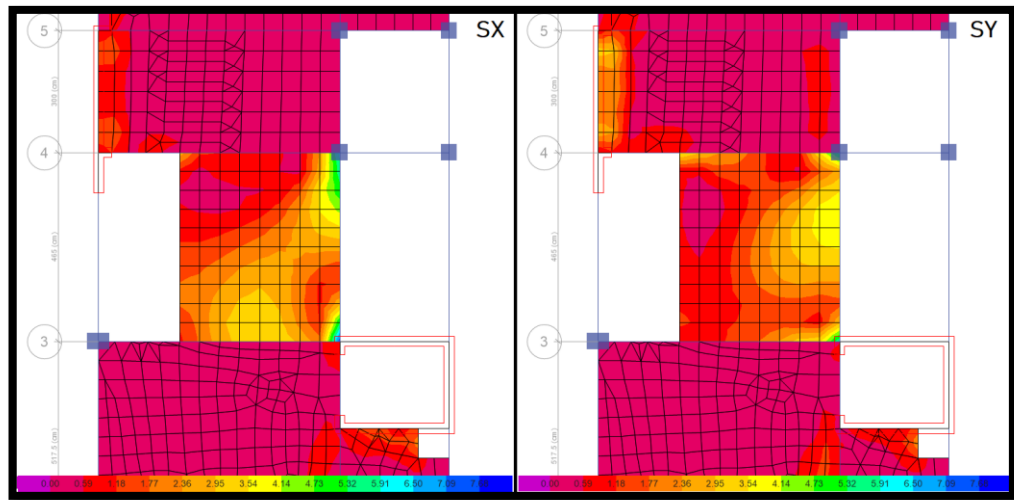
*Losa maciza en garganta de la estructura de concreto armado*



*Nota. Elaboración propia.*

**Figura 61**

*Esfuerzos en garganta de la estructura de Concreto Armado por Sx y Sy*



*Nota. Elaboración propia.*

$$\tau_u(\text{concreto}) = 6.50 \text{ kgf/cm}^2$$

Como:

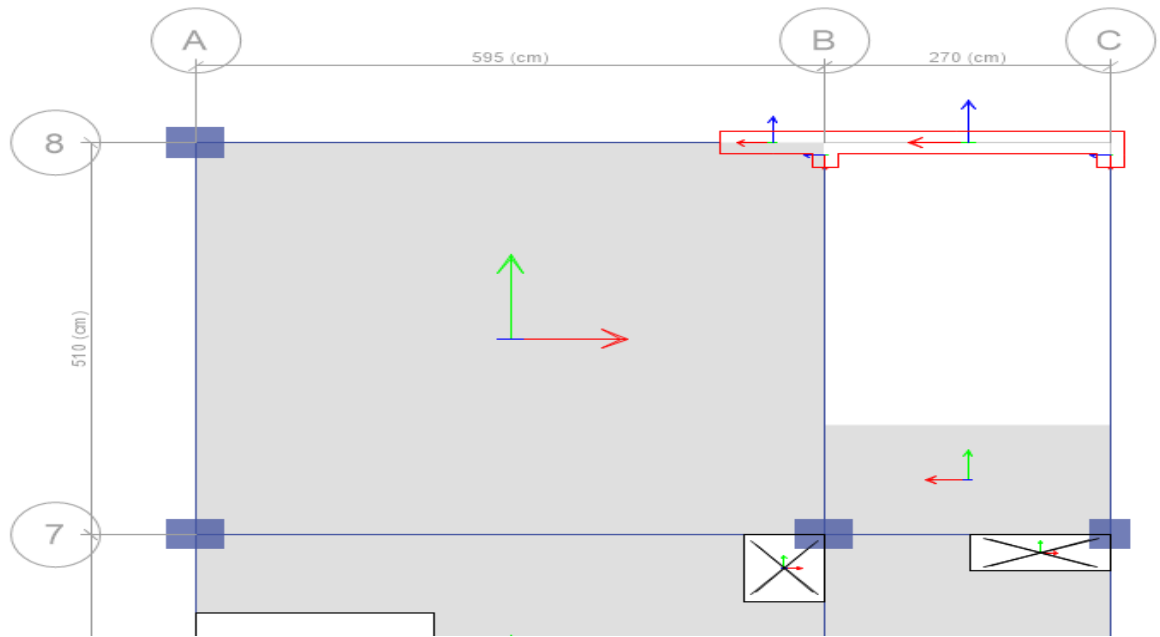
$$\tau_c = 7,68 \text{ kgf/cm}^2 > \tau_u(\text{concreto}) = 6,50 \text{ kgf/cm}^2$$

La loza maciza de la garganta resiste los esfuerzos de corte.

#### 4.4.6.1.2. Eje B-C entre 7-8 (Concreto)

**Figura 62**

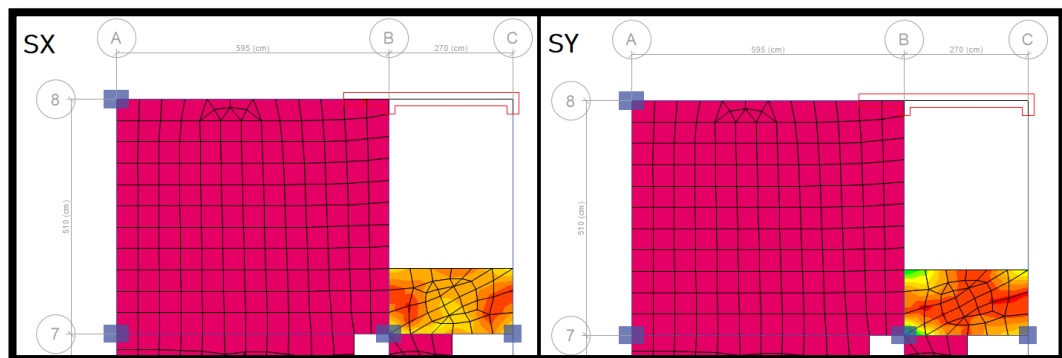
*Losa maciza en escalera de la estructura de concreto armado*



*Nota. Elaboración propia.*

**Figura 63**

*Esfuerzo en escalera de la estructura de concreto armado*



*Nota. Elaboración propia.*

$$\tau_u(\text{concreto}) = 5,50 \text{ kgf/cm}^2$$

Como:

$$\tau_c = 7,68 \text{ kgf/cm}^2 > \tau_u(\text{concreto}) = 5,50 \text{ kgf/cm}^2$$

La Loza maciza de la garganta resiste los esfuerzos de corte.

#### 4.4.7. *Cimentación de la estructura de Concreto Armado*

De un estudio de microzonificación sísmica hecha en la ciudad de Tacna publicada en la revista Ciencia y Desarrollo de la Universidad Nacional Jorge Basadre Grohmann, se tiene que para la zona de Cono Sur de Tacna, se obtienen valores de capacidad portante mayor a  $3 \text{ kgf/cm}^2$  para cimentaciones superficiales entre 0,8 a 1,2 m (Vera Abarca, 2019). Nuestro caso de estudio tiene una profundidad de cimentación de 2.25m para ambas estructuras; por tanto, estaríamos alcanzando estratos con mayor capacidad portante al obtenido en el estudio de Vera Abarca. En este trabajo tomaremos conservadoramente una capacidad portante de  $3 \text{ kgf/cm}^2$ .

Dado que la capacidad portante de  $3 \text{ kgf/cm}^2$  es considerando una reducción para carga estática con factor de seguridad de 3 según el Art. 21 de la E.050 (SENCICO, 2018b); por tanto, podemos considerar un incremento del 30 % en el valor de la presión admisible del suelo para estados de cargas temporales como el sismo como indica la E.060 (SENCICO, 2019a), esto es  $3,9 \text{ kgf/cm}^2$  para este caso.

Evaluamos la cimentación no ante condiciones últimas sino ante condiciones de servicio, esto porque la capacidad portante es reducida.

$$S_1 = CM + CV$$

$$S_2 = CM + CV + 0,8S_x$$

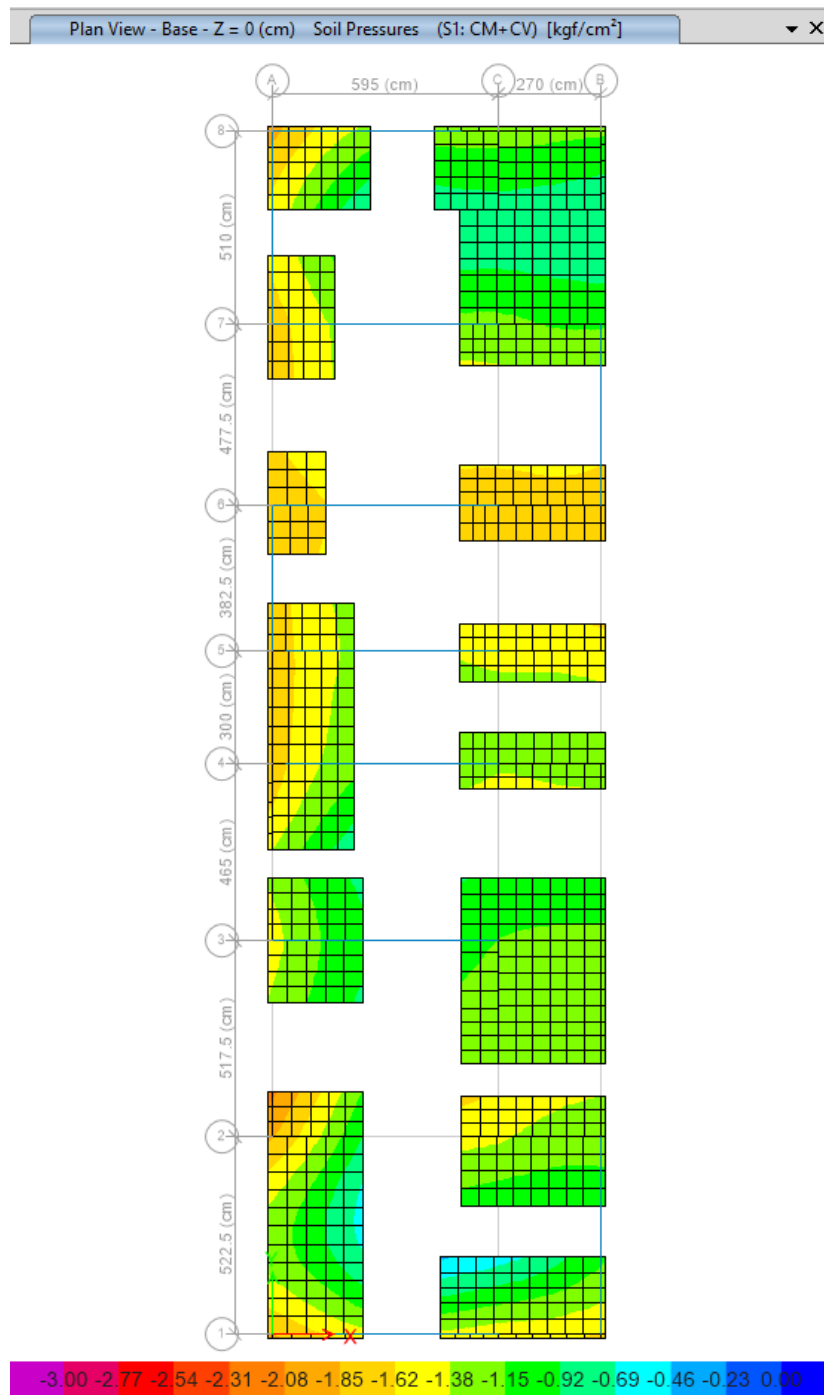
$$S_3 = CM + CV + 0,8S_y$$

La resistencia ante combo  $S_1$  será con  $\sigma_{adm.} = 3 \text{ kgf/cm}^2$ , la resistencia ante combos  $S_2$  y  $S_3$  será con  $\sigma_{adm.} = 3,9 \text{ kgf/cm}^2$ .

Para  $S_1 = CM + CV$  no se tiene esfuerzos mayores a  $3 \text{ kgf/cm}^2$ , en morado. No se tiene esfuerzos positivos, en azul, que representen un problema de volteo.

**Figura 64**

*Esfuerzos máximos por gravedad*

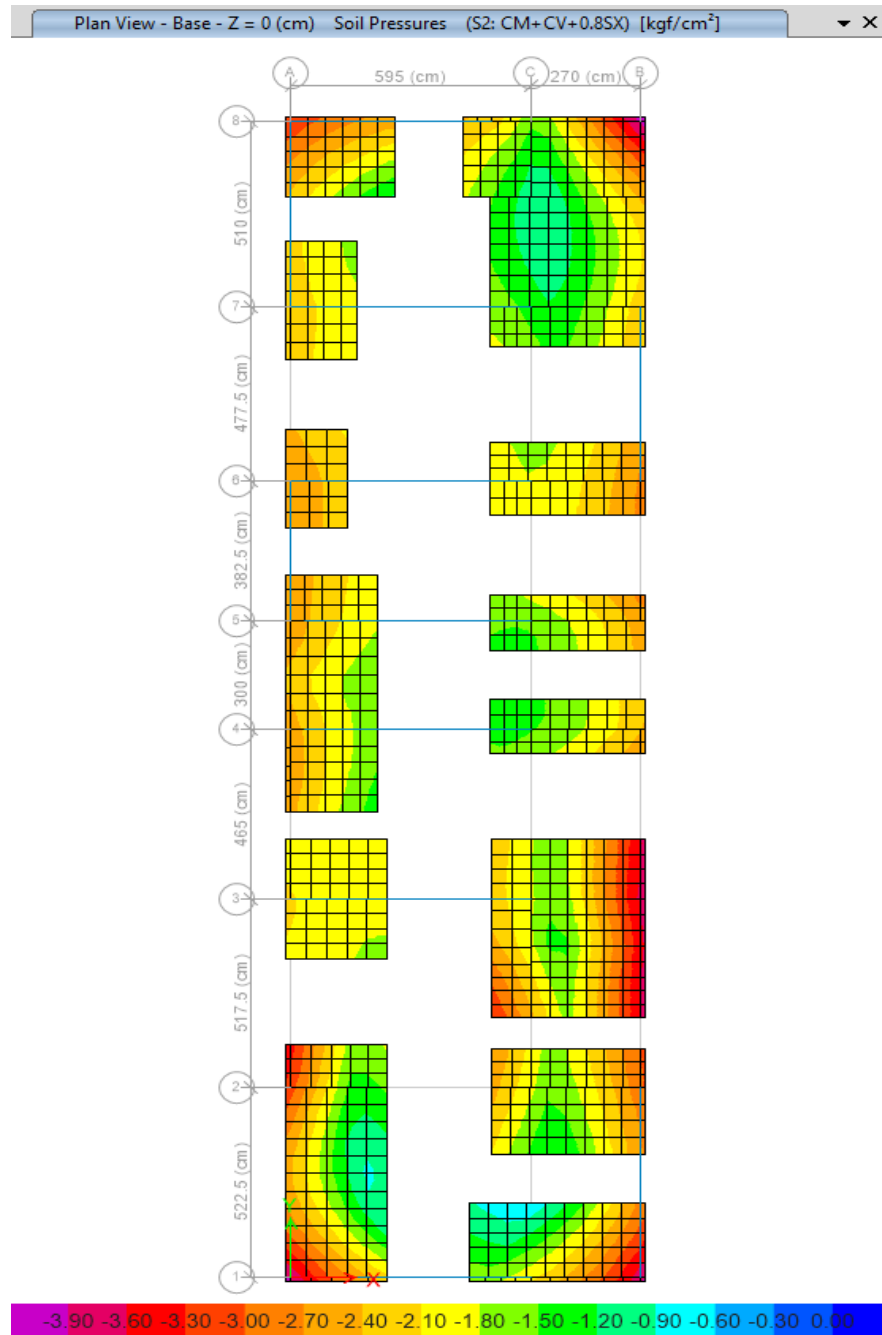


*Nota. Elaboración propia.*

Para  $S_2 = CM + CV + 0,8S_x$  no se tiene esfuerzos mayores a **3,9 kgf/cm<sup>2</sup>**, en morado. Verificación con sismo dinámico, esfuerzos mínimos (compresión).

**Figura 65**

*Esfuerzo a compresión por sismo de servicio en X*

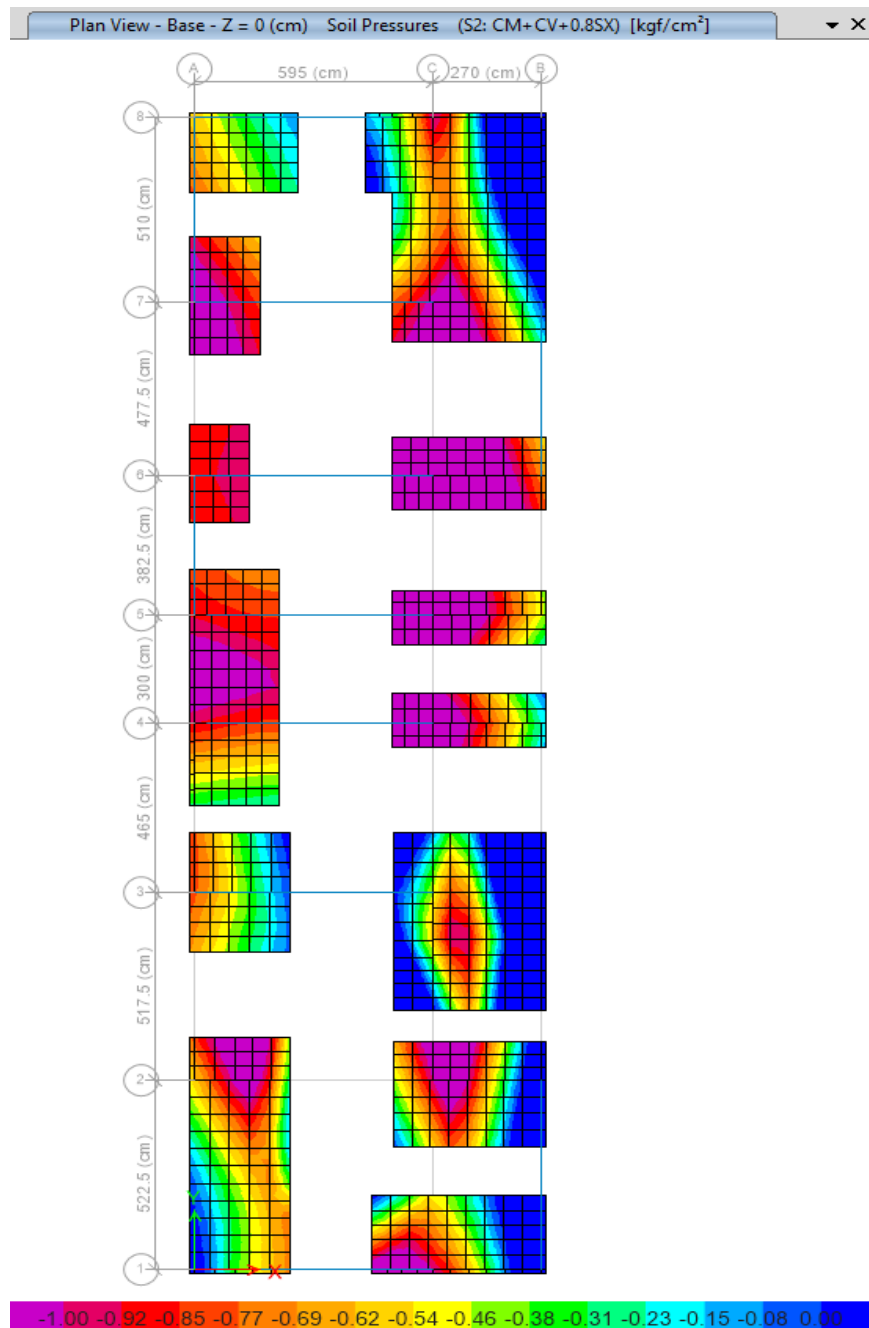


*Nota. Elaboración propia.*

Para  $S_2 = CM + CV + 0,8S_x$  no se tiene riesgo de volteo por esfuerzos a tracción. Verificación con sismo dinámico, esfuerzos máximos (tracción).

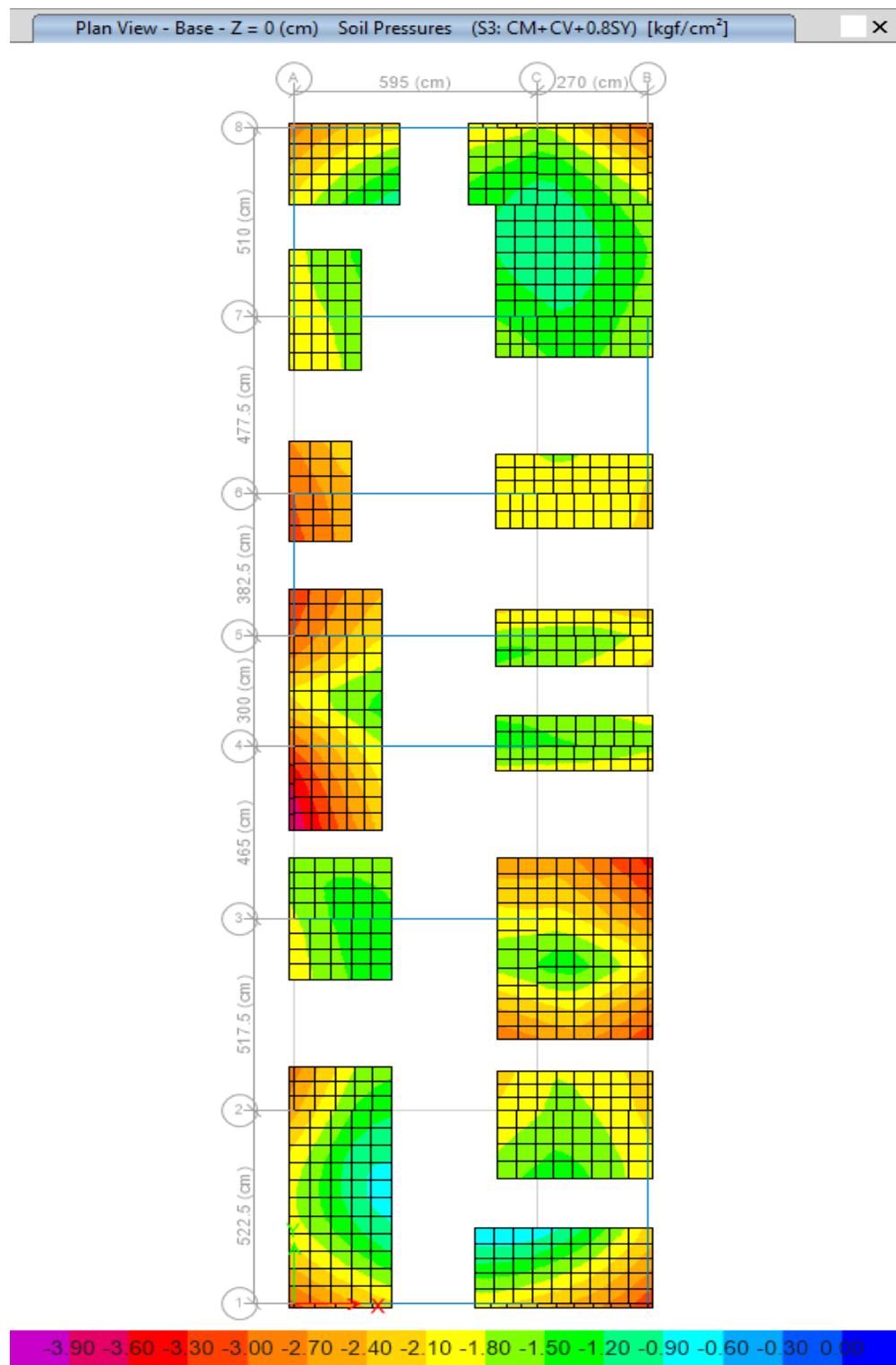
**Figura 66**

*Esfuerzo en tracción por sismo de servicio en x*



*Nota. Elaboración propia.*

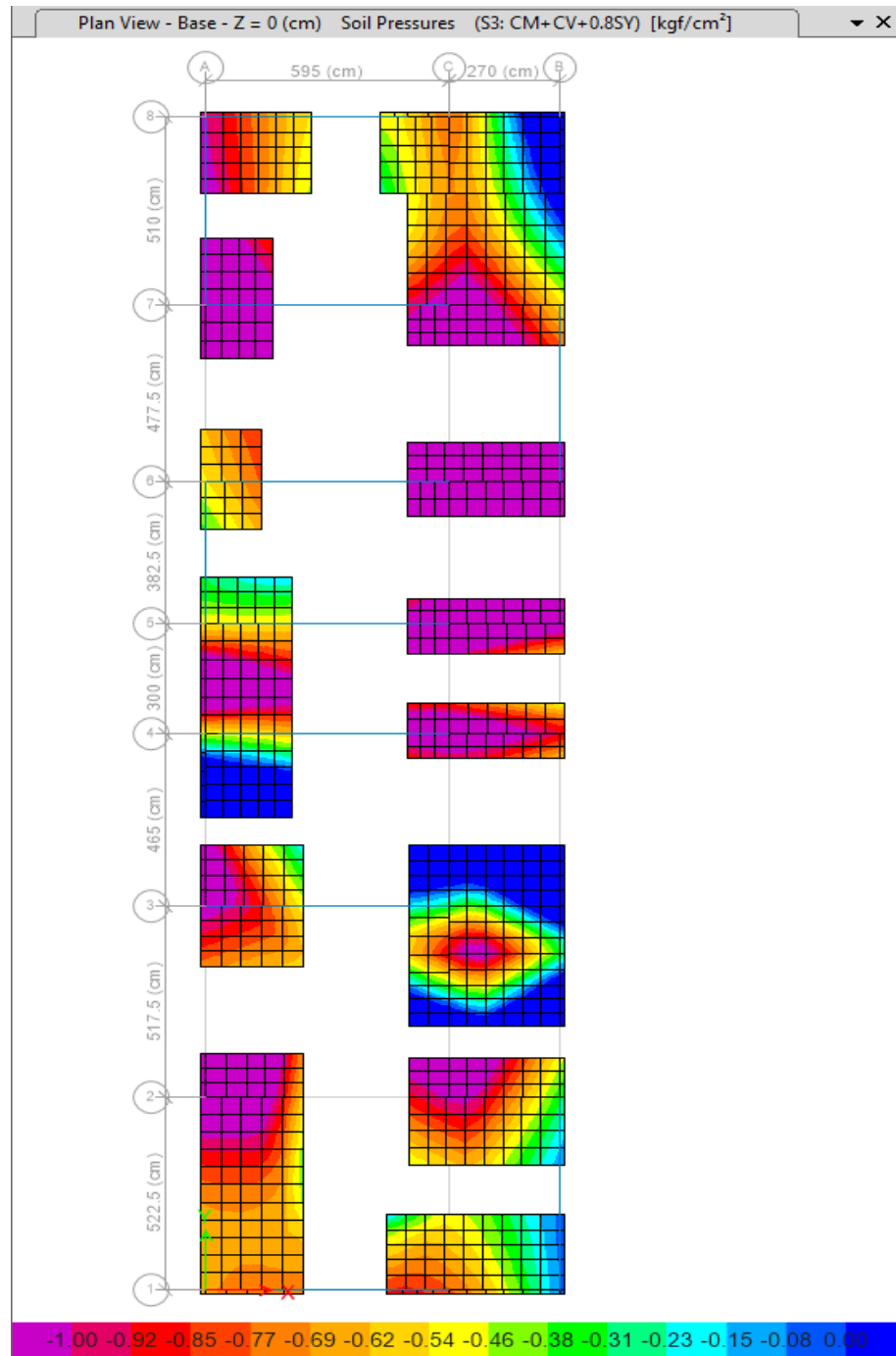
Para  $S_3 = CM + CV + 0,8S_y$  no se tiene esfuerzos mayores a **3,9 kgf/cm<sup>2</sup>**, en morado. Verificación con sismo dinámico, esfuerzos mínimos (compresión).

**Figura 67***Esfuerzo a compresión por sismo de servicio en Y**Nota. Elaboración propia.*

Para  $S_3 = CM + CV + 0,8S_y$  no se tiene riesgo de volteo por esfuerzos a tracción. Verificación con sismo dinámico, esfuerzos máximos (tracción).

**Figura 68**

*Esfuerzo en tracción por sismo de servicio en Y*



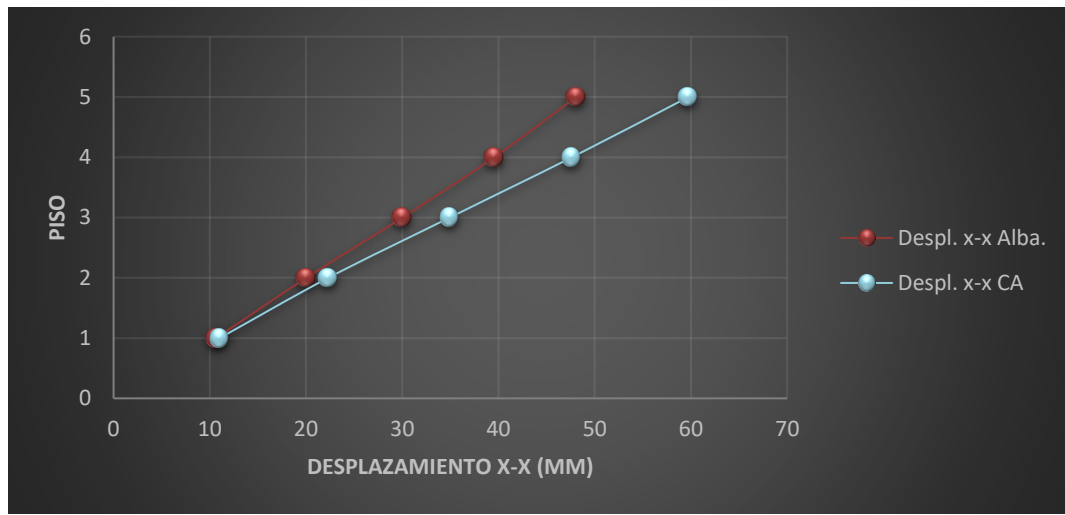
*Nota. Elaboración propia.*

#### 4.5. Análisis comparativo

Las siguientes tablas muestran los desplazamientos de cada diafragma rígido en la dirección débil (eje x-x) para las estructuras de Concreto Armado en celeste y de Albañilería en Naranja.

**Figura 69**

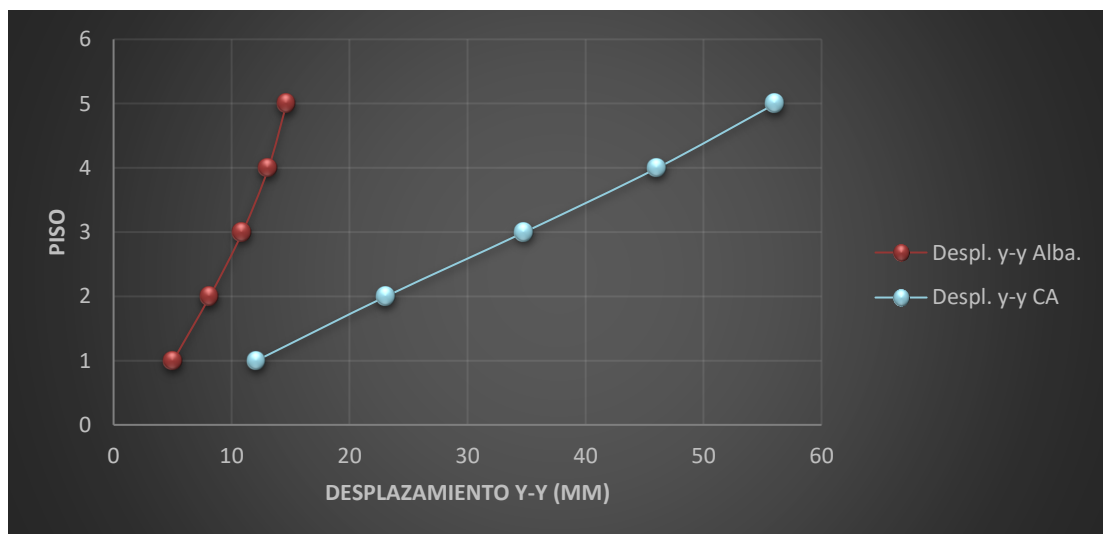
*Desplazamientos laterales de ambas estructuras en dirección X*



*Nota. Elaboración propia.*

**Figura 70**

*Desplazamientos laterales de ambas estructuras en dirección Y*



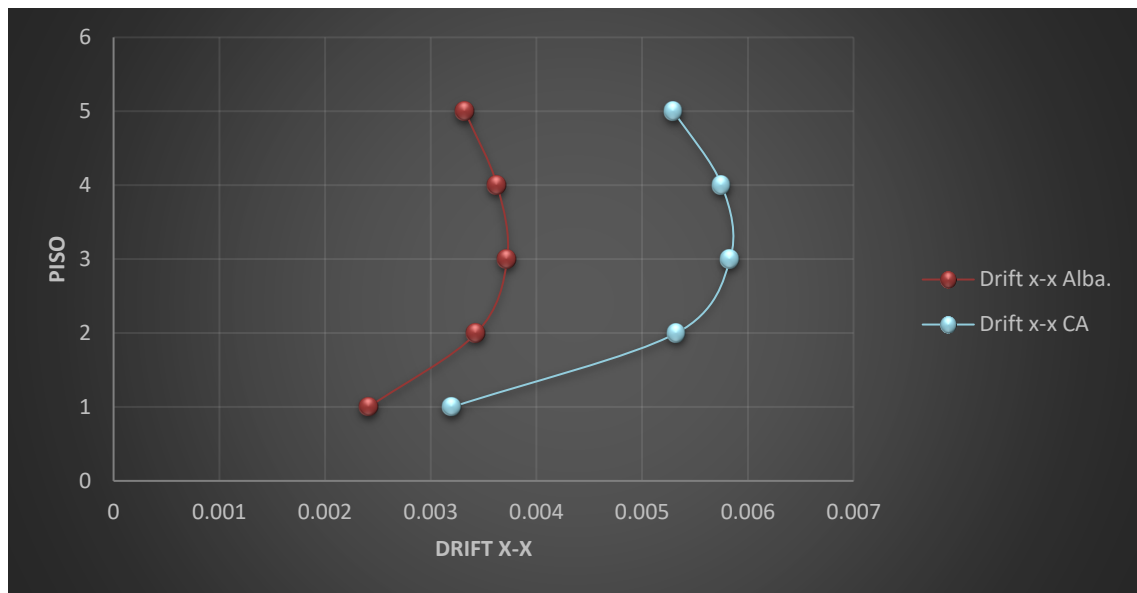
*Nota. Elaboración propia.*

#### 4.5.1. Distorsiones de entrepiso

Las siguientes tablas muestran las distorsiones de entrepiso en la dirección débil (eje x-x) para las estructuras de Concreto Armado en celeste y de Albañilería en Naranja.

**Figura 71**

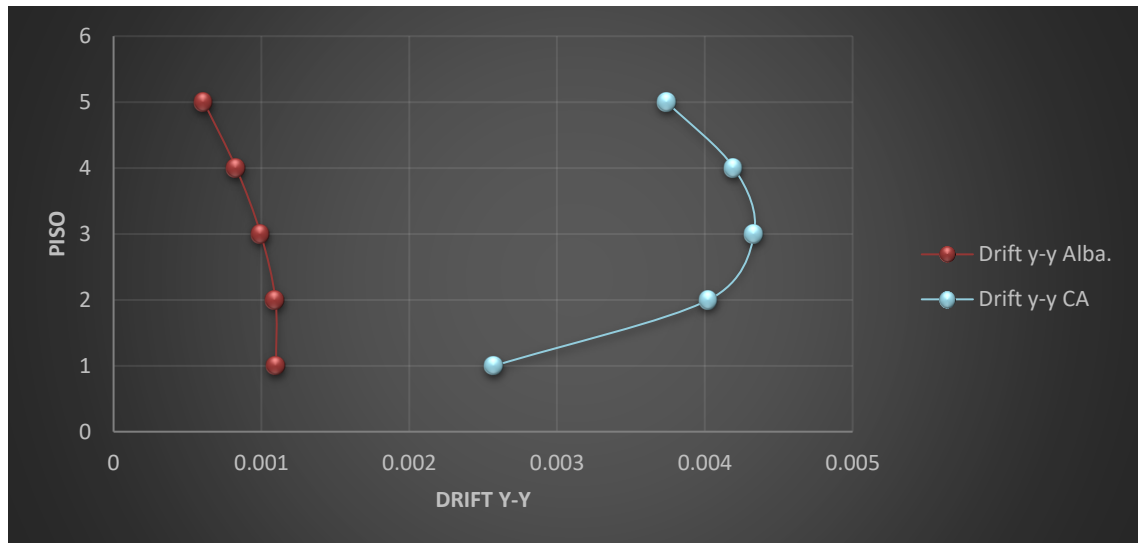
*Distorsiones de entrepiso de ambas estructuras en dirección X.*



*Nota. Elaboración propia.*

**Figura 72**

*Distorsiones de entrepido de ambas estructuras en dirección Y*



*Nota. Elaboración propia.*

#### 4.6. Discusión de resultados

Albañilería Confinada	Dual de Concreto Armado
<p><b>Estructuración</b></p> <p>Se tiene alta rigidez en la dirección larga de la estructura por los muros de albañilería confinada en los límites de propiedad.</p> <p>La estructura se apoya de estos muros para no tener distorsiones excesivas.</p> <p><b>Análisis Sísmico</b></p> <ul style="list-style-type: none"> <li>• <b>Fuerza Cortante</b>  <math>V_{x_{base}} = 533 \text{ Tonf}</math>  <math>V_{y_{base}} = 587 \text{ Tonf}</math></li> <li>• <b>Periodo</b>  <math>T_1 = 0,369s \text{ (Traslacional en } x)</math>  <math>T_2 = 0,292s \text{ (Torsional)}</math>  <math>T_3 = 0,210s \text{ (Traslacional en } y)</math></li> <li>• <b>Rigidez</b>  <math>K_x = 346 \ 120 \text{ Tonf/m}</math>  <math>K_y = 364 \ 398 \text{ Tonf/m}</math></li> <li>• <b>Derivas</b>  <math>\Delta_x = 0,0037</math>  <math>\Delta_y = 0,0012</math></li> </ul>	<p><b>Estructuración</b></p> <p>Se usó placas de concreto armado para dotar de la rigidez necesaria en cada dirección, la posición y dimensiones de cada placa jugó un papel importante en el control de la torsión de la estructura.</p> <p>Se modeló la estructura con distintas placas en distintas posiciones para elegir la que tenga menor torsión.</p> <p><b>Análisis Sísmico</b></p> <ul style="list-style-type: none"> <li>• <b>Fuerza Cortante</b>  <math>V_{x_{base}} = 241 \text{ Tonf}</math>  <math>V_{y_{base}} = 254 \text{ Tonf}</math></li> <li>• <b>Periodo</b>  <math>T_1 = 0,432s \text{ (Traslacional en } x)</math>  <math>T_2 = 0,399s \text{ (Traslacional en } y)</math>  <math>T_3 = 0,340s \text{ (Torsional)}</math></li> <li>• <b>Rigidez</b>  <math>K_x = 77 \ 155 \text{ Tonf/m}</math>  <math>K_y = 78 \ 477 \text{ Tonf/m}</math></li> <li>• <b>Derivas</b>  <math>\Delta_x = 0,006291</math>  <math>\Delta_y = 0,004305</math></li> </ul>

<p><b>Elementos Resistentes</b></p> <ul style="list-style-type: none"> <li>• <b>Losas</b></li> </ul> <p>No se tiene problemas de corte en el plano de la losa maciza en la garganta de la estructura de Albañilería Confinada.</p> <p>Sí se tiene problemas de corte en el plano de la losa maciza en la conexión escalera - diafragma de la estructura de Concreto Armado.</p> <p>Los esfuerzos de corte producidos en la losa maciza de la conexión de la escalera con el piso, son producidos en gran parte por acción de muros y columnas en las esquinas de la losa donde se concentran los esfuerzos de corte y también, en menor medida, por el aumento de rigidez en la zona, que al disipar energía, aumenta los esfuerzos internos.</p> <p>El muro en el eje B entre 7-8 o la columna en eje C-7, generan el fallo en la losa maciza por esfuerzo de corte ante sismo. La solución sería modificar o</p>	<p><b>Elementos Resistentes</b></p> <ul style="list-style-type: none"> <li>• <b>Losas</b></li> </ul> <p>No se tiene problemas de corte en el plano de la losa maciza en la garganta de la estructura de Concreto Armado.</p> <p>No se tiene problemas de corte en el plano de la losa maciza en la conexión escalera - diafragma de la estructura de Concreto Armado.</p>
--	---

eliminar dichos elementos que generan la falla.

La columna es modificable por estructuración, su dimensión alargada de 25x60 cm fue propuesto para dar rigidez lateral en la zona superior de la estructura, así no generar torsión excesiva en planta, ello es modificable.

El muro de albañilería en el eje B entre 7-8, en cambio, es difícil eliminar en estructuras en general, pues puede representar una importante disminución de la densidad de muros y en consecuencia el aumento de las distorsiones de entrepiso.

## CONCLUSIONES

**Primera.** No se evidencia ventajas de algún sistema estructural sobre el otro respecto a comportamiento sísmico. Si bien las distorsiones de entrepiso y desplazamiento laterales son mayores en la estructura de concreto armado, ello no representa una vulnerabilidad, dado que ambas estructuras desarrollan su máxima capacidad ante distorsiones distintas; por ello, la distorsión máxima permitida por la norma E.030 para cada sistema estructural es diferente, limitando a 0,007 las estructuras de concreto armado y de 0,005 a las de albañilería confinada pues estas son más rígidas.

**Segunda.** No se evidencia ventajas de algún sistema estructural sobre el otro respecto a configuración estructural. Si bien la estructura de albañilería confinada presentó irregularidad por piso blando en la dirección larga de la estructura, esta es causada por el criterio de agregar 1,5 metros de altura en el primer nivel para el modelo matemático, de forma conservadora, además que los efectos de esta irregularidad son parcialmente cubiertos por el factor de castigo de la norma. Si bien la estructura de concreto armado presentó irregularidad por torsión en planta, esta es ligeramente superior al límite con 1,31 de 1,30 como ratio. Para este trabajo, ambas tienen un factor de irregularidad no determinante para preferir una estructura sobre otra, además que dichas irregularidades se pueden eliminar modificando elementos estructurales, particularmente este edificio con relación en planta de 1 a 3,6 es propenso a tener algún tipo de irregularidad.

**Tercera.** No se evidencian ventajas de un sistema sobre otro respecto a comportamiento sísmico. Las distorsiones y desplazamientos sísmicos en la estructura de Albañilería Confinada son menores a los obtenidos en la estructura de Concreto Armado. Si bien se sabe que, a menos distorsión, menos daño estructural, no implica que una estructura de albañilería confinada tenga menos daño a una estructura de concreto armado, pues ambas tienen capacidades de deformación lateral diferentes, siendo la albañilería confinada más frágil; por ello, se limita más sus distorsiones normativamente, la albañilería no lograría alcanzar las deformaciones laterales alcanzadas por una estructura de concreto armado.

**Cuarta.** No se evidencia ventajas de algún sistema estructural sobre el otro respecto a los sistemas de cimentación. Ambas estructuras generan esfuerzos inferiores a la capacidad admisible del suelo con la configuración estructural dada para cada tipo de estructura.

## RECOMENDACIONES

- Primera.** Para un edificio con características similares a las del presente trabajo, esto es, con relación en planta de 1 a 3,6, se recomienda usar el sistema estructural que se considere conveniente, considerando costos, tiempo de ejecución, comportamiento sísmico y armonía de la estructura con el diseño arquitectónico.
- Segunda.** Si se prioriza el mejor comportamiento sísmico, se recomienda usar cualquier sistema estructural y mejorar su comportamiento dividiendo la estructura en 2 bloques con el fin de reducir la relación en planta de cada uno de estos nuevos bloques, con el fin de estar seguros de cumplir con una hipótesis de la metodología del análisis lineal sísmico normativo, esto es, que los diafragmas son rígidos.
- Tercera.** Si se prioriza el confort, se recomienda usar una estructura de concreto armado, pues la densidad mínima de muros que requiere una estructura de albañilería confinada puede obligar al proyectista a modificar la arquitectura.
- Cuarta.** Se recomienda verificar esfuerzos de corte en el plano de las losas, especialmente en estructuras de albañilería confinada. En zonas donde se concentra la rigidez, es probable tener altos esfuerzos de corte en la losa, además de los esfuerzos que pueda generar en la losa las columnas o muros al querer deformarse por sismo, es más probable que suceda en una estructura de albañilería confinada.

## REFERENCIA BIBLIOGRÁFICA

- ACI Committee 318. (2019). *Building code requirements for structural concrete*.
- ADI Perú. (2023, February 19). *ADI Perú: ocho de cada 10 casas son autoconstruidas y altamente vulnerables*. <https://adiperu.pe/noticias/adi-peru-ocho-de-cada-10-casas-son-autoconstruidas-y-altamente-vulnerables/>
- Aguilar, Z. y Tarazona, J. (2024). *New Seismicity Based Seismic Sources and Hazard Model for Perú*. 1–12. [https://www.researchgate.net/profile/Zenon-Aguilar/publication/381924144\\_NEW\\_SEISMICITY\\_BASED\\_SEISMIC\\_SOURCES\\_AND\\_HAZARD\\_MODEL\\_FOR\\_PERU/links/6684df76f3b61c4e2ca943d0/NEW-SEISMICITY-BASED-SEISMIC-SOURCES-AND-HAZARD-MODEL-FOR-PERU.pdf](https://www.researchgate.net/profile/Zenon-Aguilar/publication/381924144_NEW_SEISMICITY_BASED_SEISMIC_SOURCES_AND_HAZARD_MODEL_FOR_PERU/links/6684df76f3b61c4e2ca943d0/NEW-SEISMICITY-BASED-SEISMIC-SOURCES-AND-HAZARD-MODEL-FOR-PERU.pdf)
- ASCE 41-17. (2017). Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings. In *Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings*. <https://doi.org/10.1061/9780784414859>
- ASCE 7-16. (2017). Minimum design loads and associated criteria for buildings and other structures. In *Minimum Design Loads and Associated Criteria for Buildings and Other Structures*. <https://doi.org/10.1061/9780784414248>
- Asejo Lozano, E. J. (2022). *Análisis comparativo de costos y tiempo entre sistemas estructurales apertado y albañilería confinada de una edificación en el distrito de Jaén - 2021*.
- Cardenas, L., Reyna, R., Estacio, L. y Zavala, C. (2014). Implementation of Database of Masonry Walls Test – Review of Existing Test Data in Peru. *Journal of Disaster Research*, 9(6), 993–1000. <https://doi.org/10.20965/jdr.2014.p0993>
- Chopra, A. K. (2012). *Dynamics of structures, theory and applications to earthquake engineering*.
- Computers and structures. (2017). CSI Analysis Reference Manual. *Computers & Structures*.
- Diaz, M., Zavala, C. y Flores, E. (2020). *Structural assessment of confined masonry retrofitting under multi-seismic scenarios in Metropolitan Lima area*.

<https://www.researchgate.net/publication/355127525>

- Er Akan, A. (2008). *A comparative study on earthquake resistance of reinforced concrete and masonry residential buildings in small-scale cities of Turkey.*
- FEMA P-154. (2015). *Rapid visual screening of buildings for potential seismic hazards: a handbook. January, 62–71.*
- Fernández Baqueiro, L., Marín Gómez, F., Varela Rivera, J. y Vargas Marín, G. (2009). Determinación de la resistencia a compresión diagonal y el módulo de cortante de la mampostería de bloques huecos de concreto. *Ingeniería, Revista Académica de La FI-UADY*, 13(2), 41–50.
- Galvis, F. A., Miranda, E., Heresi, P., Dávalos, H. y Ruiz-García, J. (2020). Overview of collapsed buildings in Mexico City after the 19 September 2017 (Mw7.1) earthquake. *Earthquake Spectra*, 36. <https://doi.org/10.1177/8755293020936694>
- Gómez García, J. J. (2023). *Tipos y niveles de daño generados por sismo en edificación.*
- Huaman Salvatierra, W. G. y Valencia Malca, K. P. (2023). *Análisis comparativo de la resistencia de una edificación con sistemas de albañilería confinada y concreto armado en Trujillo.*
- Instituto Geofísico del Perú. (2002). *EL TERREMOTO DE LA REGIÓN SUR DE PERÚ DEL 23 DE JUNIO DE 2001.* 444. [https://repositorio.igp.gob.pe/bitstream/handle/20.500.12816/695/terremoto de la región sur.pdf?sequence=1&isAllowed=y](https://repositorio.igp.gob.pe/bitstream/handle/20.500.12816/695/terremoto%20de%20la%20regi3n%20sur.pdf?sequence=1&isAllowed=y)
- Moscoso Alcantara, E. A. (2018). *Universidad Nacional De Ingeniería Facultad De Ingeniería Civil Tesis.*
- Mosquera Maguiña, D. E. (2012). *Análisis dinámico de Estructuras usando Vectores de Ritz.*
- Muñoz Peláez, A. (2020). *Comentarios a la norma peruana E.030 diseño sismorresistente.*
- Ottazzi Pasino, G. (2015). *Apuntes del curso de concreto armado I.*

- Paulay, T. y N. Priestley, M. J. (1992). *Seismic Design Of Reinforced Concrete And Masonry Buildings*.
- Perez Guillermo, G. (2021). *Análisis comparativo entre los sistemas estructurales de concreto armado y albañilería confinada para determinar la ventaja técnica y económica en la construcción del casco estructural multifamiliar en la ciudad de Huánuco*.
- Saito, T. (2023). *Stera 3D Technical Manual*.  
<http://www.rc.ace.tut.ac.jp/saito/software-e.html>
- San Bartolom, Á. (2011). *Estudio por elementos finitos de la conexión coplanar placa-albañilería*.
- San Bartolomé, Á. (1994). *Construcción de Albañilería*.
- San Bartolomé, Á. (2005). *Comentarios a la Norma Técnica de Edificación E.070 Albañilería Informe Final (Capítulos 1 a 10)*.
- San Bartolomé, Á., Bernardo, J. y Peña, M. (2011). *Efectos del peralte de las columnas en el comportamiento sísmico de los muros de albañilería confinada*.
- SENCICO. (2006). *Norma E.070 Albañilería*.  
<https://drive.google.com/file/d/15N2ZQwZGegdoui4rrjTR6uq5blTu7uyv/view>
- SENCICO. (2009). *Norma E.060 Concreto Armado*.  
<https://drive.google.com/file/d/19EYUVMgwvm6rDs47GV374avco2ylU5Kz/view>
- SENCICO. (2018a). *Norma E.030 Diseño Sismorresistente*.  
<https://drive.google.com/file/d/1W14N6JldWPN8wUZSqWZnUphg6C559bi-/view>
- SENCICO. (2018b). *Norma E.050 Suelos y Cimentaciones*.
- SENCICO. (2019a). Propuesta de Norma E.060 Concreto Armado. *Sencico*, 199.  
[https://cdn.www.gob.pe/uploads/document/file/1067980/E060CONCRETOARMADO\\_-\\_DISCUSION\\_PUBLICA.pdf?v=1596055942](https://cdn.www.gob.pe/uploads/document/file/1067980/E060CONCRETOARMADO_-_DISCUSION_PUBLICA.pdf?v=1596055942)

- SENCICO. (2019b). *Propuesta de Norma E.070 Albañilería*.  
[https://cdn.www.gob.pe/uploads/document/file/1067980/E060CONCRETOARMADO\\_-\\_DISCUSION\\_PUBLICA.pdf?v=1596055942](https://cdn.www.gob.pe/uploads/document/file/1067980/E060CONCRETOARMADO_-_DISCUSION_PUBLICA.pdf?v=1596055942)
- Silgado Ferro, E. (1978). *Historia de los sismos más notables ocurridos en el Perú (1513 -1974)*. 3, 130.  
[https://repositorio.ingemmet.gob.pe/bitstream/20.500.12544/251/2/C-003-Boletin-Historia\\_sismos\\_mas\\_notables\\_Peru.pdf](https://repositorio.ingemmet.gob.pe/bitstream/20.500.12544/251/2/C-003-Boletin-Historia_sismos_mas_notables_Peru.pdf)
- Vasquez Lozada, A. G. (2021). *Análisis estructural comparativo entre los sistemas de albañilería confinada y concreto armado dual, Nuevo Chimbote, AA.HH. Los Ficus, 2021*.
- Vera Abarca, L. (2019). Microzonificación Sísmica De La Ciudad De Tacna. *Ciencia & Desarrollo*, 8(3), 7–14.  
<https://doi.org/10.33326/26176033.1996.3.58>
- Wight, J. K. y Macgregor, J. G. (2012). *Reinforced concrete mechanics and design*.
- Zavala, C., Diaz, M., Flores, E. y Cardenas, L. (2019). Damage limit states for confined masonry walls based on experimental test. *Tecnia*, 29(2), 135–141.  
<https://doi.org/10.21754/tecnica.v29i2.715>

# **ANEXOS**

ANEXO 2: MATRIZ DE CONSISTENCIA

ANEXO 3: PLANO DE UBICACIÓN DEL PROYECTO

ANEXO 4: PLANO DE ARQUITECTURA DEL PROYECTO

ANEXO 5: PLANO DE ESTRUCTURAS DEL PROYECTO

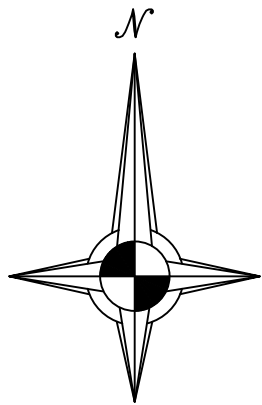
Tabla 25

Matriz de consistencia: "Análisis Comparativo de los sistemas estructurales de albañilería confinada"

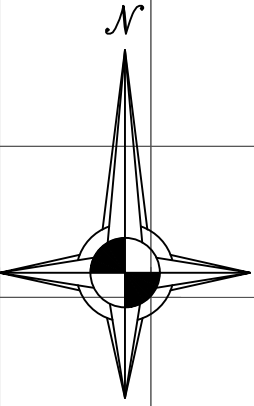
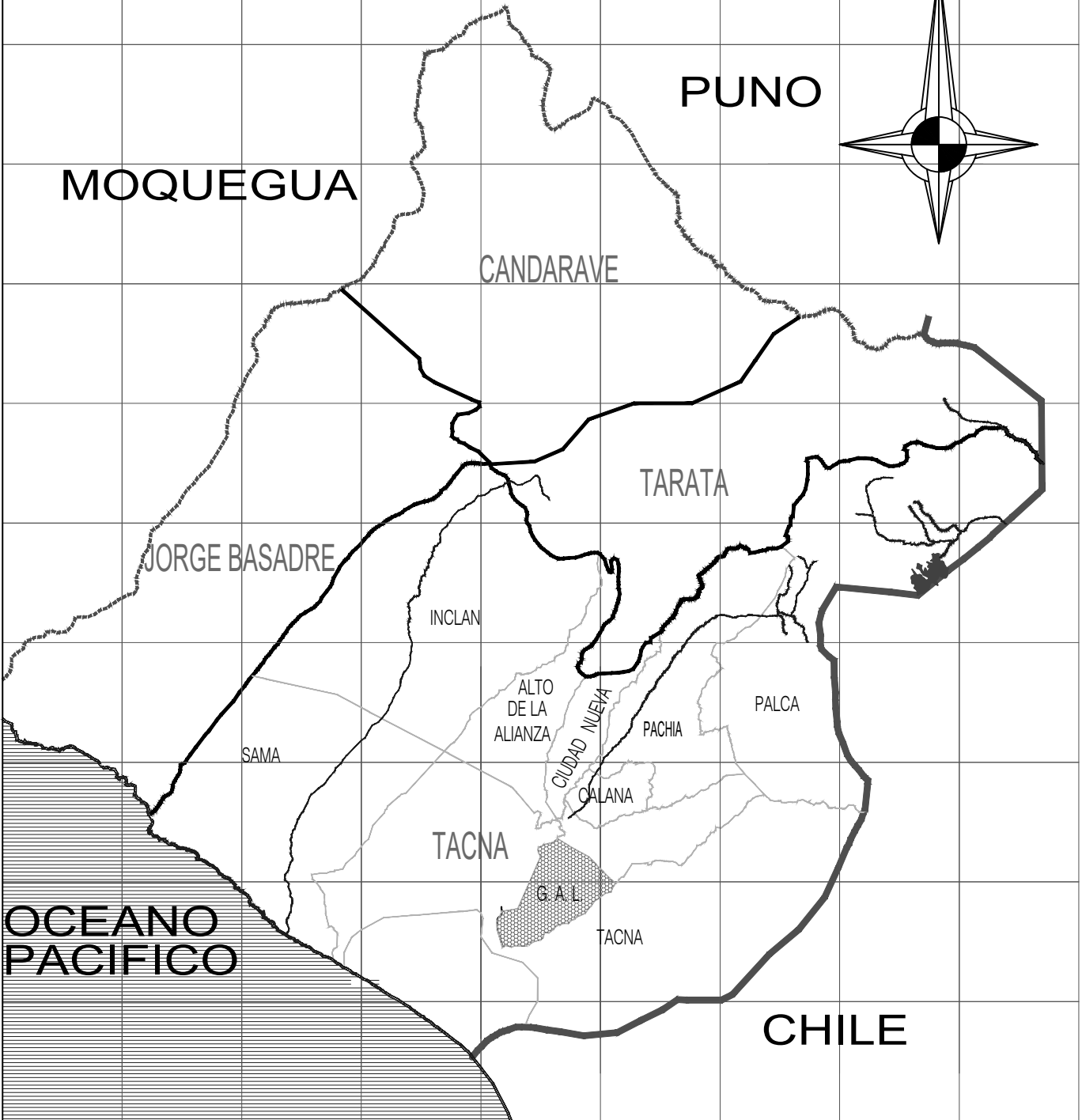
ORIENTACIÓN	PROBLEMA	OBJETIVOS	HIPÓTESIS	VARIABLES INDICADORES <sup>E</sup>	METODOLOGÍA
Enfoque: Cuantitativo. Paradigma: Positivismo.	GENERAL	GENERAL	GENERAL	Variables independientes: Estructuración Análisis estructural Rigidez. Resistencia. Variables Dependientes: Mejor sistema estructural	Tipo de investigación: Cuantitativa, no experimental. Diseño de investigación: Transversal.
	¿Qué sistema estructural tiene el mejor comportamiento estructural entre los sistemas estructurales de albañilería confinada y de concreto armado para un edificio de 5 niveles en la ciudad de Tacna?	Realizar el análisis comparativo entre el sistema estructural de albañilería confinada y sistema de concreto armado para un edificio de 5 niveles, ubicado en la ciudad de Tacna, aplicando la norma técnica del R.N.E.	El sistema de concreto armado tiene el mejor comportamiento estructural entre los sistemas estructurales de albañilería confinada y de concreto armado para un edificio de 5 niveles en la ciudad de Tacna.		
	ESPECÍFICO	ESPECÍFICO	ESPECÍFICO		
Tipo: No experimental.	¿Cuál es el análisis estructural de un sistema de albañilería confinada y sistema de concreto armado para un edificio de 5 niveles aplicando la norma técnica del R.N.E.?	Realizar el análisis estructural de un sistema de albañilería confinada y sistema de concreto armado para un edificio de 5 niveles aplicando la norma técnica del R.N.E.	En el análisis estructural, el sistema de albañilería confinada es inferior al sistema de concreto armado para un edificio de 5 niveles aplicando la norma técnica del R.N.E.		
Alcance: Descriptivo.	¿Cuáles son los parámetros sísmicos de un sistema estructural de albañilería confinada y sistema de concreto armado aplicando las normas técnicas del R.N.E.?	Evaluar los parámetros sísmicos de un sistema estructural de albañilería confinada y sistema de concreto armado aplicando la norma técnica del R.N.E.	Los parámetros sísmicos de un sistema estructural de albañilería confinada son inferiores al de un sistema de concreto armado aplicando la norma técnica del R.N.E.		
	¿Cuál es el sistema estructural adecuado, para el diseño y análisis del edificio de 5 niveles en la ciudad de Tacna?	Proponer el sistema estructural adecuado, para el diseño y análisis del edificio de 5 niveles en la ciudad de Tacna.	El sistema de concreto armado es el sistema estructural adecuado, para el diseño y análisis del edificio de 5 niveles en la ciudad de Tacna.		

*Nota. Elaboración propia.*

**UBICACIÓN NIVEL NACIONAL**  
Escala 1 / 1 000 000



**DEPARTAMENTO TACNA**  
Escala 1 / 125 000



Universidad Nacional Jorge Basadre Grohmann  
Facultad de Ingeniería Civil, Arquitectura y Geotécnia  
Escuela Profesional de Ingeniería Civil

TESIS  
**ANÁLISIS COMPARATIVO DE LOS SISTEMAS ESTRUCTURALES DE ALBAÑILERÍA CONFINADA Y DE CONCRETO ARMADO PARA UN EDIFICIO DE 5 NIVELES EN LA CIUDAD DE TACNA-TACNA 2024**

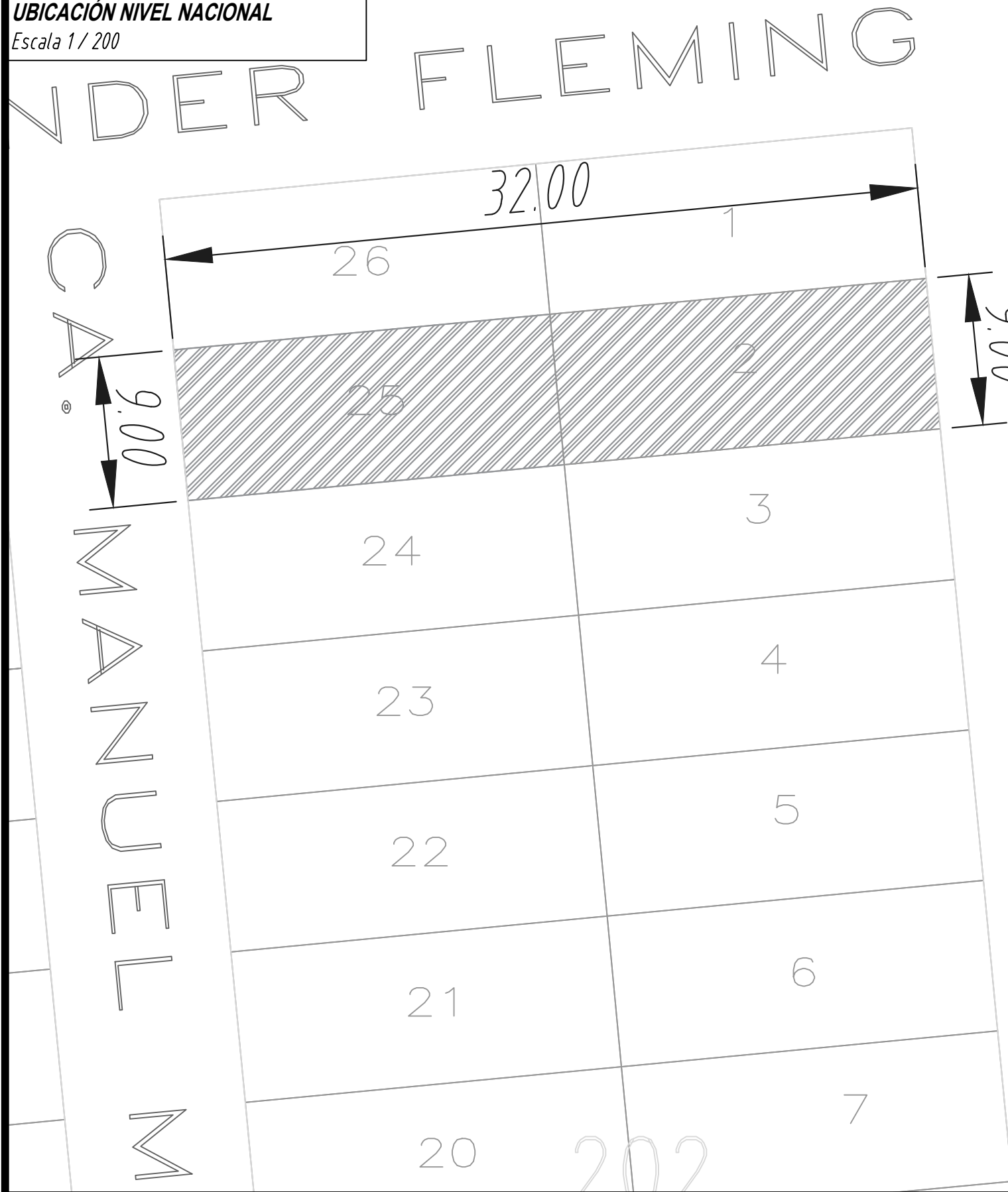
**UBIC.**  
- Departamento : Tacna  
- Provincia : Tacna  
- Distrito : Coronel Gregorio Albarracín Lanchipa  
-Localidad : Mz. 202, Lote 02  
-Referencia : Entre calles Alexander Fleming y Manuel Morales

**PLANO**  
PLANO DE UBICACION A NIVEL NACIONAL  
**FECHA**  
NOVIEMBRE 2024  
**ESC**  
INDICADA

**LAMINA**  
**U-01**

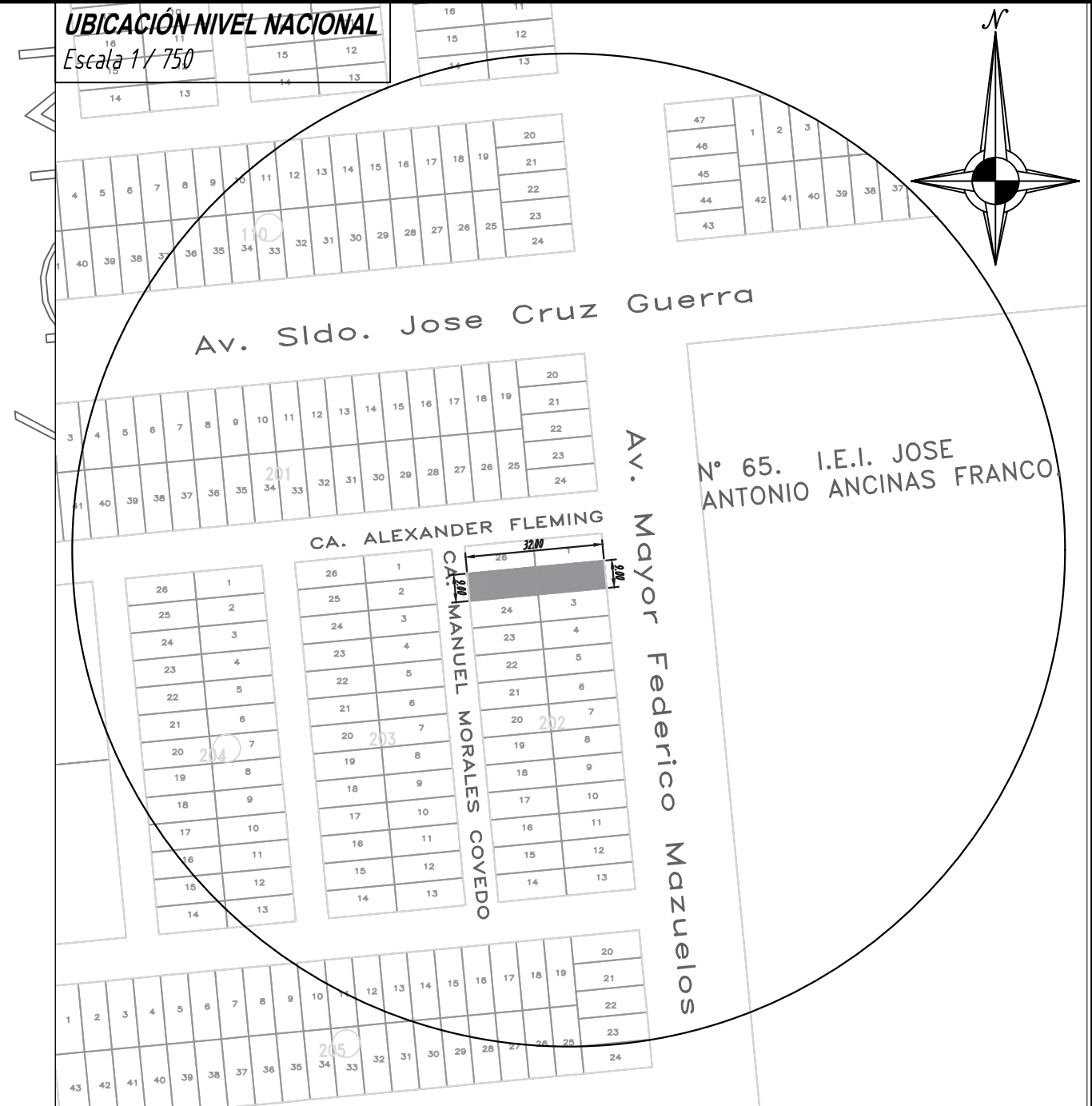
UBICACIÓN NIVEL NACIONAL

Escala 1 / 200



UBICACIÓN NIVEL NACIONAL

Escala 1 / 750



Universidad Nacional Jorge Basadre Grohmann  
 Facultad de Ingeniería Civil, Arquitectura y  
 Geotécnia  
 Escuela Profesional de Ingeniería Civil

TESIS  
**ANÁLISIS COMPARATIVO DE LOS SISTEMAS ESTRUCTURALES DE ALBAÑILERÍA CONFINADA Y DE CONCRETO ARMADO PARA UN EDIFICIO DE 5 NIVELES EN LA CIUDAD DE TACNA-TACNA 2024**

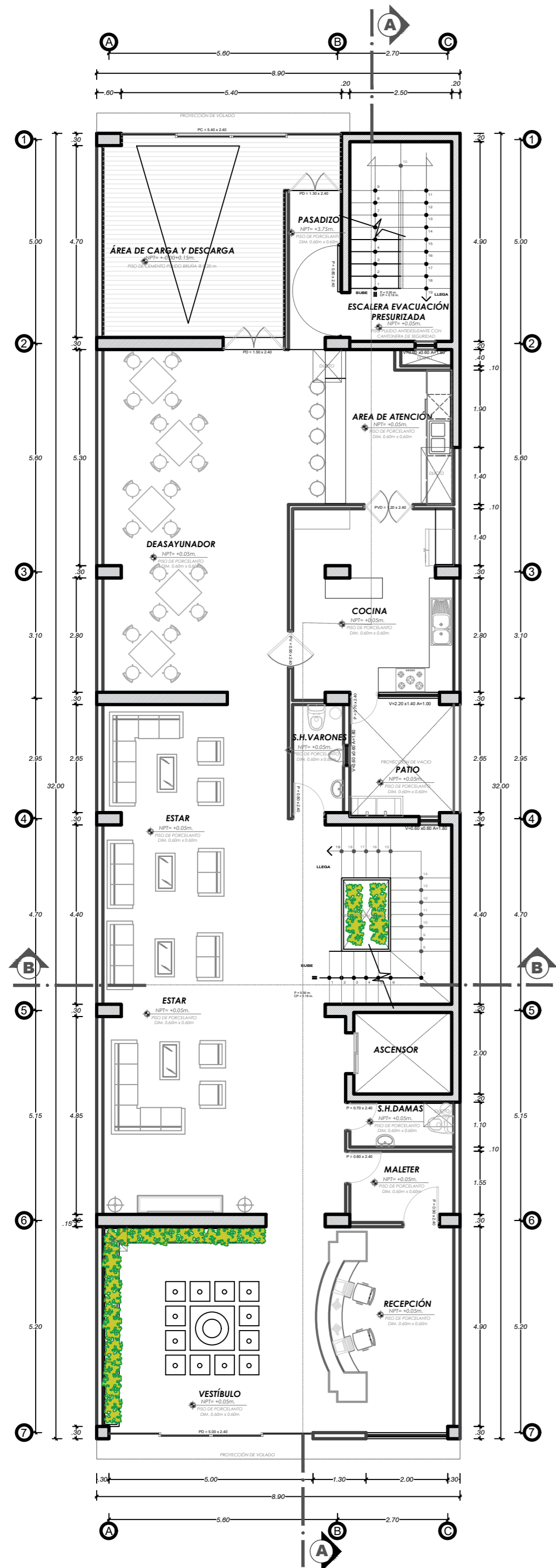
UBIC.  
 - Departamento : Tacna  
 - Provincia : Tacna  
 - Distrito : Coronel Gregorio Albarracín Lanchipa  
 -Localidad : Mz. 202, Lote 02  
 -Referencia : Entre calles Alexander Fleming y Manuel Morales

PLANO  
**PLANO DE UBICACION**

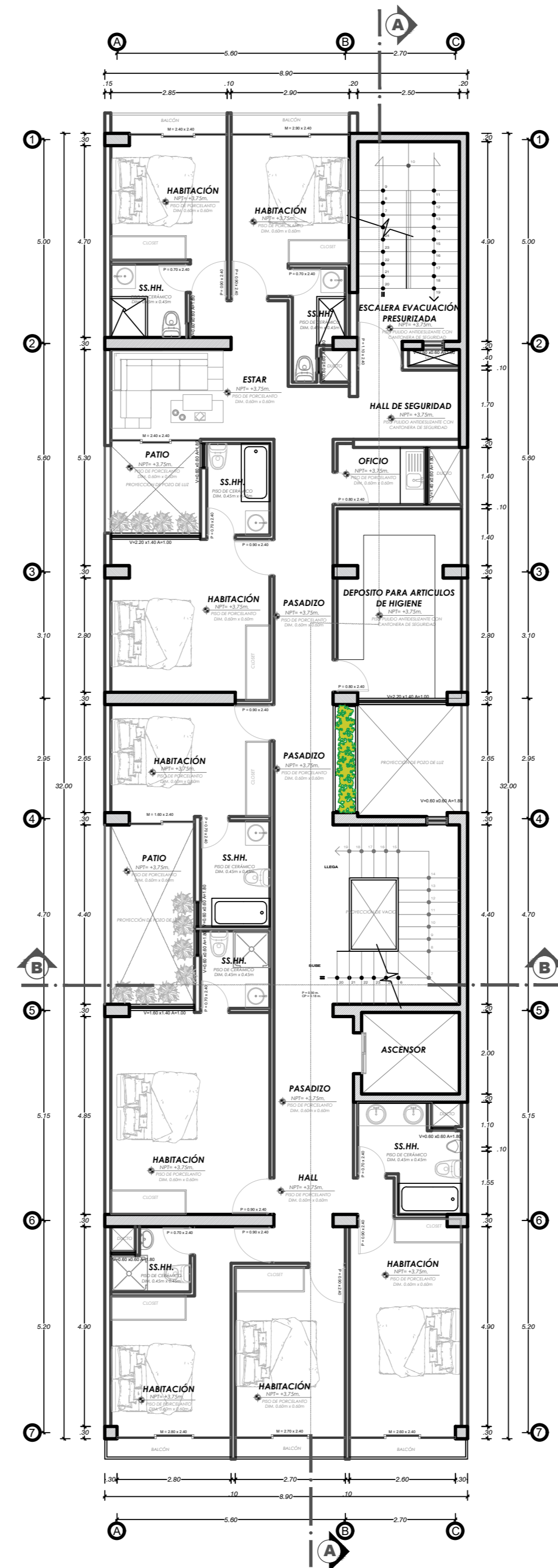
FECHA  
 NOVIEMBRE 2024

ESC  
 Indicada

LAMINA  
**U-02**

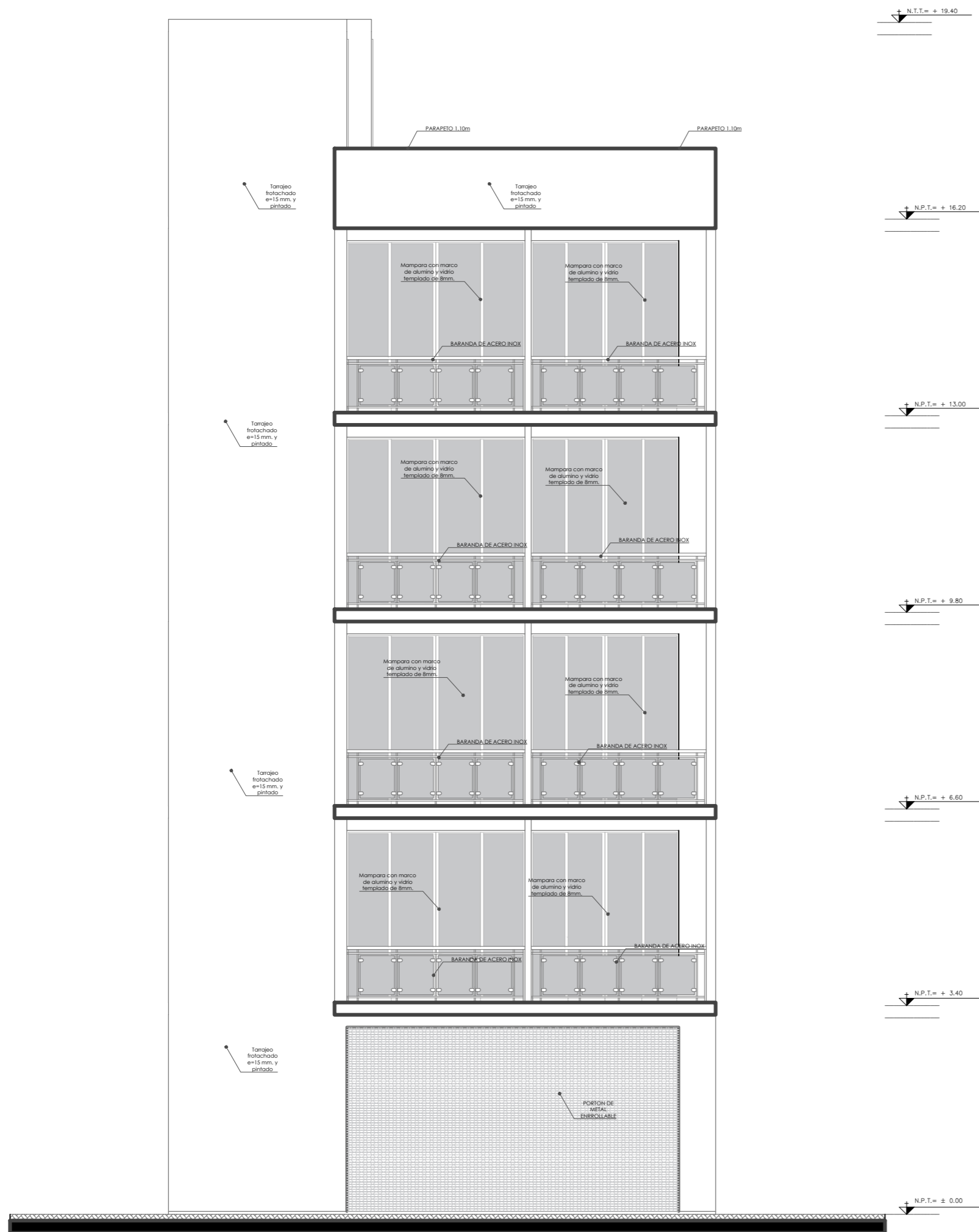


PLANTA PRIMER NIVEL  
HOTEL  
ESC.1/100

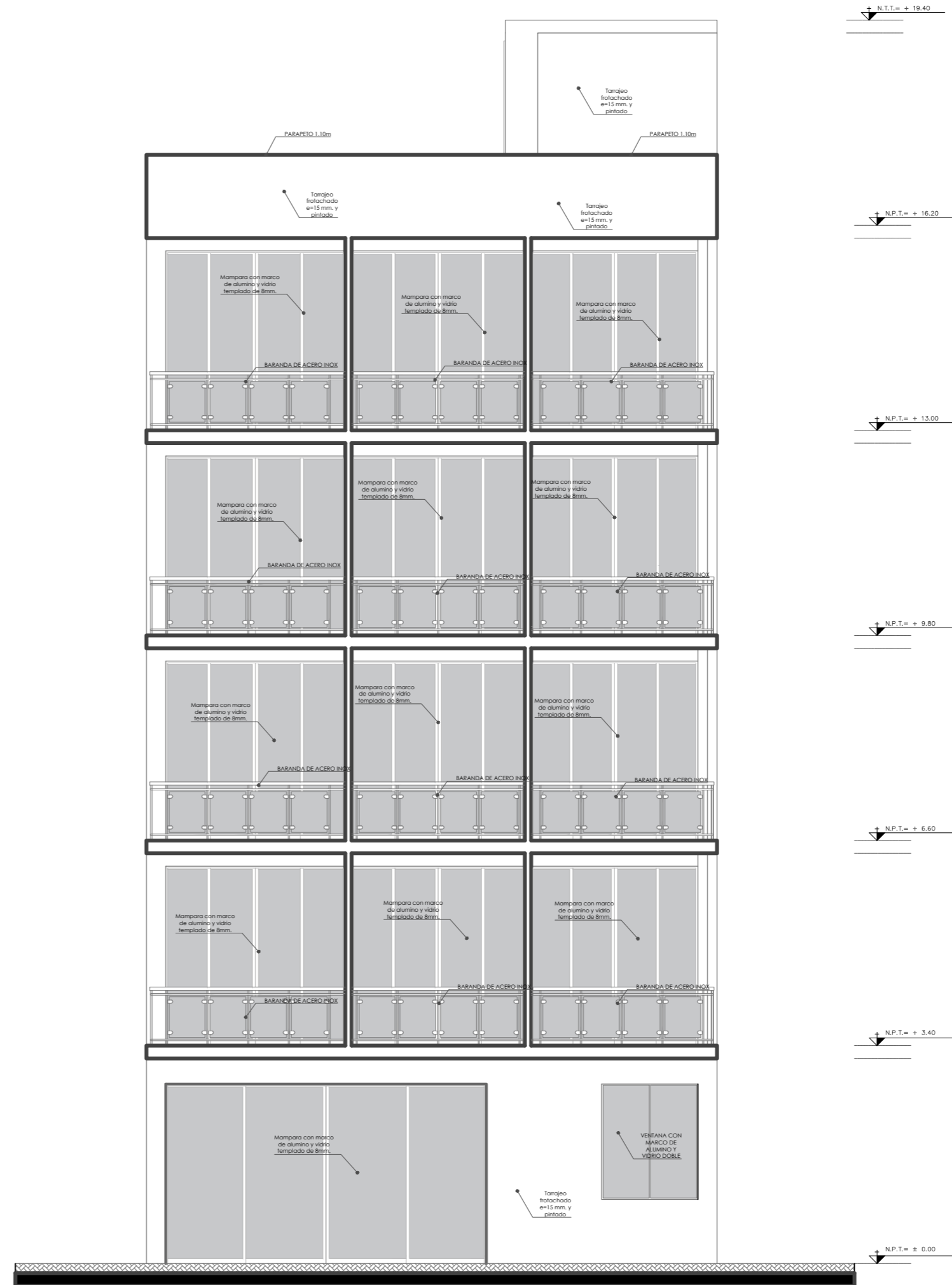


PLANTA NIVEL 2,3,4y5  
HOTEL  
ESC.1/100

Universidad Nacional Jorge Basadre Grohmann Facultad de Ingeniería Civil, Arquitectura y Geotécnica Escuela Profesional de Ingeniería Civil	
TESIS ANÁLISIS COMPARATIVO DE LOS SISTEMAS ESTRUCTURALES DE ALBAÑILERÍA CONFINADA Y DE CONCRETO ARMADO PARA UN EDIFICIO DE 5 NIVELES EN LA CIUDAD DE TACNA-TACNA 2024	
UBIC. - Departamento : Tacna - Provincia : Tacna - Distrito : Coronel Gregorio Albarracín Lanchipa - Localidad : Mz. 202, Lote 02 - Referencia : Entre calles Alexander Fleming y Manuel Morales	PLANO PLANO DE PLANTA FECHA NOVIEMBRE 2024
ESC 1 / 100	LAMINA <b>A-01</b>



ELEVACIÓN POSTERIOR  
ESC.1/75 HOTEL

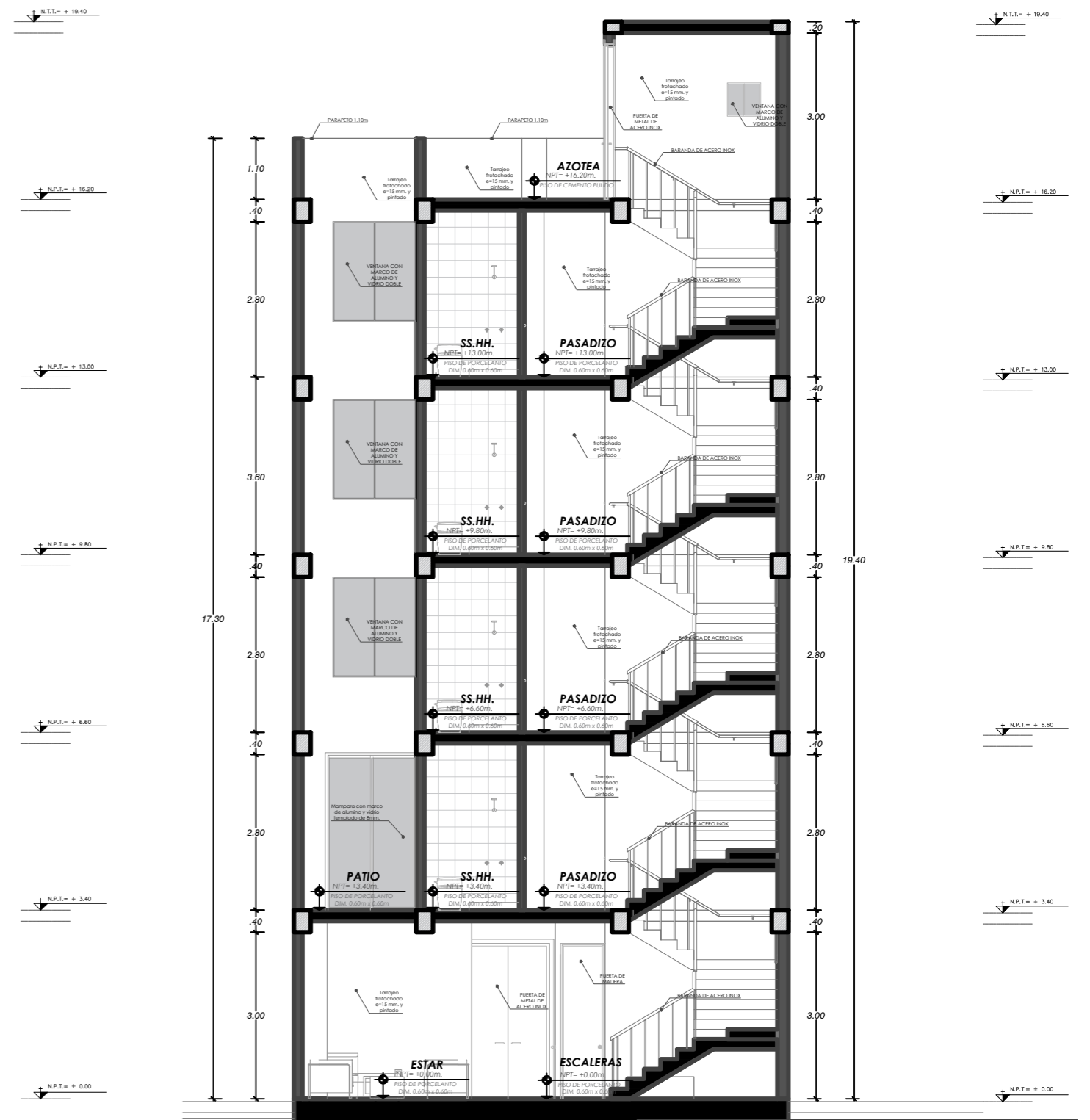


ELEVACIÓN FRONTAL  
ESC.1/75 HOTEL

Universidad Nacional Jorge Basadre Grohmann Facultad de Ingeniería Civil, Arquitectura y Geotécnica Escuela Profesional de Ingeniería Civil			
TESIS ANÁLISIS COMPARATIVO DE LOS SISTEMAS ESTRUCTURALES DE ALBAÑILERÍA CONFINADA Y DE CONCRETO ARMADO PARA UN EDIFICIO DE 5 NIVELES EN LA CIUDAD DE TACNA-TACNA 2024			
UBIC. - Departamento : Tacna - Provincia : Tacna - Distrito : Coronel Gregorio Albarracín Lanchipa -Localidad : Mz. 202, Lote 02 -Referencia : Entre calles Alexander Fleming y Manuel Morales	PLANO PLANO DE ELEVACIÓN	FECHA NOVIEMBRE 2024	ESC 1 / 75
			LAMINA <b>A-02</b>

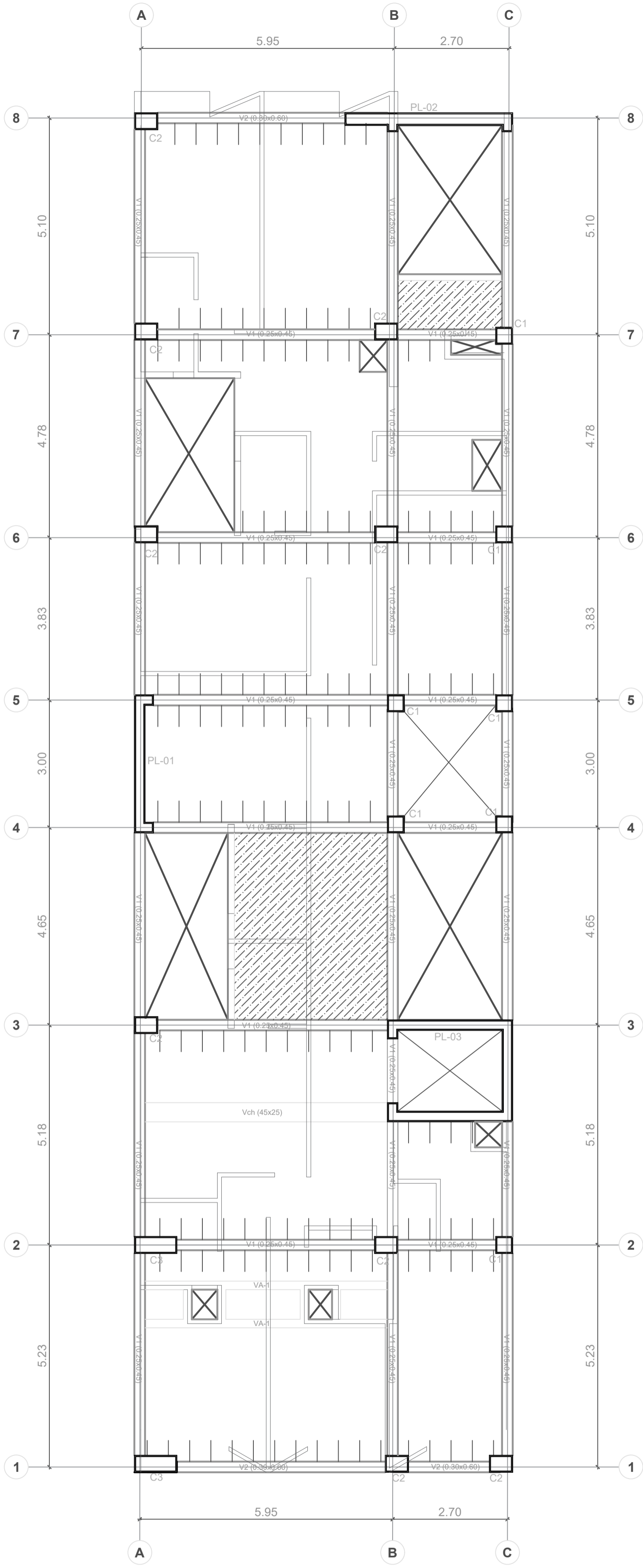


CORTE : A-A'  
ESC.1/100 HOTEL



CORTE : B-B'  
ESC.1/100 HOTEL

Universidad Nacional Jorge Basadre Grohmann Facultad de Ingeniería Civil, Arquitectura y Geotécnia Escuela Profesional de Ingeniería Civil			
TESIS ANÁLISIS COMPARATIVO DE LOS SISTEMAS ESTRUCTURALES DE ALBAÑILERÍA CONFINADA Y DE CONCRETO ARMADO PARA UN EDIFICIO DE 5 NIVELES EN LA CIUDAD DE TACNA-TACNA			
UBIC. - Departamento : Tacna - Provincia : Tacna - Distrito : Coronel Gregorio Albarracín Lanchipa - Localidad : Mir. 202, Lote 02 - Referencia : Entre calles Alexander Fleming y Manuel Morales	PLANO PLANO DE CORTES		LAMINA <b>A-03</b>
	FECHA NOVIEMBRE 2024	ESC 1 / 100	



Nivel	CUADRO DE COLUMNAS		
	C1 40x40	C2 55x40	C3 100x40
1,2,3,4 y 5			

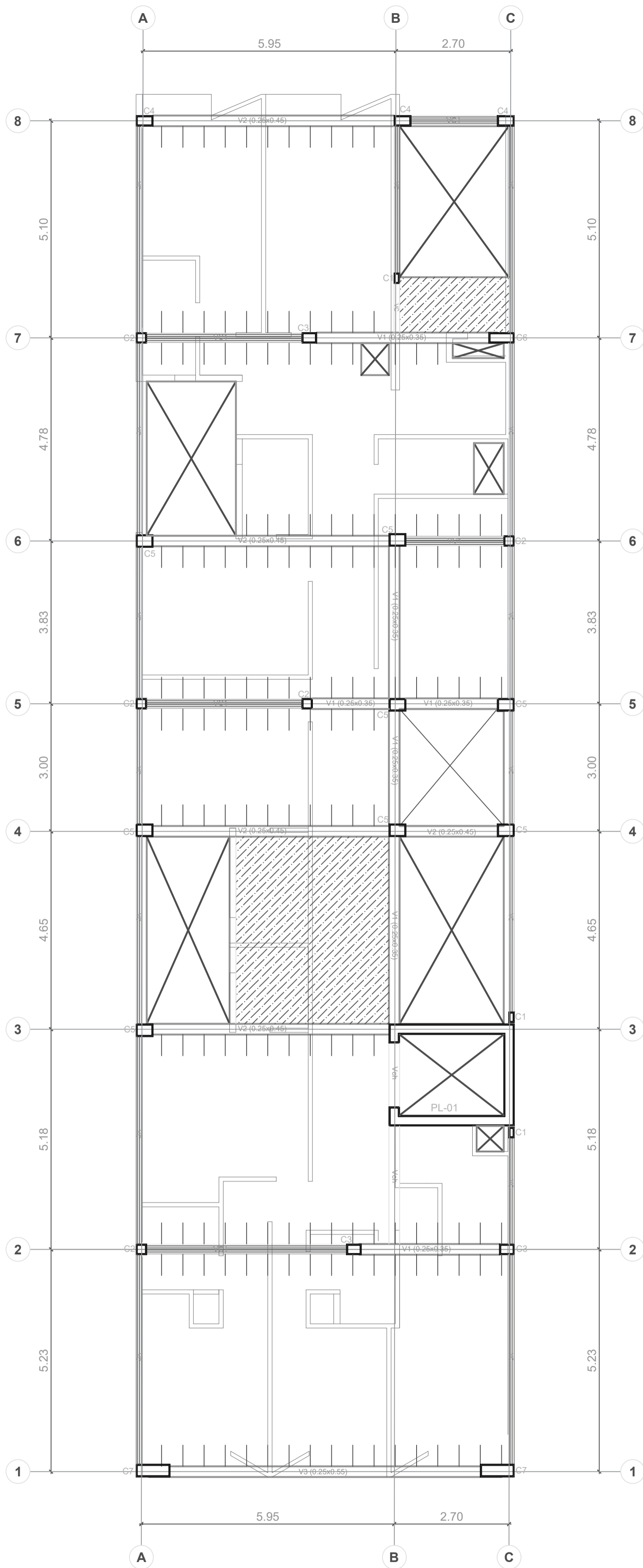
Nivel	CUADRO DE PLACAS		
	PL-01	PL-02	PL-03
1,2,3,4 y 5			

Nivel	CUADRO DE VIGAS		
	Vch (45x25)	V1 (0.25x0.45)	V2 (0.30x0.60)
1,2,3,4 y 5			

LEYENDA - ENCOFRADO	
	C1 COLUMNA DE CONCRETO
	PL-1 MURO DE CONCRETO (PLACA)
	TABQUERIA AISLADO CON LADRILLO TUBULAR O P-14
	VIGA PERALTADA
	VA VIGA CHATA
	LOSA ALIGERADA
	LOSA MACIZA

1°, 2°, 3°, 4° y 5° NIVELES, CONCRETO ARMADO  
 NL = +2.9, +5.8, +8.7, +11.6, +14.5  
 ESC: 1/75

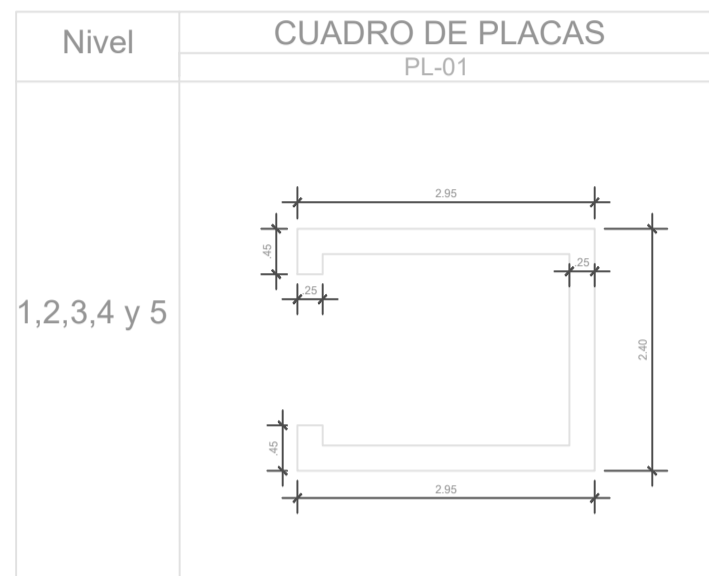
Universidad Nacional Jorge Basadre Grohmann Facultad de Ingeniería Civil, Arquitectura y Geotécnia Escuela Profesional de Ingeniería Civil		
TESIS ANÁLISIS COMPARATIVO DE LOS SISTEMAS ESTRUCTURALES DE ALBAÑILERÍA CONFINADA Y DE CONCRETO ARMADO PARA UN EDIFICIO DE 5 NIVELES EN LA CIUDAD DE TACNA-TACNA 2024		
UBIC. - Departamento : Tacna - Provincia : Tacna - Distrito : Coronel Gregorio Abarracín - Localidad : Lanchipa - Referencia : Mz. 202, Lote 02 : Entre calles Alexander Fleming y Manuel Morales	PLANO ESTRUCTURA CONCRETO ARMADO FECHA NOVIEMBRE 2024	LAMINA E-01 ESC 1 / 75



**1°, 2°, 3°, 4° y 5° NIVELES, ALBAÑILERÍA**  
 NL = +2.9, +5.8, +8.7, +11.6, +14.5

ESC: 1/75

Nivel	CUADRO DE COLUMNAS						
	C1 13x25	C2 25x25	C3 25x35	C4 25x40	C5 30x40	C6 25x60	C7 30x80
1,2,3,4 y 5							



Nivel	CUADRO DE VIGAS					
	VC (0.13x0.25)	VC1 (0.13x0.25)	Vch (0.25x0.25)	V1 (0.25x0.35)	V2 (0.25x0.45)	V3 (0.25x0.55)
1,2,3,4 y 5						

LEYENDA - ENCOFRADO	
	C1 COLUMNA DE CONCRETO
	PL-1 MURO DE CONCRETO (PLACA)
	TABIQUERIA AISLADO CON LADRILLO TUBULAR O P-14
	MURO DE MAMPOSTERIA CON LADRILLO KING K. 18 HUECOS
	VIGA PERALTADA
	VIGA DE CONFINAMIENTO
	VIGA CHATA
	LOSA ALIGERADA
	LOSA MACIZA

Universidad Nacional Jorge Basadre Grohmann Facultad de Ingeniería Civil, Arquitectura y Geotécnica Escuela Profesional de Ingeniería Civil		
<b>TESIS</b> ANÁLISIS COMPARATIVO DE LOS SISTEMAS ESTRUCTURALES DE ALBAÑILERÍA CONFINADA Y DE CONCRETO ARMADO PARA UN EDIFICIO DE 5 NIVELES EN LA CIUDAD DE TACNA-TACNA 2024		
UBIC. - Departamento : Tacna - Provincia : Tacna - Distrito : Coronel Gregorio Abarracín - Localidad : Lanchipa - Referencia : Mz. 202, Lote 02 Entre calles Alexander Fleming y Manuel Morales	PLANO ESTRUCTURA ALBAÑILERÍA CONFINADA FECHA NOVIEMBRE 2024	LAMINA <b>E-02</b> ESC 1 / 75