

UNIVERSIDAD NACIONAL JORGE BASADRE GROHMANN

FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL, ARQUITECTURA Y GEOTECNIA

Escuela Profesional de Ingeniería Civil

**APLICACIÓN DE LA EXCENTRICIDAD ACCIDENTAL BAJO ENFOQUES
ESTÁTICO Y DINÁMICO EN EL ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL DE
UNA EDIFICACIÓN, TACNA 2024**

TESIS

PRESENTADA POR:

Bach. GONZALO IVAN CHAMBI PACCO

Para optar el Título Profesional de:

INGENIERO CIVIL

TACNA – PERÚ

2025

UNIVERSIDAD NACIONAL JORGE BASADRE GROHMANN

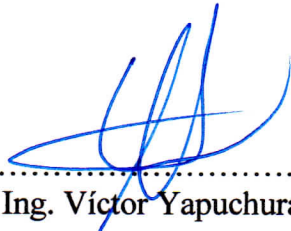
Facultad de Ingeniería Civil, Arquitectura y Geotecnia

Escuela Profesional de Ingeniería Civil

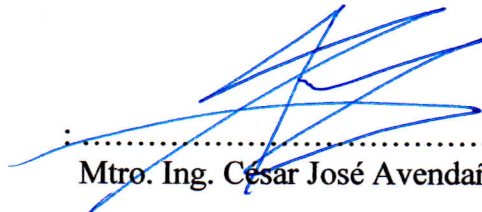
**“APLICACIÓN DE LA EXCENTRICIDAD ACCIDENTAL BAJO
ENFOQUES ESTÁTICO Y DINÁMICO EN EL ANÁLISIS
Y DISEÑO ESTRUCTURAL DE UNA
EDIFICACIÓN, TACNA 2024”**

Tesis sustentada y aprobada el día 29 de abril del 2025 estando integrado
el Jurado Calificador por:

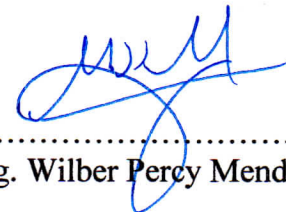
PRESIDENTE


:
Dr. Ing. Víctor Yapuchura Platero

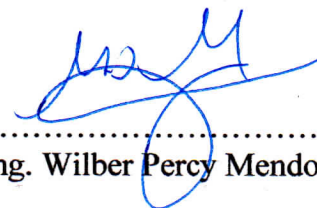
SECRETARIO


:
Mtro. Ing. César José Avendaño Jihuallanga

VOCAL


:
Mtro. Ing. Wilber Percy Mendoza Ramirez

ASESOR DE TESIS


:
Mtro. Ing. Wilber Percy Mendoza Ramirez

CERTIFICADO DE SIMILITUD

Yo, Wilber Percy Mendoza Ramirez, en mi condición de ASESOR acreditado con Resolución de Facultad N° 764-2023-FIAG/UNJBG del 20 de noviembre del 2023, del Trabajo de Tesis titulado: “APLICACIÓN DE LA EXCENRICIDAD ACCIDENTAL BAJO ENFOQUES ESTÁTICO Y DINÁMICO EN EL ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL DE UNA EDIFICACIÓN, TACNA 2024”. Presentado por el Bach. Gonzalo Ivan Chambi Pacco. Para optar el título profesional de Ingeniero Civil.

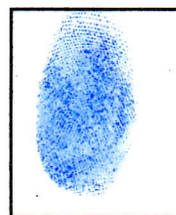
Habiendo cumplido con lo establecido en el reglamento de originalidad y similitud de trabajos de investigación y producción intelectual de la UNJBG; considerando que según la revisión, evaluación y análisis realizado a través del software de similitud textual TURNITIN, cuenta con el nivel de similitud permitido cuyo porcentaje es 06 %. Por lo que CERTIFICO LA SIMILARIDAD de la tesis enunciada líneas arriba, la cual esta expedita para continuar con los trámites para optar el título profesional de Ingeniero Civil, según corresponda para su publicación en el Repositorio Institucional.

Tacna, 30 de abril del 2025.



FIRMA ASESOR

Nombres y apellidos: Mtro. Ing. Wilber Percy Mendoza Ramirez
DNI: 00520705



FIRMA AUTOR

Nombres y apellidos: Gonzalo Ivan Chambi Pacco
DNI: 71198730

DEDICATORIA

A mi madre.

AGRADECIMIENTOS

A mi madre, y a las personas que me apoyaron.

INDICE

DEDICATORIA	IV
AGRADECIMIENTOS.....	V
INDICE DE TABLAS	X
INDICE DE FIGURAS	XIV
RESUMEN.....	XVIII
ABSTRACT	XIX
INTRODUCCIÓN	1
CAPÍTULO I: PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA	2
1.1 REALIDAD PROBLEMÁTICA	2
1.2 FORMULACIÓN DEL PROBLEMA	3
1.2.1 PROBLEMA GENERAL	3
1.2.2 PROBLEMAS ESPECÍFICOS	3
1.3 JUSTIFICACIÓN E IMPORTANCIA DE LA INVESTIGACIÓN.....	4
1.3.1 JUSTIFICACIÓN TEÓRICA	4
1.3.2 JUSTIFICACIÓN SOCIAL	5
1.3.3 JUSTIFICACIÓN ECONÓMICA	5
1.4 OBJETIVOS	6
1.4.1 OBJETIVO GENERAL	6
1.4.2 OBJETIVOS ESPECÍFICOS.....	6
1.5 HIPÓTESIS.....	6
1.5.1 HIPÓTESIS GENERAL	6
1.5.2 HIPÓTESIS ESPECÍFICAS	7
CAPÍTULO II : MARCO TEÓRICO.....	8
2.1 ANTECEDENTES.....	8
2.1.1 ANTECEDENTES INTERNACIONALES	8
2.1.2 ANTECEDENTES NACIONALES.....	12
2.2 BASES TEÓRICAS	13
2.2.1 DEFINICIÓN DE LA TORSIÓN EN EDIFICACIONES	13

2.2.2	EFFECTO DE LA TORSIÓN EN EDIFICACIONES	14
2.2.3	CONCEPTUALIZACIÓN DE LA EXCENRICIDAD ACCIDENTAL.....	18
2.2.4	APLICACIÓN DE LA EXCENRICIDAD ACCIDENTAL	28
2.2.4.1	Discusión Sobre El Enfoque Estático.....	33
2.2.5	ANÁLISIS ESTRUCTURAL DE EDIFICACIONES.....	37
2.2.5.1	Análisis Estático De Fuerzas Equivalentes.....	37
2.2.5.2	Análisis Modal Espectral	39
2.2.5.3	Irregularidad Torsional	41
2.2.5.3.1	Asimetría Estructural.....	42
2.2.5.3.2	Excentricidad Natural.....	43
2.2.5.3.3	Excentricidad accidental.....	44
2.2.6	DISEÑO ESTRUCTURAL DE EDIFICACIONES	44
2.2.6.1	Parámetros De Diseño Sísmico	44
2.2.6.2	Diseño De Vigas	50
2.2.6.3	Diseño De Losas Aligeradas.....	54
2.2.6.4	Diseño De Losas Macizas.....	59
2.2.6.5	Diseño De Escaleras.....	60
2.2.6.6	Diseño De Columnas	61
2.2.6.7	Diseño De Muros	64
2.2.6.8	Diseño De Cimentaciones Superficiales	69
2.2.6.9	Diseño De Estructuras De Contención.....	71
2.3	DEFINICIÓN DE TÉRMINOS	73
CAPÍTULO III:	MARCO METODOLÓGICO	76
3.1	DISEÑO DE LA INVESTIGACIÓN	76
3.2	POBLACIÓN Y MUESTRA.....	76
3.2.1	POBLACIÓN.....	76
3.2.2	MUESTRA	77
3.3	OPERACIONALIZACIÓN DE VARIABLES	77
3.4	TÉCNICAS E INSTRUMENTOS PARA LA RECOLECCIÓN DE DATOS.....	78
CAPÍTULO IV:	RESULTADOS.....	79

4.1	CARACTERIZACIÓN ARQUITECTÓNICA	79
4.2	CARACTERIZACIÓN ESTRUCTURAL.....	82
4.2.1	PROPIEDADES DE LOS MATERIALES	83
4.2.2	PROPIEDADES DEL SUELO	84
4.2.3	DEFINICIÓN DEL ESPECTRO DE RESPUESTA	86
4.2.4	DEFINICIÓN DE CARGAS Y COMBINACIONES DE CARGA	88
4.2.5	PREDIMENSIONAMIENTO	90
4.2.5.1	Predimensionamiento De Losas Aligeradas Unidireccionales	90
4.2.5.2	Predimensionamiento De Losas Macizas Bidireccionales	91
4.2.5.3	Predimensionamiento De Vigas.....	92
4.2.5.4	Predimensionamiento De Columnas.....	94
4.2.5.5	Predimensionamiento De Muros.....	96
4.2.5.6	Predimensionamiento De Escalera.....	97
4.2.5.7	Predimensionamiento De Cimentaciones	98
4.3	MODELO ESTRUCTURAL DE LA EDIFICACIÓN.....	100
4.3.1	MATERIALES	101
4.3.2	PATRONES DE CARGA.....	101
4.3.3	FUENTES DE MASA SÍSMICA	102
4.3.4	ESPECTRO DE RESPUESTA.....	104
4.3.5	CASO MODAL.....	105
4.3.6	CASOS DE CARGA NO LINEALES	107
4.3.7	CASOS DE CARGA PARA SISMO	108
4.3.8	COMBINACIONES DE CARGA	110
4.4	RESULTADOS DEL ANÁLISIS MODAL ESPECTRAL.....	111
4.4.1	PERIODOS Y MODOS DE VIBRACIÓN.....	111
4.4.2	FUERZA SÍSMICA ESTÁTICA DE BASE.....	115
4.4.3	VERIFICACIÓN DE DISTORSIONES DE PISO.....	115
4.4.4	VERIFICACIÓN DEL SISTEMA ESTRUCTURAL	118
4.4.5	VERIFICACIÓN DE IRREGULARIDADES.....	119
4.4.6	VERIFICACIÓN DE LA TORSIÓN.....	120

4.5 VERIFICACIÓN DEL NUEVO MODELO	125
4.6 RESULTADOS EN EL DISEÑO ESTRUCTURAL	136
4.6.1 ESCALAMIENTO DE LA CORTANTE DINÁMICA	136
4.6.2 VIGAS	137
4.6.2.1 Vigas Del Edificio Original.....	138
4.6.2.2 Vigas Del Edificio Modificado.....	142
4.6.3 COLUMNAS	146
4.6.3.1 Columnas Del Edificio Original.....	147
4.6.3.2 Columnas Del Edificio Modificado.....	150
4.6.4 MUROS	157
4.6.4.1 Muros Del Edificio Original.....	158
4.6.4.2 Muros Del Edificio Modificado.....	161
4.6.5 LOSAS ALIGERADAS	168
4.6.6 LOSAS MACIZAS.....	178
4.6.7 ESCALERA	182
4.6.8 CIMENTACIONES SUPERFICIALES.....	184
4.6.8.1 Verificación De Presiones	186
4.6.8.2 Diseño Del Acero De Refuerzo	190
4.6.8.3 Verificación Del Cortante Resistente	194
4.6.9 ESTRUCTURAS DE CONTENCIÓN	195
4.6.9.1 Definición De Cargas	195
4.6.9.2 Diseño Del Acero De Refuerzo	197
4.6.9.3 Verificación Del Cortante Resistente	198
4.7 DISCUSIÓN DE RESULTADOS.....	200
CAPÍTULO V: CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.....	203
5.1 CONCLUSIONES.....	203
5.2 RECOMENDACIONES	204
REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....	205
ANEXOS.....	210

INDICE DE TABLAS

TABLA 1 DISTORSIONES MÁXIMAS PERMISIBLES PARA EL TIPO DE MATERIAL PREDOMINANTE.....	41
TABLA 2 FACTOR DE ZONA PARA EL PERÚ.....	45
TABLA 3 PERFILES DE SUELO.....	46
TABLA 4 FACTOR DE SUELO.....	46
TABLA 5 FACTOR TP Y TL.....	47
TABLA 6 FACTOR U.....	48
TABLA 7 COEFICIENTE DE REDUCCIÓN SEGÚN EL SISTEMA ESTRUCTURAL.....	49
TABLA 8 FACTORES DE IRREGULARIDAD.....	50
TABLA 9 PROPIEDADES DEL CONCRETO.....	83
TABLA 10 PROPIEDADES DEL ACERO.....	84
TABLA 11 PERFIL DE SUELO EN DIFERENTES ESTRATOS DE SUELO.....	85
TABLA 12 CAPACIDAD PORTANTE PARA EL PRIMER PUNTO DE INVESTIGACIÓN A DIFERENTES PROFUNDIDADES.....	85
TABLA 13 CAPACIDAD PORTANTE PARA EL SEGUNDO PUNTO DE INVESTIGACIÓN A DIFERENTES PROFUNDIDADES.....	86
TABLA 14 DEFINICIÓN DE LOS PARÁMETROS SÍSMICOS PARA LA DIRECCIÓN X.....	86
TABLA 15 DEFINICIÓN DE LOS PARÁMETROS SÍSMICOS PARA LA DIRECCIÓN Y.....	87
TABLA 16 CARGAS MUERTAS PROPUESTAS PARA EL MODELO.....	89
TABLA 17 CARGAS VIVAS PROPUESTAS PARA EL MODELO.....	89
TABLA 18 COMBINACIONES DE CARGA PARA EL DISEÑO ESTRUCTURAL.....	89
TABLA 19 ESPESORES MÍNIMOS PARA EVITAR EL CÁLCULO DE DEFLEXIONES EN LOSAS Y VIGAS.....	90
TABLA 20 PERIODOS Y MODOS DE VIBRACIÓN DE LA ESTRUCTURA CON EL CM SIN DESPLAZAR.....	112
TABLA 21 PERIODOS Y MODOS DE VIBRACIÓN DE LA ESTRUCTURA CON EL CM DESPLAZADO A X- ...	112
TABLA 22 PERIODOS Y MODOS DE VIBRACIÓN DE LA ESTRUCTURA CON EL CM DESPLAZADO A X+...	113
TABLA 23 PERIODOS Y MODOS DE VIBRACIÓN DE LA ESTRUCTURA CON EL CM DESPLAZADO A Y- ...	113
TABLA 24 PERIODOS Y MODOS DE VIBRACIÓN DE LA ESTRUCTURA CON EL CM DESPLAZADO A Y+...	114
TABLA 25 RESUMEN DE PERIODOS OBTENIDOS PARA EL CM DESPLAZADO Y NO DESPLAZADO.....	114
TABLA 26 FUERZA CORTANTE ESTÁTICA PARA LOS CASOS DEL CM DESPLAZADO Y NO DESPLAZADO	115
TABLA 27 DISTORSIONES DE PISO EN LA DIRECCIÓN X PARA EL CM SIN DESPLAZAR.....	116
TABLA 28 DISTORSIONES DE PISO EN LA DIRECCIÓN Y PARA EL CM SIN DESPLAZAR.....	116
TABLA 29 DISTORSIONES DE PISO EN LA DIRECCIÓN X PARA EL CM DESPLAZADO EN Y-.....	117
TABLA 30 DISTORSIONES DE PISO EN LA DIRECCIÓN X PARA EL CM DESPLAZADO EN Y+.....	117
TABLA 31 DISTORSIONES DE PISO EN LA DIRECCIÓN Y PARA EL CM DESPLAZADO EN X-.....	117

TABLA 32 <i>DISTORSIONES DE PISO EN LA DIRECCIÓN Y PARA EL CM DESPLAZADO EN X+</i>	118
TABLA 33 <i>VERIFICACIÓN DE LA IRREGULARIDAD TORSIONAL PARA LA DIRECCIÓN X BAJO ENFOQUE ESTÁTICO</i>	120
TABLA 34 <i>VERIFICACIÓN DE LA IRREGULARIDAD TORSIONAL PARA LA DIRECCIÓN Y BAJO ENFOQUE ESTÁTICO</i>	121
TABLA 35 <i>IRREGULARIDAD TORSIONAL EN LA DIRECCIÓN X CON EL CM DESPLAZADO A Y-</i>	122
TABLA 36 <i>IRREGULARIDAD TORSIONAL EN LA DIRECCIÓN X CON EL CM DESPLAZADO A Y+</i>	122
TABLA 37 <i>IRREGULARIDAD TORSIONAL EN LA DIRECCIÓN Y CON EL CM DESPLAZADO A X-</i>	122
TABLA 38 <i>IRREGULARIDAD TORSIONAL EN LA DIRECCIÓN Y CON EL CM DESPLAZADO A X+</i>	123
TABLA 39 <i>PERIODOS, MODOS DE VIBRACIÓN DE LA NUEVA ESTRUCTURA CON EL CM SIN DESPLAZAR</i>	127
TABLA 40 <i>PERIODOS, MODOS DE VIBRACIÓN DE LA NUEVA ESTRUCTURA CON EL CM DESPLAZADO A X-</i>	128
TABLA 41 <i>PERIODOS, MODOS DE VIBRACIÓN DE LA NUEVA ESTRUCTURA CON EL CM DESPLAZADO A X+</i>	128
TABLA 42 <i>PERIODOS, MODOS DE VIBRACIÓN DE LA NUEVA ESTRUCTURA CON EL CM DESPLAZADO A Y-</i>	128
TABLA 43 <i>PERIODOS, MODOS DE VIBRACIÓN DE LA NUEVA ESTRUCTURA CON EL CM DESPLAZADO A Y+</i>	129
TABLA 44 <i>RESUMEN DE LOS PERIODOS OBTENIDOS PARA LOS CASOS DEL CM DESPLAZADO Y NO DESPLAZADO DE LA NUEVA ESTRUCTURA</i>	130
TABLA 45 <i>CÁLCULO DE FUERZA CORTANTE ESTÁTICA PARA LOS CASOS DEL CM DESPLAZADO</i>	130
TABLA 46 <i>DISTORSIONES EN LA DIRECCIÓN X PARA EL CM SIN DESPLAZAR DEL NUEVO EDIFICIO</i>	131
TABLA 47 <i>DISTORSIONES EN LA DIRECCIÓN Y PARA EL CM SIN DESPLAZAR DEL NUEVO EDIFICIO</i>	131
TABLA 48 <i>DISTORSIONES EN LA DIRECCIÓN X PARA EL CM DESPLAZADO EN Y- DEL NUEVO EDIFICIO</i>	132
TABLA 49 <i>DISTORSIONES EN LA DIRECCIÓN X PARA EL CM DESPLAZADO EN Y+ DEL NUEVO EDIFICIO</i>	132
TABLA 50 <i>DISTORSIONES EN LA DIRECCIÓN Y PARA EL CM DESPLAZADO EN X- DEL NUEVO EDIFICIO</i>	132
TABLA 51 <i>DISTORSIONES EN LA DIRECCIÓN Y PARA EL CM DESPLAZADO EN X+ DEL NUEVO EDIFICIO</i>	133
TABLA 52 <i>VERIFICACIÓN DE LA IRREGULARIDAD TORSIONAL PARA LA DIRECCIÓN X CON EL CM DESPLAZADO A Y-</i>	134
TABLA 53 <i>VERIFICACIÓN DE LA IRREGULARIDAD TORSIONAL PARA LA DIRECCIÓN X CON EL CM DESPLAZADO A Y+</i>	134
TABLA 54 <i>VERIFICACIÓN DE LA IRREGULARIDAD TORSIONAL PARA LA DIRECCIÓN Y CON EL CM DESPLAZADO A X-</i>	134

TABLA 55 VERIFICACIÓN DE LA IRREGULARIDAD TORSIONAL PARA LA DIRECCIÓN Y CON EL CM DESPLAZADO A X+	135
TABLA 56 ESCALAMIENTO DE CORTANTES DINÁMICAS PARA EL EDIFICIO ORIGINAL	136
TABLA 57 ESCALAMIENTO DE CORTANTES DINÁMICAS PARA EL EDIFICIO MODIFICADO	137
TABLA 58 DIFERENCIA ENTRE MOMENTOS ÚLTIMOS EN TONF.M DE LA ENVOLVENTE DE LA VIGA B53 DEL EDIFICIO ORIGINAL PARA AMBOS ENFOQUES.....	138
TABLA 59 DIFERENCIA ENTRE MOMENTOS ÚLTIMOS EN TONF.M DE LA ENVOLVENTE DE LA VIGA B19 DEL EDIFICIO ORIGINAL PARA AMBOS ENFOQUES.....	139
TABLA 60 DIFERENCIA ENTRE MOMENTOS ÚLTIMOS EN TONF.M DE LA ENVOLVENTE DE LA VIGA B9 DEL EDIFICIO ORIGINAL PARA AMBOS ENFOQUES.....	139
TABLA 61 DIFERENCIA ENTRE MOMENTOS ÚLTIMOS EN TONF.M DE LA ENVOLVENTE DE LA VIGA B55 DEL EDIFICIO ORIGINAL PARA AMBOS ENFOQUES.....	140
TABLA 62 DISEÑO POR FLEXIÓN DE LAS VIGAS DE 35 X 70 CM	143
TABLA 63 DISEÑO POR FLEXIÓN DE LAS VIGAS DE 35 X 65 CM	144
TABLA 64 DATOS PARA EL DISEÑO POR CORTE DE LAS VIGAS DE 35 X 70 CM.....	144
TABLA 65 DISEÑO POR CORTE DE LAS VIGAS DE 35 X 70 CM.....	145
TABLA 66 DATOS PARA EL DISEÑO POR CORTE DE LAS VIGAS DE 35 X 65 CM.....	145
TABLA 67 DISEÑO POR CORTE DE LAS VIGAS DE 35 X 65 CM.....	145
TABLA 68 DIFERENCIAS ENTRE FUERZAS INTERNAS DE LA COLUMNA C4 DEL EDIFICIO ORIGINAL PARA AMBOS ENFOQUES	148
TABLA 69 DIFERENCIAS ENTRE FUERZAS INTERNAS DE LA COLUMNA C15 DEL EDIFICIO ORIGINAL PARA AMBOS ENFOQUES	148
TABLA 70 DIFERENCIAS ENTRE FUERZAS INTERNAS DE LA COLUMNA C20 DEL EDIFICIO ORIGINAL PARA AMBOS ENFOQUES	148
TABLA 71 DIFERENCIAS ENTRE FUERZAS INTERNAS DE LA COLUMNA C27 DEL EDIFICIO ORIGINAL PARA AMBOS ENFOQUES	149
TABLA 72 DIFERENCIAS ENTRE FUERZAS INTERNAS DE LA COLUMNA C26 DEL EDIFICIO ORIGINAL PARA AMBOS ENFOQUES	149
TABLA 73 FUERZAS INTERNAS DE LA COLUMNA C27 DEL EDIFICIO MODIFICADO	153
TABLA 74 FUERZAS INTERNAS DE LA COLUMNA C11 DEL EDIFICIO MODIFICADO	153
TABLA 67 DATOS PARA EL DISEÑO POR CORTE DE LAS COLUMNAS DEL EDIFICIO MODIFICADO.....	156
TABLA 76 DISEÑO POR CORTE DE LAS COLUMNAS DEL EDIFICIO MODIFICADO	157
TABLA 77 DIFERENCIAS ENTRE FUERZAS INTERNAS DEL MURO P1 DEL EDIFICIO ORIGINAL PARA AMBOS ENFOQUES.....	159
TABLA 78 DIFERENCIAS ENTRE FUERZAS INTERNAS DEL MURO P3 DEL EDIFICIO ORIGINAL PARA AMBOS ENFOQUES.....	159

TABLA 79	CARACTERÍSTICAS GEOMÉTRICAS Y MATERIAL DE LOS MUROS DEL EDIFICIO MODIFICADO	163
TABLA 80	FUERZAS INTERNAS DEL MURO P1 DEL EDIFICIO MODIFICADO	163
TABLA 81	FUERZAS INTERNAS DEL MURO P5 DEL EDIFICIO MODIFICADO	164
TABLA 82	FUERZAS INTERNAS DEL MURO P6 DEL EDIFICIO MODIFICADO	164
TABLA 83	DISEÑO POR CORTE DE LOS MUROS DEL EDIFICIO MODIFICADO	167
TABLA 84	<i>DISEÑO DEL CONFINAMIENTO EN LOS ELEMENTOS DE BORDE DE LOS MUROS</i>	167
TABLA 85	<i>METRADO DE CARGAS PARA EL TRAMO DE LOSAS A DISEÑAR</i>	169
TABLA 86	<i>FUERZAS INTERNAS OBTENIDAS DEL ANÁLISIS ESTRUCTURAL DEL TRAMO DE LOSA ALIGERADA</i>	171
TABLA 87	<i>DISEÑO DEL REFUERZO LONGITUDINAL PARA MOMENTOS NEGATIVOS EN EL TRAMO DE LOSA</i>	172
TABLA 88	<i>DISEÑO DEL REFUERZO LONGITUDINAL PARA MOMENTOS POSITIVOS EN EL TRAMO DE LOSA</i>	172
TABLA 89	<i>MOMENTOS PROVENIENTES DEL DISEÑO A FLEXIÓN DEL TRAMO DE LOSA</i>	173
TABLA 90	<i>CANTIDAD DE ACERO LONGITUDINAL DISEÑADO DEL TRAMO DE LOSA</i>	173
TABLA 91	<i>DATOS PARA LA VERIFICACIÓN DE DEFLEXIONES EN LOSAS</i>	174
TABLA 92	<i>DEFLEXIONES INMEDIATAS POR CARGA MUERTA</i>	175
TABLA 93	<i>DEFLEXIONES INMEDIATAS POR CARGAS DE SERVICIO</i>	176
TABLA 94	<i>DEFLEXIONES INMEDIATAS POR CARGA VIVA</i>	177
TABLA 95	<i>VERIFICACIÓN DE LAS DEFLEXIONES DIFERIDAS</i>	178
TABLA 96	<i>FUERZAS INTERNAS OBTENIDAS EN FRANJAS PARA EL TRAMO DE LOSA MACIZA</i>	180
TABLA 97	<i>FUERZAS INTERNAS OBTENIDAS PARA DISEÑO DEL TRAMO DE LOSA MACIZA</i>	181
TABLA 98	<i>DISEÑO POR FLEXIÓN DEL TRAMO DE LOSA MACIZA ESCOGIDO</i>	181
TABLA 99	<i>DATOS PARA EL MODELADO ESTRUCTURAL DE LA ESCALERA EN FTOOL</i>	183

INDICE DE FIGURAS

FIGURA 1 FALLA DEL HOTEL NEW SOCIETY EN COTABATO, 1976.....	14
FIGURA 2 VISTA DEL HOTEL TERMINAL EN GUATEMALA, 1976	15
FIGURA 3 FALLA DE UNA DE LAS COLUMNAS DEL SEGUNDO NIVEL POR TORSIÓN EN EL HOTEL TERMINAL	15
FIGURA 4 FALLA DE UNA DE LAS COLUMNAS DEL SEGUNDO NIVEL POR TORSIÓN EN EL HOTEL TERMINAL	16
FIGURA 5 ESQUEMA EN PLANTA DEL EDIFICIO MIRAMAR Y UBICACIÓN DEL NÚCLEO DE ASCENSOR Y ESCALERA.	17
FIGURA 6 DERRUMBE DEL EDIFICIO MIRAMAR DURANTE EL TERREMOTO DE CARIACO, 1997.....	17
FIGURA 7 FORMAS COMPLEJAS	43
FIGURA 8 ESPECIFICACIONES DEL DISEÑO POR CAPACIDAD EN VIGAS	53
FIGURA 9 ESPECIFICACIONES PARA LA DISTRIBUCIÓN DE ESTRIBOS EN VIGAS	54
FIGURA 10 RELACIÓN DEL FACTOR Ξ Y EL TIEMPO PARA LA VERIFICACIÓN DE DEFLEXIONES	58
FIGURA 11 DEFLEXIONES MÁXIMAS LÍMITE EN PISOS O TECHOS.....	59
FIGURA 12 ESPECIFICACIONES DEL DISEÑO POR CAPACIDAD EN COLUMNAS	62
FIGURA 13 ESPECIFICACIONES PARA LA DISTRIBUCIÓN DE ESTRIBOS EN COLUMNAS.....	64
FIGURA 14 ESPECIFICACIONES PARA LOS ELEMENTOS DE BORDE EN MUROS	68
FIGURA 15 UBICACIÓN SATELITAL DE LA ZONA DEL EDIFICIO.....	79
FIGURA 16 VISTA REFERENCIAL DE LA PLANTA DE LOS PISOS TÍPICOS.....	80
FIGURA 17 VISTA REFERENCIAL DE LA PLANTA DEL SÓTANO.....	81
FIGURA 18 VISTA REFERENCIAL DE LA ELEVACIÓN DEL EDIFICIO	81
FIGURA 19 VISTA REFERENCIAL DEL CORTE ENTRE LOS EJES 4- 5.....	82
FIGURA 20 ESPECTRO DE RESPUESTA PARA LA DIRECCIÓN X	88
FIGURA 21 ESPECTRO DE RESPUESTA PARA LA DIRECCIÓN Y	88
FIGURA 22 MODELO DE SECCIÓN RECTANGULAR DE COLUMNA.....	95
FIGURA 23 MODELO DE SECCIÓN TEE DE COLUMNA	96
FIGURA 24 MODELO ESTRUCTURAL DE LA EDIFICACIÓN EN EL PROGRAMA	100
FIGURA 25 VISTA EN PLANTA DEL MODELO ESTRUCTURAL.....	100
FIGURA 26 DEFINICIÓN DE LOS MATERIALES EN EL PROGRAMA.....	101
FIGURA 27 PATRONES DE CARGA EN EL PROGRAMA	102
FIGURA 28 CREACIÓN DE LA FUENTE DE MASA PARA EL ANÁLISIS CON ENFOQUE ESTÁTICO.....	103
FIGURA 29 CREACIÓN DE LA FUENTE DE MASA PARA EL ANÁLISIS CON ENFOQUE DINÁMICO PARA LA MASA DESPLAZADA EN X-	103

FIGURA 30 CREACIÓN DE LA FUENTE DE MASA PARA EL ANÁLISIS CON ENFOQUE DINÁMICO PARA LA MASA DESPLAZADA EN Y.....	104
FIGURA 31 ESPECTRO DE RESPUESTA PARA LAS DIRECCIONES X Y Y EN EL PROGRAMA.....	105
FIGURA 32 CASO MODAL PARA EL ANÁLISIS CON EL ENFOQUE ESTÁTICO.....	106
FIGURA 33 CASO MODAL PARA LA MASA DESPLAZADA EN LA DIRECCIÓN X.....	106
FIGURA 34 CASO MODAL PARA LA MASA DESPLAZADA EN LA DIRECCIÓN Y.....	107
FIGURA 35 CASO NO LINEAL PARA LA MASA DESPLAZADA EN LA DIRECCIÓN X.....	108
FIGURA 36 CASO NO LINEAL PARA LA MASA DESPLAZADA EN LA DIRECCIÓN Y.....	108
FIGURA 37 CASO DE CARGA PARA EL SISMO DINÁMICO X CONSIDERANDO EL ENFOQUE ESTÁTICO....	109
FIGURA 38 CASO DE CARGA PARA EL SISMO DINÁMICO X CON LA MASA DESPLAZADA EN Y.....	109
FIGURA 39 CASO DE CARGA PARA EL SISMO DINÁMICO X CON LA MASA DESPLAZADA EN X+.....	110
FIGURA 40 COMBINACIONES DE CARGA PARA EL DISEÑO ESTRUCTURAL.....	110
FIGURA 41 CASOS DE CARGA SÍSMICOS BAJO ENFOQUE DINÁMICO PARA CADA DIRECCIÓN.....	111
FIGURA 42 MODELO ESTRUCTURAL MODIFICADO DE LA EDIFICACIÓN EN EL PROGRAMA.....	126
FIGURA 43 VISTA EN PLANTA DEL NUEVO MODELO ESTRUCTURAL.....	126
FIGURA 44 ESQUEMA DE UBICACIÓN DE VIGAS PARA EL EDIFICIO ORIGINAL.....	137
FIGURA 45 ESQUEMA DE UBICACIÓN DE VIGAS PARA EL EDIFICIO MODIFICADO.....	138
FIGURA 46 DIAGRAMA DE MOMENTOS ÚLTIMOS PARA LAS VIGAS DEL EJE 2.....	142
FIGURA 47 DIAGRAMA DE MOMENTOS ÚLTIMOS PARA LAS VIGAS DEL EJE D.....	143
FIGURA 48 ESQUEMA DE UBICACIÓN DE COLUMNAS PARA EL EDIFICIO ORIGINAL.....	147
FIGURA 49 ESQUEMA DE UBICACIÓN DE COLUMNAS PARA EL EDIFICIO MODIFICADO.....	147
FIGURA 50 DIAGRAMA DE MOMENTOS ÚLTIMOS PARA LAS COLUMNAS DEL EJE B.....	151
FIGURA 51 DIAGRAMA DE MOMENTOS ÚLTIMOS PARA LAS COLUMNAS DEL EJE C.....	151
FIGURA 52 DIAGRAMA DE CARGAS AXIALES PARA LAS COLUMNAS DEL EJE B.....	152
FIGURA 53 DIAGRAMA DE CARGAS AXIALES PARA LAS COLUMNAS DEL EJE C.....	152
FIGURA 54 DIAGRAMA DE INTERACCIÓN 1 DEL DISEÑO POR FLEXOCOMPRESIÓN PARA LA COLUMNA C27.....	154
FIGURA 55 DIAGRAMA DE INTERACCIÓN 2 DEL DISEÑO POR FLEXOCOMPRESIÓN PARA LA COLUMNA C27.....	154
FIGURA 56 DIAGRAMA DE INTERACCIÓN 1 DEL DISEÑO POR FLEXOCOMPRESIÓN PARA LA COLUMNA C11.....	155
FIGURA 57 DIAGRAMA DE INTERACCIÓN 2 DEL DISEÑO POR FLEXOCOMPRESIÓN PARA LA COLUMNA C11.....	155
FIGURA 58 ESQUEMA DE UBICACIÓN DE MUROS PARA EL EDIFICIO ORIGINAL.....	158
FIGURA 59 ESQUEMA DE UBICACIÓN DE MUROS PARA EL EDIFICIO MODIFICADO.....	158
FIGURA 60 DIAGRAMA DE INTERACCIÓN 1 DEL DISEÑO POR FLEXOCOMPRESIÓN PARA EL MURO P3.....	160

FIGURA 61	<i>DIAGRAMA DE MOMENTOS ÚLTIMOS PARA LOS MUROS DEL EJE 9.....</i>	161
FIGURA 62	<i>DIAGRAMA DE MOMENTOS ÚLTIMOS PARA LOS MUROS DEL EJE 1.....</i>	162
FIGURA 63	<i>DIAGRAMA DE MOMENTOS ÚLTIMOS PARA LOS MUROS DEL EJE A</i>	162
FIGURA 64	<i>DIAGRAMA DE INTERACCIÓN 1 DEL DISEÑO POR FLEXOCOMPRESIÓN PARA EL MURO P1 .</i>	165
FIGURA 65	<i>DIAGRAMA DE INTERACCIÓN 2 DEL DISEÑO POR FLEXOCOMPRESIÓN PARA EL MURO P1 .</i>	165
FIGURA 66	<i>DIAGRAMA DE INTERACCIÓN 1 DEL DISEÑO POR FLEXOCOMPRESIÓN PARA EL MURO P5 .</i>	166
FIGURA 67	<i>DIAGRAMA DE INTERACCIÓN 1 DEL DISEÑO POR FLEXOCOMPRESIÓN PARA EL MURO P6 .</i>	166
FIGURA 68	<i>ESQUEMA DE UBICACIÓN DE LOSAS ALIGERADAS A DISEÑAR PARA EL EDIFICIO MODIFICADO</i>	168
FIGURA 69	<i>CARGAS MUERTAS ASIGNADAS AL MODELO ESTRUCTURAL DE LOSA.....</i>	169
FIGURA 70	<i>PRIMER ESTADO DE CARGAS VIVAS ALTERNADAS EN EL MODELO ESTRUCTURAL.....</i>	169
FIGURA 71	<i>SEGUNDO ESTADO DE CARGAS VIVAS ALTERNADAS EN EL MODELO ESTRUCTURAL</i>	170
FIGURA 72	<i>TERCER ESTADO DE CARGAS VIVAS ALTERNADAS EN EL MODELO ESTRUCTURAL</i>	170
FIGURA 73	<i>CUARTO ESTADO DE CARGAS VIVAS ALTERNADAS EN EL MODELO ESTRUCTURAL.....</i>	170
FIGURA 74	<i>QUINTO ESTADO DE CARGAS VIVAS ALTERNADAS EN EL MODELO ESTRUCTURAL.....</i>	170
FIGURA 75	<i>CARGAS DE SERVICIO APLICADAS EN EL MODELO ESTRUCTURAL</i>	171
FIGURA 76	<i>DIAGRAMA DE MOMENTOS ÚLTIMOS DE LA ENVOLVENTE EN EL MODELO ESTRUCTURAL... </i>	171
FIGURA 77	<i>DIAGRAMA DE CORTANTES ÚLTIMAS DE LA ENVOLVENTE EN EL MODELO ESTRUCTURAL ..</i>	171
FIGURA 78	<i>DIAGRAMA DE MOMENTOS FLECTORES POR CARGA MUERTA</i>	176
FIGURA 79	<i>ESQUEMA DE MODELADO DE LOSA CON LAS INERCIAS REDUCIDAS.....</i>	177
FIGURA 80	<i>ESQUEMA DE UBICACIÓN DE LOSAS MACIZAS A DISEÑAR PARA EL EDIFICIO MODIFICADO .</i>	179
FIGURA 81	<i>ESQUEMA DE UBICACIÓN DE LAS FRANJAS DE DISEÑO PARA LOSAS MACIZAS.....</i>	179
FIGURA 82	<i>DIAGRAMA DE MOMENTOS ÚLTIMOS EN FRANJAS DE DISEÑO PARA LAS LOSAS MACIZAS ..</i>	180
FIGURA 83	<i>DIAGRAMA DE CORTANTES ÚLTIMAS EN FRANJAS DE DISEÑO PARA LAS LOSAS MACIZAS..</i>	180
FIGURA 84	<i>MODELO ESTRUCTURAL DE LA ESCALERA EN FTOOL.....</i>	183
FIGURA 85	<i>DIAGRAMA DE MOMENTOS FLECTORES DEL ANÁLISIS DE LA ESCALERA.....</i>	183
FIGURA 86	<i>DIAGRAMA DE FUERZAS CORTANTES DEL ANÁLISIS DE LA ESCALERA.....</i>	183
FIGURA 87	<i>MODELO DE LA CIMENTACIÓN EN PLANTA</i>	185
FIGURA 88	<i>MODELO DE LA CIMENTACIÓN EN 3D.....</i>	185
FIGURA 89	<i>RELACIÓN DE ESFUERZOS ADMISIBLES Y EL MÓDULO DE BALASTO.....</i>	186
FIGURA 90	<i>PRESIÓN POR SERVICIO, D+L.....</i>	187
FIGURA 91	<i>PRESIÓN POR SERVICIO Y SISMO POSITIVO EN X, D+L+0.8SX</i>	187
FIGURA 92	<i>PRESIÓN POR SERVICIO Y SISMO NEGATIVO EN X, D+L-0.8SX.....</i>	188
FIGURA 93	<i>PRESIÓN POR SERVICIO Y SISMO POSITIVO EN Y, D+L+0.8SY</i>	188
FIGURA 94	<i>PRESIÓN POR SERVICIO Y SISMO NEGATIVO EN Y, D+L-0.8SY.....</i>	189
FIGURA 95	<i>REQUERIMIENTO DE ACERO DE REFUERZO EN X, CARA SUPERIOR.....</i>	190

FIGURA 96	<i>REQUERIMIENTO DE ACERO DE REFUERZO EN X, CARA INFERIOR</i>	191
FIGURA 97	<i>REQUERIMIENTO DE ACERO DE REFUERZO EN Y, CARA SUPERIOR</i>	191
FIGURA 98	<i>REQUERIMIENTO DE ACERO DE REFUERZO EN Y, CARA INFERIOR</i>	192
FIGURA 99	<i>DIAGRAMA DE MOMENTOS ÚLTIMOS EN LAS VIGAS DE CIMENTACIÓN</i>	193
FIGURA 100	<i>DIAGRAMA DE FUERZAS CORTANTES EN X DE LA CIMENTACIÓN</i>	194
FIGURA 101	<i>DIAGRAMA DE FUERZAS CORTANTES EN Y DE LA CIMENTACIÓN</i>	195
FIGURA 102	<i>RELACIÓN REFERENCIAL ENTRE EL TIPO DE SUELO Y ÁNGULO DE FRICCIÓN</i>	196
FIGURA 103	<i>MODELO MATEMÁTICO DE LA SECCIÓN DEL MURO DE SÓTANO</i>	197
FIGURA 104	<i>DIAGRAMA DE MOMENTO FLECTOR DE LA SECCIÓN DE MURO DE SÓTANO</i>	198
FIGURA 105	<i>DIAGRAMA DE FUERZAS CORTANTES DE LA SECCIÓN DE MURO DE SÓTANO</i>	199

RESUMEN

El trabajo de tesis muestra el análisis y diseño estructural de una edificación ubicada en la ciudad de Tacna, considerando la excentricidad accidental añadida bajo dos enfoques. El edificio tiene un área de 1033.60 m², y se encuentra cimentada sobre un terreno con suelo rígido, con un perfil definido como S1. El edificio es de 6 niveles y azotea con un sótano, y tiene como material predominante de construcción el concreto armado. El sistema estructural resistente está compuesto por muros de concreto armado y sistemas de pórticos principalmente. Específicamente, se toma que el sistema en la dirección X es de muros estructurales y el sistema en la dirección Y es dual tipo I, originalmente. La normativa empleada tanto para el pre dimensionamiento, análisis y diseño estructural, es la que rige en el territorio peruano. En el análisis, se muestran los resultados de la adición de la excentricidad accidental bajo enfoques distintos. Del mismo modo, se muestran los resultados para el diseño estructural. Finalmente, se realizan las conclusiones y verificaciones respectivas de acuerdo a los resultados del proceso.

ABSTRACT

This thesis shows the analysis and structural design of a building located in the city of Tacna, considering the accidental eccentricity added under two approaches. The building has an area of 1033.60 m², and is founded on land with rigid soil, with a profile defined as S1. The building has 6 levels and a roof with a basement, and its predominant construction material is reinforced concrete. The resistant structural system is mainly composed of reinforced concrete walls and frame systems. Specifically, it is taken that the system in the X direction is structural walls and the system in the Y direction is dual type I, originally. The regulations used for predimensioning, analysis and structural design are those that govern Peruvian territory. In the analysis, the results of adding the accidental eccentricity under different approaches are shown. Similarly, the results for the structural design are shown. Finally, conclusions and verifications are made according to the results of the process.

INTRODUCCIÓN

La torsión que experimenta un edificio durante un movimiento sísmico, muchas veces ha sido la causante del fallo o colapso de este, alrededor del mundo y en los tiempos de los que se tiene registro. Gracias a ello, se realizaron investigaciones y estudios acerca del fenómeno y como mitigarlo, implementándose en los códigos de cada país los resultados o propuestas de los mismos.

De ese modo, se introdujo el concepto de excentricidad accidental, de naturaleza probabilista, la cual abarca la incertidumbre de considerar factores sobre los que no se tiene control físico en un evento sísmico. Sin embargo, la inclusión del efecto para la época en un análisis estructural, más específicamente, en un análisis modal espectral, resultaba muy complicada; por lo que surgieron propuestas y métodos simplificados que muchas veces no representaban el comportamiento posible que pudiera adoptar una estructura.

Actualmente, con la aparición de nuevas tecnologías, es posible realizar la incorporación de la excentricidad accidental tal como fue concebida. Es por ello que la presente muestra el análisis y diseño estructural de un edificio específico considerando el efecto de la excentricidad bajo los dos enfoques que describen la incorporación de la misma en un análisis modal espectral y que se formaron en torno al concepto a lo largo de la literatura respectiva, realizando las comparaciones y posteriores conclusiones.

Capítulo I: Planteamiento del Problema

1.1 Realidad Problemática

Uno de los temas más importantes y estudiados en la ingeniería civil, e inherente al fenómeno sísmico, es la torsión, producida por la excentricidad o diferencia de posición entre el centro de masa y rigidez, aplicable a diafragmas rígidos comúnmente. Hernández & López (2007) comentan que aún se deben seguir investigando los efectos producidos por el fenómeno, puesto que no son suficientes las medidas adoptadas para mitigar el daño producido.

Hernández & López (2007), desde hace muchos años atrás, comentan que se ha reconocido la torsión como fuente de daños en edificaciones. En respuesta, distintos países han ido adoptando medidas y la incorporación de normativas sismorresistentes, tras la experimentación de movimientos sísmicos devastadores con la finalidad de regular el diseño y construcción de edificaciones considerando el efecto torsional en sus sistemas desde 1940. Sin embargo, incluso con estas recomendaciones, los colapsos por torsión continuaron produciéndose con la aparición de sismos en el resto del siglo XX.

En el transcurso del tiempo, mientras se realizaban estudios a niveles teóricos sobre los efectos de la torsión mediante el empleo de modelos simplificados y con muchas restricciones, se logró incorporar el concepto de torsión accidental, el cual engloba los efectos dados por la incertidumbre de situaciones que no podemos controlar.

Sin embargo, el procedimiento, llamado actualmente enfoque dinámico, resultaba ser demasiado complicado en cuanto a cómputo de datos y cálculo de los mismos, siendo poco práctico de emplear para un análisis conciso. De ese modo, se propuso formas alternativas de adición del efecto accidental a la

respuesta de una edificación, afín de evitar el cálculo engorroso del método. Así, nacen también los procedimientos con enfoques estáticos. Pero, debido a las limitaciones impuestas, los resultados seguían siendo susceptibles a la variación de las situaciones e incertidumbres propias del efecto.

Enfocándonos en el territorio, se conoce que el país está ubicado en una de las regiones de más alta actividad sísmica que existe en la tierra, por lo tanto, está expuesto a este peligro, que trae consigo la pérdida de vidas humanas y pérdidas materiales (Alva Hurtado & Castillo Aedo, 1993).

A nivel local, específicamente, la ciudad de Tacna ubicada al sur del Perú y de acuerdo al último reporte del Instituto Geofísico del Perú (2021) espera un terremoto de gran magnitud, gracias a más de 150 años de silencio sísmico. El terremoto del 2001 con 8.4 grados de magnitud, dejó a su paso a más de 320 000 personas afectadas y miles de viviendas destruidas en toda el área afectada. Inga Solórzano (2019), menciona que los edificios construidos en la actualidad traerán consigo problemas gracias al efecto torsional posible, debido a la falta de tecnicismo en su diseño y la informalidad característica en la localidad y el resto del país.

1.2 Formulación Del Problema

1.2.1 Problema General

¿Cómo se aplica la excentricidad accidental bajo enfoque estático y dinámico en el análisis y diseño estructural de una edificación en Tacna 2024?

1.2.2 Problemas Específicos

- ¿Qué resultados se obtienen de aplicar la excentricidad accidental de forma estática en el análisis y diseño de una edificación en Tacna, 2024?
- ¿Qué resultados se obtienen de aplicar la excentricidad accidental de forma dinámica en el análisis y diseño de una edificación en Tacna, 2024?

- ¿Qué diferencias se obtienen de aplicar la excentricidad accidental de forma estática y dinámica en el análisis y diseño de una edificación en Tacna, 2024?

1.3 Justificación e Importancia de la Investigación

1.3.1 *Justificación Teórica*

Según Alva (2002) citado en Zavala Quispe & Pomacosi Chambilla (2023), el Perú se encuentra en zonas de altísima sismicidad en el planeta, por lo que el peligro es constante; siendo importante en la ciudad de Tacna, la cual se encuentra en una de las zonas más críticas referidas a sismos. Cabe destacar que existe silencio sísmico en la zona sur del país.

En la actualidad, escasamente se suelen realizar análisis estáticos lineales, puesto que las características de las edificaciones aumentan de acuerdo al desarrollo de una población. A nivel nacional, considerando eso y el hecho de situarnos dentro de una de las zonas más sísmicas del planeta, realizar el análisis dinámico modal espectral es necesario en el cálculo de las mismas edificaciones, comentándose que; cada proyecto, modelado o análisis de cierta importancia, debe llevar un análisis dinámico.

La excentricidad accidental es componente de la torsión, y en ella ubicamos las imprecisiones e incertidumbres generadas durante el procedimiento constructivo, rotaciones del suelo e incertidumbre de la posición de la carga viva durante un evento sísmico. Considerar la misma es importante dentro del análisis dinámico realizado a cualquier edificación que esté sometida a fuerzas sísmicas.

Sin embargo y según la literatura, para incorporar el efecto de la excentricidad accidental en un análisis modal espectral, es necesario realizar el desplazamiento del centro de masas; siendo el procedimiento alivianado gracias a los programas de modelado y análisis que existen actualmente.

Con lo anterior no se menciona indirectamente que la aproximación estática deja de ser válida; la misma proporciona buenos resultados según condiciones específicas de edificios; y en el medio local, las edificaciones comúnmente no abusan de irregularidades o asimetría en su planta y elevación.

1.3.2 *Justificación Social*

Para la comunidad ingenieril, la tesis mostrará los efectos de aplicación de ambos enfoques descritos, para analizar los efectos y diferencias en un edificio específico. La explicación de las metodologías y su aplicación son importantes, especialmente para la zona sísmica en la que se ubica el país. El desconocimiento o aplicación imprecisa de la metodología, y dependiendo del tipo de edificación, puede traer errores en cuanto a diseño y análisis; claro que esto comúnmente se controla controlando características de la edificación tales como la relación entre sus dimensiones, disposición de elementos estructurales; tratando de procurar simetría y regularidad. Sin embargo, cuando lo anterior no puede procurarse, resulta necesario emplear otros enfoques.

La presente brindará información respecto a la aplicación de la excentricidad bajo enfoque dinámico, así como la bibliografía detrás del método; y la aplicación de la misma en el diseño y análisis estructural de una edificación, haciendo uso de un programa de computadora. De este modo, se busca dar a conocer, de forma resumida, la metodología en el medio.

1.3.3 *Justificación Económica*

El desarrollo de la población es proporcional al crecimiento de la misma, reflejándose en la construcción de edificaciones de variada importancia, tales como hospitales, edificios de varios niveles, estructuras educativas, edificaciones que alberguen a cantidades importantes de personas y más, acrecentando la economía local y el crecimiento urbano.

Por tal motivo, conocer el tema propuesto en la tesis es relevante; puesto que, al tomar las consideraciones respectivas de acuerdo al tipo y forma del edificio, en el diseño se toman las medidas necesarias, de forma indirecta ofreciendo así seguridad y confortabilidad a las personas y/o habitantes de una localidad, mitigando en lo posible los efectos de los sismos en las edificaciones de un determinado sitio.

1.4 Objetivos

1.4.1 Objetivo General

- Aplicar la excentricidad accidental bajo enfoque estático y dinámico en el análisis y diseño estructural de una edificación en Tacna, 2024.

1.4.2 Objetivos Específicos

- Determinar los resultados obtenidos de aplicar la excentricidad accidental de forma estática en el análisis y diseño de una edificación en Tacna, 2024.
- Determinar los resultados obtenidos de aplicar la excentricidad accidental de forma dinámica en el análisis y diseño de una edificación en Tacna, 2024.
- Comparar los resultados obtenidos de aplicar la excentricidad accidental de forma estática y dinámica en el análisis y diseño de una edificación en Tacna, 2024.

1.5 Hipótesis

1.5.1 Hipótesis General

- La aplicación de la excentricidad accidental bajo enfoque estático y dinámico genera resultados distintos en el análisis y diseño de una edificación en Tacna, 2024.

1.5.2 Hipótesis Específicas

- Los resultados obtenidos de aplicar la excentricidad accidental de forma estática en el análisis de una edificación no sugieren la modificación de la edificación.
- Los resultados obtenidos de aplicar la excentricidad accidental de forma dinámica en el análisis de una edificación sugieren la modificación de la edificación.
- Las diferencias en resultados al aplicar la excentricidad accidental de forma estática y dinámica en el análisis y diseño de una edificación no son significativas.

Capítulo II : Marco Teórico

2.1 Antecedentes

2.1.1 Antecedentes Internacionales

Alashki & Dimova (2003), en su artículo de investigación denominado “**SEISMIC DESIGN OF SYMMETRIC STRUCTURES FOR ACCIDENTAL TORSION**”, muestran de forma analítica los efectos dinámicos provocados al desplazar el centro de masa para simular la excentricidad accidental en estructuras simétricas.

Para la demostración, utilizan un modelo de una planta de forma rectangular, compuesto por pórticos y muros de corte; analizando el sistema considerando el efecto de la excentricidad accidental implícita en el desplazamiento del centro de masas y con excentricidades de 2.5%, 5% y 10%.

Concluyen que, incluso si las estructuras son simétricas, podrían percibirse comportamientos irregulares, enfatizando que el comportamiento dinámico debería estudiarse mediante modelos que imiten el desplazamiento del centro de masas del edificio original, y analizarse la envolvente de respuesta de los modelos; además de que no es evaluado el efecto de la excentricidad accidental de forma correcta al aplicarse los momentos de torsión de forma estática, puesto que se pueden subestimar los efectos de la propia excentricidad accidental; como ejemplo, el Eurocódigo 8 en su normativa subestima los efectos producidos por la excentricidad accidental hasta un 21% para un 5% de excentricidad propuesta.

Fan et al. (2014) en su artículo de investigación denominado “**AN ALTERNATIVE PROCEDURE FOR ACCIDENTAL ECCENTRICITY IN DYNAMIC MODAL**

ANALYSES OF BUILDINGS”, proponen un nuevo método, denominado método multimodal con enfoque dinámico, para evaluar la excentricidad accidental añadida al análisis de estructuras, mediante la modificación del vector de fuerza global para cada forma modal de forma independiente.

Para la demostración del método, aplican el mismo a tres edificios de pórticos de concreto armado, de un, cinco y diez pisos con configuraciones estructurales reales en las direcciones de análisis principales.

Realizan la comparación de resultados entre el método propuesto con otros enfoques, propuestos por normas anteriores y actuales (desplazamiento del centro de masas para la excentricidad accidental, excentricidad accidental estática equivalente y un análisis dinámico sin considerar la excentricidad accidental); concluyendo que existe buena concordancia entre el método estático y el método propuesto por el artículo para los pisos bajos y medianos, no siendo consistente la comparación entre el modelo de diez pisos; para el método de desplazamiento de masas, se obtienen resultados más altos, con una diferencia del 18% para desplazamientos y de 22% para fuerzas cortantes de los miembros estructurales.

Moncada Gulppi (2015), en su tesis denominada “***ANÁLISIS DE TORSIÓN ACCIDENTAL EN EDIFICIOS CON DIAFRAGMA FLEXIBLE***” tiene como objetivo describir la respuesta de las estructuras a la torsión accidental incidente en las mismas, en base a la Norma Chilena Nch433 Of 96, mod. 2009 y el D.S. N °61; para edificios con diafragmas rígidos y no rígidos, mediante el uso del programa del CSI, ETABS.

La muestra consta de 9 edificios de 5 a menos años de antigüedad a la fecha de tesis, con aparentes problemas de torsión, según el autor, por la configuración y estructuración de los elementos resistentes. Los métodos o metodología empleada fue agregar valores de 5% y 10% de excentricidad accidental a las muestras en el ETABS, asignar una excentricidad accidental manual con

distribución triangular según lo establecido en ETABS, desplazar el centro de masas un 5% según la Norma Chilena y aplicar momentos estáticos según la misma norma.

De forma general, concluye que los valores calculados de acuerdo a la norma del país y los valores calculados sin seguir la norma o verificados realizando la combinación de las deformaciones, presentan diferencias entre sí; entregando el primer método valores superiores, y comentándose que, aparte de ser el procedimiento correcto, es una forma conservadora de cálculo, recomendándose el uso de este en el diseño.

Mohamed & Abbass (2015), en su artículo de investigación “**CONSIDERATION OF TORSIONAL IRREGULARITY IN MODAL RESPONSE SPECTRUM ANALYSIS**”, buscan discutir el cálculo de efectos de irregularidad torsional según el ASCE 7 – 10, en un análisis estructural utilizando un enfoque dinámico. Para el estudio, utilizan un modelo de tipo oficinas, compuesto por muros de corte y pórticos de concreto armado.

Concluyen que la irregularidad por torsión en edificios amplifica las respuestas y sollicitaciones sísmicas; el cual debe ser considerado para evitar fallas estructurales en una edificación. También mencionan que el efecto de amplificación puede visualizarse amplificando los momentos de torsión accidentales aplicados, y que una distribución y selección de muros de corte adecuados permitirían contrarrestar la torsión accidental.

Gálvez Cortés (2017), en su tesis de investigación “**PROCEDIMIENTO PARA INCORPORAR LA EXCENTRICIDAD ACCIDENTAL EN EL DISEÑO SÍSMICO DE EDIFICIOS**”, propone un método simplificado para realizar un análisis dinámico lineal considerando la excentricidad accidental en su diseño, implementando un factor amplificador de la respuesta de un modelo torsionalmente balanceado.

Para su investigación, utiliza ocho modelos representativos de edificios de pórticos de concreto armado de cuatro, siete y diez niveles; apoyado de un registro de aceleraciones proveniente del sismo “El centro – 1940”; teniendo los modelos una excentricidad natural nula para efectos prácticos. Proponen como factor de amplificación para las solicitaciones de cada elemento estructural el valor de 1.20 con un 2% de probabilidad de excedencia. Para analizar el factor propuesto, utiliza el Método de Monte Carlo y un programa de análisis estructural.

El estudio concluye recomendando que se utilice el factor propuesto para modelos sin torsión natural y de pórticos de concreto, obteniéndose coeficientes de variación máximos de 7.52%, indicando buena precisión. Menciona también que se pueden variar valores distintos y más específicos que el 1.20 dependiendo de las características estructurales y geométricas del modelo a analizar.

Osama Ahmed & Mehana (2020), en su artículo de investigación **“ASSESSMENT OF ACCIDENTAL TORSION IN BUILDING STRUCTURES USING STATIC AND DYNAMIC ANALYSIS PROCEDURES”**, evalúan una serie de parámetros geométricos para definir la respuesta a la torsión de edificios simétricos de distintos pisos.

Para el trabajo, analizaron 72 estructuras de varios niveles, determinando la respuesta a la torsión mediante enfoques dinámicos y estáticos y según lo indicado por la ASCE 7 – 16.

Concluyen que la incorporación de la excentricidad accidental bajo procedimientos estáticos y dinámicos especificados por la ASCE – 7, dan distintos resultados de torsión provocada por la excentricidad accidental. Comentan que el método estático arroja resultados más conservadores para estructuras flexibles, siendo menos conservadoras las respuestas para edificios rígidos.

2.1.2 Antecedentes Nacionales

Inga Solórzano (2019), en su tesis denominada “**ANÁLISIS DE LA ASIMETRÍA ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO Y SU INFLUENCIA EN EL EFECTO TORSIONAL**”, busca en su investigación determinar la influencia de una configuración asimétrica en un edificio y efectos consecuentes en el análisis de la torsión.

Para ello, utiliza como modelo un edificio de siete pisos, ubicado en el distrito de Chilca. El edificio en cuestión será analizado mediante un análisis dinámico, utilizando el programa ETABS y basándose en la Norma Peruana E.030.

Concluye su tesis comentando que la asimetría tiene influencia en los efectos torsionales, comentando que la distribución de elementos estructurales mitiga las respuestas y generando un buen desempeño sísmico, disminuyendo las excentricidades, minimizando las derivas y los efectos por torsión.

Trujillo Tafur (2021), en su tesis denominada “**INFLUENCIA DE LA ESBELTEZ Y EXCENRICIDAD EN EL CÁLCULO DE LA DERIVA DE ENTREPISO PARA UN EDIFICIO CON AISLADORES SÍSMICOS UBICADO EN EL DISTRITO DE SAN MIGUEL-LIMA**”, busca evaluar la esbeltez y excentricidad de edificios con aislamiento en la base y su relación con los desplazamientos o derivas.

Para ello, utilizo 80 modelos estructurales de 5, 10, 15, 20 y 25 niveles, modelados en el ETABS y analizados mediante análisis modal espectral. La primera mitad de los modelos fueron modificados en cuanto al centro de rigidez, incorporándose muros de concreto armado; y la segunda mitad fue modificada en cuanto al centro de masa, desplazada 5% en el sentido crítico de la edificación, con el fin de emular la excentricidad accidental para evaluar los efectos de torsión en las estructuras.

La tesis concluye que, el aislamiento en la base reduce la excentricidad presente en una edificación, relacionada proporcionalmente a la propia esbeltez; es decir, mientras más alto sea el edificio, menos se reducirá la excentricidad. También determina que, para edificios aislados, la esbeltez incrementa proporcionalmente las derivas de entrepiso de la edificación; a más altura del edificio, más derivas se encontrarán. Del mismo modo, concluye comentando que mover el centro de masa un 5% es el procedimiento correcto para el análisis de la torsión y recomienda incrementar la resistencia del concreto para edificios de gran esbeltez.

2.2 Bases Teóricas

2.2.1 *Definición de la Torsión en Edificaciones*

Hernández & López (2007) describen la torsión como un equilibrio mecánico entre las deformaciones estructurales dadas por la rotación de la planta de la edificación y las solicitaciones resultantes según el eje vertical, llamados también momentos torsores. Mencionan que las normas sismorresistentes prescriben que los efectos de torsión se añadan a los efectos de traslación en un análisis estructural. Del mismo modo, Gálvez Cortés (2017) define la torsión en edificaciones como el giro de los edificios sobre un eje vertical. Comentan que los reglamentos de diseño añaden el efecto de la torsión en forma de un momento torsor.

Los anteriores describen la excentricidad natural como determinable según los valores de las rigideces y la distribución de masas del modelado, mientras que la excentricidad accidental se supone como una distancia o suma a la excentricidad inherente. De este modo, diversas normativas han decidido asumir la excentricidad accidental como un porcentaje de la dimensión perpendicular a la dirección de análisis, puesto que la misma es de naturaleza aleatoria; por lo mismo es que el valor estipulado de los reglamentos sigue siendo una aproximación determinista.

2.2.2 Efecto de la Torsión en Edificaciones

No fue hasta cierto tiempo que la torsión se tomó como una fuente de daños considerable. Hernández & López (2007) comentan que el problema de la torsión empezó a apreciarse aproximadamente por el año 1940 en adelante; teniendo en consecuencia, la implementación de metodologías y métodos de mitigación del problema en las normativas de distintos países. Sin embargo, los daños por tal efecto siguieron suscitándose en lo que restaba del siglo XX.

Por ejemplo, Hernández & López (2007) comentan sobre el fallo del Hotel New Society, durante el terremoto de Mindanao en 1976, ocurrido en Cotabato City, Filipinas. El fallo se produjo en las columnas de una esquina del edificio en el primer nivel; las mismas durante el sismo, giraron de forma horizontal, desplantando el edificio de su posición original. El exceso de torsión se produjo por la construcción de las paredes de forma no uniforme y la diferencia de rigidez entre los planos de fachada.

Figura 1

Falla del Hotel New Society en Cotabato, 1976



Nota. Se muestra el colapso en la zona izquierda del edificio, originando el colapso parcial de la edificación. Extraído de Hernández & López (2007).

También mencionan el sismo de Guatemala en 1976; el Hotel Terminal falló por el momento torsor generado por la excesiva excentricidad entre el centro de

masas y rigideces, a su vez, provocado por la distancia del núcleo de servicios. La fachada y una columna del segundo piso no pudo resistir la fuerza cortante producto del momento de torsión generado en la planta discontinua.

Figura 2

Vista del Hotel Terminal en Guatemala, 1976



Nota. Se observa la irregularidad en altura del edificio, naciente en el segundo entrepiso. Obtenido de Hernández & López (2007)

Figura 3

Falla de una de las columnas del segundo nivel por torsión en el Hotel Terminal



Nota. Se sugiere que la capacidad de corte fue rebasada por la insuficiencia de estribos. Extraído de Hernández & López (2007).

Comentan también el caso del edificio Miramar, edificio de 8 pisos que existió en Venezuela, el cual se derrumbó durante el terremoto de Cariaco, en 1997. Mencionan que el edificio estaba compuesto por pórticos y muros de concreto armado, con núcleos de escalera y ascensor en un extremo de la planta.

De acuerdo con IMME (1998) citado por Hernández & López (2007), la ubicación del núcleo de ascensor y escalera produjo una excesiva excentricidad entre los centros de masa y rigidez, ocasionando una componente torsional significativa, la cual apoyó al colapso de la edificación. Según EERI (1997) citado por Hernández & López (2007), del edificio, quedaron en pie solamente dos pisos de los núcleos de ascensor, sobre los cuales el edificio experimentó rotación.

Figura 4

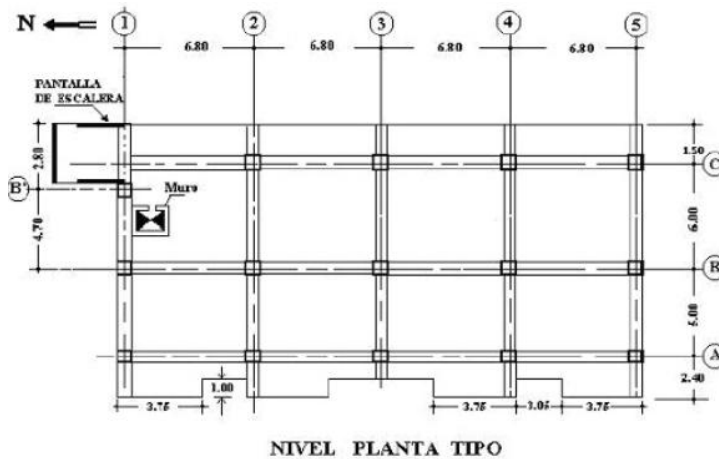
Vista del edificio Miramar en Venezuela, 1997



Nota. Edificio en estado íntegro, antes de su colapso en 1997. Extraído de Hernández & López (2007)

Figura 5

Esquema en planta del edificio Miramar y ubicación del núcleo de ascensor y escalera.



Nota. Se observa la ubicación excéntrica del núcleo de ascensor; tal configuración produjo la suficiente excentricidad que originó el efecto torsional que colapsó el edificio. Extraído de Hernández & López (2007).

Figura 6

Derrumbe del edificio Miramar durante el terremoto de Cariaco, 1997



Nota. Se observa el colapso total del edificio, salvo el núcleo del ascensor. Extraído de Hernández & López (2007).

De lo anterior, los autores afirman la importancia de la investigación en este campo, habiendo aún mucho trabajo por hacer para la realización de los diseños más eficientes y seguros posibles, considerando este factor; dejando entrever

que la distribución de los elementos y la propia estructuración debe balancear los efectos incidentes en las edificaciones, sin llegar a incrementar o generar sobrecostos en la ejecución de un proyecto (Hernández (1993) citado por Hernández & López (2007)).

2.2.3 Conceptualización de la Excentricidad Accidental

La torsión y sus efectos se vienen estudiando desde finales del siglo XX. A pesar de ser un tema amplio; para la presente, se hizo énfasis en la descripción, de forma más cualitativa, de la torsión dada por la excentricidad accidental.

A lo largo de los años se han ido planteando cómo considerar la torsión en el cálculo para mitigar su efecto en el diseño de edificaciones. Si bien se conoce que se puede controlar la torsión inherente a la estructura mediante la estructuración y disposición de los elementos resistentes, aún existe incertidumbre sobre la forma de considerar los efectos de la torsión accidental en el análisis de un edificio, debido a la propia incerteza de la misma.

Ayre (1938) citado por Anagnostopoulos et al. (2015), realizó uno de los primeros análisis, si no fue el primero, teórico y práctico de la excentricidad en edificios de uno y dos niveles para demostrar la relación entre los movimientos traslacionales y torsionales, productos del movimiento sísmico. Paralelamente, se empezó a implementar la consideración de la excentricidad en el análisis de una edificación en los diversos códigos existentes.

Así, se hizo común utilizar los centros de masas y rigidez para determinar soluciones estáticas de naturaleza aproximada en edificios con excentricidades calculadas. Housner y Outinen (1958) citados por Anagnostopoulos et al. (2015), analizaron un modelo asimétrico de 2 grados de libertad, señalando la amplificación dinámica en el lado flexible del modelo y resaltando la deficiencia del empleo de las aproximaciones estáticas en edificios con grandes excentricidades y de varios niveles.

Luego, Rosenblueth (1979) citado por Escobar et al. (2004), mencionó que los momentos torsores difieren de los resultantes del análisis dinámico en edificios reales. Comenta que es imposible determinar de forma precisa los efectos de las torsiones accidentales. De este modo, se volvió usual incluir un momento torsor adicional, obtenido de asumir que la fuerza cortante en un entrepiso se desplaza; denominándose a este desplazamiento como excentricidad accidental.

Se introduce así el concepto de excentricidad accidental en la literatura, y su diferenciación con la aproximación realizada en un análisis dinámico versus un análisis estático. Alashki & Dimova (2003), mencionaron por esos años que, las normativas sísmicas recomendaban en el análisis dinámico el desplazamiento del centro de masas (CM) de cada piso una distancia igual a la excentricidad accidental. Describen también que se consideraba como fuentes de torsión accidental la incertidumbre de rigidez de los elementos estructurales, la incertidumbre del límite elástico y ductilidad de los elementos estructurales.

Sin embargo, realizar un análisis dinámico considerando la excentricidad accidental de forma intrínseca en las propiedades dinámicas de una estructura, resultaría muy complicado, puesto que se tenían que calcular modelos adicionales dependientes del desplazamiento del centro de masas.

De acuerdo con Alashki & Dimova (2003), se requiere de grandes procesos computacionales para analizar los resultados de desplazar el centro de masas, y encontrar la envolvente en su defecto. El Eurocódigo 8 (2002) estableció como requisito desplazar el centro de masas en cada dirección de análisis en un 5% de la longitud de piso perpendicular a la dirección de análisis. Así, cuando se trabaje con modelos tridimensionales, se realizarían 4 cálculos adicionales de la estructura, para obtener los casos críticos para cada miembro estructural.

Considerando las dificultades mencionadas, la misma norma propuso una simplificación al método; cuando se realice un análisis modal espectral a una edificación en 3 dimensiones, se puede considerar los efectos de la excentricidad

accidental como la envolvente de resultados de un análisis de carga estática, consistiendo en la aplicación de momentos torsores en el eje vertical. Esta regla implica considerar los efectos de excentricidad accidental de forma independiente a la respuesta obtenida de un análisis dinámico convencional.

Es así que los códigos empezaron a establecer el uso de tal análisis simplificado en el planteamiento de la torsión, incluyendo así la excentricidad accidental, según Anagnostopoulos et al. (2015). Sin embargo, los autores sostienen que dichos métodos están definidos específicamente para edificios de un nivel con diafragma rígido, siendo incierto para edificaciones de varios niveles o más características. De este modo, para edificios regulares, los códigos permiten la inclusión de la excentricidad de forma estática en el análisis de diseño sísmico.

Escobar et al. (2004), mencionan que el reglamento de construcción vigente en aquel tiempo, permitió realizar análisis simplificados para considerar la excentricidad accidental de forma estática en el análisis y diseño estructural. Sin embargo, sostienen que existe diferencia entre emplear la forma estática a la forma dinámica, considerando que es importante el acoplamiento de las vibraciones torsionales y traslacionales en su conjunto. Mencionan que este acoplamiento puede generar una amplificación dinámica de los momentos torsores. Anagnostopoulos et al. (2015), afirmaron también que los métodos propuestos resultan ineficientes, puesto que se realizan en torno al análisis de modelos muy simplificados y llenos de restricciones. Osama Ahmed & Mehana (2020), señalan por su lado que los procedimientos de la adición de la excentricidad accidental de forma estática y dinámica producen distintos resultados sobre la torsión accidental.

De forma general, el efecto de la torsión por excentricidad accidental puede incluirse en el análisis de una edificación, mediante un enfoque estático; es decir, aplicando fuerzas laterales estáticas. Según Osama Ahmed & Mehana (2020), estas fuerzas estáticas producen efectos mayores para edificaciones flexibles, no siendo así para edificios más rígidos. También, se puede aplicar el efecto de

la excentricidad accidental a un análisis dinámico mediante el desplazamiento del centro de masas. Los 2 métodos producen resultados distintos en cuanto a fuerza de los miembros estructurales.

Diversos estudios se realizaron en el tiempo respecto al tema, en los cuales se consideraron más factores, como el movimiento del suelo y la altura de la edificación, que puedan expresar mejor y de forma simplificada el efecto de la excentricidad accidental.

Por ejemplo, Escobar et al. (2004) citados por Gálvez Cortés (2017) proponen el método denominado Procedimiento Simplificado de Diseño o PSD, que reduce el procedimiento para considerar los efectos en el diseño de la torsión sísmica. Sin embargo, utilizaron modelos teóricos y simplificados, además de que la normativa usada en tal método quedó desactualizada, sugiriendo los mismos realizar nuevos estudios

Shakib y Tohid (2002), citados por Anagnostopoulos et al. (2015), del análisis de un modelo elástico, simétrico y de un piso, concluyen que, para sistemas rígidos a la torsión, el valor del 5% propuesto por el código para la excentricidad accidental es suficiente, pero para sistemas rígidos y torsionalmente flexibles es insuficiente, resaltando que el efecto de rotación del suelo es más significativo en suelos blandos.

Así como otros estudios más, resaltan en la utilización, sin generalizar, de modelos teóricos, asumiendo variables, los cuales se suponen no son precisos para replicar en modelos reales. Más aún, se enfatiza el hecho de que se realizan aproximaciones estáticas, por lo que las diferencias probables podrían ser mayores.

Luego, dada la naturaleza probabilista de la excentricidad accidental, se realizaron diversos estudios estableciendo como variables aleatorias parámetros que rigen la excentricidad accidental en el diseño sísmico.

Por ejemplo, De la Colina y Almeida (2004) citados por Gálvez Cortés (2017), estudiaron la excentricidad accidental en edificios bajos de forma probabilista, utilizando el Método de Monte Carlo. Concluyen que la ductilidad ante cargas laterales disminuye al incrementarse la excentricidad natural, considerando también que la probabilidad de excedencia del valor de la excentricidad accidental disminuye en los pisos inferiores y aumenta en los pisos superiores.

De la Colina et al. (2011) estudian distintos edificios utilizando el Método de Monte Carlo, variando la posición de las cargas vivas y magnitud, para determinar la probabilidad de excedencia de las excentricidades accidentales planteadas (Gálvez Cortés, 2017). Concluyen que la probabilidad de excedencia en pisos altos es mayor que en los pisos bajos.

Del mismo modo, García (2015) citado por Gálvez Cortés (2017), mediante el método de Monte Carlo estudia parámetros de la excentricidad accidental, concluyendo que la incertidumbre de la carga viva y rigideces afectan los valores de carga axial en columnas. Es así que concluye que los pisos altos son más propensos a sufrir los efectos de torsión por excentricidad accidental que los pisos inferiores, concordando con otros autores tal afirmación.

Osama Ahmed & Mehana (2020), según los estudios probabilísticos de la Colina et al. (2011), mencionaron que son idóneos los requisitos de la ASCE para el desplazamiento del centro de masas, en un porcentaje del 5%. Sin embargo, investigadores descubrieron que tal porcentaje no es suficiente para edificios bajos, siendo el 10% más adecuado para tal fin.

Por otro lado, diversos autores también estudiaron la influencia de la simetría en los efectos producto de la excentricidad accidental. Se tienen a Dimova & Alashki (2003) citados por Gálvez Cortés (2017), quienes estudian estructuras simétricas y el estudio de las consecuencias dinámicas ocurrientes al desplazar el CM de un piso. Del estudio, concluyen que la ECS subestima los efectos torsionales

hasta un 21% para una excentricidad de 5%, enfatizando que el valor propuesto no debe ser considerado únicamente como tal.

De la Llera y Chopra (1994a), citados por Alashki & Dimova (2003) lograron demostrar que un edificio simétrico en su planta en realidad resulta ser asimétrico hasta cierto punto, sufriendo en consecuencia vibraciones torsionales al someterse a un movimiento traslacionalmente puro. De esta forma, demuestran que la incertidumbre en la rigidez de los elementos en plantas simétricas, es mucho mayor en las plantas asimétricas.

Anagnostopoulos et al. (2015), explican que la torsión provocada por un sismo se da gracias a la asimetría de la disposición de los elementos estructurales, variando así las rigideces y excentricidades del modelo; la torsión del suelo gracias al recorrido de las ondas sísmicas, habiendo muchas veces incoherencia en el movimiento del mismo; y factores externos, como la rigidez añadida de forma no intencional de elementos no estructurales, diferencias en el procedimiento constructivo y más.

También, Alashki & Dimova (2003) afirman que las estructuras simétricas logran presentar comportamientos irregulares, siendo difícil o no preciso de describir los efectos de la excentricidad accidental mediante la aplicación estática de momentos torsores. Comentan que lo adecuado es calcular los 4 modelos tridimensionales, provenientes del desplazamiento del centro de masas, y estimar la envolvente de los resultados del análisis consecuentemente.

Se puede comentar que, incluso si una estructura es perfectamente simétrica, se podrá detectar en la misma comportamientos propios de edificios con irregularidades. De forma general, se infiere que este comportamiento está basado en la existencia de la excentricidad accidental, como fuente de incertidumbre de efectos adversos que afecten en las sollicitaciones de un edificio.

De ese modo, Anagnostopoulos et al. (2015), comentan que en la última década se analizaron modelos más realistas, que estudian un nuevo campo, el inelástico. Afirman que, si los parámetros de los modelos analizados no coinciden con los modelos reales en cuanto a rigidez y resistencia, junto con sus 3 periodos más bajos, los resultados pueden ser erróneos; generándose duda sobre lo propuesto por los códigos para la torsión, que se basan en resultados de modelados de un solo nivel.

Los mismos autores en una investigación realizada en el 2010, afirman que los modelos simplificados pueden aproximarse a resultados inelásticos de edificios reales asimétricos y de varios niveles, que presentan el fenómeno de la torsión en su cuerpo; siempre que se cumpla lo anterior descrito. Las mismas resistencias no pueden calcularse de forma adecuada si se consideran como se ha venido considerando en los estudios dados. Además, mencionan que usar un factor de amplificación o sobrerresistencia constante no es eficaz, puesto que existe y existirá variación en las resistencias debido a la propia variación entre un edificio u otro; más son aplicables sí a los modelos con los que fueron propuestos. Lo último hace referencia a los estudios que proponen como método simplificado la utilización de un factor de amplificación para la consideración de la excentricidad accidental en el análisis sísmico.

Existen también estudios sobre el efecto del suelo en la torsión de las edificaciones. Shakib y Tohid (2002) citados por Anagnostopoulos et al. (2015), mencionan que el efecto del movimiento torsional del suelo es significativo a su vez en suelos blandos que en suelos rígidos. Heredia - Zavoni & Levya (2003) citados por Anagnostopoulos et al. (2015), analizan lo propuesto, utilizando modelos de varios niveles, concluyendo que el movimiento o paso de olas viajeras y la incoherencia del movimiento torsional del suelo no influyen respuestas significativas torsionales en una edificación, más si son influyentes en las columnas de las esquinas del piso inferior.

Anagnostopoulos et al. (2015), de forma detallada, declaran que el movimiento no uniforme del suelo es dado por el paso de ondas viajeras, las cuales nacen al excitar por un mismo movimiento distintos puntos en una superficie; y por incoherencia del movimiento del suelo, producido cuando el suelo cimentado experimenta distintos movimientos, con amplitudes y características de onda variadas; gracias a las ondas que inciden desde distintos puntos, junto a reflexiones y refracciones de ondas alrededor de la cimentación.

Anagnostopoulos et al. (2015) mencionan la importancia del tema de la torsión, la cual tiene gran incidencia en el desempeño de un edificio ante un sismo, comentando que probablemente hayan más de 600 estudios en Revistas Internacionales arbitradas y Congresos.

Sin embargo, expresan también la escasez de avances esenciales respecto al tema en los últimos tiempos, dado que los principales aportes datan de los años 70 y 80. Los artículos descritos anteriormente los menciona como “refinamientos” del aporte realizado por Newmark, en 1969, los cuales se pueden categorizar como introducir la variación del movimiento del suelo en función al paso de ondas y la incoherencia del mismo, la aleatoriedad del movimiento del suelo, el uso de estructuras excéntricas y simétricas; las cuales, sin generalizar, en su mayoría realizan comparaciones con los códigos que proponen valores específicos para analizar la excentricidad accidental dentro de un análisis estructural, olvidándose que el código trata de asimilar la naturaleza aleatoria de las fuentes de incertidumbre, tales como la incertidumbre de la masa y rigidez.

Así como hay bastante literatura y bases para realizar nuevos estudios derivados y la posibilidad de realizar comparaciones de resultados entre sí, también surge el problema de la incoherencia de las fuentes de estudios entre sí; puesto que se extraen conclusiones que, si bien pueden ser correctas, se comete el error de generalizarlas, y muchas veces contradicen los resultados de otros estudios realizados; generando debates entre revistas y artículos. Anagnostopoulos et al. (2015), comentan que, incluso así, los investigadores que se sumergen dentro

del problema, son conscientes, y saben que pueden generar resultados contradictorios con otras fuentes.

Es así que el problema de la torsión sigue sin definirse completamente, a pesar de que el estudio del mismo viene desde años atrás. Parte de ello viene gracias a la utilización de modelos en su mayoría teóricos, considerando excentricidades dobles o simples y con elementos estructurales específicos.

Aún se siguen produciendo daños en las estructuras, gracias a las respuestas de la edificación a la torsión accidental y natural. Esto indica que resulta difícil todavía lograr establecer un valor apropiado a la incertidumbre en la estimación de las fuerzas sísmicas y las simulaciones o modelados (Osama Ahmed & Mehana, 2020).

De ese modo, Anagnostopoulos et al. (2015) mencionan que la fuente bibliográfica de la torsión y su forma de aplicar, se encuentran en un estado caótico.

Sin embargo, los mismos autores enfatizan el hecho de que uno de los logros realizados en las últimas décadas, fue el de introducir la excentricidad accidental con enfoque dinámico dentro de los códigos de construcción modernos; relevando el método estático a edificios específicos y más regulares.

Así mismo, señalan que el valor de 5% atribuido a la excentricidad accidental por los códigos de construcción, que viene establecido gracias a investigaciones en el campo elástico, tiene poco efecto sobre la dimensión de un elemento y no permite la distribución de la demanda de ductilidad de manera uniforme. Sugieren que tal requisito debe reevaluarse y eliminarse, excepto tal vez, al menos para edificios simétricos. Resaltan que la evaluación de los modelos que se usaron en la literatura, realiza simplificaciones significativas, por lo que el tema sigue resultando susceptible a más investigaciones detalladas.

Se comentó que el considerar la excentricidad accidental en el análisis y diseño de un edificio depende de varios parámetros que muchas veces no se puede controlar, y los intentos de resumir el tema en un valor porcentual suelen ser insuficientes para determinados tipos de edificaciones. Así mismo, realizar el desplazamiento del centro de masas para un análisis modal espectral conlleva realizar más procesos y un gran trabajo computacional extra, que considerarse la misma de forma estática o simplificada.

Sin embargo, con el paso del tiempo y gracias a la aparición de nuevos estudios complementarios junto al avance de la tecnología con la implementación de programas de análisis, se dejaron de utilizar modelos muy restringidos, o simplificados, los cuales asumían la mayoría de parámetros; utilizándose en respuesta modelos amplios y no tan restrictivos, explorándose modelos elásticos de varios pisos por ejemplo, modelos simplificados inelásticos, excentricidades biaxiales y más (Anagnostopoulos et al., 2015).

De todos modos, se conoce que los códigos actuales y normativas aún usan el 5% como valor de la excentricidad accidental, para considerar las fuentes de incertidumbre que afectan los resultados de análisis de una edificación; a pesar de que distintos autores han sugerido la revisión y cambio del valor de la excentricidad accidental propuesta.

Bajo contexto nacional, la norma E.030 menciona para un análisis de fuerzas estáticas equivalentes que el efecto de la excentricidad accidental se puede considerar como una fracción de la fuerza lateral calculada, siendo por lo general dicha fracción el 5% de la dirección perpendicular al sentido analizado. Para un análisis dinámico modal espectral, la misma menciona que se puede considerar como 5% el valor de la excentricidad accidental para cuantificar la incertidumbre de la localización de los centros de masa. Se infiere que se refiere al desplazamiento del mismo.

Así como la norma peruana, más códigos determinan dicho valor para la excentricidad. Por ejemplo, la Norma Chilena Oficial Nch 433. Of 1996 Modificada en 2009, establece para un análisis modal con enfoque dinámico un valor de 5% para la excentricidad accidental al desplazar el centro de masas en las direcciones de análisis. Cabe destacar que, para los enfoques estáticos propuestos por la misma norma, se utiliza un valor más conservador del 10% de la dimensión perpendicular a la dirección de análisis. Otro ejemplo a mencionar es el ASCE, que describe el planteamiento de la excentricidad accidental con el valor típico del 5%.

De ese modo, en la actualidad y desde un punto de vista empírico, se puede comentar que los procedimientos descritos anteriormente; si bien ayudan a entender el comportamiento y efectos de la excentricidad accidental en un análisis dinámico, dada la variación de resultados y discordancia entre los mismos, se supone que las normas aún no asimilan en su contenido los resultados o conclusiones halladas; por lo que, al menos por ahora, se trabajaría con los valores predeterminados para la excentricidad accidental. Cabe destacar que, para casos específicos, la variación de resultados resulta significativa, siendo no así para los edificios convencionales, con simetrías aceptables y especialmente rígidos por la consideración de muros estructurales en la mayoría de los casos.

Para el caso, el Perú es afectado por sismos en gran medida, gracias a que el país se ubica en el Cinturón de Fuego, en una parte significativa y casi total, donde los movimientos ocurren. Por ello, es importante tomar en consideración las prestaciones existentes para el análisis de las edificaciones por sismo.

2.2.4 Aplicación de la Excentricidad Accidental

En la actualidad y en el ejercicio de la ingeniería, se realizan los análisis y diseños estructurales con el uso de programas de modelado y análisis en 3D, que facilitan, a comparación de los tiempos en los que se hacían aproximaciones

estáticas y manuales de fenómenos dinámicos, enormemente el proceso de cálculo y análisis de edificaciones de todo tipo, optimizando las respuestas y el consecuente diseño estructural. Por eso, dentro de lo descrito en el trabajo, es posible realizar el desplazamiento del centro de masas para evaluar la torsión por excentricidad accidental, para el caso de un análisis modal espectral, sin muchas complicaciones.

En el medio, se conoce que uno de los programas más usados convencionalmente para el análisis y diseño de estructuras convencionales, es el ETABS, de la empresa COMPUTERS AND STRUCTURES, INC. o de forma abreviada "CSI", el cual realiza el modelado y análisis estructural de edificaciones. Este presenta opciones, funciones y un manual, que hace posible lo descrito anteriormente. Así mismo, la empresa en su y sus programas fue implementando a lo largo de los años las disposiciones creadas y establecidas por los códigos en el mundo en su propia programación.

Debido a que el procedimiento para la ejecución de la tesis se realizó en el programa mencionado, se muestra continuación lo mencionado por el artículo encontrado en una de las páginas web de la empresa, para incluir el efecto de la excentricidad accidental en un análisis modal espectral.

El artículo denominado "*Accidental eccentricity for Response Spectrum Analysis*", indica los procedimientos mencionados con anterioridad; la adición de la excentricidad accidental bajo un enfoque estático y dinámico. Como se explicó, el primero consta de la suma algebraica de un momento torsor al resultado de la respuesta obtenida del análisis modal espectral; y el segundo es la adición de la excentricidad accidental en el propio sistema estructural, de modo que las respuestas obtenidas incorporen intrínsecamente la excentricidad. Escrito por Abell et al. (s.f.), el artículo describe los dos enfoques, comentados de forma resumida a continuación:

El primer enfoque, denominado “procedimiento estático”, determina un momento torsor por excentricidad accidental en función a la fuerza cortante por sismo, resultante de un análisis modal espectral; multiplicado por la excentricidad del diafragma especificada, esto se determina según el código que rige el análisis.

Es decir, luego de realizar el análisis modal espectral, se añade al resultado el momento torsor, para tener en cuenta las fuerzas de diseño adicionales causadas por la excentricidad accidental. Sin embargo, debido a que el procedimiento simplifica la respuesta del efecto torsional accidental, siendo una aproximación estática, es necesario realizar una amplificación de la torsión accidental, según la ASCE 7 – 10.

El segundo enfoque, denominado “procedimiento dinámico”, determina los efectos de la excentricidad accidental de forma intrínseca en el sistema estructural, mediante el desplazamiento del centro de masas en las direcciones principales del sistema, o en la más desfavorable; para luego verificar una envolvente de respuestas. Cabe destacar que el procedimiento es válido de realizar para versiones posteriores a la del 2015 del programa.

Como se puede suponer, el método implica el cálculo de 4 modelos por separado, puesto que el desplazar el centro de masas origina cambios en las matrices que definen el sistema (masa y rigidez), dando lugar a nuevos periodos, nuevas frecuencias, nuevos desplazamientos; así como una envolvente de fuerzas calculadas. Realizar el procedimiento permite que no se realice la amplificación de la torsión accidental según el ASCE 7 – 10.

También, el artículo menciona la importancia de la inclusión de la excentricidad accidental en el análisis de estructuras regulares e irregulares, siendo:

- La incertidumbre del movimiento del suelo, que puede someter a rotación sobre el eje vertical a la estructura.
- La incertidumbre en cuanto a la distribución de masas durante el movimiento sísmico.

- La incertidumbre de similitud entre las propiedades y características esperadas con las que se hizo el cálculo del edificio y las reales adquiridas en el procedimiento constructivo.

Como se observa, el artículo toma lo indicado en la literatura respecto al tema de la excentricidad accidental, tanto el enfoque dinámico como estático, salvo que ahora es posible sin muchas complicaciones realizar el desplazamiento del centro de masas, para incorporar la excentricidad accidental en el análisis estructural.

Así mismo, existe en la red un video de la misma empresa, llamado “*ETABS – 26 Accidental Torsion: Watch & Learn*”, el cual muestra el procedimiento para incorporar la excentricidad accidental de una u otra forma. De forma resumida se describe lo que se muestra en dicho video:

- El procedimiento estático solo requiere la definición de la excentricidad accidental en la creación del caso de carga espectral, en la opción llamada “Diaphragm Eccentricity”. De forma convencional, se le otorga el valor de 0.05. De este modo, el programa de forma interna realiza la creación de un momento torsor en función a la cortante de piso lateral calculada de la respuesta del análisis modal espectral y al valor especificado de excentricidad. Este momento es adicionado a la respuesta espectral de forma independiente, añadiendo fuerzas a su vez en el resto de elementos resistentes.
- El procedimiento dinámico requiere:
 - La definición de fuentes de masas, cada una con el desplazamiento indicado en valor de la excentricidad accidental y en la dirección definida.
 - La creación de casos modales para cada fuente de masa creada.
 - La creación de casos no lineales que relacionen la fuente de masa sísmica desplazada según el usuario y el caso modal.
 - La creación de casos de carga espectral, que estén relacionados al caso modal y a la fuente de masa desplazada en la dirección

requerida por el usuario. Para este caso, no es necesario dar un valor diferente de cero en la opción "Diaphragm Eccentricity".

De este modo, se crean, por lo general, 4 casos de carga dinámicos, de los cuales se obtienen desplazamientos, distorsiones, fuerzas que tengan incorporado el efecto de la excentricidad accidental en su interior.

De forma complementaria, el video muestra el resultado de analizar bajo tales enfoques una estructura de pórticos. Muestra que el efecto de la excentricidad accidental influye significativamente en los desplazamientos en el sentido perpendicular a la dirección de análisis; mientras que las diferencias para los desplazamientos en la misma dirección no son considerables. Independientemente del modelo del edificio y de acuerdo con lo mostrado anteriormente, algunos autores y esto; se comenta que no se obtienen diferencias significativas respecto a aplicar un método u otro, salvo para la verificación de la irregularidad torsional y las fuerzas laterales que reciben los elementos perimetrales específicamente, por la componente torsional añadida.

Cabe resaltar que realmente no es necesario la creación de los 4 casos de carga dinámicos. Al menos, para verificar la irregularidad por torsión en ambas direcciones, basta con calcular el centro de masas y centro de rigideces, y verificar la dirección más desfavorable que resulta de añadir una excentricidad accidental a la excentricidad inherente de la estructura, para obtener los resultados más desfavorables en cuanto a desplazamientos, distorsiones; en cada dirección de análisis.

Si el objetivo del usuario es verificar la irregularidad por torsión de un sistema en una dirección, basta con darle un valor de excentricidad a la fuente de masa creada por el programa y establecida para el cálculo por defecto, y definir el caso de carga espectral sin excentricidad; puesto que el programa de forma automática relaciona la fuente de masa con el caso modal creado por defecto.

Sin embargo, si se requiere analizar las fuerzas generadas por cada sistema creado, es necesario definir los casos de carga dinámicos posibles en una dirección, y crear una envolvente de máximos resultados para el posterior diseño estructural.

2.2.4.1 Discusión sobre el Enfoque Estático

Se mencionó anteriormente que, el documento guía que describe el proceso de la incorporación de la excentricidad accidental bajo el enfoque estático, requiere que el valor de la propia excentricidad sea amplificado por un valor que está definido según la ASCE 7 – 10.

Tal norma define que el valor de la excentricidad accidental estándar debe ser amplificado si:

- La estructura es de categoría C, D, E o F
- Presenta el tipo de irregularidad por torsión (1a) o el tipo de irregularidad por torsión extrema (1b).

La ASCE identifica la irregularidad por torsión de la misma forma que lo hace nuestra norma nacional, excepto que los factores límites son menores, es decir, es más conservadora; propone que, para no considerar la irregularidad por torsión, la relación entre distorsiones debe ser menor a 1.2; mientras que, para no considerar la irregularidad por torsión extrema, la relación debe ser menor a 1.4.

De ese modo, si se cumple lo anterior, para calcular el factor de amplificación es necesario relacionar los desplazamientos de piso de la siguiente forma:

$$Ax = \left(\frac{\delta_{max}}{1.2 * \delta_{prom}} \right)^2$$

Con Ax que varía desde 1.0 a 3.0, se puede obtener un valor de excentricidad amplificado de hasta 15%, en función a la variable Ax. Sin embargo, si se

obtienen valores mayores a 3.0, es preferible reestructurar la edificación a que aumentar el valor de la excentricidad accidental; puesto que el valor de amplificación da un indicio acerca del grado de comportamiento irregular que puede experimentar una edificación (Youssef, 2023).

La norma menciona también que el proceso no es iterativo; solo basta con calcular una vez el factor de amplificación para después amplificar la excentricidad accidental con el mismo y realizar las verificaciones y cálculos nuevamente. La amplificación de la excentricidad también se realiza para un análisis de fuerzas equivalentes, si es que se analiza la edificación mediante el mismo.

Como se mencionó en el marco teórico, la norma peruana para un análisis dinámico modal espectral, de forma implícita, menciona que debe realizarse el desplazamiento del centro de masas para considerar los efectos de torsión por excentricidad accidental. No se muestra la opción de uso del enfoque estático como opción a considerar. Por lo que, se infiere que siempre deberíamos realizar el desplazamiento del centro de masas. Sin embargo, esto depende también del conocimiento del usuario en la realización del mismo, o la utilización de un programa de análisis y modelado.

Como se describió, la norma ASCE requiere la realización de la amplificación en caso de encontrarse irregularidad torsional bajo sus límites. Sin embargo, en el territorio, la verificación de irregularidades se sigue realizando con la norma E.030 de Diseño Sismorresistente. Es claro que, si el profesional que lleva a cabo el análisis lo plantea, es posible realizar las verificaciones según la ASCE.

Sin embargo, la utilización de la fórmula mostrada y los límites que la misma define, pertenecen al código y estudios de tal. Se comenta que, si fuera deseo del profesional dentro del país realizar la amplificación requerida por la aplicación del enfoque estático, esperaríamos usar una propia fórmula realizada por el código peruano a sus propias disposiciones. Una pregunta adicional surge al evaluarse

la irregularidad torsional aplicando el enfoque estático, sobre el límite o valor máximo admisible para no considerar tal irregularidad, puesto que el propuesto por la norma peruana y la ASCE son distintos. Si bien la norma peruana ofrece holgura en cuanto a límite, la cuestión surge si se obtiene un valor entre ambos extremos y se pensara en realizar la amplificación de la excentricidad accidental, llegando a la ambigüedad.

En contraste a lo anterior, para Youssef (2023), es incorrecto usar el factor de amplificación para un análisis modal espectral (conocido también como RSA), por la naturaleza del mismo. Es decir, dado que para un RSA se calculan los modos de vibración, y en función a estos se calculan las respuestas máximas para ser combinadas posteriormente, no se estaría trabajando con la respuesta real de la estructura, puesto que la amplificación se seguiría realizando al resultado combinado luego de realizar el análisis modal espectral. El autor realiza la comparación con el análisis de fuerzas estáticas equivalentes (conocido como ELF); en el cual, dado que la respuesta en cuanto a fuerzas y desplazamientos se obtiene al aplicar directamente las cargas en el edificio, tendría sentido realizar la amplificación de la excentricidad, puesto que afectaría directamente al mismo; siendo de forma distinta en un RSA, debido a que el mismo realiza una combinación de los resultados máximos obtenidos para cada modo.

Menciona que lo ideal para determinar el factor A_x en un análisis modal espectral, es realizarlo a nivel modal; es decir, modo por modo, lo que implicaría calcular el factor de amplificación para cada modo, si es que se requiriese. De esa forma, realmente se estaría aplicando el factor de amplificación para un RSA. Sin embargo, debido a que tal procedimiento complicaría los tiempos de cálculo y volviendo el proceso demasiado engorroso, existe por ello el enfoque dinámico recomendado por la ASCE y la bibliografía, que indica que es preferible ajustar el centro de masas para incorporar el efecto de la excentricidad accidental de forma intrínseca en el análisis estructural y posterior diseño.

Adicional al contraste, DeBock et al. (2019) mencionan que el efecto de incorporar la excentricidad accidental bajo el enfoque estático resulta conveniente sobre aplicar la misma bajo el enfoque dinámico a estructuras con resultados de irregularidad torsional muy grandes.

Parten de la premisa que describe que el cambio de posición del centro de masas aumenta el acoplamiento de las repuestas modales de traslación y torsión, así logrando incorporarse el efecto de la torsión por excentricidad accidental. Sin embargo, si la estructura es muy irregular, el acoplamiento de las respuestas traslacional y torsional es mínimo, perdiéndose la respuesta traslacional en la combinación modal de la respuesta traslacional. De un estudio propio de ellos, determinan que el enfoque dinámico amplifica el efecto de torsión por excentricidad accidental cuando los periodos de torsión y traslación son similares, sin embargo este se pierde cuando aumenta la diferencia entre sí.

Los anteriores, de un estudio realizado por el Consejo de Tecnología Aplicada (Proyecto 123, FEMA P – 2012), en el cual se estudió la influencia de añadir la excentricidad accidental bajo un enfoque dinámico y estático a diversas formas de plantas desde regulares a irregulares de forma progresiva, determinaron diferencias sustanciales en la aplicación de un enfoque u otro respecto a la resistencia al colapso del edificio en general. Bajo el enfoque dinámico, a medida que la irregularidad torsional aumenta, los valores de fuerzas y desplazamientos disminuyen en lugar de aumentar; siendo comparable con las tendencias observadas por De la Llera y Chopra (1994). Para tal caso, el enfoque estático resulta más conservador, proporcionando diseños con una mayor resistencia a la falla. Terminan concluyendo que el método dinámico puede producir diseños insuficientes o incorrectos para edificios con una irregularidad de torsión muy alta, recomendando que se utilice el método estático en un RSA para edificios con irregularidades de torsión extremas.

Se comenta que, si bien existe discusión sobre el enfoque estático y demás; el mismo aún sigue siendo válido de aplicar según los códigos y normas que lo

consideran en cada país. Por lo último, se puede deducir una excepción sobre la aplicación del enfoque dinámico. Sin embargo, difícilmente se acepte diseñar estructuras con un alto grado de irregularidad torsional (especialmente para países altamente sísmicos por ejemplo); por lo que, salvo casos específicos, sería poco probable optar para dicha situación por el enfoque estático más que por el dinámico.

2.2.5 Análisis Estructural de Edificaciones

2.2.5.1 Análisis Estático de Fuerzas Equivalentes

Busca determinar la fuerza cortante en la base de la edificación y su distribución en el edificio. Esta se representa como fuerzas distribuidas en toda la altura del edificio, repartidas proporcionalmente en el centro de masas de cada nivel. Se pueden analizar bajo este enfoque, las estructuras regulares e irregulares ubicadas en la zona sísmica 1. Pueden analizarse las estructuras regulares de 30 m de altura como máximo, y estructuras de muros portantes de concreto armado y albañilería confinada o armada de 15 m de altura como máximo, incluso si son irregulares. El análisis estático implica los siguientes parámetros:

Fuerza cortante en la base

Es la cortante basal, aplicada en la estructura en su base. Se calcula mediante la fórmula:

- $V = \frac{ZUCS}{R} * P$

Siendo el C/R no menor a:

- $\frac{C}{R} \geq 0.11$

Distribución de la fuerza sísmica en altura

Como se mencionó, la fuerza sísmica se distribuye de acuerdo a lo siguiente:

- $F_i = \alpha_i * V$

- $\alpha_i = \frac{P_i(h_i)^k}{\sum_{j=1}^n (h_j)^j}$

Donde n es el número de pisos y k se determina de acuerdo a:

- T menor o igual a 0.5 segundos: $k = 1.0$
- T mayor que 0.5 segundos: $k = (0.75 + 0.5T) \leq 2.0$

Siendo T el periodo fundamental de vibración de la estructura.

Periodo fundamental de vibración

Según la norma peruana, este se determina mediante la aplicación de la siguiente fórmula:

- $T = \frac{h_n}{c_T}$

Donde:

- h_n es la altura del edificio.
- c_T es 35 para edificios con elementos resistentes que sean pórticos sin muros resistentes a cortante o pórticos de acero sin arriostramiento, con nudos resistentes a momentos.
- c_T es 45 para edificios con elementos resistentes en la dirección considerada que sean pórticos con muros en ascensores y escaleras y para pórticos de acero arriostrados.
- c_T es 60 para edificios de albañilería y los sistemas duales de concreto, muros estructurales y muros de ductilidad limitada.

También puede usarse la siguiente ecuación:

- $T = 2\pi \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n P_i * d_i^2}{g \sum_{i=1}^n f_i * d_i}}$

Este se puede obtener también con un análisis modal.

2.2.5.2 Análisis Modal Espectral

Según Huisa Chura & Quispe Flores (2021), es un análisis estadístico que busca la máxima respuesta sísmica posible a ocurrir durante un evento. La aceleración del suelo se da como una curva de respuesta espectral y el periodo de la estructura.

La norma indica que cualquier estructura puede ser diseñada usando las respuestas dadas mediante el uso del análisis dinámico por combinación modal espectral, según el artículo 29 “Análisis Dinámico Modal Espectral” de la norma E.030. Así mismo, para el análisis se considera lo siguiente:

Modos de vibración

Se determinan mediante un procedimiento que incluye el cálculo de las masas y rigideces de la estructura. Según norma, se consideran aquellos modos cuyas masas participativas sean por lo menos el 90% de la masa total.

Aceleración espectral

Para cada dirección horizontal, se usa un espectro inelástico de pseudo aceleraciones dada por la siguiente fórmula:

- $$S_a = \frac{ZUCS}{R} * g$$

Si se analizara la estructura en la dirección vertical, puede usarse el espectro con valor igual a 2/3 del espectro definido para las direcciones horizontales.

Criterios de combinación

Para obtener la respuesta elástica de la estructura para las fuerzas internas y otros componentes, se emplean los criterios de combinación, los cuales dan como resultados del análisis dinámico modal espectral, la fuerza cortante en entrepisos, momentos torsionales, momentos de volteo, desplazamientos y la fuerza cortante basal (Reglamento Nacional de Edificaciones (RNE), 2019).

La respuesta elástica máxima de acuerdo al efecto de los modos de vibración combinados, se determina mediante la combinación cuadrática de los valores calculados para cada modo (Reglamento Nacional de Edificaciones (RNE), 2019).

- $r = \sqrt{\sum \sum r_i * \rho_i * r_j}$

Donde r representa las respuestas modales, desplazamientos o fuerzas a obtener y ρ los coeficientes de correlación. Los coeficientes de correlación se dan por:

- $\rho_{ij} = \frac{8 * \beta^2 * (1 + \lambda) * \lambda^{3/2}}{(1 + \lambda^2)^2 + 4 * \beta^2 * \lambda * (1 + \lambda)^2}$
- $\lambda = \frac{w_j}{w_i}$

Donde β es la fracción del amortiguamiento crítico, pudiéndose suponer constante para todos los modos, dando un valor de 0.05; y w es la frecuencia angular para cada modo respectivamente.

Fuerza cortante mínima

Por el análisis dinámico también se suele obtener una cortante. Sin embargo, esta fuerza no puede ser menor que el 80% de la cortante calculada para estructuras regulares ni menor que el 90% para estructuras irregulares. Por lo general, estas fuerzas se suelen escalar hasta igualarse o superarse con la basal estática.

Desplazamientos laterales relativos admisibles

La norma nos ofrece las distorsiones máximas laterales posibles para cada tipo de sistema estructural:

Tabla 1

Distorsiones máximas permisibles para el tipo de material predominante

Límites para la distorsión de entrepiso	
Material predominante	Δ_i/h_i
Concreto Armado	0.007
Acero	0.010
Albañilería	0.005
Madera	0.010
Muros de ductilidad limitada	0.005

Nota. Extraído y adaptado del Reglamento Nacional de Edificaciones (RNE), (2019)

Así mismo, se plantean algunas consideraciones:

- Los desplazamientos laterales para estructuras regulares se calculan como 0.75 veces el factor de reducción R multiplicado a las solicitaciones obtenidas del análisis lineal elástico reducidas según norma.
- Los desplazamientos laterales para estructuras irregulares se calculan como 0.85 veces el factor de reducción R multiplicado a las solicitaciones obtenidas del análisis lineal elástico reducidas según norma.

2.2.5.3 Irregularidad Torsional

La irregularidad torsional, según Trujillo Tafur (2021), existe gracias a la distribución irregular de masas y rigideces, generando excentricidad entre los centros mismos de estos parámetros, incrementando las solicitaciones y resultados de los análisis al añadirse los efectos de la torsión al cálculo.

El Reglamento Nacional de Edificaciones, en su norma E.030, especifica para un análisis estructural de una edificación, la existencia de irregularidad por torsión bajo las siguientes condiciones:

- $\frac{\Delta_{max}}{h_i} > 1.3 * \frac{\Delta_{prom}}{h_i}$
- $\frac{\Delta_{max}}{h_i} > 0.5 * \frac{\Delta}{h_i}$

Donde Δ/h representa el desplazamiento relativo de piso. Si no se cumple lo mostrado, se asigna un valor por irregularidad torsional de 0.75.

Así mismo, la norma califica para valores específicos de desplazamientos, la existencia de irregularidad torsional extrema, si se cumplen las siguientes condiciones:

- $\frac{\Delta_{max}}{h_i} > 1.5 * \frac{\Delta_{prom}}{h_i}$
- $\frac{\Delta_{max}}{h_i} > 0.5 * \frac{\Delta}{h_i}$

Donde Δ/h representa el desplazamiento relativo de piso. Si no se cumple lo mostrado, se asigna un valor por irregularidad torsional de 0.60.

Dentro del contexto nacional, es de esta forma que se determina luego del análisis dinámico o estático, la existencia de torsión en una edificación. Es lógico mencionar que estos resultados están condicionados a la forma de plantear en el modelado y cálculo, la excentricidad accidental para análisis de la torsión.

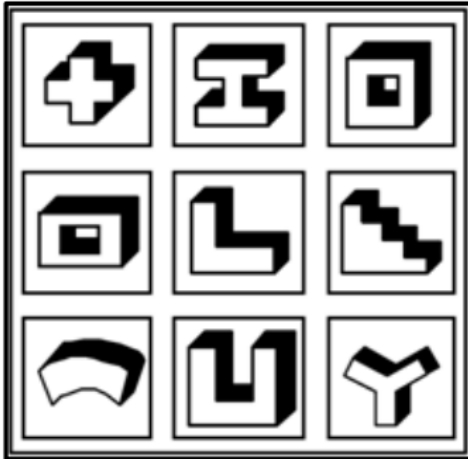
2.2.5.3.1 Asimetría Estructural.

De acuerdo con Inga Solórzano (2019) la asimetría estructural es la causante del origen de la excentricidad natural, provocando el efecto de torsión. Según Barbat et al. (2005), citados por Inga Solórzano (2019), la simetría distribuye de forma uniforme los esfuerzos, apagando la torsión y las concentraciones de tensiones. El efecto contrario, ha sido observado durante gran parte de los terremotos severos del siglo.

Entonces, mientras las plantas tengan formas asimétricas, se generarán altas excentricidades, dando posibilidad a colapsos de edificios antes sismos severos.

Figura 7

Formas complejas



Nota. En la actualidad se conocen que estas formas producen grandes efectos de torsión en los edificios, por lo que, para evitar el efecto, se divide la forma en bloques. Obtenido de Amorold y Reitherman (1991) mostrado por Inga Solórzano (2019).

2.2.5.3.2 Excentricidad Natural.

La diferencia de posición entre el centro de masas (CM) y el centro de rigideces (CR), se conoce como excentricidad o excentricidad natural. La misma es componente de la torsión posible en un edificio.

De acuerdo con Trujillo Tafur (2021), si la distancia del CM y el CR se minimizan en lo posible, la torsión se reducirá, y con ella los daños también. Del mismo modo, si la distancia del CM y el CR es considerable, la torsión se amplificará y los daños serán significativos.

Del mismo autor, se define el centro de masas como la suma de masas incidentes en un piso multiplicadas por su posición respecto a un centro de referencia cada masa, todo dividido entre la suma de las masas presentes en un

piso; y del mismo modo el centro de rigidez, salvo que no se contabiliza las masas esta vez, sino las rigideces que aportan los elementos resistentes.

2.2.5.3.3 Excentricidad accidental.

Según Trujillo Tafur (2021), la excentricidad accidental es importante en el análisis de la torsión de un edificio. La misma se considera como el 5% de la dimensión perpendicular a la dirección de análisis. El mismo autor las define con las siguientes expresiones:

- $e_x = 0.05 * L_x$
- $e_y = 0.05 * L_y$

2.2.6 Diseño Estructural de Edificaciones

2.2.6.1 Parámetros de Diseño Sísmico

El diseño de estructuras en el país se rige por la norma E.030 de Diseño Sismorresistente, la cual da parámetros a considerar en el análisis estructural del sistema. La misma ofrece los siguientes criterios que deben considerarse en el proceso:

- Se debe procurar la simetría en la distribución de masas y rigideces.
- En edificios altos, se debe considerar importante el peso mínimo del mismo.
- La selección de los materiales de construcción debe estar acordes a las necesidades presentadas.
- El edificio debe tener una adecuada resistencia frente a cargas laterales en sus direcciones principales
- Se debe procurar la continuidad estructural, en planta y elevación.
- Se debe procurar la ductilidad de los elementos resistentes para asegurar la continuidad de la deformación fuera del rango elástico.
- Las deformaciones laterales deben ser controladas y limitadas.
- Debe procurarse la redundancia estructural en la concepción de las edificaciones.

El análisis estructural considerando el efecto sísmico contempla una fuerza sísmica, la cual es incidente en el análisis estructural y en las solicitaciones de los elementos resistentes. La fuerza sísmica de diseño se basa en lo siguiente:

Zonificación

Según el artículo 10 “Zonificación”, indicado en la norma E.030; trata de la aceleración máxima esperada en suelo rígido con 10% de probabilidad de ser excedida en 50 años. El Perú se encuentra dividido en 4 zonas respecto a este parámetro. Los valores asignados a cada zona se muestran en la siguiente tabla:

Tabla 2

Factor de zona para el Perú

Factor de zona	
Zona	Z
4	0.45
3	0.35
2	0.25
1	0.1

Nota. Extraído y adaptado del Reglamento Nacional de Edificaciones (RNE), (2019).

Perfil de suelo

Según el artículo 12 “Condiciones Geotécnicas”, indicado en la norma E.030; menciona que se puede definir el perfil de un suelo mediante la velocidad de las ondas de corte, o mediante los resultados de realizar un ensayo de penetración estándar, o el promedio ponderado de la resistencia al cortante en condición no drenada para suelos cohesivos.

Las propiedades como tal, pueden determinarse hasta los 30 m superiores del perfil de suelo desde el fondo de cimentación. Se clasifica mediante el uso de la siguiente tabla:

Tabla 3*Perfiles de suelo*

Clasificación de los perfiles de suelos			
Perfil	Vs (m/s)	N60	Sy (kPa)
So	> 1500	-	-
S1	500 a 1500	> 50	> 100
S2	180 a 500	15 a 50	50 a 100
S3	< 180	< 15	25 a 50
S4	Clasificación basada en el EMS		

Nota. Extraído y adaptado del Reglamento Nacional de Edificaciones (RNE), (2019).

Parámetros de sitio

Según el artículo 13 “Parámetros de sitio”, indicado en la norma E.030; son los factores S (tipo de suelo), TP (periodo que define el factor “C”) y TL (periodo que define el desplazamiento constante en el inicio de zona del factor “C”). Estos nos indican los factores para cada valor del parámetro “Z”, en función al TP y al TL. Se determinan mediante las siguientes tablas:

Tabla 4*Factor de suelo*

	Factor de suelo			
	S0	S1	S2	S3
Z4	0.80	1.00	1.05	1.10
Z3	0.80	1.00	1.15	1.20
Z2	0.80	1.00	1.20	1.40
Z1	0.80	1.00	1.60	2.00

Nota. El factor de suelo se definirá según el EMS hecho para la estructura. Extraído y adaptado del Reglamento Nacional de Edificaciones (RNE), (2019)

Tabla 5

Factor TP y TL

	Perfil de suelo			
	S0	S1	S2	S3
TP (s)	0.80	1.00	1.05	1.10
TL (s)	0.80	1.00	1.15	1.20

Nota. El perfil de suelo se definirá según el EMS hecho para la estructura. Extraído y adaptado del Reglamento Nacional de Edificaciones (RNE), (2019).

Factor de amplificación sísmica

Según el artículo 14 “Factor de amplificación sísmica”, indicado en la norma E.030; el coeficiente actúa como un amplificador de la aceleración estructural respecto a la aceleración del suelo.

Esta se define como:

- $C = 2.5$; si $T < T_p$
- $C = 2.5 * \frac{T_p}{T}$; si $T_p < T < T_i$
- $C = 2.5 * \frac{T_p * T_i}{T^2}$; $T > T_i$

Donde:

- TP y TL: periodos de suelo
- T: periodo fundamental

Factor de uso

Según el artículo 15 “Categoría de las Edificaciones y Factor de Uso”, indicado en la norma E.030; trata de la clasificación de cada tipo de estructura de acuerdo a su uso. La norma le asigna valores de acuerdo a su grado de importancia.

Tabla 6**Factor U**

Categoría y factor U de las edificaciones		
Categoría	Descripción	Factor U
A Edificaciones esenciales	A1: Establecimientos del sector salud (públicos y privados) del segundo y tercer nivel, según lo normado por el Ministerio de Salud.	<i>Ver nota 1</i>
	A2: Edificaciones esenciales para el manejo de las emergencias, el funcionamiento del gobierno y en general aquellas edificaciones que puedan servir de refugio después de un desastre. Se incluyen las siguientes edificaciones: Establecimientos de salud no comprendidas en la categoría A1. Puertos, aeropuertos, estaciones ferroviarias de pasajeros, sistemas masivos de transporte, locales municipales, centrales de comunicaciones.	
	Estaciones de bomberos, cuarteles de las fuerzas armadas y policía. Instalaciones de generación y transformación de electricidad, reservorios y plantas de tratamiento de agua. Instituciones educativas, institutos superiores tecnológicos y universidades.	
	Edificaciones cuyo colapso puede representar un riesgo adicional, tales como grandes hornos, fábricas y depósitos de materiales inflamables o tóxicos. Edificios que almacenen archivos e información esencial del Estado.	
B Edificaciones importantes	Edificaciones donde se reúnen gran cantidad de personas tales como cines, teatros, estadios, coliseos, centros comerciales, terminales de buses de pasajeros, establecimientos penitenciarios, o que guardan patrimonios valiosos como museos y bibliotecas. También se consideran depósitos de granos y otros almacenes importantes para el abastecimiento.	1.3
C Edificaciones comunes	Edificaciones comunes tales como: viviendas, oficinas, hoteles, restaurantes, depósitos e instalaciones industriales cuya falla no acarree peligros adicionales de incendios o fugas de contaminantes.	1.0
D Edificaciones temporales	Construcciones provisionales para depósitos, casetas y otras similares.	<i>Ver nota 2</i>

Nota. Extraído y adaptado del Reglamento Nacional de Edificaciones (RNE), (2019).

Sistemas estructurales y coeficiente de reducción

Según el artículo 18 “Sistemas estructurales y Coeficiente Básico de Reducción de las Fuerzas Sísmicas”, indicado en la norma E.030; clasifica los sistemas estructurales según su material predominante. Si en la dirección de análisis

existen más de un sistema estructural, se toma el menor valor de R_o que se obtenga

Tabla 7

Coeficiente de reducción según el sistema estructural

Sistemas estructurales	
Sistema estructural	Coeficiente Básico de Reducción R_0 (*)
Acero:	
Pórticos Especiales Resistentes a Momentos (SMF)	8
Pórticos Intermedios Resistentes a Momentos (IMF)	5
Pórticos Ordinarios Resistentes a Momentos (OMF)	4
Pórticos Especiales Concéntricamente Arriostrados (SCBF)	7
Pórticos Ordinarios Concéntricamente Arriostrados (OCBF)	4
Pórticos Excéntricamente Arriostrados (EBF)	8
Concreto Armado:	
Pórticos	8
Dual	7
De muros estructurales	6
Muros de ductilidad limitada	4
Albañilería Armada o Confinada	3
Madera	7

Nota. El coeficiente de reducción se determina analizando el porcentaje de fuerza cortante absorbido por los elementos verticales resistentes y relacionándolo al sistema estructural. Extraído y adaptado del Reglamento Nacional de Edificaciones (RNE), (2019).

Factores de irregularidad

Según el artículo 20 “Factores de irregularidad”, indicado en la norma E.030; resulta ser el menor de los valores al momento de determinar los factores de irregularidad de una edificación. Puede determinarse tanto en planta como en altura.

Tabla 8*Factores de irregularidad*

Factores de irregularidad	
Irregularidad en altura	Factor de irregularidad I_a
Irregularidad de Rigidez - Piso Blando	0.75
Irregularidad de Resistencia - Piso Débil	0.75
Irregularidad Extrema de Rigidez	0.50
Irregularidad Extrema de Resistencia	0.50
Irregularidad de Masa o Peso	0.90
Irregularidad de Geometría Vertical	0.80
Discontinuidad en los Sistemas Resistentes	0.60
Irregularidad en planta	Factor de irregularidad I_p
Irregularidad Torsional	0.75
Irregularidad Torsional Extrema	0.60
Esquinas Entrantes	0.90
Discontinuidad del Diafragma	0.85
Sistemas no Paralelos	0.90

Nota. Si se obtuvieran distintos valores para las dos direcciones analizadas de los factores I_a e I_p , se escoge el menor valor de los obtenidos para ambas direcciones. Extraído y adaptado del Reglamento Nacional de Edificaciones (RNE), (2019).

Coefficiente de Reducción de Fuerzas

Según el artículo 22 “Coeficientes de Reducción de las Fuerzas Sísmicas”, indicado en la norma E.030; es determinado como el producto del coeficiente R_0 y de los factores I_a e I_p .

- $R = R_0 * I_a * I_p$

2.2.6.2 Diseño de Vigas

De acuerdo con Vertiz Carlos (2021), la viga tiene como función principal transmitir las cargas, generalmente de las losas, hacia los elementos verticales anexos a la misma, como muros o columnas. También, las mismas aportan rigidez al sistema estructural, formando pórticos con los elementos verticales.

Las fuerzas internas para el diseño de la viga, se toman de las combinaciones de carga mencionadas anteriormente, específicamente, de la envolvente de máximos resultados de estas.

Para el diseño por flexión, se requiere conocer el momento último de diseño M_u ; el cual se toma del análisis estructural proveniente de la envolvente de las combinaciones de carga propuesta por la norma. Luego, para el acero longitudinal, se definen las cuantías:

- $\rho b = 0.85 * \beta_1 * \frac{f'_c}{f_y} * \left(\frac{\epsilon_{cu}}{\epsilon_{cu} + \epsilon_y} \right)$
- $\rho_{min} = \frac{14}{f_y}$
- $\rho_{max} = 0.75 * \rho b$

La cantidad de acero se define entonces en función del factor de cuantía mecánica w :

- $M_u = \phi * f'_c * b * d^2 * w * (1 - 0.59 * w)$
- $\rho = w * \frac{f'_c}{f_y}$
- $A_s = \rho * b * d$

Para determinar el momento resistente de la sección con la cantidad de acero encontrada, se necesita encontrar la profundidad del eje neutro. Así:

- $c = \frac{A_s * f_y}{0.85 * f'_c * b * \beta_1}$
- $M_u D = \phi * f_y * A_s * \left(d - \frac{\beta_1 * c}{2} \right)$

De igual modo, la norma ofrece algunas disposiciones para el diseño de elementos que resisten fuerzas laterales sísmicas. Para las vigas, se mencionan:

- La viga debe tener refuerzo continuo en su longitud, al menos dos barras tanto en sus caras superior e inferior; y con cantidades de acero mayores a la mínima.

- El momento final de diseño en la cara del nudo no debe ser menor al tercio del momento negativo en la misma sección. De igual forma, los momentos en cualquier sección del elemento deben ser mayores a un cuarto del momento máximo proporcionado en la cara de cualquier nudo.
- No se realizarán empalmes traslapados en una zona ubicada a $2h$ de la cara del nudo.

Para el diseño por corte, se toma el mayor entre las cortantes requeridas por la norma y la cortante última del análisis estructural. La última se define a una distancia igual al peralte efectivo desde la cara extrema de la viga.

La cortante nominal resistente del concreto se formula como:

- $V_c = 0.53 * \sqrt{f'c} * b * d$

Entonces, la cortante que resiste la sección de acero transversal en el elemento resulta de la diferencia de la cortante última y la cortante resistente del concreto.

- $V_s = \frac{V_u}{\phi} - V_c$

Con la cortante resistente del acero, se calcula el espaciamiento con la siguiente fórmula:

- $s_1 = \frac{A_v * f_y * d}{V_s}$

Con A_v como el área de las ramas de los estribos y s como la separación entre estribos.

Así como en el diseño por flexión, la norma establece condiciones para el diseño sísmico del refuerzo transversal y separaciones límites. Del diseño por capacidad, se define la cortante en función a los momentos nominales del elemento más el cortante isostático por cargas de gravedad.

Figura 8

Especificaciones del diseño por capacidad en vigas

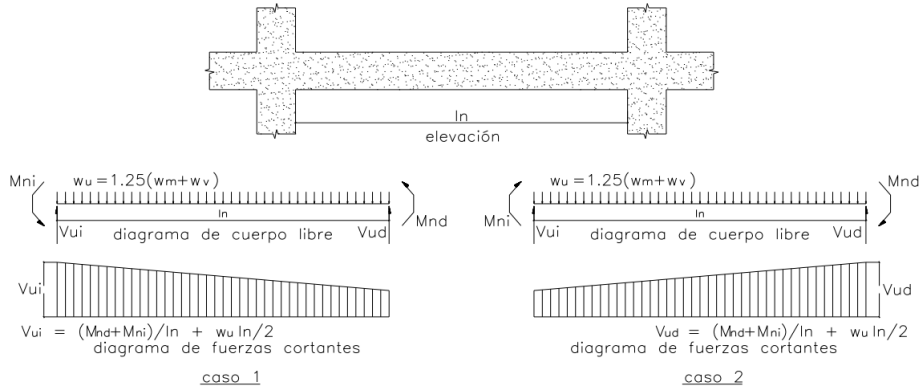


Fig. 21.4.3.1 Fuerza cortante de diseño por capacidad en vigas

Nota. Extraído del Reglamento Nacional de Edificaciones (RNE), (2019).

Es decir, la cortante de diseño es el máximo resultado de aplicar la fórmula:

- $$V_{ui}, V_{ud} = \frac{M_{nd} + M_{ni}}{l_n} + \frac{w_u \cdot l_n}{2}$$

La cual se encuentra descrita en la Figura 8.

Así mismo, la norma dispone que:

- Se deben colocar estribos de confinamiento en una longitud L_o igual a 2 veces el peralte del elemento, desde la cara del elemento hacia su centro. El primer estribo de confinamiento debe estar ubicado a menos de 10 cm de la cara del elemento anexo al mismo.
- Los estribos deben ser de mínimo 8 mm para barras longitudinales de hasta 5/8", de 3/8" para barras longitudinales de hasta 1" y de 1/2" para barras longitudinales de mayor diámetro.
- El espaciamiento de los estribos que confinan, no debe ser menor de:
 - $s_2 = \frac{d}{4}$ o mayor a 0.10 m
 - $s_3 = 8d_{long}$
 - $s_4 = 24d_{estr}$
 - $s_5 = 0.30 m$

- Para una longitud más allá de $2h$, los estribos deben estar espaciados a menos de:

- $s1 = \frac{Av*fy*d}{Vu_{2h}}$

- $s2 = \frac{d}{2}$

Con Vu_{2h} , definido como la cortante a una distancia Lo desde la cara del nudo:

- $Vu_{2h} = Vu - \frac{wu*Lo}{2}$

Figura 9

Especificaciones para la distribución de estribos en vigas

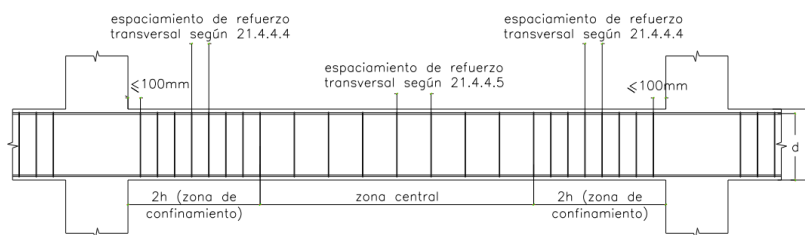


Fig. 21.4.4 Requerimientos de estribos en vigas.

Nota. Extraído del Reglamento Nacional de Edificaciones (RNE), (2019).

La norma dispone también que el valor V_s no sea mayor a:

- $V_s < 2.1 * \sqrt{f'c} * b * d$

Según Vertiz Carlos (2021), tal límite busca evitar la falla del concreto por compresión y evitar la fisuración por cargas de servicio. Caso contrario, debe aumentarse las dimensiones de la sección o la resistencia del concreto.

2.2.6.3 Diseño de Losas Aligeradas

Las losas aligeradas son superficies de concreto armado provistas de material liviano para aligerar el peso propio de la misma. Forman entresijos en edificaciones, transmitiendo de igual forma las cargas que inciden en la misma hacia los elementos estructurales aledaños. El diseño de las mismas está en

función de las cargas verticales. Las fuerzas internas para el diseño de las losas aligeradas, se toman de los estados de carga o alternancia para las cargas vivas, y la carga por servicio. Luego, se forma la envolvente de resultados, obteniéndose los máximos valores para momentos flectores y fuerzas cortantes.

El diseño por flexión en losas aligeradas no varía según lo mostrado en el apartado de vigas, ya que se usan las mismas fórmulas. Considerando una sección clásica de vigueta como TEE, las viguetas normalmente presentan tracción en la parte superior de sus extremos y en la parte central inferior de su longitud. Por lo que el diseño a flexión varía de acuerdo a la posición, puesto que también varía el ancho de la vigueta para considerar en la fórmula. Así mismo, se necesita conocer el momento último del análisis estructural.

Al igual que en el diseño de las vigas, el momento último que provee el refuerzo longitudinal de acero propuesto debe ser mayor que el momento último obtenido de aplicar las cargas.

Luego, para la verificación del cortante resistente de la sección de losa, se toman los cortantes últimos a una distancia igual al peralte efectivo de la losa, desde la cara de la viga anexa o apoyo. Tal cortante no debe ser mayor que la cortante resistente de la losa, específicamente del concreto, definido por la misma fórmula mostrada en el apartado de diseño de vigas. Esto se realiza por que no se colocan estribos en las viguetas.

El refuerzo por temperatura, especificado por la norma, es el acero colocado transversalmente al sentido o dirección de las viguetas en una losa aligerada. Este controla los cambios volumétricos generados por el cambio de temperatura principalmente, que puedan generar esfuerzos en la superficie de losa. La cuantía que define la norma para las barras de acero comunes es:

- $\rho = 0.0018$

Luego, la cantidad de acero para la cuantía se define como:

- $As_{min_{E.030}} = \rho * b * d$

Con b como el ancho efectivo para un metro de longitud de superficie de concreto y d como el peralte efectivo de la losa.

La separación del refuerzo por contracción y temperatura debe colocarse en un espacio:

- $s1 = \frac{As_{min_{E.030}}}{As_{db}}$
- $s2 = \text{menor de } 5 * tf \text{ o } 30 \text{ cm}$

Con tf como el espesor de la losa superior y As_{db} como el área de la varilla propuesta para el refuerzo por temperatura.

La verificación de las deflexiones se realiza según lo indicado por la norma peruana y de acuerdo al manual de EMEQ Ingenieros llamado *CONTROL DE DEFLEXIONES DE LOSAS ALIGERADAS EN UNA DIRECCIÓN CON SAP2000*, analizando la sección cuando está agrietada.

Las deflexiones, según norma, se calcularán con los métodos usuales para deflexiones elásticas, considerando el efecto del fisurado y refuerzo diseñado en la rigidez del elemento. La deflexión inmediata para concreto de peso normal se calculará con el momento de inercia efectivo de la sección transformada agrietada I_e , siempre que el momento flector calculado por cargas de servicio sea mayor al momento de agrietamiento definido por la misma norma. Caso contrario, se trabaja con las secciones brutas.

Entonces, se define el momento por agrietamiento del concreto según norma:

- $M_{cr} = \frac{f_r I_g}{\gamma_t}$

Con f_r como el esfuerzo por agrietamiento del concreto. Para calcular los momentos de agrietamiento, positivos y negativos, necesitamos calcular antes

la inercia bruta de la sección y el centroide positivo y negativo. La inercia bruta de la sección se determina mediante la expresión deducida usando el teorema de Steiner.

- $$I_g := \frac{b_f \cdot t_f^3}{12} + b_f \cdot t_f \cdot \left(Y_t - \left(h - \frac{t_f}{2} \right) \right)^2 + \frac{b_w \cdot (h - t_f)^3}{12} + b_w \cdot (h - t_f) \cdot \left(Y_t - \frac{(h - t_f)}{2} \right)^2$$

El centroide positivo de la sección en TEE, se determina con la siguiente fórmula:

- $$Y_t^+ = \frac{b_f t_f \left(h - \frac{t_f}{2} \right) + b_w (h - t_f) \frac{(h - t_f)}{2}}{b_f t_f + b_w (h - t_f)}$$

El centroide negativo es la diferencia del peralte bruto de la sección y el centroide positivo.

Luego, para el cálculo del momento de inercia de la sección agrietada, se utiliza la siguiente expresión:

- $$I_{cr}^+ = \frac{b_f c^+{}^3}{3} + n A_{s2} (d_2 - c^+)^2 + (2n - 1) A_{s1} (d_1 - c^+)^2$$

La inercia agrietada negativa es calculada de forma similar. Con n como la relación modular de los materiales que componen la sección analizada. Según norma, cuando no exista acero a compresión, se puede utilizar una relación modular de 2n. Luego, para calcular la profundidad del eje neutro c, se toman las expresiones del manual de EMEQ ingenieros:

- $$c^+ = \frac{-[A_{s1}(2n-1) + A_{s2}n] + \sqrt{[A_{s1}(2n-1) + A_{s2}n]^2 + 2b_f[A_{s1}(2n-1)d_1 + A_{s2}nd_2]}}{b_f}$$

La profundidad del eje neutro c negativo, se calcula de forma similar.

Para el cálculo de deflexiones, la norma supone que la rigidez del elemento es constante en su longitud y el momento de inercia efectivo es calculado como:

- $$I_e \text{ promedio} = \frac{(Ie1 + Ie2 + 2Ie3)}{4}$$

El cual varía dependiendo del tramo analizado. Luego, se calculan las deflexiones con la inercia efectiva promedio, verificando las deflexiones por carga viva.

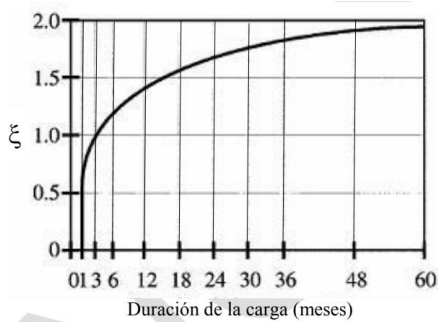
Las deflexiones diferidas, según norma, pueden estimarse multiplicando la deflexión inmediata calculada antes por un factor definido como:

- $\lambda\Delta = \frac{\xi}{1+50\rho'}$

Con ρ' como la cuantía del acero a compresión en la mitad de la luz para tramos normales, y en el punto de apoyo para volados. Luego, se toma ξ según la misma norma como factor dependiente del tiempo como 2 considerando un tiempo de 5 años a más, 1.4 para un tiempo de 12 meses, 1.2 para un tiempo de 6 meses y 1.0 para un tiempo de 3 meses. Si se quisiera considerar otros tiempos, la misma norma ofrece el siguiente gráfico para la estimación:

Figura 10

Relación del factor ξ y el tiempo para la verificación de deflexiones



Nota. Extraído del Reglamento Nacional de Edificaciones (RNE), (2019).

Finalmente, las deflexiones halladas, no deben superar los límites establecidos en la siguiente tabla.

Figura 11

Deflexiones máximas límite en pisos o techos

Tipo de elemento	Deflexión considerada	Límite de deflexión
Techos planos que no soporten ni estén ligados a elementos no estructurales susceptibles de sufrir daños debido a deflexiones grandes.	Deflexión inmediata debida a la carga viva	$l/180^*$
Pisos que no soporten ni estén ligados a elementos no estructurales susceptibles de sufrir daños debido a deflexiones grandes.	Deflexión inmediata debida a la carga viva	$l/360$
Pisos o techos que soporten o estén ligados a elementos no estructurales susceptibles de sufrir daños debido a deflexiones grandes.	La parte de la deflexión total que ocurre después de la unión de los elementos no estructurales (la suma de la deflexión a largo plazo debida a todas las cargas permanentes, y la deflexión inmediata debida a cualquier carga viva adicional)†	$l/480‡$
Pisos o techos que soporten o estén ligados a elementos no estructurales no susceptibles de sufrir daños debido a deflexiones grandes.		$l/240§$

Nota. Extraído del Reglamento Nacional de Edificaciones (RNE), (2019).

2.2.6.4 Diseño de Losas Macizas

De forma similar a las anteriores, las losas macizas son superficies de concreto armado llenas, con refuerzo longitudinal extendido en su área. Son pesadas por lo general, y forman también entrepisos en las edificaciones y demás, transmitiendo las cargas aplicadas en su superficie hacia los elementos unidos a la misma. El diseño del elemento está en función de las cargas verticales.

Las fuerzas internas para el diseño de las losas maciza, se toman de la envolvente de resultados por aplicar las cargas de servicio, el máximo valor para momentos flectores y fuerzas cortantes. Para el análisis estructural, la norma permite la utilización del método de coeficientes del ACI para losas bidireccionales; o también la utilización del método de franjas.

El diseño por flexión en losas macizas es igual al diseño por flexión de losas aligeradas. Se considera un sección rectangular, sea el caso, de concreto con un ancho de diseño de un metro, y el peralte efectivo de la sección. Al ser la sección constante en su extensión, tal ancho no varía como en las losas aligeradas. Luego, también es necesario conocer el momento último del análisis estructural, M_u . El acero diseñado final es repartido en un ancho común definido

por el encargado del cálculo, en función a la separación propuesta y a la barra de acero propuesta. Para losas en las cuales el acero mínimo se distribuya en las dos caras de la losa, se toma como cuantía de la misma el valor de 0.0012.

Para la verificación del cortante resistente del elemento, se toma el cortante último del análisis estructural a una distancia igual al peralte efectivo de la losa, desde la cara de la viga lateral o apoyo. De igual forma que en losas aligeradas, la cortante no debe ser mayor a la resistente por la losa. La fuerza cortante que resisten el concreto se determina con la fórmula mostrada en losas aligeradas y viga para tal fin. Por lo general, por la forma de la sección, se verifica que la sección resiste las fuerzas cortantes. Caso contrario, se realizaría la modificación de la sección.

Las disposiciones para el colocado del refuerzo por temperatura son las mismas que las indicadas en la sección de losas aligeradas.

2.2.6.5 Diseño de Escaleras

Las escales son necesarias para el libre tránsito entre pisos para una edificación de niveles varios. Se definen como losas inclinadas, siendo su diseño similar. La idealización para su modelado toma la escalera como una viga apoyada, ya que no se considera el empotramiento total, analizada bajo cargas de gravedad, al igual que las losas.

Las fuerzas internas para el diseño de la escalera, se toman de la aplicación de las cargas de gravedad y servicio, obteniéndose los diagramas de momento flector y fuerza cortante para la verificación del elemento.

Para el diseño por flexión, se toman las mismas fórmulas indicadas en el apartado de vigas, pero considerando al elemento como una losa. De igual modo, se requiere conocer un momento último de diseño M_u , tomado del análisis estructural realizado. Del momento M_u , se definen los momentos positivos y

negativos para el diseño del refuerzo longitudinal. Para momentos positivos se considera un factor α , el cual está en función del tipo de apoyo:

- α es 1.00, si la escalera se apoya en muros de albañilería, losas o vigas chatas.
- α es 0.90, si la escalera se apoya en vigas peraltadas.
- α es 0.80, si la escalera se apoya en muros de concreto armado.

Para momentos negativos, se considera que:

- Si el apoyo se plantea como semirígido, el momento negativo se toma como 1/3 del momento positivo.
- Si el apoyo se plantea como rígido, el momento negativo se toma como 1/2 del momento positivo.

Luego, el refuerzo transversal se puede tomar como el acero por temperatura, con diferentes diámetros a los comunes y repartido en la extensión de la escalera.

Al igual que en losas y vigas, se verifica que la cortante resistente del concreto sea mayor a la cortante última obtenida del análisis estructural al elemento.

2.2.6.6 Diseño de Columnas

De acuerdo con Vertiz Carlos (2021), las columnas transmiten las cargas verticales en conjunto, hasta la cimentación. Del mismo modo, por las excentricidades de la posición de las cargas verticales y las cargas sísmicas, también tienen que resistir momentos flectores. Por ello, estos elementos se diseñan principalmente por flexocompresión.

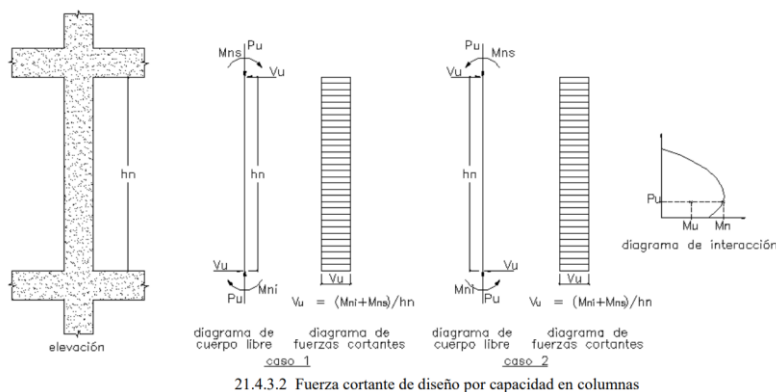
Las fuerzas internas para el diseño de la columna, se toman de las combinaciones de carga directamente, comparadas con el diagrama de interacción de cada columna. Las combinaciones deben mantenerse dentro de los diagramas, para asegurar el desempeño del elemento.

Para el diseño por flexocompresión, se considera que la cuantía del refuerzo longitudinal debe permanecer entre el 1% y el 6%; esto es mencionado por la norma. Si excede el 4%, se deben incluir detalles constructivos del armado en la unión viga – columna. Para la presente se hizo uso de los programas de cálculo para determinar los diagramas de interacción de forma automática.

Para el diseño por corte, la norma estipula que se realice el diseño por capacidad. Es decir, a partir del diagrama de interacción, para el P_u crítico, tomar el momento nominal máximo correspondiente a dicha carga, y calcular la cortante de diseño según lo siguiente:

Figura 12

Especificaciones del diseño por capacidad en columnas



Nota. Extraído del Reglamento Nacional de Edificaciones (RNE), (2019).

De acuerdo a la imagen, la cortante última se estima como:

- $$V_u = \frac{M_{ni} + M_{ns}}{H}$$

Con la cortante nominal resistente del concreto:

- $$V_c = 0.53 * \sqrt{f'_c} * b * d$$

La fuerza cortante que resiste la sección de acero transversal en el elemento resulta de la diferencia de la cortante última y la cortante resistente del concreto.

- $V_s = \frac{Vu}{\phi} - V_c$

Con la cortante resistente del acero, se calcula el espaciamiento con la fórmula clásica:

- $s_1 = \frac{Av*fy*d}{V_s}$

Con Av como el área de las ramas de los estribos y s como la separación entre estribos.

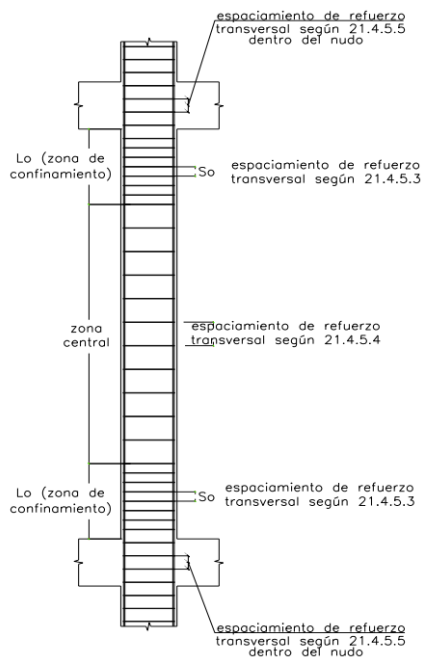
Así como en el diseño por flexión, la norma establece condiciones para el diseño sísmico del refuerzo transversal y separaciones límites. Se mencionan a continuación.

- El refuerzo transversal para cortante y confinamiento se disponen mediante estribos cerrados, ya sean circulares o rectilíneos. Se usan grapas para enlazar las barras perimetrales longitudinales.
- En los extremos de la columna, se debe confinar una longitud L_o con un espaciamiento S_o desde la cara del nudo. Los estribos deben ser de mínimo 8 mm para barras longitudinales de hasta 5/8", de 3/8" para barras longitudinales de hasta 1" y de 1/2" para barras longitudinales de mayor diámetro.
- El espaciamiento S_o en la longitud de confinamiento, no debe ser menor de:
 - $s_2 = \frac{\text{menor de } b,h}{2}$
 - $s_3 = 8db_{long}$
 - $s_4 = 0.10 m$
- La longitud de confinamiento L_o , no debe ser menor al mayor de:
 - $L_o = \text{mayor de } b, h$
 - $L_o = \frac{H}{6}$
 - $L_o = 0.50 m$

- Más allá de la longitud de confinamiento L_o , el espaciamiento de los estribos no debe ser menor al de:
 - $s1 = \frac{Av*fy*d}{Vs}$
 - $s2 = 12db_{long}$
 - $s3 = \text{menor de } b, h$
 - $s4 = 0.30 \text{ m}$

Figura 13

Especificaciones para la distribución de estribos en columnas



Nota. Extraído del Reglamento Nacional de Edificaciones (RNE), (2019).

2.2.6.7 Diseño de Muros

De acuerdo con Vertiz Carlos (2021), los muros estructurales son elementos que absorben una parte importante de las fuerzas sísmicas, debido a su rigidez; ayudan también a controlar los desplazamientos y distorsiones de piso.

Las fuerzas internas para el diseño de los muros, se toman de las combinaciones de carga, sin considerar la envolvente; comparándose con el diagrama de interacción de cada sección de muro. Las combinaciones deben mantenerse dentro de los diagramas, para asegurar el desempeño del elemento. Llamados también muros de corte, se diseñan para resistir las fuerzas de corte y según lo indicado por la norma E.060.

Para el diseño por flexocompresión o refuerzo vertical, se realizan los diagramas de interacción para cada sección de muro, en función a la carga axial y momento flector calculado. De forma inicial, se propone una distribución de acero para, de forma iterativa, ajustar la distribución de acuerdo a lo requerido por el análisis. El procedimiento es similar al diseño de columnas. La norma define cuantías para el acero vertical y horizontal en el alma del muro. De acuerdo a la fórmula:

- $Vca = 0.27\sqrt{f'c} Acw$

Si la fuerza cortante última de diseño V_u es menor que la expresión anterior, la cuantía vertical no tiene que ser menor a 0.0015, mientras que la cuantía horizontal no debe ser menor a 0.0020. Caso contrario, ambas cuantías no deben ser menores a 0.0025. Así mismo, se define la cuantía vertical en la sección como:

- $\rho_v = \frac{A_s}{A_m}$

Con A_m como el área del alma del muro en un metro de longitud, y A_s el área de acero calculado en un metro de longitud. La norma ofrece algunas indicaciones de diseño, como:

- El espesor de los muros no debe ser menor a 1/20 de altura libre entre elementos, ni 0.15 m; excepto para sistemas de muros de ductilidad limitada
- Cuando el muro se convierta en muro de contención en sótanos, el espesor mínimo debe ser de 0.20 m. Debe diseñarse considerando las acciones perpendiculares a su plano.

- El refuerzo que resiste el cortante en su plano, debe ser continuo y distribuido sin exceder 3 veces el espesor del muro ni de 0.40 m.
- El refuerzo vertical no necesita estar confinado, si es que su cuantía excede de 0.01.
- El refuerzo debe ser anclado o empalmado para desarrollar la fluencia en tracción.
- Para muros asimétricos, se considera el 10% de la longitud del ala perpendicular a la dirección de análisis como aporte al ala analizada (para muros ELE).

Luego, para el diseño del acero horizontal, la norma E.060 menciona que el cálculo debe realizarse procurando la falla dúctil, amplificándose la cortante obtenida del análisis estructural a la capacidad por flexión diseñada anteriormente en el diseño por flexocompresión. Lo anterior se define mediante la siguiente fórmula:

- $V_u \geq V_{ua} * \left(\frac{M_n}{M_{ua}}\right)$

De la fórmula, si la relación de momentos es menor a 6, se mantiene el resultado. Caso contrario, se toma el valor de la relación 6 como máximo. Con V_{ua} y M_{ua} como cortante y momento último provenientes del análisis estructural para una combinación de carga específica; y M_n como el momento máximo nominal proveniente de interceptar el P_u crítico para la dirección analizada en el diagrama de interacción del muro con el límite nominal.

La disposición anterior se limita a una altura crítica de muro medida desde la base equivalente a una distancia igual:

- *Longitud del muro, l_m*
- $\frac{M_u}{4 * V_u}$
- *Altura de 2 primeros pisos*

También, la norma define la resistencia máxima al cortante del elemento como:

- $V_{max} = 2.65 * \sqrt{f'c} * b * d$

Siendo b el espesor del muro y d la longitud efectiva del mismo; si el cortante amplificado supera el cortante máximo resistente, se debe realizar la modificación del muro.

Luego, la resistencia del acero al cortante se determina mediante la diferencia entre la cortante amplificada por el diseño por capacidad nominal y la cortante resistente nominal del concreto, definido anteriormente como:

- $V_c = 0.53 * \sqrt{f'c} * b * d$
- $V_s = \frac{V_u}{\phi} - V_c$

De igual modo, para un diámetro de barra específico, con un área de acero en una sección definido como A_v , e como el espesor del muro y s la separación propuesta, la cuantía horizontal se define como:

- $\rho_h = \frac{A_v}{s * e}$

Para la verificación de la necesidad de confinamiento especial en los elementos de borde, la norma dispone de una fórmula para la decisión, y disposiciones acerca de la distribución y armado de la misma. Entonces, para calcular la necesidad de confinamiento en el elemento de borde se utiliza:

- $C_{max} = \frac{L_m}{600 * \frac{\mathcal{Z}u}{H}}$

Siendo $\mathcal{Z}u$ la distorsión inelástica en el muro en el nivel más alto del mismo, C_{max} la profundidad calculada del eje neutro, H la altura total del muro y L_m la longitud del muro en el plano horizontal. La relación $\mathcal{Z}u/H$ no debe ser menor a 0.005.

Tal valor se compara con la profundidad del eje neutro de la sección de muro, determinada para una carga axial amplificada y la resistencia a momento nominal de la sección diseñada. Se utiliza el valor máximo posible al considerar la

compresión en los extremos del muro. Puede ser obtenida mediante la obtención del diagrama de interacción del mismo o el uso de programas de cálculo.

Figura 14

Especificaciones para los elementos de borde en muros

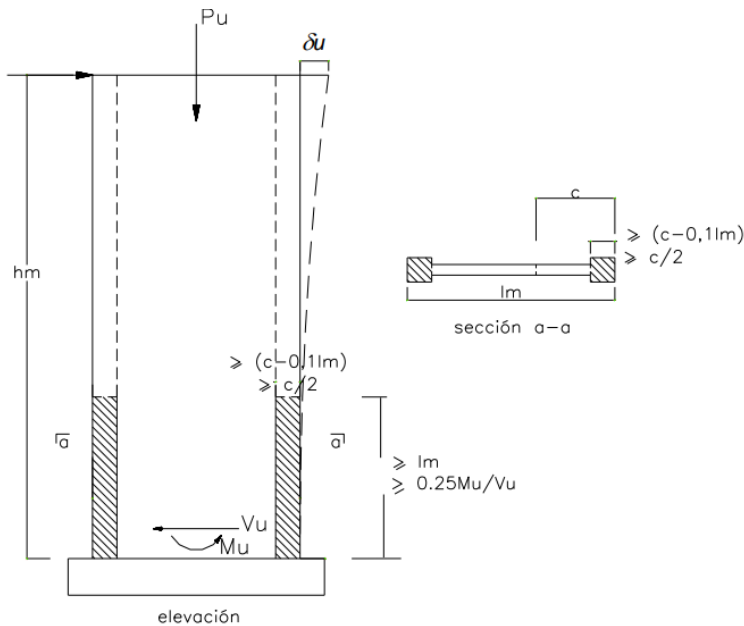


Fig. 21.9.7.4 Elementos confinados de borde en muros.

Nota. Extraído del Reglamento Nacional de Edificaciones (RNE), (2019).

En caso del requerimiento de bordes se requiere que:

- El elemento de borde se extienda de la fibra a compresión extrema a una distancia mayor a los valores:
 - $c - 0,1 * l_m$
 - $\frac{c}{2}$
- El ancho de la zona comprimida por flexión b , debe ser como mínimo 1/16 de la altura libre entre elementos que apoyan lateralmente el borde del muro comprimido.
- Para muros con alas, los elementos de borde deben incluir el ancho efectivo de las alas a compresión, extendiéndose por dentro como mínimo 30 cm.
- El espaciamiento no debe ser mayor al menor de:

- El diámetro de la barra longitudinal confinada menor por 8.
- La dimensión mínima transversal del elemento de borde.
- 25 cm.
- El refuerzo transversal en la base del muro, debe extenderse por lo mínimo la longitud de desarrollo en tracción de la varilla longitudinal mayor en la sección.
- El refuerzo horizontal del alma del muro debe anclarse para desarrollar la fluencia en el núcleo del elemento de borde. Así mismo, debe proveerse de un gancho estandar.

Cuando no se requieren elementos de borde confinados, la separación del confinado transversal no debe superar:

- El diámetro de las barras longitudinales por 10
- La dimensión menor transversal de la sección del muro.
- 25 cm.

De igual modo, el refuerzo horizontal que termine en los elementos de borde no confinados, debe desarrollar un gancho estándar en el ala del muro.

2.2.6.8 Diseño de Cimentaciones Superficiales

Según Vertiz Carlos (2021), las cimentaciones son elementos estructurales que se encargan de transmitir las cargas provenientes del resto de elementos estructurales hacia el terreno sobre el cual se ubican.

Para las cimentaciones superficiales, es necesario verificar las presiones con las cargas sin amplificar, verificando que los esfuerzos generados no sean mayores a la capacidad portante del terreno. De no ser así, es necesario incrementar el área de contacto del elemento con el suelo . Las combinaciones para la verificación de las presiones admisibles en la estructura son las siguientes:

- Combinación 1: CM + CV
- Combinación 2: CM + CV + 0.8SX

- Combinación 3: $CM + CV - 0.8SX$
- Combinación 4: $CM + CV + 0.8SY$
- Combinación 5: $CM + CV - 0.8SY$

Con CM como carga muerta, CV como carga viva, SX y SY como las cargas por sismo en las direcciones principales del sistema, todas provenientes de la super estructura. Se considera a su vez, la sobrecarga del suelo, el peso del suelo encima de la cimentación, y el peso propio de la zapata. De ese modo, se calcula el esfuerzo como:

- $\delta = \frac{P}{A}$

La excentricidad, se calcula como la relación de momentos actuantes y la carga axial que terminan en la cimentación. De ese modo, dependiendo de si.

- $e < B/6$, se asume una distribución de esfuerzos trapezoidal, con un máximo y mínimo en ambos extremos.
- $e = B/6$, se asume una distribución de esfuerzos triangular, con un esfuerzo máximo y el mínimo nulo.
- $e > B/6$, se asume una distribución de esfuerzos triangular desigual, con una zona a tracción de la propia zapata.

De forma general, el esfuerzo para carga biaxial, se determina como:

- $\sigma_1 = \frac{P}{A} + \frac{M_X c_X}{I_Y} + \frac{M_Y c_Y}{I_X}$

Con M como los momentos flectores en la dirección de análisis, c como la profundidad del eje neutro a la fibra a compresión extrema, e I como el momento de inercia en la dirección de análisis.

Luego de la verificación de presiones, se calcula el momento flector de diseño, el cual está en función principalmente de las características geométricas, dirección de análisis y esfuerzo máximo obtenido del análisis de las combinaciones de carga de la cimentación. El diseño por flexión es igual al

considerado en losas, al final se propone la distribución del refuerzo longitudinal para un momento calculado y para cada dirección principal del sistema. Para obtener el momento de diseño, se utiliza la siguiente fórmula.

- $$Mu = \frac{\sigma_U * L^2 * T}{2}$$

Con L como la distancia desde la cara de la columna hasta el final del ala de la zapata, y T como la longitud transversal a la dirección de análisis, y σ_U como el esfuerzo máximo obtenido de las combinaciones de carga convencionales utilizando las cargas del análisis estructural obtenidas con una expresión similar a la anterior.

- $$\sigma_U = \frac{P_U}{A} + \frac{M_{UX}c_X}{I_Y} + \frac{M_{UY}c_Y}{I_X}$$

La verificación de la fuerza cortante sigue lo mismo que fue indicado para losas macizas u aligeradas, considerando el valor tradicional de la fuerza cortante del concreto.

Para los esfuerzos en el suelo y la verificación de presiones, la norma admite la reducción de las cargas en un 20%, mientras que se puede considerar un incremento del 30% el valor del esfuerzo admisible del suelo para las combinaciones de carga que incluyen sismo.

2.2.6.9 Diseño de Estructuras de Contención

Se tiene como estructuras de contención los muros de sótano, los cuales contienen el terreno por debajo del nivel superior del mismo. Contraste a sus semejantes, los muros de sótano reciben cargas verticales de la super estructura, y horizontales por el empuje lateral del suelo. De acuerdo con el libro de Calavera (1989), los muros al estar enlazados superiormente como inferiormente, presentan deformaciones mínimas, no trabajando como un voladizo como otros tipos de estructuras de contención.

Para la aplicación de cargas en la estructura, se considera el estado de reposo al no haber desplazamientos. Ya que el muro de sótano es vertical, y el terreno está nivelado, se aplica la expresión dada por la AASHTO para calcular el coeficiente de empuje lateral en reposo, la cual es:

- $k_0 = 1 - \text{sen}\phi_f$

Con:

- $\phi'_f = \text{ángulo efectivo de fricción}$
- $k_0 = \text{coeficiente de empuje lateral del suelo en reposo}$

Las cargas aplicadas, corresponden a la sobrecarga que pueda ser transmitida hacia el elemento, y el peso del suelo; ambos por el coeficiente de empuje lateral en reposo. La carga triangular por el empuje en reposo se obtiene con la siguiente fórmula:

- $C = k_0 * Z * \gamma$

Con:

- $Z = \text{profundidad del suelo}$
- $\gamma = \text{peso específico del suelo}$

El diseño se realiza por flexión, considerando el muro de sótano como apoyado en losa superiormente, y empotrado en la parte inferior en su zapata; por lo que se puede idealizar como una viga apoyada superiormente, y empotrada inferiormente. La verificación de la cortante resistente se realiza considerando que el concreto absorbe enteramente el corte, al no estribar la sección de muro. Luego, el refuerzo transversal se calcula y define de forma similar como se realiza en el diseño de losas.

2.3 Definición de Términos

- **Torsión:** Existe cuando el Centro de Masa y el Centro de Rigidez no coinciden, habiendo una distancia entre los mismos que actúa como un brazo palanca para las fuerzas aplicadas en el diafragma. Según Trujillo Tafur (2021), la asimetría en las plantas provoca respuestas sísmicas inadecuadas, las cuales generan vibraciones torsionales. Entonces, se debe evitar las mismas.
- **Centro de masa:** Según Villarreal Castro (2020) citado por Trujillo Tafur (2021), es el lugar geométrico donde se aplica la fuerza sísmica para inducir el movimiento. En un evento sísmico, para un diafragma rígido, los nudos en el mismo dependerán del movimiento del centro de masas.
- **Centro de rigidez:** Según Velásquez (2015) citado por Trujillo Tafur (2021), es el punto donde se concentra en conjunto la rigidez de los elementos que resisten fuerzas laterales. Al aplicarse una fuerza en la estructura, se desplazará sin rotar. Dicho de otro modo, es el lugar geométrico de las rigideces en un entrepiso, donde actúa la fuerza cortante.
- **Configuración estructural:** Trata de la distribución geométrica y estructural de los elementos que conformarán una estructura. La configuración estructural condiciona los resultados luego de los análisis respectivos a una edificación; es decir, para lograr resultados adecuados y permisibles según el código de un territorio, es importante lograr una adecuada configuración estructural en una edificación.
- **Estructuras regulares:** Según Morales (2006) citado por Trujillo Tafur (2021), son las estructuras que no presentan discontinuidades tanto en planta como en altura, logrando una configuración resistente a las cargas aplicadas lateralmente. Del mismo modo, son aquellas que cumplen los requerimientos indicados en la normativa peruana respecto a la regularidad.
- **Estructuras irregulares:** Son las estructuras que presentan discontinuidades tanto en planta como en altura, teniendo una

configuración estructural deficiente. Lo último ocasiona que se puedan obtener resultados fuera de los límites impuestos por la normativa peruana.

- **Excentricidad natural:** Es la excentricidad propia de la estructura, que nace de la diferencia de posición entre el centro de masa y rigidez, dando lugar a la influencia de un momento torsional en el análisis estructural de una edificación. Mientras más simétrica y se balancee adecuadamente la rigidez y posición de los elementos estructurales, existirá menos excentricidad natural, ocasionando que la torsión provocada por la misma disminuya.
- **Excentricidad accidental:** Es la excentricidad de naturaleza probabilista, asignada a una estructura debido a la incertidumbre en cuanto a las rigideces reales de una estructura y elementos, distribución de masas al momento de un movimiento sísmico y los movimientos rotacionales posibles del suelo. Es asignada comúnmente por los códigos de construcción con el valor de 5% y 10% de la dimensión perpendicular a la dirección de análisis.
- **Ductilidad:** Característica de los elementos estructurales en conjunto de soportar deformaciones considerables sin perder parte de su resistencia y rigidez al entrar en el rango no lineal. Por lo general, los elementos no confinados presentan baja ductilidad.
- **Muro de corte:** O también conocidos como placas, son muros de concreto armado usualmente confinados en sus extremos que absorben una parte importante de la fuerza cortante en cada nivel, esto debido a su gran rigidez. Dependiendo del aporte a la cortante, se puede definir un sistema estructural según la norma como dual o de muros estructurales.
- **Pórtico:** Sistema estructural conformado por vigas y columnas. Estos transmiten las cargas provenientes de la losa adyacente, cubierta o su propio peso. Suelen ofrecer gran ductilidad y resistencia media hasta un número limitado de niveles o pisos. Por la unión entre la viga y columna, se transmiten cargas axiales y momentos flectores.

- **Losa:** Elemento horizontal que compone cada entrepiso de un edificio. En él, se apoyan y unen los elementos estructurales de cada nivel adyacente al piso. Dependiendo de su forma geométrica y su continuidad, se le puede considerar como diafragma rígido o flexible.
- **Viga:** Elemento horizontal resistente y de sección constante o variable que resiste cargas ortogonales a su plano transversal. Suelen ser de concreto armado u otro material. Absorben principalmente los esfuerzos de flexión producidos por la acción de fuerzas externas o peso propio.
- **Columna:** Elementos verticales principalmente de sección constante que resisten cargas axiales y momentos flectores. Suelen ser de concreto armado u otro material, siendo los elementos más importantes en un sistema estructural de pórticos. Absorben principalmente los esfuerzos de flexo compresión.

Capítulo III: Marco Metodológico

3.1 Diseño de la Investigación

Por la finalidad es Aplicada, ya que se busca aplicar lo descrito por la normativa y literatura en torno a la excentricidad accidental, para modelar y analizar edificaciones mediante uso de un programa computacional y analizando los resultados.

Por el enfoque es Cuantitativa, puesto que se evaluará la la excentricidad accidental, de acuerdo a lo planteado; para hallarse resultados numéricos que validarán las hipótesis y contestaran las preguntas propuestas.

Por el tipo es Experimental, puesto que el autor busca controlar las variables para observar los efectos al ser sometidas o manipuladas de forma propia.

Por el nivel es Correlacional, debido a que la presente busca determinar la influencia de la excentricidad accidental en el análisis y diseño de una edificación específica, incorporando tales efectos torsionales.

Por el tiempo es Transversal, ya que el estudio se realizará en un momento dado en el tiempo, sin importar la evolución del fenómeno.

3.2 Población y Muestra

3.2.1 Población

No se considera la existencia de una población, puesto que la muestra es del tipo no probabilística.

3.2.2 Muestra

La muestra consta de un edificio planteado y ubicado en la ciudad de Tacna, de 6 niveles, el cual presenta un incierto grado de irregularidad torsional para que el efecto sea evaluado en la tesis.

3.3 Operacionalización de Variables

Variable independiente

La variable independiente es excentricidad accidental bajo enfoques estático y dinámico.

Como definición conceptual es la excentricidad del centro de masas respecto al centro de rigideces producida por la incertidumbre e imprecisión en construcción, aplicada estáticamente como la suma del momento torsor a los resultados de un RSA, y aplicada dinámicamente dentro de cada forma de vibrar de la edificación mediante el desplazamiento del centro de masas.

Como definición operacional la excentricidad accidental se aplica de forma estática y dinámica mediante el uso de un programa computacional de modelado y análisis estructural en tres dimensiones.

Variable dependiente

La variable dependiente es análisis y diseño estructural.

Como definición conceptual es el procedimiento general para determinar las fuerzas internas y desplazamientos en una edificación, siendo el análisis estructural la primera etapa, y el diseño estructural la etapa final con los resultados del análisis estructural para la definición de los elementos estructurales que componen la estructura.

El análisis estructural se realiza considerando la excentricidad accidental bajo los enfoques descritos; y el diseño estructural se realiza en función a los

resultados obtenidos mediante la utilización de un programa de cálculo y modelado estructural en tres dimensiones.

La tabla respecto a la operacionalización de variables se muestra en los Anexos.

3.4 Técnicas e Instrumentos para la Recolección de Datos

Técnicas de recolección de datos

Se empleó el análisis documental. El cual es referido al análisis y búsqueda de las fuentes bibliográficas que describan el tema; revistas, artículos, tesis entre otros. Se ha encontrado diversos artículos que describen el efecto torsional y su aplicación en las edificaciones realizados en países de habla inglesa, estas conforman la mayoría de información existente y concisa sobre el concepto.

Instrumentos para la recolección de datos

Se hizo uso de un cuaderno de notas, en cual se plasmaron las dudas e inquietudes surgidas durante la realización de la tesis, las cuales fueron resueltas durante el proceso de selección de muestras y búsqueda de información.

Así mismo, fue necesario el uso del internet para la búsqueda de información acerca del tema propuesto. El uso de la misma es indispensable, representando una fuente de información invaluable. De la misma es que se obtuvo la teoría que se describe en la presente y todos los alcances mostrados.

Capítulo IV: Resultados

4.1 Caracterización Arquitectónica

La edificación a estudiar está ubicada en las intersecciones de la Av. Billinghurst con Jorge Basadre, en la Ciudad de Tacna. En la Figura 15 se muestra su ubicación satelital.

- Región: Tacna
- Provincia: Tacna
- Distrito: Tacna
- Localización: Entre la Av. Billinghurst y la Av. Jorge Basadre.

Figura 15

Ubicación satelital de la zona del edificio



Nota. No toda la zona marcada es abarcada por la estructura, por lo que el diseño no es afectado por los edificios aledaños. Extraído de Google Maps.

El edificio está destinado a uso educativo. También presenta 6 niveles y un sótano en su elevación. La planta tiene 46.35 m de largo y 22.30 m de ancho, la cual no se reduce en los pisos típicos. El sótano tiene 46.35 m de largo y 28.30

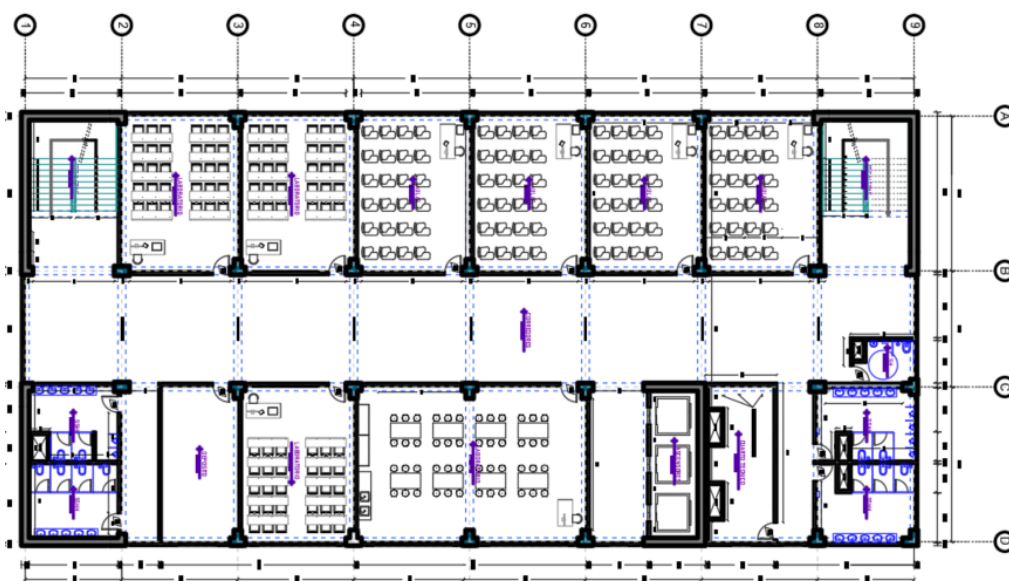
m de ancho. La altura del primer nivel y del sótano es de 3.80 m y la altura típica del resto de niveles es de 3.50 m. El área típica de piso es de 1033.60 m², mientras que el área del sótano es de 1311.70 m².

La primera planta recibe a la parte administrativa de la institución. La misma se distribuye en oficinas, un corredor central, el acceso a la edificación perpendicular al corredor, servicios higiénicos en los extremos verticales opuestos, un servicio higiénico para discapacitados, dos depósitos, una sala de asambleas y una sala para docentes y el cuarto técnico adyacente al anterior.

Las plantas siguientes reciben al alumnado de la institución. Se distribuyen en aulas, talleres y laboratorios; así como los servicios higiénicos y depósitos. La biblioteca, así como espacios de lectura y una sala de asambleas, se encuentran ubicadas en el sótano. La estructura también consta de una cabina de ascensor en la parte central del mismo, y dos escaleras de dos tramos; los elementos tienen continuidad vertical hasta la parte superior del edificio.

Figura 16

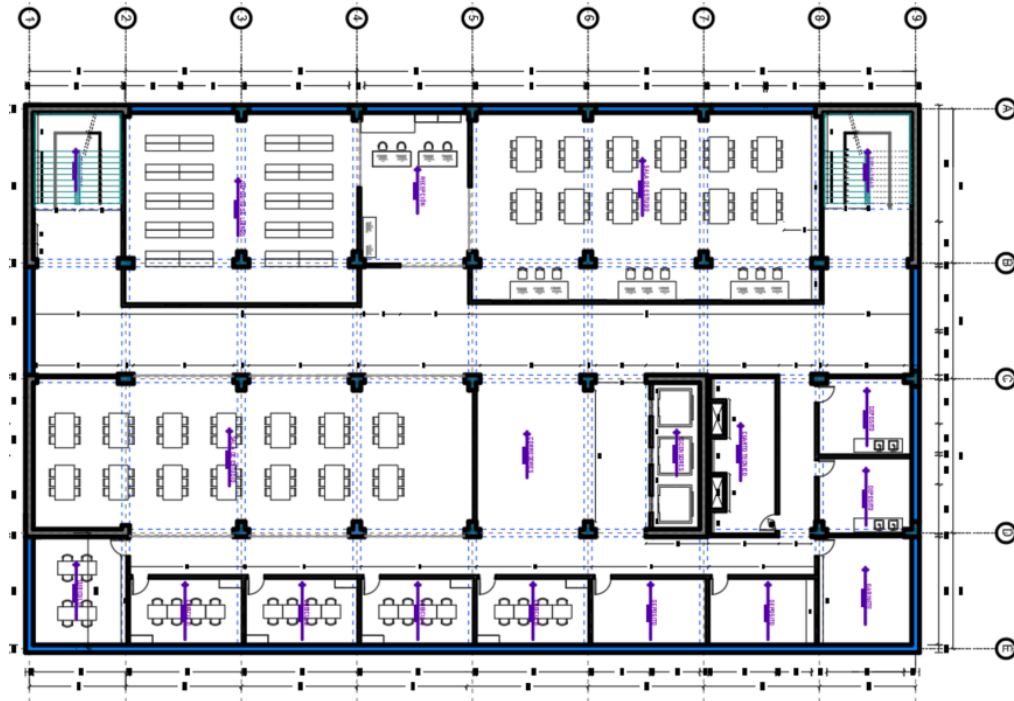
Vista referencial de la planta de los pisos típicos



Nota. Elaboración propia.

Figura 17

Vista referencial de la planta del sótano



Nota. Elaboración propia.

Figura 18

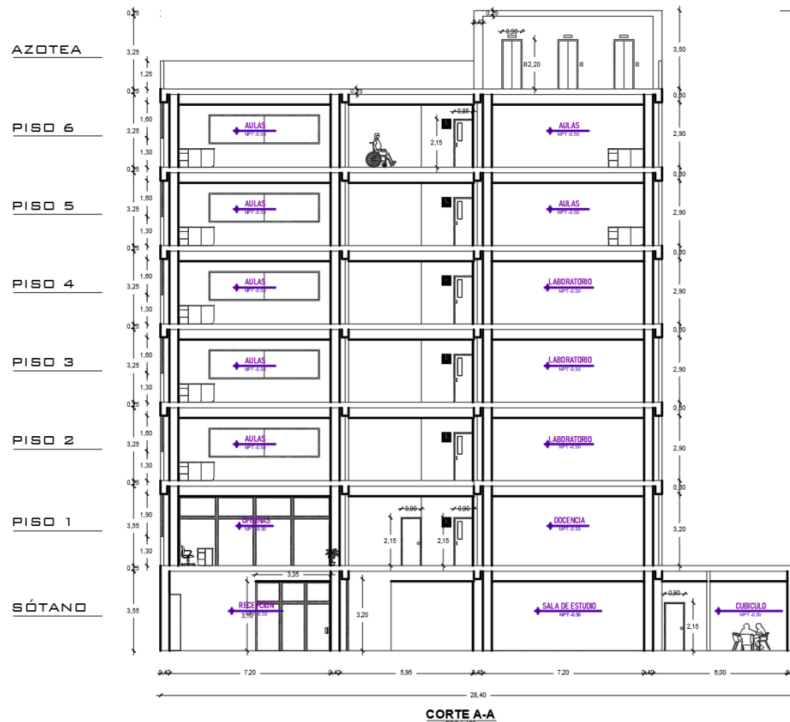
Vista referencial de la elevación del edificio



Nota. Elaboración propia.

Figura 19

Vista referencial del corte entre los ejes 4 – 5



Nota. Elaboración propia.

4.2 Caracterización Estructural

La estructura de 6 niveles al ser de uso educativo, se define según la norma peruana como edificación esencial, perteneciente a la categoría A. El material predominante para la edificación es el concreto armado, y se propone el sistema estructural como muros estructurales en la dirección X y dual en la dirección Y; tanto los muros como los pórticos aportan rigidez lateral al sistema, siendo los primeros los que reciben la mayor parte de la fuerza sísmica de diseño. Los muros de corte se ubicarán en el perímetro del área del edificio, y las columnas en la parte interior del mismo.

Para la división de ambientes se emplearon tabiques, los cuales fueron aislados en el modelo matemático del sistema estructural principal, para no aportar rigidez al sistema y generar solicitaciones menores en el análisis estructural de los elementos verticales.

De acuerdo a la arquitectura, se proponen columnas TEE y algunas rectangulares, dispuestas en el interior de la estructura, muros de concreto armado en forma de ELE en los extremos de la planta y un muro CEE en la zona del ascensor. Para efectos de tesis, se ubicó el muro CEE de forma que pueda incorporar torsión a la estructura en una de las direcciones principales.

Se disponen también vigas de peraltadas que forman pórticos con los elementos estructurales verticales. Así mismo, se definen diafragmas rígidos en los techos de los pisos, compatibilizando los desplazamientos en los elementos adyacentes a la misma. Se proponen losas aligeradas típicas y losas macizas de concreto armado.

Por la forma de la planta y distribución de ambientes, se presume que la edificación presenta regularidad geométrica en planta y elevación, esto será verificado mediante análisis estructural. Las dimensiones obtenidas del predimensionado se corroborarán mediante el análisis estructural.

4.2.1 Propiedades de los Materiales

Se muestran a continuación los datos a usar respecto al concreto en la tesis:

Tabla 9

Propiedades del concreto

Concreto		
Peso específico (γ_c)	2400	kg/m ³
Resistencia a la compresión (f'_c)	280	kg/cm ²
Módulo de elasticidad (E_c)	250998.01	kg/cm ²
Módulo de corte (G_c)	109129.57	kg/cm ²
Módulo de poisson (ν)	0.15	

Nota. Las propiedades fueron introducidas en el programa con el que se analizó la estructura. Elaboración propia.

Respecto al acero, los datos son los siguientes:

Tabla 10*Propiedades del acero*

Acero		
<i>Varillas de acero corrugado</i>		
Peso específico (γ_s)	7850	kg/m ³
Resistencia a la compresión (f'_y)	4200	kg/cm ²
Módulo de elasticidad (E_s)	2000000	kg/cm ²
Módulo de poisson (ν)	0.27	

Nota. Las propiedades fueron introducidas en el programa con el que se analizó la estructura. Elaboración propia.

4.2.2 Propiedades del Suelo

Los datos respecto al suelo para la definición posterior de la cimentación, se toman de acuerdo al Estudio Geofísico del proyecto “*Mejoramiento de la atención de servicios de salud básico del Centro de Salud la Natividad del C.P. Nuestra Sra. de la Natividad del distrito Tacna – provincia de Tacna – departamento de Tacna*”, en el que se explora el suelo mediante ensayos de refracción sísmica y medición de ondas superficiales en arreglo multicanal (MASW).

Los métodos de refracción sísmica y MASW, generan ondas vibratorias a través de impactos en la superficie del terreno, registrando a distancias variables la velocidad de propagación de las ondas P y S, esto con la finalidad de conocer las propiedades del suelo, su compacidad, parámetros elásticos.

Del estudio, se definieron 3 estratos en función a las velocidades de ondas P y S del material que conforma el terreno.

- El primero compuesto por gravas con una matriz arenosa y moderadamente compacto.
- El segundo compuesto por gravas y fragmentos de roca en una matriz arenosa compacta.
- El tercero compuesto por roca volcánica en estado ligeramente fracturado.

Tabla 11*Perfil de suelo en diferentes estratos de suelo*

Profundidad (m)	Espesor (m)	Vp (m/s)	Vs (m/s)	Perfil	Tipo
0 - 2.30	2.3	700	324 - 353	S2	Suelo intermedio
2.30 - 8.90	6.6	1200	422 - 633	S1	Roca suelo muy rígido
8.90 - 30.00	21.1	1400	649 - 767	S1	Roca o suelo muy rígido

Nota. Se asume que el perfil de suelo predominante es el S1, mencionado también en el mismo estudio. Obtenido del proyecto “Mejoramiento de la atención de servicios de salud básico del Centro de Salud la Natividad del C.P. Nuestra Sra. de la Natividad del distrito Tacna – provincia de Tacna – departamento de Tacna”.

Debido a que se realizaron 2 puntos de investigación, se muestra el cálculo estimado de la capacidad portante para ambos puntos y a diferentes profundidades:

Tabla 12*Capacidad portante para el primer punto de investigación a diferentes profundidades*

Tipo de cimentación	Profundidad de desplante (m)	Peso específico (KN/m ³)	Factor de corrección (a)	Factor de seguridad (n)	Capacidad de carga admisible (kgf/cm ²)	Capacidad portante (kgf/cm ²)
Losa de 2 m x 2 m	1.00	17.40	0.91	4.00	5.26	1.32
Losa de 2 m x 2 m	2.00	17.40	0.91	4.00	5.55	1.39
Losa de 2 m x 2 m	3.00	18.40	0.91	4.00	7.44	1.86
Losa de 2 m x 2 m	5.00	18.40	0.91	4.00	9.15	2.29
Losa de 2 m x 2 m	7.00	21.40	0.91	4.00	11.78	2.94
Losa de 2 m x 2 m	8.00	21.40	0.91	4.00	12.57	3.14
Losa de 2 m x 2 m	11.00	21.80	0.91	4.00	13.51	3.38

Nota. Obtenido del proyecto “Mejoramiento de la atención de servicios de salud básico del Centro de Salud la Natividad del C.P. Nuestra Sra. de la Natividad del distrito Tacna – provincia de Tacna – departamento de Tacna”.

Tabla 13

Capacidad portante para el segundo punto de investigación a diferentes profundidades

Tipo de cimentación	Profundidad de desplante (m)	Peso específico (KN/m ³)	Factor de corrección (a)	Factor de seguridad (n)	Capacidad de carga admisible (kgf/cm ²)	Capacidad portante (kgf/cm ²)
Losa de 2 m x 2 m	1.00	17.40	0.91	4.00	5.23	1.31
Losa de 2 m x 2 m	2.00	17.40	0.91	4.00	5.70	1.42
Losa de 2 m x 2 m	3.00	18.40	0.91	4.00	7.21	1.80
Losa de 2 m x 2 m	5.00	18.40	0.91	4.00	8.90	2.22
Losa de 2 m x 2 m	7.00	21.40	0.91	4.00	11.58	2.89
Losa de 2 m x 2 m	8.00	21.40	0.91	4.00	12.47	3.12
Losa de 2 m x 2 m	11.00	21.80	0.91	4.00	13.13	3.28

Nota. Obtenido del proyecto “Mejoramiento de la atención de servicios de salud básico del Centro de Salud la Natividad del C.P. Nuestra Sra. de la Natividad del distrito Tacna – provincia de Tacna – departamento de Tacna”.

Del mismo modo, se define según la norma E.030 que el área de exploración pertenece a la zona 4, y el perfil del suelo predominante se categoriza como S1; correspondiendo un periodo TP = 0.4 s y TL = 2.5 s.

4.2.3 Definición del Espectro de Respuesta

De acuerdo al estudio de suelos en conjunto con las características de la estructura, se define el espectro de respuesta de la siguiente forma:

Tabla 14

Definición de los parámetros sísmicos para la dirección X

Parámetros Sísmicos - Dirección X-X		
Zonificación	Zona	4
	Z	0.45
Parámetros de Sitio	Suelo	S1
	S	1.00
	Tp (s)	0.40
	TL (s)	2.50
	Categoría	A
Uso	U	1.50

			Muros Estructurales	
Factor de Reducción Sísmica	Ro	6		
	Ia	1.00		
	Ip	1.00		
	R	6.00		

Nota. Se asume la estructura regular para un primer análisis. Elaboración propia.

Tabla 15

Definición de los parámetros sísmicos para la dirección Y

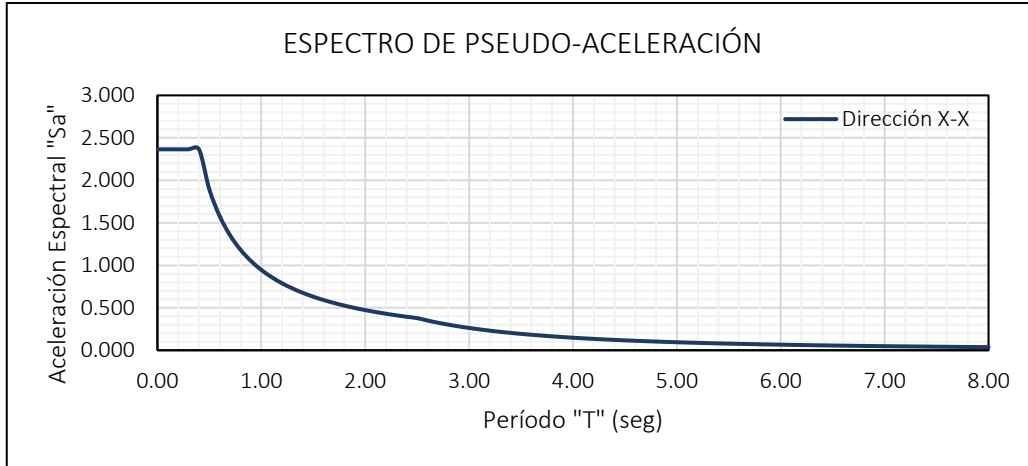
			Parámetros Sísmicos - Dirección X-X	
Zonificación	Zona	4		
	Z	0.45		
Parámetros de Sitio	Suelo	S1		
	S	1.00		
	Tp (s)	0.40		
	TL (s)	2.50		
Uso	Categoría	A		
	U	1.50		
			Dual	
Factor de Reducción Sísmica	Ro	7		
	Ia	1.00		
	Ip	1.00		
	R	7.00		

Nota. Se asume la estructura regular para un primer análisis. Elaboración propia.

Los espectros de respuestas en función a la aceleración espectral S_a , determinados a partir del factor C, se muestran:

Figura 20

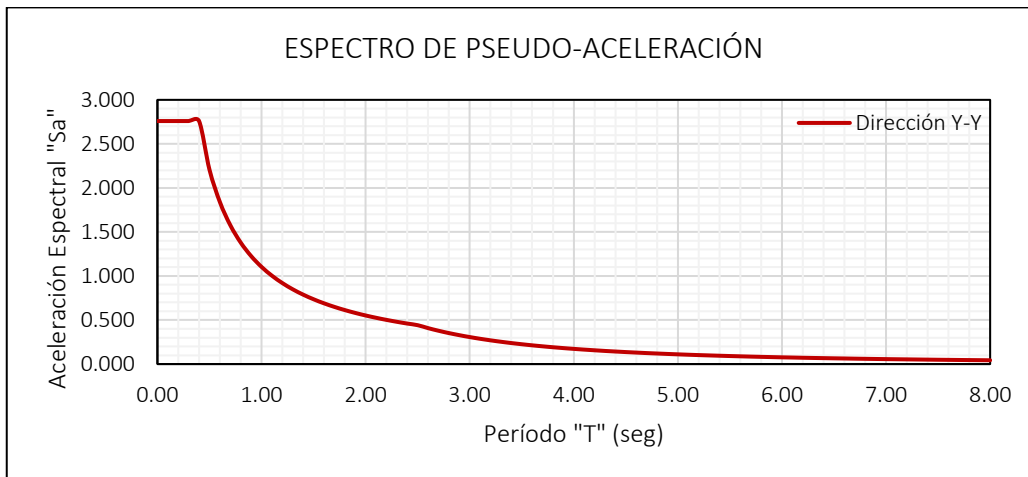
Espectro de respuesta para la dirección X



Nota. Elaboración propia.

Figura 21

Espectro de respuesta para la dirección Y



Nota. Elaboración propia.

Para el trabajo, los datos para definir el espectro de respuesta se definen directamente y de forma manual en el programa de análisis.

4.2.4 Definición de Cargas y Combinaciones de Carga

Las cargas asignadas al modelo estructural son las siguientes:

Tabla 16*Cargas muertas propuestas para el modelo*

Carga Muerta		
Peso losa aligerada	0.350	tonf/m ²
Peso ladrillo techo	0.110	tonf/m ²
Acabados	0.120	tonf/m ²
Tabiquería repartida	0.250	tonf/m ²

Nota. Las cargas fueron asignadas a las losas en el modelo estructural.
Elaboración propia.

Tabla 17*Cargas vivas propuestas para el modelo*

Carga Viva		
Educación - Aulas	0.250	tonf/m ²
Educación - Talleres	0.300	tonf/m ²
Educación - Laboratorios	0.350	tonf/m ²
Educación - Corredores, escaleras	0.400	tonf/m ²
Servicios higiénicos	0.300	tonf/m ²
Azotea	0.100	tonf/m ²

Nota. Las cargas fueron asignadas a las losas en el modelo estructural.
Elaboración propia.

De acuerdo a la norma E.060 del Reglamento Nacional de Edificaciones, el diseño estructural de los elementos resistentes se realiza con la consideración de las siguientes combinaciones de carga:

Tabla 18*Combinaciones de carga para el diseño estructural*

Combinaciones de carga
1.4D + 1.7L
1.25D + 1.25L + SDINX
1.25D + 1.25L - SDINX
1.25D + 1.25L + SDINY
1.25D + 1.25L - SDINY
0.9D + SDINX
0.9D - SDINX

$$\frac{0.9D + SDIN Y}{0.9D - SDIN Y}$$

Nota. Las combinaciones son realizadas para los dos enfoques. Elaboración propia.

4.2.5 Predimensionamiento

4.2.5.1 Predimensionamiento de Losas Aligeradas Unidireccionales

Se tomó el paño de mayores dimensiones en planta, de medidas 7.70 m por 5.70 m; además de una sobrecarga de 0.40 tonf/m². Se muestran predimensionados rescatados de la bibliografía para el caso de losas aligeradas, así como el propuesto por la norma peruana.

Predimensionamiento 1:

- $h_{losa} = \frac{l_n}{25}$

Predimensionamiento 2:

- Para: $S/c = 300 \text{ kg/m}^2 \rightarrow h = l_n/24$
- Para: $S/c = 350 \text{ kg/m}^2 \rightarrow h = l_n/22$
- Para: $S/c = 400 \text{ kg/m}^2 \rightarrow h = l_n/21$

Predimensionamiento 3:

Según la norma y sus restricciones:

Tabla 19

Espesores mínimos para evitar el cálculo de deflexiones en losas y vigas

	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	l/20	l/24	l/28	l/10
Vigas o losas nervadas en una dirección	l/16	l/18.5	l/21	l/8

Nota. Para el predimensionamiento, se considera el caso de una losa con un extremo continuo. Obtenido y adaptado del Reglamento Nacional de Edificaciones (RNE) (2019)

De la revisión y cálculo, se obtienen los siguientes peraltes:

- Peralte 1: 0.23 m
- Peralte 2: 0.26 m
- Peralte 3: 0.31 m

Se define 0.25 m como medida del peralte de diseño para las losas aligeradas. Según lo obtenido de la tabla que propone la norma peruana, es necesario realizar la verificación de deflexiones para el peralte escogido.

4.2.5.2 Predimensionamiento de Losas Macizas Bidireccionales

Se tomó el paño de mayores dimensiones en la planta de la edificación, de medidas 7.70 m por 4.70 m. Así mismo, se define que las losas macizas serán bidireccionales. Se muestran predimensionados rescatados de la bibliografía para el caso de losas macizas, así como el propuesto por la norma peruana.

Predimensionamiento 1:

- $$h_{losa} = \frac{l_{n_mayor}}{40}$$

Predimensionamiento 2:

- $$h_{losa} = \frac{2xl_{n_menor} + 2xl_{n_mayor}}{180}$$

Predimensionamiento 3:

Según la norma y sus restricciones, el peralte mínimo para losas que se apoyan en vigas en todos los lados debe ser:

- Cuando $\alpha fm \leq 0.2$; se aplica las disposiciones de 9.6.3.2.
- Cuando $0.2 < \alpha fm < 2.0$; h no debe ser menor que 125 mm y que:

$$\circ h = \frac{\ln*(0.8 + \frac{fy}{1400})}{36 + 5*\beta*(\alpha fm - 0.2)}$$

- Cuando $2.0 < \alpha fm$; h no debe ser menor que 100 mm y que:

$$\circ h = \frac{\ln*(0.8 + \frac{fy}{1400})}{36 + 9*\beta}$$

La variable αfm es el promedio de las rigideces relativas de las 4 vigas de las direcciones de la losa; donde cada rigidez relativa de cada viga se calcula como la razón entre la rigidez de la sección de la viga y la rigidez de la longitud de losa que abarca lateralmente. El esfuerzo de fluencia para las barras de acero que se emplean en la tesis, es de 420 MPa aproximadamente. El cálculo del peralte mínimo por norma se muestra en los Anexos.

Se obtienen entonces los siguientes peraltes:

- Peralte 1: 0.19 m
- Peralte 2: 0.14 m
- Peralte 3: 0.17 m

Se define 0.20 m como medida del peralte de diseño para las losas macizas. Según lo obtenido de la tabla que propone la norma peruana, no es necesario realizar la verificación de deflexiones para el peralte escogido.

4.2.5.3 Predimensionamiento de Vigas

Dada la existencia de losas aligeradas unidireccionales y caracterización previa, se proponen dos tipos de vigas de distintas dimensiones repartidas en las direcciones principales del sistema.

Para el predimensionamiento de las vigas, se tomaron las longitudes en pórticos de mayor dimensión, siendo la primera longitud de 7.60 m y la segunda longitud de 5.05 m. Se considerará también la categoría de la edificación como A. La norma peruana da factores de cálculo mínimo de peraltes para evitar deflexiones considerables:

Predimensionamiento 1:

- $h_{viga} = \frac{L}{10}$ ó $\frac{L}{12}$
- $b_{viga} = 0.50h$ ó $0.30h$

Predimensionamiento 2:

- Para: Categoría A → $h = L/10$
- $b = \frac{h}{2}$

Predimensionamiento 3:

Se tomarán los factores de la Tabla 15: Espesores mínimos para evitar el cálculo de deflexiones en losas y vigas, específicamente los factores para vigas en una dirección.

Se obtienen las siguientes dimensiones para las vigas de 7.60 m de longitud:

- Peralte y base 1: 0.72 m y 0.33 m
- Peralte y base 2: 0.76 m y 0.38 m
- Peralte 3: 0.41 m

Se toma 0.35 m de ancho y 0.70 m de peralte como dimensiones, para las vigas dispuestas en dirección perpendicular a las losas aligeradas, soportando las cargas transmitidas de estas y en la dirección larga de las losas macizas.

Para las vigas de 5.05 m de longitud se tienen las siguientes dimensiones:

- Peralte y base 1: 0.48 m y 0.22 m
- Peralte y base 2: 0.51 m y 0.25 m

- Peralte 3: 0.27 m

Se toma 0.30 m de ancho y 0.65 m de peralte como dimensiones, para las vigas de esta longitud.

4.2.5.4 Predimensionamiento de Columnas

De la bibliografía, se pueden definir las dimensiones de una columna a partir de la expresión:

- $P_{servicio} = P * N^{\circ} \text{ de Pisos} * A_{tributaria}$

Para la presente, se considera un total de 7 niveles (incluido el sótano), un área tributaria de 45 m², un peso tributario de 1.21 tonf/m² y el esfuerzo a compresión del concreto de 280 kg/cm²; del cual se obtiene un peso servicio de 381.94 tonf.

Predimensionamiento 1:

Se considera la expresión que permita un área de columna más grande, siendo conservador.

- $A_{columna \text{ central}} = \frac{P_{servicio}}{0.45f'_c}$
- $A_{columna \text{ exterior o perimétrica}} = \frac{P_{servicio}}{0.35f'_c}$

Predimensionamiento 2:

EMEQ Ingenieros (2024) recomienda usar la siguiente relación:

- $A_{columna} = \frac{P_{servicio}}{0.30f'_c}$

El autor menciona que, de acuerdo a un diagrama momento curvatura para distintas cargas axiales para una sección de columna, la expresión anterior permite aumentar significativamente la ductilidad de una columna; para valores diferentes a 0.30, la ductilidad disminuye.

Se obtienen entonces las siguientes áreas brutas mínimas de columna a considerar:

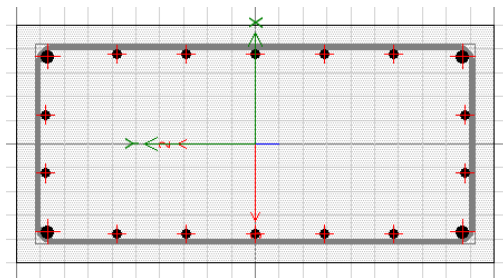
- Área 1: 0.39 m²
- Área 2: 0.45 m²

El valor mayor obtenido es considerado como área mínima para una columna. Partiendo de esta, se definen las dimensiones del elemento.

Se definen entonces dos tipos de columnas. La primera, de sección rectangular y de dimensiones 1.00m x 0.50 m, tiene un área bruta de 0.50 m². Se propone para su armado 4 varillas de 1" y 14 varillas de 3/4", con una cuantía de 1.20%.

Figura 22

Modelo de sección rectangular de columna

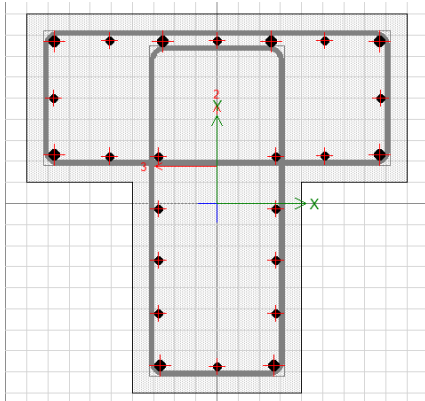


Nota. La sección fue modelada en el programa de cálculo usado en la presente. Elaboración propia.

También, se proponen columnas TEE de dimensiones 0.90 m x 0.90 m x 0.40 m, con un área bruta de 0.56 m². Para su armado, se disponen 8 varillas de 1" y 16 varillas de 3/4", con una cuantía total de 1.54%; Ambas cuantías son mayores que las establecidas por la norma peruana.

Figura 23

Modelo de sección TEE de columna



Nota. La sección fue modelada en el programa de cálculo usado en la presente. Elaboración propia.

4.2.5.5 Predimensionamiento de Muros

Las dimensiones de los muros se proponen de acuerdo a la cantidad de fuerza sísmica que absorben de la fuerza cortante en la base; esta se define de acuerdo a lo establecido por la norma peruana E.030. Dada la geometría del edificio del trabajo, se consideran muros esbeltos, en los cuales la relación entre su altura y longitud es mayor a 2 y la deformación por flexión es predominante. De acuerdo a lo anterior, el predimensionamiento de los muros procede de la siguiente forma:

Predimensionamiento:

$$\bullet L = \frac{\frac{ZUCS}{R} * P_{eso}}{0.85 * 0.53 * \sqrt{f'_c} * b}$$

La expresión considera que, para una fuerza cortante, la longitud obtenida del muro toma toda la fuerza en piso generada por el sismo. Sin embargo, es posible ajustar la cantidad del aporte de los muros.

Se considera el factor Z como 4, la categoría de edificación A, el tipo de suelo como S1, el sistema como muros estructurales en ambas direcciones; así mismo, se considera que la estructura es regular (solo para efectos de

predimensionamiento). Para el periodo se toma el décimo de la cantidad de pisos que tiene la edificación, de forma aproximada, siendo para el caso 0.60 s.

Para el resto de variables, se tiene la resistencia del concreto mencionada anteriormente, el peso por metro cuadrado de un metrado simplificado se obtiene 0.82 tonf/m² con un área total de 1034.00 m² y considerando 6 niveles, se obtiene un peso de 5097.28 tonf.

Entonces, para la dirección X de muros estructurales, considerando un aporte de los muros del 80%, y un espesor de 0.30 m, se obtiene una longitud aproximada de 35.85 m; mientras que para la dirección Y de sistema dual, considerando un aporte de los muros del 60%; y un espesor de 0.30 m, se obtiene una longitud aproximada de 23.05 m.

Ambas longitudes se disponen en forma de muros propiamente, distribuidos en toda la planta.

4.2.5.6 Predimensionamiento de Escalera

Para el caso, se tuvo en cuenta que:

- El ancho mínimo de la escalera sea de 1.20 m, con pasamanos laterales a sus costados.
- El máximo de pasos entre descansos es 17.
- La dimensión mínima de descanso de 0.90 m.
- El contrapaso máximo sea de 0.18 m
- La suma de 2 veces el contrapaso mas un paso, sea mayor a 0.60 m y menor a 0.64 m.

De ese modo, se proponen pasos de 0.30 m con contrapasos de 0.16 m. Así, se propone el ancho de la escalera de 1.20 m y un espesor de garganta de 0.18 m. El peso propio de la escalera, se determina en función del paso, contrapaso y espesor de la escalera:

- $\omega_{pp} = \gamma_c \cdot \left(\frac{cp}{2} + t \cdot \sqrt{1 + \left(\frac{cp}{p} \right)^2} \right)$

Luego, el espesor promedio del tramo, se calcula como:

- $h_m = \frac{t}{\cos\alpha} + \frac{CP}{2}$
- $\cos\alpha = \frac{P}{\sqrt{P^2 + CP^2}}$

Siendo α el ángulo entre paso y cotrapaso, se obtiene para h_m un valor de 0.28 m, el cual será introducido como espesor de escalera en el programa de modelado.

4.2.5.7 Predimensionamiento de Cimentaciones

De acuerdo a la estructuración realizada para la superestructura, se proponen para los cimientos zapatas aisladas en el interior, zapatas conectadas perimetralmente, zapatas corridas para los muros estructurales y zapatas combinadas según sea el caso.

Para las dimensiones transversales de la zapata, se consideran la suma de las cargas verticales que actúan en la misma; divididas por el esfuerzo admisible del suelo. De Vertiz Carlos (2021), se usa la expresión:

- $\text{Área requerida} = \frac{\text{factor} \cdot (P_{CM} + P_{CV})}{\sigma_{adm}}$

Determina el factor de acuerdo al tipo de suelo. Entonces:

- El factor es igual a 1.05 para un esfuerzo admisible del suelo mayor igual a 3 kg/cm².
- El factor es igual a 1.15 para un esfuerzo admisible del suelo entre 2 a 3 kg/cm².
- El factor es igual a 1.20 para un esfuerzo admisible entre 1 a 2 kg/cm².

Para la presente, se considera la capacidad portante determinada a 6.00 m de profundidad para las verificaciones respectivas en el programa, obtenida por interpolación de los datos mostrados en el EMS, siendo esta 2.62 kgf/cm².

Para la columna en el eje 3 y eje B, se observa una carga muerta de 218.43 tonf, y una carga viva de 89.62 tonf; considerando el esfuerzo admisible del suelo como 2.62 kgf/cm² y un factor de 1.15, se tiene el área requerida:

- $\text{Área} = 13.54 \text{ cm}^2$

Entonces, se proponen como dimensiones para una zapata aislada 4.00 m de ancho por 3.50 m de largo. Se toma estas dimensiones como referencia para las zapatas corridas. Además, considerando la altura del piso inferior (sótanos), para llegar a la profundidad definida anteriormente, se considera 1.00 m de peralte para los cimientos.

El predimensionamiento de la viga de cimentación, se realiza de forma similar al predimensionamiento de vigas de entrepisos. Se considera entonces el peralte determinado por la siguiente relación:

$$h = \frac{Ln}{7} \sim \frac{Ln}{9}$$

Con Ln como la luz máxima de eje a eje, el ancho de la base se considera por lo menos 0.25 m o la mitad del peralte calculado.

Se considera arbitrariamente una luz máxima de 8.00 m, siendo la máxima posible a partir de la configuración estructural. El peralte y la base para la viga se pueden aproximar como:

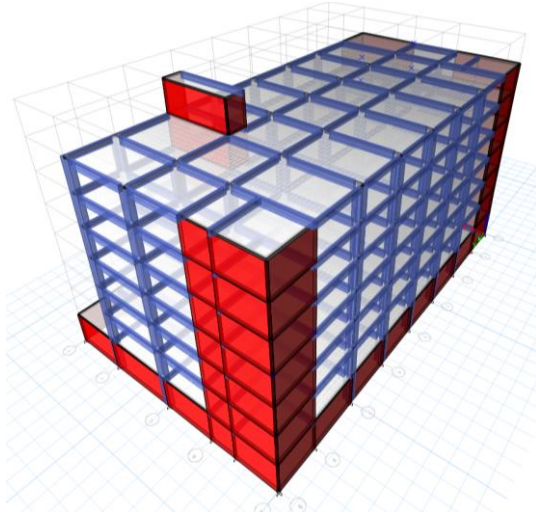
- $h = 1.20 \text{ m}$
- $b = 0.40 \text{ m}$

4.3 Modelo Estructural de la Edificación

En el programa ETABS, se definió la estructura a desarrollar en la presente:

Figura 24

Modelo estructural de la edificación en el programa



Nota. Elaboración propia.

Figura 25

Vista en planta del modelo estructural



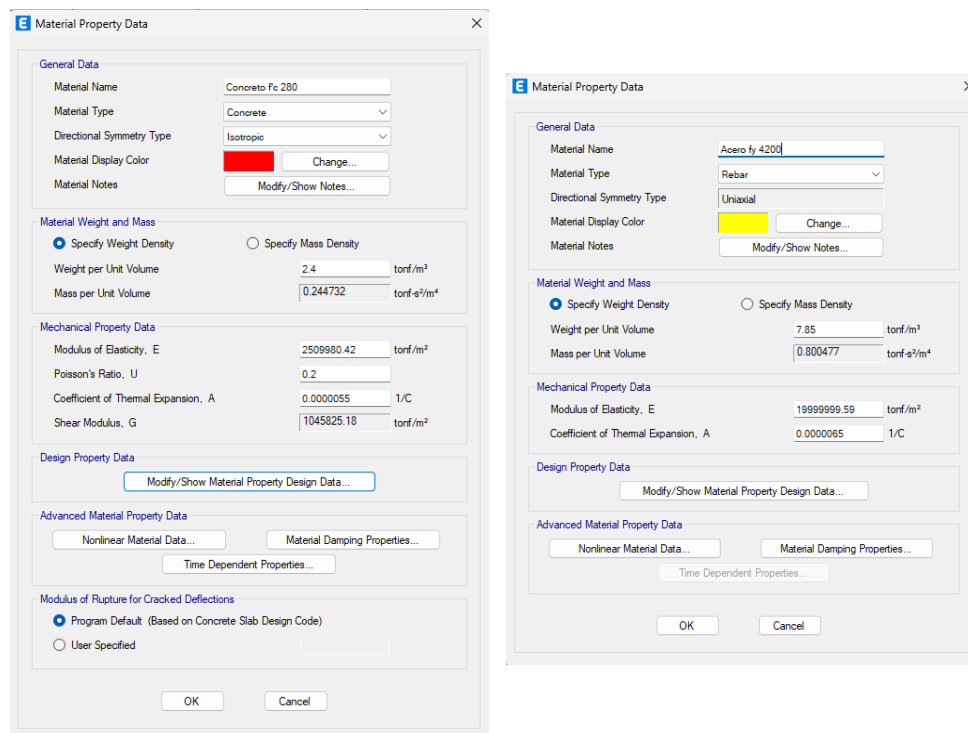
Nota. Se muestra el piso típico con la distribución de los elementos estructurales modelados. Elaboración propia.

4.3.1 Materiales

No hay variación en la definición de materiales para la aplicación de un enfoque u otro:

Figura 26

Definición de los materiales en el programa



Nota. Elaboración propia.

4.3.2 Patrones de Carga

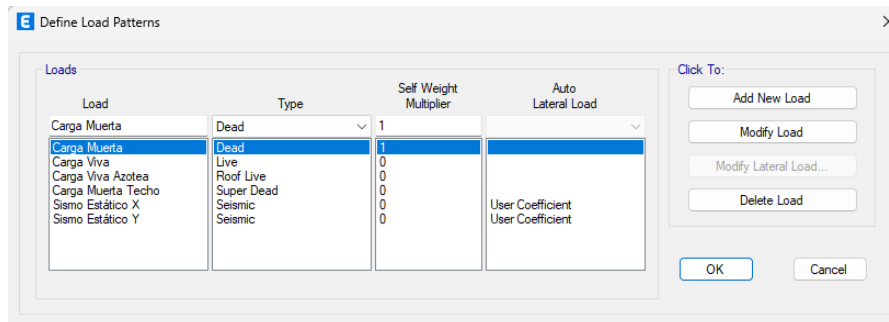
Del mismo modo, los patrones de carga creados no varían de acuerdo al empleo de un enfoque u otro.

A pesar de que se crearon en el modelo los patrones de carga sísmicos estáticos, no se realizará el análisis estático como tal. En cambio, el procedimiento para determinar la cortante basal se realiza de forma manual con los periodos obtenidos del análisis modal en el programa. Esto para escalar posteriormente

el cortante dinámico en la base, y realizar el diseño estructural con el mismo. Se crearon los patrones de carga como se muestra:

Figura 27

Patrones de carga en el programa



Nota. Elaboración propia.

4.3.3 Fuentes de Masa Sísmica

Existe variación en procedimiento para la creación de las fuentes según la aplicación de un enfoque u otro. De acuerdo con lo indicado en el artículo publicado que hace referencia al método; para aplicar la excentricidad bajo el enfoque dinámico, es necesario definir 4 fuentes de masa sísmica, cada una con un valor de desplazamiento en porcentaje, para las direcciones deseadas. De ese modo, ya no es necesario especificar el valor de la excentricidad en el propio caso de carga sísmico para el análisis modal espectral.

Para realizar comparaciones entre los resultados, se define una fuente de masa sísmica de forma convencional para la aplicación del enfoque estático. Esto conlleva a definir la excentricidad accidental y su valor en el propio caso de carga sísmico, y no en la fuente de masa.

También, se define el peso sísmico como la carga muerta y un porcentaje de la carga viva. Para la presente, al tratarse de una edificación de categoría A, se toma el 50% de la carga viva. Para la azotea, se toma el 25% de la carga viva.

Las fuentes de masa creadas se muestran a continuación:

Figura 28

Creación de la fuente de masa para el análisis con enfoque estático

Mass Source Name: Masa

Mass Source

- Element Self Mass
- Additional Mass
- Specified Load Patterns
- Adjust Diaphragm Lateral Mass to Move Mass Centroid by:
 - This Ratio of Diaphragm Width in X Direction:
 - This Ratio of Diaphragm Width in Y Direction:

Mass Multipliers for Load Patterns

Load Pattern	Multiplier
Carga Muerta	1
Carga Viva	0.5
Carga Viva Azotea	0.25
Carga Muerta Techo	1

Mass Options

- Include Lateral Mass
- Include Vertical Mass
- Lump Lateral Mass at Story Levels

OK Cancel

Nota. Elaboración propia.

Figura 29

Creación de la fuente de masa para el análisis con enfoque dinámico para la masa desplazada en X-

Mass Source Name: Masa X-

Mass Source

- Element Self Mass
- Additional Mass
- Specified Load Patterns
- Adjust Diaphragm Lateral Mass to Move Mass Centroid by:
 - This Ratio of Diaphragm Width in X Direction:
 - This Ratio of Diaphragm Width in Y Direction:

Mass Multipliers for Load Patterns

Load Pattern	Multiplier
Carga Muerta	1
Carga Viva	0.5
Carga Viva Azotea	0.25
Carga Muerta Techo	1

Mass Options

- Include Lateral Mass
- Include Vertical Mass
- Lump Lateral Mass at Story Levels

OK Cancel

Mass Source Name: Masa X+

Mass Source

- Element Self Mass
- Additional Mass
- Specified Load Patterns
- Adjust Diaphragm Lateral Mass to Move Mass Centroid by:
 - This Ratio of Diaphragm Width in X Direction:
 - This Ratio of Diaphragm Width in Y Direction:

Mass Multipliers for Load Patterns

Load Pattern	Multiplier
Carga Muerta	1
Carga Viva	0.5
Carga Viva Azotea	0.25
Carga Muerta Techo	1

Mass Options

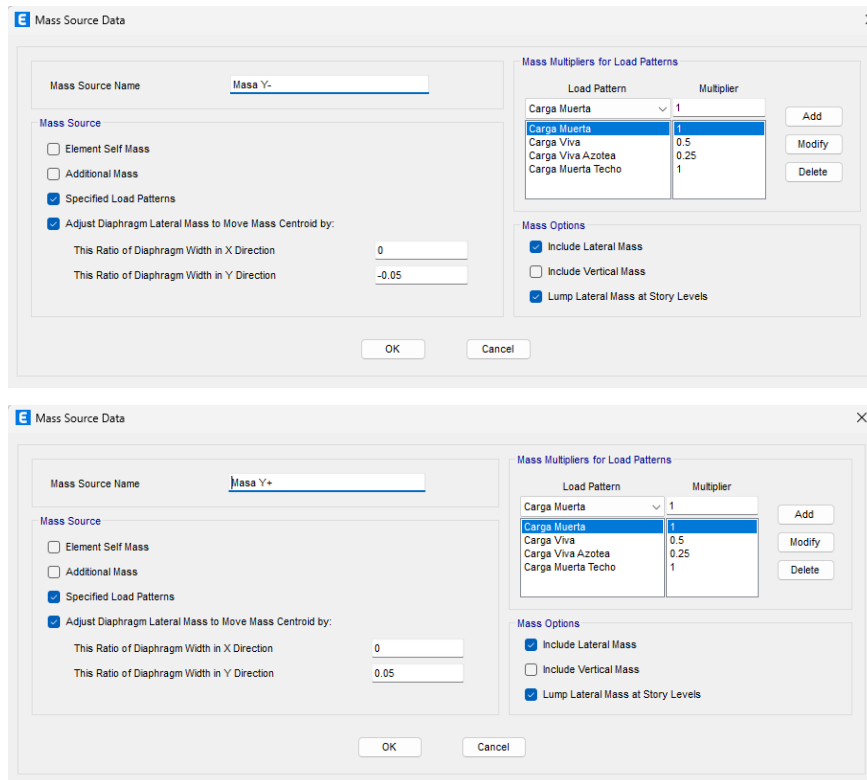
- Include Lateral Mass
- Include Vertical Mass
- Lump Lateral Mass at Story Levels

OK Cancel

Nota. Elaboración propia.

Figura 30

Creación de la fuente de masa para el análisis con enfoque dinámico para la masa desplazada en Y



Nota. Elaboración propia.

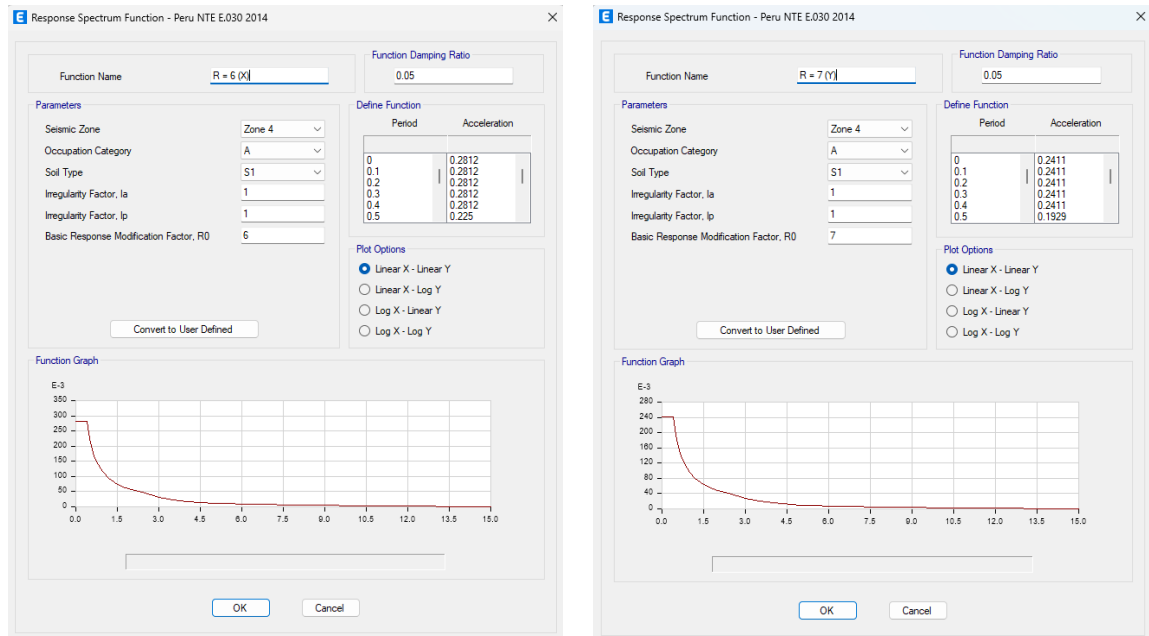
4.3.4 Espectro de Respuesta

El espectro de respuesta se define en el mismo programa mediante una función de espectro predeterminada para ingresar de forma manual. Esta es la función denominada "Perú Norma E.030". Así, no es necesario ingresar el espectro de forma externa.

La creación de los espectros se muestra a continuación:

Figura 31

Espectro de respuesta para las direcciones X y Y en el programa



Nota. Elaboración propia.

4.3.5 Caso Modal

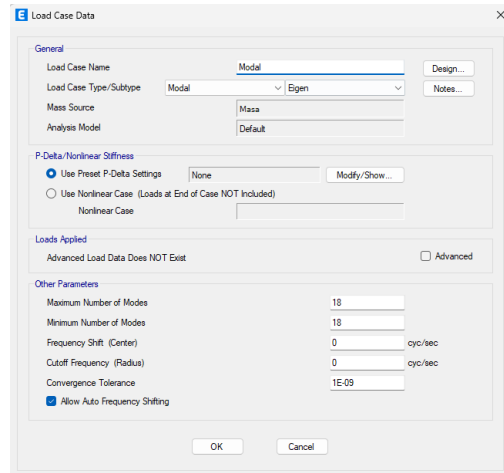
Así como en las fuentes de masa sísmica, se crearon 4 casos modales distintos, los cuales fueron asignados a las masas con el centro de masas desplazado respectivamente. Se explicó anteriormente que, debido a la configuración nueva que se da al moverse el centro de masas, los resultados respecto al análisis son distintos a hacerlo de forma convencional, por lo que es necesario definirlos de forma individual para que el programa analice cada caso de forma independiente al aplicar el enfoque dinámico.

También, se definió el caso modal para la masa con el CM sin desplazar, para realizar el análisis bajo el enfoque estático. De forma convencional, se definieron la cantidad de modos de vibración considerando 3 grados de libertad por piso, dando un total de 18.

Entonces, se definen los casos modales:

Figura 32

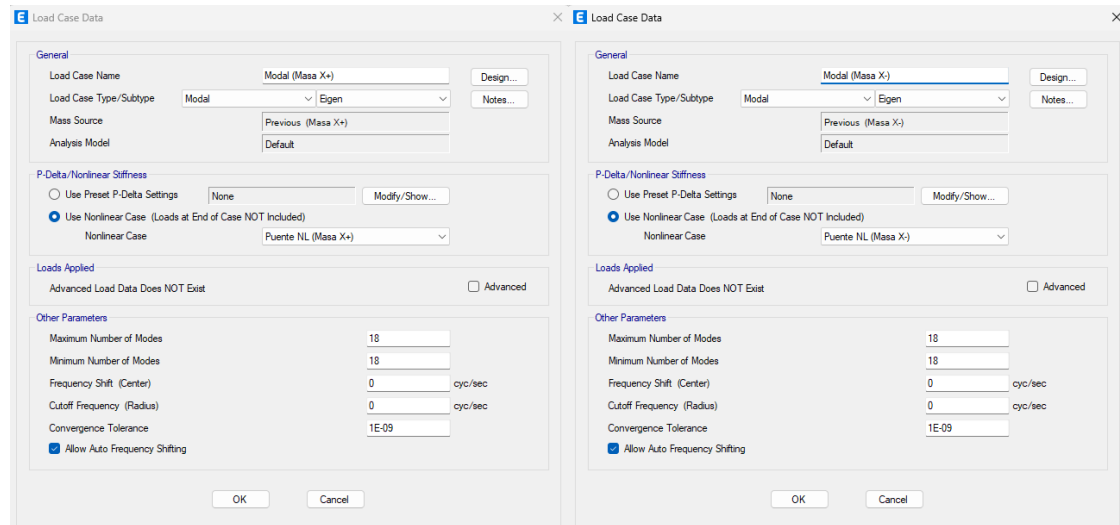
Caso modal para el análisis con el enfoque estático



Nota. Elaboración propia.

Figura 33

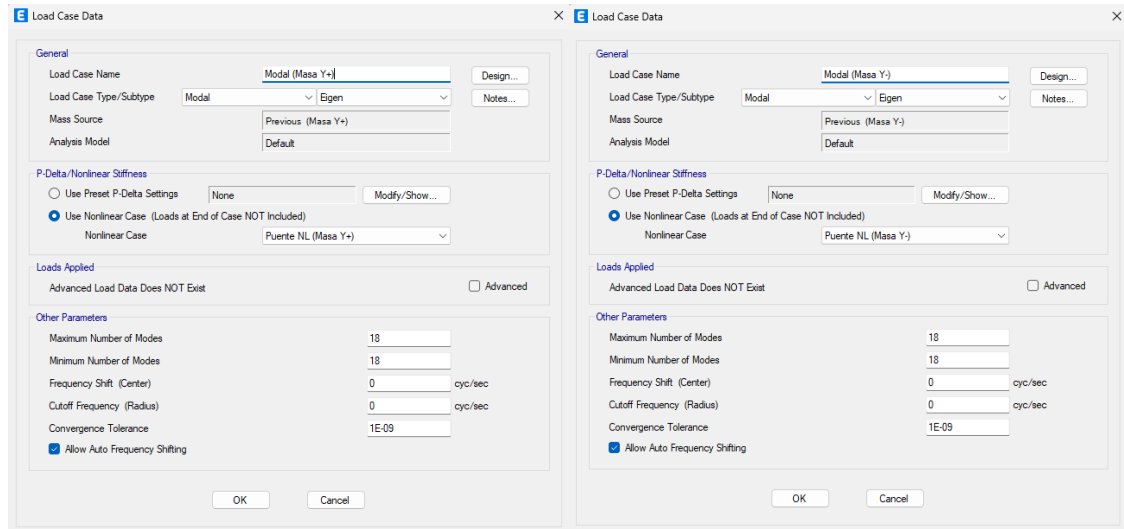
Caso modal para la masa desplazada en la dirección X



Nota. Elaboración propia.

Figura 34

Caso modal para la masa desplazada en la dirección Y



Nota. Elaboración propia.

4.3.6 Casos de Carga no Lineales

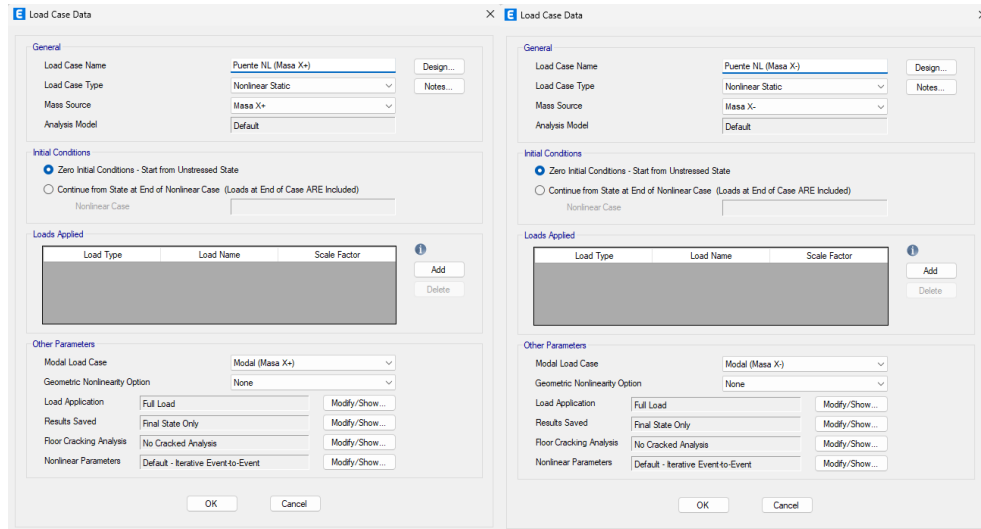
Como se menciona en el artículo guía, la creación de los casos no lineales permite que el programa pueda relacionar los casos modales con las fuentes de masa sísmica.

De ese modo, también se pueden definir los casos de carga sísmicos para cada fuente de masa con el centro de masa desplazado. Solo se crean los casos de carga para las masas desplazadas, puesto que la masa definida por el programa por defecto (la que se supone que es la real que representa a la estructura), se enlaza automáticamente con el caso modal definido por el programa de la misma forma.

Adicionalmente, los casos no lineales no tienen alguna otra función. Se les denominó “Puente” para hacer referencia a tal función:

Figura 35

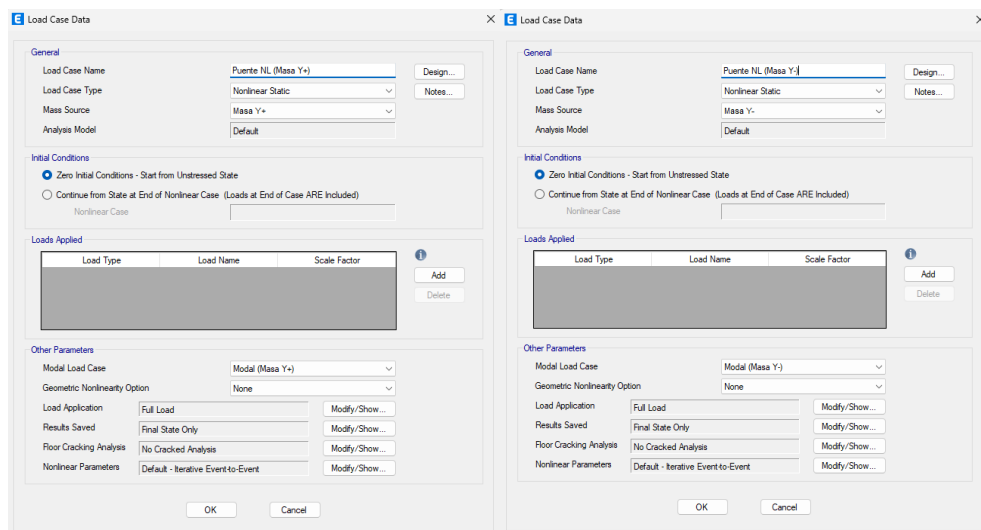
Caso no lineal para la masa desplazada en la dirección X



Nota. Elaboración propia.

Figura 36

Caso no lineal para la masa desplazada en la dirección Y



Nota. Elaboración propia.

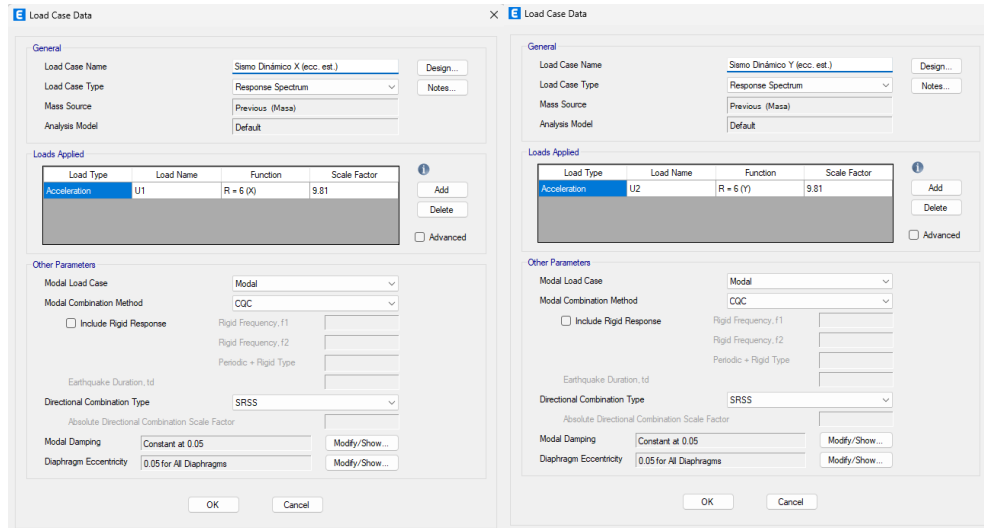
4.3.7 Casos de Carga para Sismo

Se definen 4 casos de carga sísmicas, los cuales se relacionan a los casos modales y fuentes de masa desplazadas para el efecto de la excentricidad accidental bajo enfoque dinámico. También, se crean dos casos de carga

sísmica, tanto para la dirección X como para la dirección Y, de forma convencional para analizar el efecto de la excentricidad bajo el enfoque estático.

Figura 37

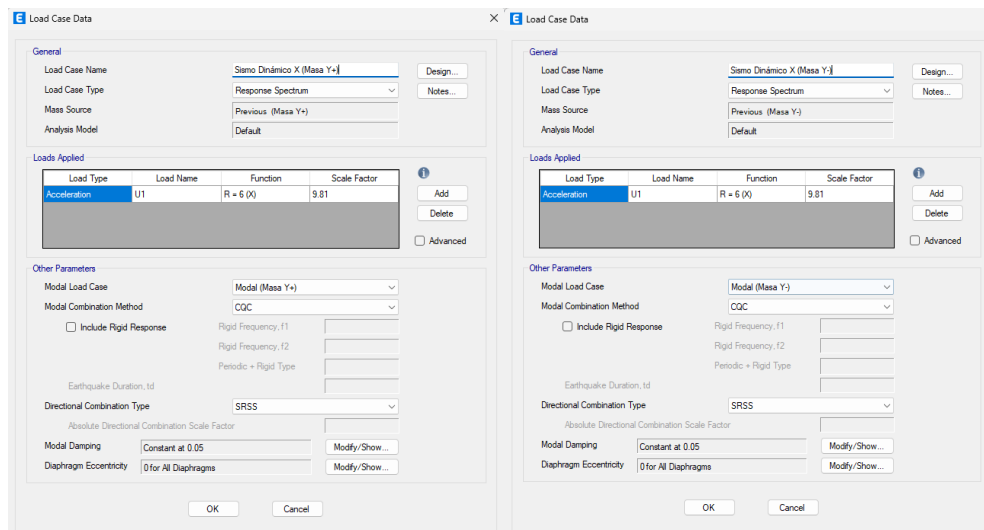
Caso de carga para el sismo dinámico X considerando el enfoque estático



Nota. Elaboración propia.

Figura 38

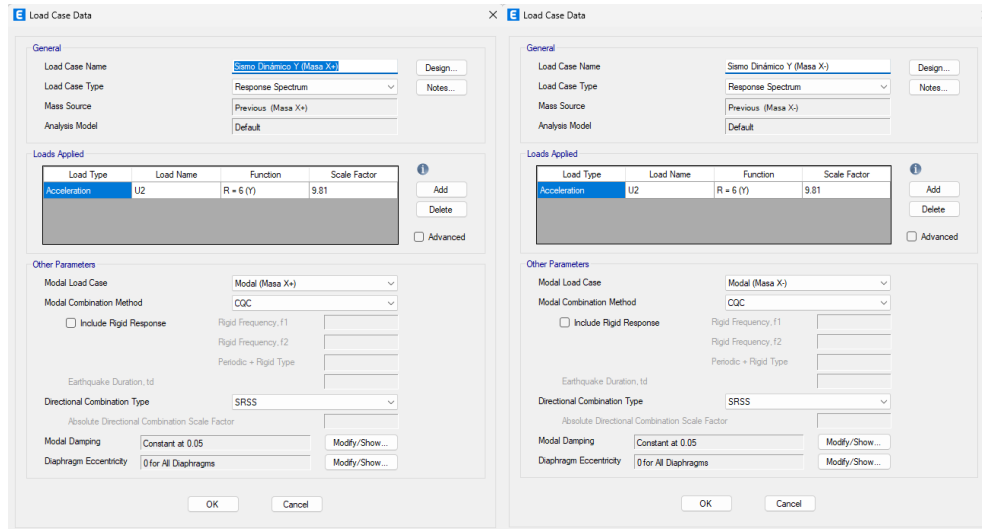
Caso de carga para el sismo dinámico X con la masa desplazada en Y



Nota. Elaboración propia.

Figura 39

Caso de carga para el sismo dinámico X con la masa desplazada en X+



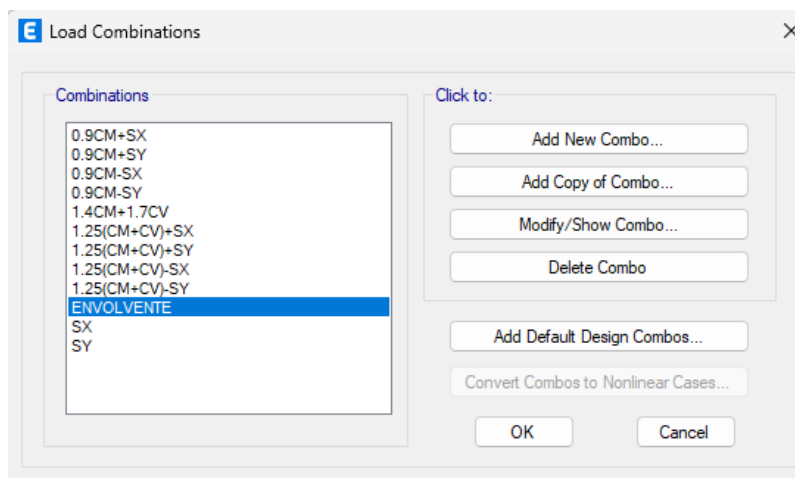
Nota. Elaboración propia.

4.3.8 Combinaciones de Carga

Para realizar el diseño estructural, se crean las combinaciones de carga en el programa, así como una envolvente que obtenga los máximos resultados de las combinaciones propuestas.

Figura 40

Combinaciones de carga para el diseño estructural



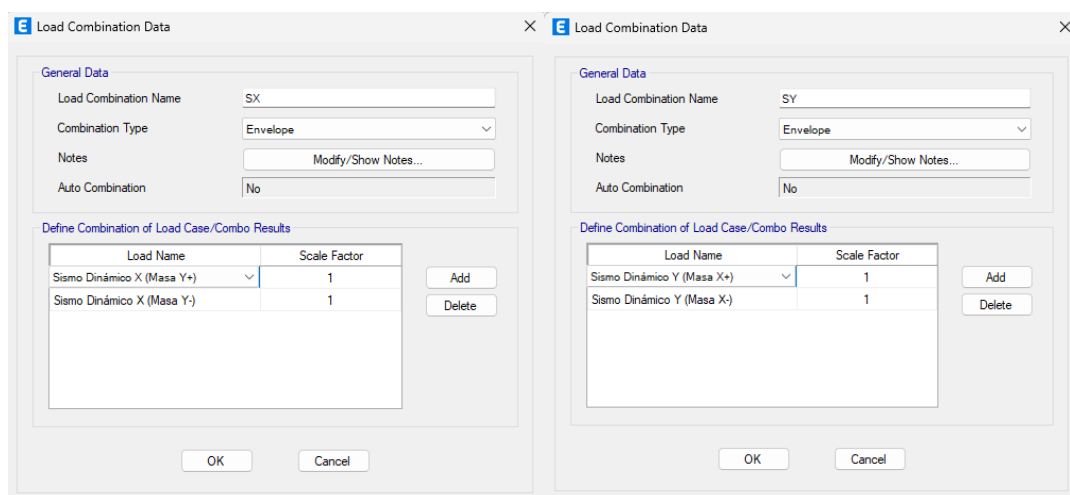
Nota. Elaboración propia.

Se puede observar en la figura anterior dos casos denominados SX y SY. Estos son los casos para sismo definidos mediante el enfoque dinámico, creados como una envolvente de los máximos resultados de 2 cargas sísmicas para una misma dirección. Estos casos de carga son incluidos en cada combinación realizada, afín de que el programa de como resultado las fuerzas máximas considerando el enfoque dinámico.

Sin embargo, de forma interna se realiza el cambio del caso sísmico de cada combinación con el caso por sismo para el enfoque estático, afín de realizar comparaciones entre los resultados del análisis estructural para cada enfoque.

Figura 41

Casos de carga sísmicos bajo enfoque dinámico para cada dirección



Nota. Se considera la envolvente de resultados para los casos creados con masa desplazada en una dirección. Elaboración propia.

4.4 Resultados del Análisis Modal Espectral

4.4.1 Periodos y Modos de Vibración

Se obtuvieron los periodos y frecuencias que dominan la estructura, de acuerdo a su modelado. Para el análisis bajo el enfoque estático, se muestran los resultados:

Tabla 20*Periodos y modos de vibración de la estructura con el CM sin desplazar*

Modo de Vibración	Periodo s	UX	UY	UZ	RX	RY	RZ
1	0.555	0.007	0.659	0.000	0.500	0.005	0.003
2	0.351	0.649	0.009	0.000	0.007	0.489	0.018
3	0.244	0.018	0.003	0.000	0.005	0.013	0.672
4	0.137	0.002	0.158	0.000	0.194	0.002	0.000
5	0.086	0.161	0.002	0.000	0.003	0.204	0.005
6	0.063	0.001	0.054	0.000	0.068	0.001	0.000
7	0.059	0.005	0.000	0.000	0.000	0.005	0.171
8	0.043	0.033	0.001	0.000	0.001	0.047	0.001
9	0.041	0.000	0.039	0.000	0.069	0.001	0.000
10	0.040	0.008	0.000	0.000	0.000	0.012	0.000
11	0.035	0.000	0.046	0.000	0.094	0.000	0.001
12	0.032	0.000	0.000	0.000	0.001	0.000	0.008

Nota. Se muestran los primeros 12 modos de vibración. Elaboración propia.

Se puede observar que los dos primeros modos son traslacionales, puesto que la masa participativa es mayor en las direcciones principales del sistema; del mismo modo, el tercer modo es rotacional. En resumen:

- Periodo principal en la dirección X: 0.351 s
- Periodo principal en la dirección Y: 0.555 s

Por el objetivo de la tesis y lo comentado en el marco teórico, al desplazar el CM en las direcciones X y Y del sistema, se obtienen 4 distintos resultados en cuanto periodos, frecuencias, desplazamientos; con los que se evaluará cada respuesta por separado:

Tabla 21*Periodos y modos de vibración de la estructura con el CM desplazado a X-*

Modo de Vibración	Periodo s	UX	UY	UZ	RX	RY	RZ
1	0.552	0.007	0.661	0.000	0.502	0.005	0.000
2	0.352	0.648	0.008	0.000	0.006	0.489	0.022
3	0.245	0.019	0.002	0.000	0.003	0.014	0.670
4	0.136	0.002	0.158	0.000	0.194	0.002	0.001
5	0.086	0.161	0.002	0.000	0.003	0.203	0.006
6	0.063	0.001	0.054	0.000	0.068	0.001	0.002
7	0.060	0.005	0.000	0.000	0.000	0.005	0.168

8	0.043	0.033	0.001	0.000	0.001	0.047	0.001
9	0.040	0.000	0.039	0.000	0.069	0.001	0.000
10	0.040	0.008	0.000	0.000	0.000	0.012	0.000
11	0.035	0.000	0.045	0.000	0.094	0.000	0.002
12	0.032	0.000	0.000	0.000	0.001	0.001	0.008

Nota. Se muestran los primeros 12 modos de vibración. Elaboración propia.

Tabla 22

Periodos y modos de vibración de la estructura con el CM desplazado a X+

Modo de Vibración	Periodo s	UX	UY	UZ	RX	RY	RZ
1	0.559	0.007	0.657	0.000	0.497	0.006	0.015
2	0.351	0.650	0.010	0.000	0.007	0.490	0.015
3	0.242	0.016	0.004	0.000	0.006	0.012	0.665
4	0.138	0.002	0.157	0.000	0.193	0.002	0.001
5	0.086	0.162	0.003	0.000	0.003	0.204	0.004
6	0.063	0.000	0.053	0.000	0.068	0.001	0.002
7	0.059	0.004	0.001	0.000	0.001	0.004	0.168
8	0.043	0.033	0.001	0.000	0.001	0.046	0.001
9	0.041	0.000	0.038	0.000	0.068	0.001	0.000
10	0.040	0.008	0.000	0.000	0.001	0.012	0.000
11	0.035	0.000	0.046	0.000	0.095	0.000	0.001
12	0.032	0.000	0.000	0.000	0.001	0.000	0.007

Nota. Se muestran los primeros 12 modos de vibración. Elaboración propia.

Tabla 23

Periodos y modos de vibración de la estructura con el CM desplazado a Y-

Modo de Vibración	Periodo s	UX	UY	UZ	RX	RY	RZ
1	0.555	0.004	0.662	0.000	0.502	0.003	0.002
2	0.347	0.669	0.005	0.000	0.003	0.504	0.008
3	0.247	0.001	0.004	0.000	0.006	0.000	0.684
4	0.137	0.001	0.158	0.000	0.195	0.001	0.000
5	0.085	0.166	0.001	0.000	0.002	0.208	0.001
6	0.063	0.000	0.054	0.000	0.069	0.000	0.000
7	0.060	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.175
8	0.042	0.032	0.000	0.000	0.001	0.044	0.000
9	0.041	0.000	0.039	0.000	0.069	0.000	0.000
10	0.039	0.012	0.000	0.000	0.000	0.017	0.000
11	0.035	0.000	0.046	0.000	0.094	0.000	0.001
12	0.032	0.000	0.000	0.000	0.001	0.000	0.009

Nota. Se muestran los primeros 12 modos de vibración. Elaboración propia.

Tabla 24*Periodos y modos de vibración de la estructura con el CM desplazado a Y+*

Modo de Vibración	Periodos	UX	UY	UZ	RX	RY	RZ
1	0.556	0.011	0.654	0.000	0.496	0.008	0.005
2	0.361	0.618	0.015	0.000	0.011	0.466	0.105
3	0.236	0.045	0.002	0.000	0.004	0.033	0.585
4	0.137	0.003	0.157	0.000	0.193	0.003	0.000
5	0.089	0.154	0.004	0.000	0.004	0.195	0.027
6	0.063	0.001	0.053	0.000	0.068	0.001	0.000
7	0.057	0.011	0.000	0.000	0.000	0.012	0.149
8	0.044	0.035	0.001	0.000	0.001	0.050	0.005
9	0.041	0.001	0.038	0.000	0.068	0.001	0.000
10	0.040	0.004	0.001	0.000	0.001	0.005	0.001
11	0.035	0.000	0.046	0.000	0.095	0.000	0.001
12	0.032	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.005

Nota. Se muestran los primeros 12 modos de vibración. Elaboración propia.

Se observan variaciones en cuanto a periodos, participación de masas respecto al análisis modal realizado sin mover el CM, no siendo considerables entre sí y siendo la variación mayor de hasta 3% en cuanto a periodos. Para el cálculo posterior de la fuerza sísmica en la base, incluso la variación no viene a ser significativa para el edificio estudiado, por el factor de zona sísmica y tipo de suelo que definen su factor C.

Para los procedimientos siguientes, tal como la obtención de la fuerza cortante estática, se toman en consideración los periodos fundamentales para las direcciones de las fuerzas sísmicas. Por ejemplo, para la fuerza sísmica en la dirección X, se toma el periodo obtenido de desplazar la masa perpendicularmente a la dirección de análisis, siendo para el caso la dirección Y.

Tabla 25*Resumen de periodos obtenidos para el CM desplazado y no desplazado*

Dirección del sismo	Desplazamiento del CM	Periodo principal
X	CM sin desplazar	0.351 s
	CM en Y -	0.347 s

	CM en Y +	0.361	s
	CM sin desplazar	0.555	s
Y	CM en X -	0.552	s
	CM en X +	0.559	s

Nota. Elaboración propia.

4.4.2 Fuerza Sísmica Estática de Base

Se toma el procedimiento para determinar la fuerza sísmica en la base obtenida del análisis estático, para luego escalar a la misma la fuerza sísmica obtenida del análisis modal espectral; por lo que, para el caso, no se realiza un análisis estático como tal. Entonces, se determinan las fuerzas cortantes en la base de acuerdo a cada caso planteado:

Tabla 26

Fuerza cortante estática para los casos del CM desplazado y no desplazado

Dirección del sismo	Desplazamiento del CM	Z	S	T _s	C/R	ZUCS/R	Peso tonf	V tonf
X	CM normal	0.45	1.00	0.351	0.417	0.281	7003.90	1969.85
	CM en Y -			0.347	0.417	0.281		1969.85
	CM en Y +			0.361	0.417	0.281		1969.85
Y	CM normal			0.555	0.257	0.173		1216.89
	CM en X -			0.552	0.259	0.175		1223.51
	CM en X +			0.559	0.256	0.173		1208.19

Nota. Elaboración propia.

Las diferencias entre las fuerzas para el caso del sismo dinámico Y, se debe a la variación del periodo. No se observan variaciones entre las fuerzas cortantes para el sismo dinámico X, porque el periodo obtenido sigue siendo inferior al T_p que se definió con el perfil de suelo definido también la zona donde se asienta el edificio, situación que no ocurre con los periodos del caso de sismo dinámico Y.

4.4.3 Verificación de Distorsiones de Piso

Para la verificación de las distorsiones de piso, debido a que el material predominante es el concreto armado, la distorsión máxima de piso es 0.007.

Considerando una estructura regular y el factor de reducción para muros estructurales (6) en la dirección X, y para sistemas duales (7) en la dirección Y, el factor de multiplicación resulta:

- En la dirección X: 4.50
- En la dirección Y: 5.25

Luego de definirse los casos de carga dinámicos en el programa tanto para los que tienen el centro de masa desplazados y el caso sin desplazar, se extraen los resultados del análisis. Se muestra a continuación:

Tabla 27

Distorsiones de piso en la dirección X para el CM sin desplazar

NIVEL	Δ_{absoluto} m	Δ_{relativo} m	h_{piso} m	$\Delta_{\text{elástico}}$	$\Delta_{\text{inelástico}}$	Verificación
PISO 6	0.0158	0.0027	3.50	0.0008	0.0035	<i>Distorsión menor</i>
PISO 5	0.0131	0.0029	3.50	0.0008	0.0037	<i>Distorsión menor</i>
PISO 4	0.0102	0.0029	3.50	0.0008	0.0038	<i>Distorsión menor</i>
PISO 3	0.0073	0.0028	3.50	0.0008	0.0036	<i>Distorsión menor</i>
PISO 2	0.0045	0.0025	3.50	0.0007	0.0032	<i>Distorsión menor</i>
PISO 1	0.0020	0.0020	3.80	0.0005	0.0024	<i>Distorsión menor</i>

Nota. Elaboración propia.

Tabla 28

Distorsiones de piso en la dirección Y para el CM sin desplazar

NIVEL	Δ_{absoluto} m	Δ_{relativo} m	h_{piso} m	$\Delta_{\text{elástico}}$	$\Delta_{\text{inelástico}}$	Verificación
PISO 6	0.0202	0.0034	3.50	0.0010	0.0051	<i>Distorsión menor</i>
PISO 5	0.0168	0.0037	3.50	0.0010	0.0055	<i>Distorsión menor</i>
PISO 4	0.0131	0.0038	3.50	0.0011	0.0057	<i>Distorsión menor</i>
PISO 3	0.0093	0.0037	3.50	0.0011	0.0055	<i>Distorsión menor</i>
PISO 2	0.0056	0.0032	3.50	0.0009	0.0048	<i>Distorsión menor</i>
PISO 1	0.0024	0.0024	3.80	0.0006	0.0033	<i>Distorsión menor</i>

Nota. Elaboración propia.

Para el análisis del caso de carga de sismo definido bajo enfoque estático, se observa distorsiones menores en la dirección X, sin superar el valor de 0.004. De acuerdo con la norma peruana, al ser mayores que la mitad de la distorsión

máxima propuesta por la norma, es necesario verificar la irregularidad por torsión. Para la dirección Y, se observan distorsiones mayores, sin superar el valor de 0.006.

A continuación, se muestran las distorsiones de piso obtenidas para los casos de sismo agregados bajo el enfoque dinámico.

Tabla 29

Distorsiones de piso en la dirección X para el CM desplazado en Y-

NIVEL	Δ_{absoluto} m	Δ_{relativo} m	h_{piso} m	$\Delta_{\text{elástico}}$	$\Delta_{\text{inelástico}}$	Verificación
PISO 6	0.0123	0.0021	3.50	0.0006	0.0027	<i>Distorsión menor</i>
PISO 5	0.0102	0.0022	3.50	0.0006	0.0029	<i>Distorsión menor</i>
PISO 4	0.0080	0.0023	3.50	0.0007	0.0029	<i>Distorsión menor</i>
PISO 3	0.0057	0.0022	3.50	0.0006	0.0028	<i>Distorsión menor</i>
PISO 2	0.0035	0.0019	3.50	0.0005	0.0025	<i>Distorsión menor</i>
PISO 1	0.0016	0.0016	3.80	0.0004	0.0019	<i>Distorsión menor</i>

Nota. Elaboración propia.

Tabla 30

Distorsiones de piso en la dirección X para el CM desplazado en Y+

NIVEL	Δ_{absoluto} m	Δ_{relativo} m	h_{piso} m	$\Delta_{\text{elástico}}$	$\Delta_{\text{inelástico}}$	Verificación
PISO 6	0.0159	0.0027	3.50	0.0008	0.0035	<i>Distorsión menor</i>
PISO 5	0.0131	0.0029	3.50	0.0008	0.0037	<i>Distorsión menor</i>
PISO 4	0.0102	0.0029	3.50	0.0008	0.0038	<i>Distorsión menor</i>
PISO 3	0.0073	0.0028	3.50	0.0008	0.0036	<i>Distorsión menor</i>
PISO 2	0.0045	0.0025	3.50	0.0007	0.0032	<i>Distorsión menor</i>
PISO 1	0.0020	0.0020	3.80	0.0005	0.0024	<i>Distorsión menor</i>

Nota. Elaboración propia.

Tabla 31

Distorsiones de piso en la dirección Y para el CM desplazado en X-

NIVEL	Δ_{absoluto} m	Δ_{relativo} m	h_{piso} m	$\Delta_{\text{elástico}}$	$\Delta_{\text{inelástico}}$	Verificación
PISO 6	0.0198	0.0033	3.50	0.0010	0.0050	<i>Distorsión menor</i>
PISO 5	0.0164	0.0036	3.50	0.0010	0.0054	<i>Distorsión menor</i>
PISO 4	0.0128	0.0037	3.50	0.0011	0.0056	<i>Distorsión menor</i>

PISO 3	0.0091	0.0036	3.50	0.0010	0.0054	<i>Distorsión menor</i>
PISO 2	0.0055	0.0031	3.50	0.0009	0.0047	<i>Distorsión menor</i>
PISO 1	0.0024	0.0024	3.80	0.0006	0.0033	<i>Distorsión menor</i>

Nota. Elaboración propia.

Tabla 32

Distorsiones de piso en la dirección Y para el CM desplazado en X+

NIVEL	Δ_{absoluto} m	Δ_{relativo} m	h_{piso} m	$\Delta_{\text{elástico}}$	$\Delta_{\text{inelástico}}$	Verificación
PISO 6	0.0201	0.0034	3.50	0.0010	0.0051	<i>Distorsión menor</i>
PISO 5	0.0167	0.0036	3.50	0.0010	0.0055	<i>Distorsión menor</i>
PISO 4	0.0130	0.0038	3.50	0.0011	0.0057	<i>Distorsión menor</i>
PISO 3	0.0093	0.0037	3.50	0.0010	0.0055	<i>Distorsión menor</i>
PISO 2	0.0056	0.0032	3.50	0.0009	0.0048	<i>Distorsión menor</i>
PISO 1	0.0024	0.0024	3.80	0.0006	0.0033	<i>Distorsión menor</i>

Nota. Elaboración propia.

No hay diferencias significativas entre lo obtenido por este enfoque y el otro. Para la dirección X, las distorsiones obtenidas por el enfoque estático y con el CM desplazado en Y+ son prácticamente iguales, con una diferencia despreciable; y siendo distintos los resultados obtenidos con el CM desplazado en Y-, estos resultados siendo inclusive menores a los anteriores.

De la misma forma, para la dirección Y, las distorsiones obtenidas por el enfoque estático y el CM desplazado a X+ son muy similares; salvo para el caso con el CM desplazado a X-, del cual se obtienen distorsiones menores a las anteriores.

4.4.4 Verificación del Sistema Estructural

Se realizó la siguiente mediante la verificación de la fuerza cortante por sismo que recibe cada elemento vertical (columnas y muros estructurales) en la primera planta.

El sistema estructural para la dirección X se define como sistema de muros estructurales y para la dirección Y se define como sistema dual tipo I. Para la

dirección X, el aporte de los muros se contabiliza con el valor de 89.41%, y para la dirección Y, el valor es 79.70%. El procedimiento se muestra en los Anexos.

4.4.5 Verificación de Irregularidades

La verificación como tal se encuentra en los Anexos, excepto para las irregularidades geométricas, tanto en planta como en altura.

De acuerdo a las irregularidades definidas por la norma en altura:

- La edificación no presenta irregularidad de rigidez, se mantiene la distribución de los elementos verticales en toda la altura de la edificación.
- La edificación no presenta irregularidad extrema de rigidez, por la misma razón anterior.
- La edificación no presenta irregularidad de resistencia, no hay mucha variación entre las fuerzas de entrepiso, gracias también a la continuidad de los elementos verticales.
- La edificación no presenta irregularidad extrema de resistencia por la misma razón anterior.
- La edificación no presenta irregularidad de masa, no existe diferencias apreciables en cuanto a las cargas aplicadas en piso a piso, así como las masas de los elementos, puesto que se distribuyen de forma similar en los siguientes niveles.
- La edificación no presenta irregularidad geométrica vertical, todos los elementos resistentes verticales son continuos en toda la altura, sin presentar discontinuidades abruptas en su extensión.
- La edificación no presenta irregularidad por discontinuidad en sistemas resistentes, no se ha contemplado la reducción de la sección en los elementos verticales resistentes.
- La edificación no presenta irregularidad extrema por discontinuidad en sistemas resistentes, por la misma razón anterior.

De acuerdo a lo anterior, el factor de irregularidad en altura I_a , se define como 1.00. Del mismo modo, se describen las irregularidades citadas por la norma en planta, salvo las irregularidades por torsión, las cuales son analizadas por separado. Entonces:

- La edificación no presenta irregularidad por esquinas entrantes, la misma es rectangular en toda su planta.
- La edificación no presenta irregularidad por discontinuidad de diafragma, se consideró la continuidad de las losas en toda la planta de los techos y pisos para el análisis.
- La edificación no presenta irregularidad por sistemas no paralelos, los elementos estructurales dispuestos son paralelos a las fuerzas laterales.

De acuerdo a lo anterior, por lo pronto se puede decir que el factor de irregularidad en planta I_p toma el valor de 1.00.

Debido a lo indicado en el reglamento, respecto a las restricciones de regularidad para edificaciones; para la edificación que se encuentra en la zona 4 y es de tipo A, no se permiten irregularidades. Es decir, si se diera con alguna irregularidad, se tendría que optar por reestructurar la edificación para salvar tal problema. Lo anterior se termina de verificar en la siguiente parte.

4.4.6 Verificación de la Torsión

Del programa, tanto para la aplicación del enfoque estático y el enfoque dinámico, se muestra la relación entre desplazamientos relativos máximo y promedio para cuantificar el valor de la irregularidad torsional según la norma.

Tabla 33

Verificación de la irregularidad torsional para la dirección X bajo enfoque estático

Piso	Caso de Carga Sismo	Máx Δ m	Avg Δ m	Relación
Piso 6	Sismo Dinámico X (ecc. est.)	0.00274	0.00229	1.195
Piso 5	Sismo Dinámico X (ecc. est.)	0.00291	0.00243	1.195
Piso 4	Sismo Dinámico X (ecc. est.)	0.00294	0.00246	1.194

Piso 3	Sismo Dinámico X (ecc. est.)	0.00281	0.00235	1.195
Piso 2	Sismo Dinámico X (ecc. est.)	0.00247	0.00206	1.198
Piso 1	Sismo Dinámico X (ecc. est.)	0.002024	0.001649	1.228

Nota. Elaboración propia.

Tabla 34

Verificación de la irregularidad torsional para la dirección Y bajo enfoque estático

Piso	Caso de Carga Sismo	Máx Δ m	Avg Δ m	Relación
Piso 6	Sismo Dinámico Y (ecc. est.)	0.00344	0.00323	1.065
Piso 5	Sismo Dinámico Y (ecc. est.)	0.00371	0.00348	1.065
Piso 4	Sismo Dinámico Y (ecc. est.)	0.00382	0.00359	1.065
Piso 3	Sismo Dinámico Y (ecc. est.)	0.00370	0.00347	1.066
Piso 2	Sismo Dinámico Y (ecc. est.)	0.00322	0.00301	1.068
Piso 1	Sismo Dinámico Y (ecc. est.)	0.002424	0.002207	1.098

Nota. Elaboración propia.

De la forma convencional, se obtienen los resultados para el enfoque estático. Las relaciones entre desplazamientos relativos son inferiores al valor máximo indicado por la norma peruana para calificar la irregularidad torsional, 1.30. También se observan valores mayores a la unidad, indicando que existe cierta irregularidad torsional, la cual según los valores dados no es suficiente para castigar la estructura con el factor R reducido. Para la dirección Y, se obtienen resultados mínimos de irregularidad.

Sin embargo, como se comentó, la norma peruana no contempla el análisis bajo este enfoque, no lo menciona; salvo el procedimiento de la ubicación del CM que resulta ser el enfoque dinámico en otras palabras.

Por otro lado, al evaluar la edificación bajo el enfoque dinámico se obtiene lo siguiente:

Tabla 35*Irregularidad torsional en la dirección X con el CM desplazado a Y-*

Piso	Caso de Carga Sismo	Máx Δ m	Avg Δ m	Relación
Piso 6	Sismo Dinámico X (Masa Y-)	0.00213	0.00208	1.022
Piso 5	Sismo Dinámico X (Masa Y-)	0.00226	0.00221	1.023
Piso 4	Sismo Dinámico X (Masa Y-)	0.00229	0.00224	1.023
Piso 3	Sismo Dinámico X (Masa Y-)	0.00219	0.00214	1.024
Piso 2	Sismo Dinámico X (Masa Y-)	0.00192	0.00187	1.028
Piso 1	Sismo Dinámico X (Masa Y-)	0.001581	0.001396	1.132

Nota. Elaboración propia.**Tabla 36***Irregularidad torsional en la dirección X con el CM desplazado a Y+*

Piso	Caso de Carga Sismo	Máx Δ m	Avg Δ m	Relación
Piso 6	Sismo Dinámico X (Masa Y+)	0.00275	0.00204	1.346
Piso 5	Sismo Dinámico X (Masa Y+)	0.00292	0.00217	1.345
Piso 4	Sismo Dinámico X (Masa Y+)	0.00295	0.00220	1.343
Piso 3	Sismo Dinámico X (Masa Y+)	0.00282	0.00210	1.342
Piso 2	Sismo Dinámico X (Masa Y+)	0.00247	0.00184	1.344
Piso 1	Sismo Dinámico X (Masa Y+)	0.002029	0.001484	1.367

Nota. Elaboración propia.**Tabla 37***Irregularidad torsional en la dirección Y con el CM desplazado a X-*

Piso	Caso de Carga Sismo	Máx Δ m	Avg Δ m	Relación
Piso 6	Sismo Dinámico Y (Masa X-)	0.00337	0.00321	1.050
Piso 5	Sismo Dinámico Y (Masa X-)	0.00363	0.00346	1.050
Piso 4	Sismo Dinámico Y (Masa X-)	0.00375	0.00357	1.050
Piso 3	Sismo Dinámico Y (Masa X-)	0.00363	0.00345	1.051
Piso 2	Sismo Dinámico Y (Masa X-)	0.00315	0.00299	1.053
Piso 1	Sismo Dinámico Y (Masa X-)	0.002363	0.002165	1.091

Nota. Elaboración propia.

Tabla 38*Irregularidad torsional en la dirección Y con el CM desplazado a X+*

Piso	Caso de Carga Sismo	Máx Δ m	Avg Δ m	Relación
Piso 6	Sismo Dinámico Y (Masa X+)	0.00342	0.00318	1.073
Piso 5	Sismo Dinámico Y (Masa X+)	0.00368	0.00343	1.072
Piso 4	Sismo Dinámico Y (Masa X+)	0.00380	0.00354	1.072
Piso 3	Sismo Dinámico Y (Masa X+)	0.00367	0.00342	1.073
Piso 2	Sismo Dinámico Y (Masa X+)	0.00320	0.00297	1.075
Piso 1	Sismo Dinámico Y (Masa X+)	0.002407	0.002191	1.099

Nota. Elaboración propia.

Para la dirección Y, los resultados no varían considerablemente comparado con lo obtenido por el otro enfoque, aún es válido considerar que no hay irregularidad en esa dirección.

Para la dirección X, se observa que las relaciones son superiores al límite permitido por la norma peruana, con el valor de 1.367 como máximo para el CM desplazado a Y+. Para la ASCE, también sobrepasa el límite para no considerar irregularidad torsional, que es 1.20. Para el CM desplazado a Y- los valores son menores incluso a los encontrados por el enfoque estático. Se mencionó que para la dirección Y+ se obtendrían mayores valores que para la otra dirección; esto sucede porque en la dirección Y+ la excentricidad accidental aumenta el valor de la excentricidad natural.

En resumen, para la verificación hecha por el enfoque estático, se encuentra un valor máximo de la relación entre desplazamientos relativos de 1.228. Tal valor es suficiente según la ASCE para considerar irregularidad por torsión y realizar la amplificación de la excentricidad accidental, mas insuficiente para el mismo fin según la norma peruana. Cabe recordar que la norma, para un análisis modal espectral, no considera el enfoque estático, solo la localización calculada del centro de masas.

Para la verificación hecha por el enfoque dinámico, se observa que la edificación es irregular torsionalmente, por la relación de desplazamientos relativos de 1.37. Para la situación, no es necesario realizar la amplificación de la excentricidad accidental. Sin embargo, para el tipo de uso y perfil del suelo, la estructura requiere una reestructuración, puesto que se ha definido que no se permiten irregularidades para la misma.

Uno de los objetivos de la tesis es realizar la comparación de resultados entre ambos enfoques y su influencia en el análisis y diseño estructural de la edificación planteada. Sin embargo, al realizar la reestructuración del edificio, ya no sería posible compararla con los resultados originales para el enfoque estático original, puesto que sería un edificio distinto. Se propone entonces lo siguiente:

- Para las verificaciones hechas bajo el enfoque estático originalmente, no se realizará la amplificación de la excentricidad accidental y se considera el límite establecido por la norma peruana. Cabe resaltar que, a pesar de que la norma peruana no contempla en su contenido la inclusión de la excentricidad bajo el enfoque estático, se realiza la misma por efectos de tesis.
- Para las verificaciones hechas bajo el enfoque dinámico originalmente, no se realizará la reestructuración de la planta, esto para comparar lo obtenido por las dos situaciones anteriores. A pesar de que el procedimiento si es mencionado por la norma, por la restricción es que no se considerarán sus resultados para el diseño estructural válido.
- Se propone finalmente el cambio de la estructura para salvar la irregularidad torsional. Del nuevo edificio, se realiza finalmente el diseño estructural válido para la tesis, de los elementos resistentes.

Con “válido” se hace referencia al diseño estructural final después de la ejecución de los análisis y verificaciones. Se enfatiza el término puesto que se realizará la obtención de fuerzas y momentos predominantes para los 3 casos planteados;

sin embargo, el diseño estructural como tal, se realizará para la estructura modificada en base a lo mostrado.

4.5 Verificación del Nuevo Modelo

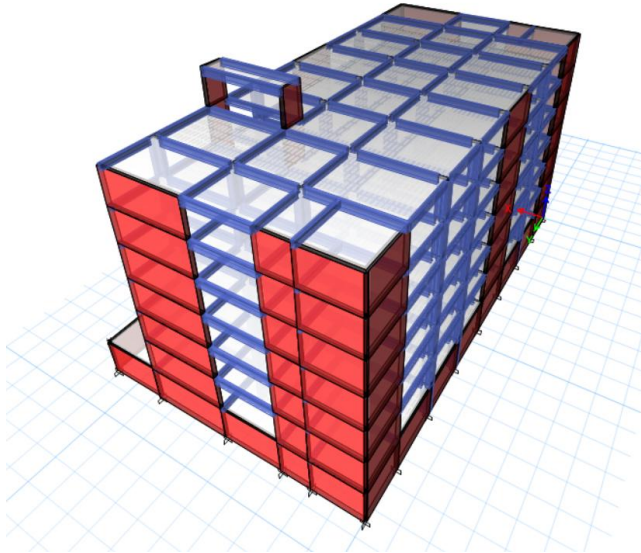
Con el fin de corregir la irregularidad torsional encontrada mediante el enfoque dinámico para el edificio propuesto, se propone la modificación del mismo. La variación realizada fue desplazar el muro horizontal del muro CEE hacia el extremo derecho, afín de rigidizar completamente los extremos superiores de la planta. También se crearon dos muros de 6 m de largo en la dirección Y entre los ejes 4 y 5 de la planta; por último se aumentó el espesor de los muros a 40 cm. Sin embargo, aumentar los muros cambia el sistema estructural; de dual pasa a ser de muros estructurales según la verificación de las fuerzas laterales tomadas por los elementos verticales.

Respecto a las vigas, se modificaron las dimensiones a las de 30 x 60 cm a 35 cm x 65 cm, para que puedan diseñarse a flexión sin necesitar acero a compresión, debido a los altos momentos flectores en la dirección.

Luego, se mantuvieron el resto de características del edificio. También, para el nuevo edificio, se realizó solamente el análisis considerando el enfoque dinámico, puesto que realmente es el que la norma describe para realizar al considerar el efecto de la excentricidad accidental.

Figura 42

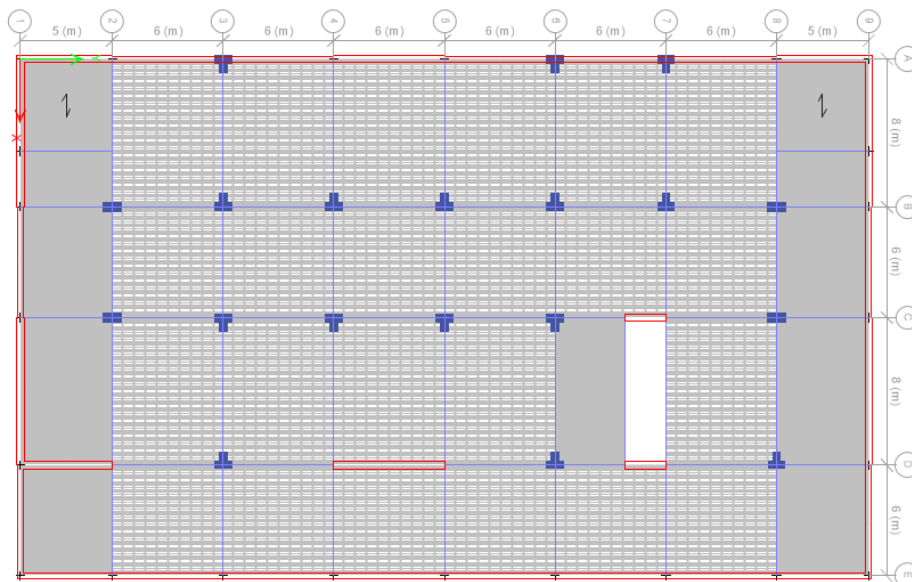
Modelo estructural modificado de la edificación en el programa



Nota. Elaboración propia.

Figura 43

Vista en planta del nuevo modelo estructural



Nota. Elaboración propia.

Periodos y modos de vibración

Tabla 39

Periodos, modos de vibración de la nueva estructura con el CM sin desplazar

Modo de Vibración	Periodos	UX	UY	UZ	RX	RY	RZ
1	0.451	0.015	0.649	0.000	0.494	0.012	0.004
2	0.334	0.639	0.019	0.000	0.013	0.502	0.008
3	0.216	0.011	0.004	0.000	0.005	0.005	0.677
4	0.117	0.006	0.001	0.000	0.002	0.006	0.003
5	0.108	0.002	0.162	0.000	0.195	0.001	0.000
6	0.078	0.160	0.003	0.000	0.004	0.181	0.001
7	0.051	0.002	0.004	0.000	0.004	0.002	0.166
8	0.050	0.000	0.050	0.000	0.068	0.000	0.009
9	0.039	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.001
10	0.039	0.002	0.016	0.000	0.027	0.003	0.001
11	0.037	0.042	0.003	0.000	0.004	0.055	0.001
12	0.034	0.000	0.048	0.000	0.100	0.000	0.000

Nota. Se muestran los primeros 12 modos de vibración. Elaboración propia.

Se puede observar que el periodo para el modo fundamental en la dirección Y respecto al edificio original ha disminuido. Esto es debido al aumento de muros estructurales en esa dirección, aumentando así la rigidez en tal sentido. El aumento del espesor de los muros en el sentido X logró también que el periodo en tal dirección disminuya. Se observa que los primeros dos modos son traslacionales en las direcciones principales del sistema. Se tiene:

- Periodo principal en la dirección X: 0.334 s
- Periodo principal en la dirección Y: 0.451 s

Se muestra también los periodos obtenidos mediante el proceso del desplazamiento de masas en las 4 direcciones del sistema:

Tabla 40*Periodos, modos de vibración de la nueva estructura con el CM desplazado a X-*

Modo de Vibración	Periodo s	UX	UY	UZ	RX	RY	RZ
1	0.448	0.015	0.652	0.000	0.496	0.012	0.000
2	0.334	0.638	0.017	0.000	0.012	0.502	0.011
3	0.217	0.012	0.002	0.000	0.003	0.006	0.677
4	0.117	0.006	0.001	0.000	0.002	0.006	0.002
5	0.108	0.002	0.163	0.000	0.196	0.002	0.001
6	0.078	0.160	0.003	0.000	0.004	0.181	0.002
7	0.051	0.002	0.004	0.000	0.004	0.003	0.165
8	0.050	0.000	0.050	0.000	0.068	0.000	0.009
9	0.039	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.001
10	0.039	0.002	0.016	0.000	0.026	0.003	0.002
11	0.037	0.042	0.003	0.000	0.004	0.055	0.001
12	0.034	0.000	0.048	0.000	0.100	0.000	0.000

Nota. Se muestran los primeros 12 modos de vibración. Elaboración propia.

Tabla 41*Periodos, modos de vibración de la nueva estructura con el CM desplazado a X+*

Modo de Vibración	Periodo s	UX	UY	UZ	RX	RY	RZ
1	0.454	0.016	0.646	0.000	0.491	0.013	0.017
2	0.333	0.639	0.019	0.000	0.014	0.502	0.005
3	0.215	0.010	0.006	0.000	0.007	0.005	0.667
4	0.117	0.006	0.002	0.000	0.003	0.007	0.003
5	0.109	0.002	0.161	0.000	0.194	0.001	0.002
6	0.078	0.160	0.003	0.000	0.004	0.182	0.001
7	0.050	0.001	0.000	0.000	0.000	0.002	0.173
8	0.050	0.001	0.054	0.000	0.072	0.001	0.000
9	0.039	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.001
10	0.039	0.002	0.016	0.000	0.027	0.003	0.000
11	0.037	0.042	0.003	0.000	0.005	0.056	0.000
12	0.034	0.000	0.048	0.000	0.100	0.000	0.000

Nota. Se muestran los primeros 12 modos de vibración. Elaboración propia.

Tabla 42*Periodos, modos de vibración de la nueva estructura con el CM desplazado a Y-*

Modo de Vibración	Periodo s	UX	UY	UZ	RX	RY	RZ
1	0.450	0.010	0.656	0.000	0.498	0.008	0.002
2	0.331	0.654	0.011	0.000	0.007	0.511	0.011
3	0.218	0.001	0.005	0.000	0.006	0.000	0.678
4	0.117	0.006	0.001	0.000	0.002	0.006	0.003

5	0.108	0.001	0.163	0.000	0.196	0.001	0.000
6	0.077	0.162	0.002	0.000	0.003	0.185	0.004
7	0.051	0.000	0.004	0.000	0.005	0.000	0.164
8	0.050	0.000	0.050	0.000	0.068	0.000	0.008
9	0.039	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.001
10	0.039	0.002	0.016	0.000	0.027	0.003	0.002
11	0.037	0.042	0.002	0.000	0.004	0.055	0.000
12	0.034	0.000	0.048	0.000	0.100	0.000	0.000

Nota. Se muestran los primeros 12 modos de vibración. Elaboración propia.

Tabla 43

Periodos, modos de vibración de la nueva estructura con el CM desplazado a Y+

Modo de Vibración	Periodos	UX	UY	UZ	RX	RY	RZ
1	0.452	0.023	0.640	0.000	0.487	0.019	0.008
2	0.340	0.613	0.029	0.000	0.021	0.483	0.069
3	0.211	0.028	0.003	0.000	0.004	0.018	0.612
4	0.117	0.007	0.002	0.000	0.002	0.007	0.003
5	0.108	0.003	0.160	0.000	0.193	0.002	0.000
6	0.079	0.155	0.005	0.000	0.006	0.174	0.016
7	0.050	0.004	0.042	0.000	0.054	0.005	0.036
8	0.050	0.002	0.012	0.000	0.018	0.003	0.123
9	0.039	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.001
10	0.039	0.005	0.014	0.000	0.024	0.006	0.000
11	0.038	0.038	0.005	0.000	0.007	0.050	0.005
12	0.034	0.000	0.048	0.000	0.100	0.000	0.000

Nota. Se muestran los primeros 12 modos de vibración. Elaboración propia.

Así como en el primer proceso, se observa variaciones mínimas en los periodos obtenidos del enfoque dinámico respecto al caso modal para el centro de masas sin desplazar.

Para el cálculo de la fuerza cortante estática, se toman los periodos principales para cada caso modal, relacionados a cada estructura con el centro de masas desplazado:

Tabla 44

Resumen de los periodos obtenidos para los casos del CM desplazado y no desplazado de la nueva estructura

Dirección del sismo	Desplazamiento del CM	Periodo principal	
X	CM normal	0.334	s
	CM en Y -	0.331	s
	CM en Y +	0.340	s
Y	CM normal	0.451	s
	CM en X -	0.448	s
	CM en X +	0.454	s

Nota. Elaboración propia.

Fuerza sísmica estática en la base

Del mismo modo anterior, se calculan las cortantes estáticas para el nuevo modelo:

Tabla 45

Cálculo de fuerza cortante estática para los casos del CM desplazado

Dirección del sismo	Desplazamiento del CM	Z	S	T _s	C/R	ZUCS/R	Peso tonf	V tonf
X	CM normal	0.45	1.00	0.334	0.417	0.281	7343.02	2065.23
	CM en Y -			0.331	0.417	0.281		2065.23
	CM en Y +			0.340	0.417	0.281		2065.23
Y	CM normal	0.45	1.00	0.451	0.370	0.249	7343.02	1831.69
	CM en X -			0.448	0.372	0.251		1843.95
	CM en X +			0.454	0.367	0.248		1819.58

Nota. Elaboración propia.

Se observa un notable crecimiento en la fuerza sísmica en la dirección Y respecto al edificio original, producto del aumento de muros estructurales en tal dirección. La diferencia respecto a la dirección X en cuanto a fuerzas estáticas es despreciable.

Verificación de distorsiones de piso.

Se calcularon las distorsiones de piso mediante el programa. Se considera el sistema de muros estructurales en ambas direcciones y la estructura regular (puesto que por el tipo se sabe que no se permiten irregularidades y por la reestructuración es que se busca tal efecto), por lo que el factor para desplazamientos laterales se define:

- Para X como 0.75R, siendo 4.50
- Para Y como 0.75R, siendo 4.50

Tabla 46

Distorsiones en la dirección X para el CM sin desplazar del nuevo edificio

NIVEL	Δ_{absoluto} m	Δ_{relativo} m	h_{piso} m	$\Delta_{\text{elástico}}$	$\Delta_{\text{inelástico}}$	Verificación
PISO 6	0.0135	0.0025	3.50	0.0007	0.0032	<i>Distorsión menor</i>
PISO 5	0.0110	0.0026	3.50	0.0007	0.0033	<i>Distorsión menor</i>
PISO 4	0.0084	0.0026	3.50	0.0007	0.0033	<i>Distorsión menor</i>
PISO 3	0.0059	0.0024	3.50	0.0007	0.0031	<i>Distorsión menor</i>
PISO 2	0.0035	0.0020	3.50	0.0006	0.0026	<i>Distorsión menor</i>
PISO 1	0.0014	0.0014	3.80	0.0004	0.0017	<i>Distorsión menor</i>

Nota. Elaboración propia.

Tabla 47

Distorsiones en la dirección Y para el CM sin desplazar del nuevo edificio

NIVEL	Δ_{absoluto} m	Δ_{relativo} m	h_{piso} m	$\Delta_{\text{elástico}}$	$\Delta_{\text{inelástico}}$	Verificación
PISO 6	0.0135	0.0025	3.50	0.0007	0.0032	<i>Distorsión menor</i>
PISO 5	0.0110	0.0026	3.50	0.0007	0.0033	<i>Distorsión menor</i>
PISO 4	0.0084	0.0026	3.50	0.0007	0.0033	<i>Distorsión menor</i>
PISO 3	0.0059	0.0024	3.50	0.0007	0.0031	<i>Distorsión menor</i>
PISO 2	0.0035	0.0020	3.50	0.0006	0.0026	<i>Distorsión menor</i>
PISO 1	0.0014	0.0014	3.80	0.0004	0.0017	<i>Distorsión menor</i>

Nota. Elaboración propia.

Se observan desplazamientos y distorsiones ligeramente menores a las obtenidas para el edificio antiguo, coincidentemente. Así mismo, las distorsiones

para ambas direcciones son menores al límite dado por la norma para estructuras de concreto armado. De forma complementaria, se muestran las distorsiones de piso obtenidas para los casos de sismo bajo el enfoque dinámico.

Tabla 48

Distorsiones en la dirección X para el CM desplazado en Y- del nuevo edificio

NIVEL	Δ_{absoluto} m	Δ_{relativo} m	h_{piso} m	$\Delta_{\text{elástico}}$	$\Delta_{\text{inelástico}}$	Verificación
PISO 6	0.0110	0.0020	3.50	0.0006	0.0026	<i>Distorsión menor</i>
PISO 5	0.0090	0.0021	3.50	0.0006	0.0027	<i>Distorsión menor</i>
PISO 4	0.0069	0.0021	3.50	0.0006	0.0027	<i>Distorsión menor</i>
PISO 3	0.0048	0.0019	3.50	0.0005	0.0025	<i>Distorsión menor</i>
PISO 2	0.0029	0.0017	3.50	0.0005	0.0021	<i>Distorsión menor</i>
PISO 1	0.0013	0.0013	3.80	0.0003	0.0015	<i>Distorsión menor</i>

Nota. Elaboración propia.

Tabla 49

Distorsiones en la dirección X para el CM desplazado en Y+ del nuevo edificio

NIVEL	Δ_{absoluto} m	Δ_{relativo} m	h_{piso} m	$\Delta_{\text{elástico}}$	$\Delta_{\text{inelástico}}$	Verificación
PISO 6	0.0134	0.0025	3.50	0.0007	0.0032	<i>Distorsión menor</i>
PISO 5	0.0110	0.0026	3.50	0.0007	0.0033	<i>Distorsión menor</i>
PISO 4	0.0084	0.0026	3.50	0.0007	0.0033	<i>Distorsión menor</i>
PISO 3	0.0059	0.0024	3.50	0.0007	0.0031	<i>Distorsión menor</i>
PISO 2	0.0035	0.0020	3.50	0.0006	0.0026	<i>Distorsión menor</i>
PISO 1	0.0014	0.0014	3.80	0.0004	0.0017	<i>Distorsión menor</i>

Nota. Elaboración propia.

Tabla 50

Distorsiones en la dirección Y para el CM desplazado en X- del nuevo edificio

NIVEL	Δ_{absoluto} m	Δ_{relativo} m	h_{piso} m	$\Delta_{\text{elástico}}$	$\Delta_{\text{inelástico}}$	Verificación
PISO 6	0.0188	0.0033	3.50	0.0009	0.0042	<i>Distorsión menor</i>
PISO 5	0.0155	0.0035	3.50	0.0010	0.0045	<i>Distorsión menor</i>
PISO 4	0.0120	0.0035	3.50	0.0010	0.0046	<i>Distorsión menor</i>
PISO 3	0.0085	0.0034	3.50	0.0010	0.0044	<i>Distorsión menor</i>
PISO 2	0.0051	0.0029	3.50	0.0008	0.0037	<i>Distorsión menor</i>

PISO 1	0.0022	0.0022	3.80	0.0006	0.0026	<i>Distorsión menor</i>
--------	--------	--------	------	--------	--------	-------------------------

Nota. Elaboración propia.

Tabla 51

Distorsiones en la dirección Y para el CM desplazado en X+ del nuevo edificio

NIVEL	Δ_{absoluto} m	Δ_{relativo} m	h_{piso} m	$\Delta_{\text{elástico}}$	$\Delta_{\text{inelástico}}$	Verificación
PISO 6	0.0191	0.0033	3.50	0.0009	0.0043	<i>Distorsión menor</i>
PISO 5	0.0157	0.0035	3.50	0.0010	0.0045	<i>Distorsión menor</i>
PISO 4	0.0122	0.0036	3.50	0.0010	0.0046	<i>Distorsión menor</i>
PISO 3	0.0086	0.0034	3.50	0.0010	0.0044	<i>Distorsión menor</i>
PISO 2	0.0052	0.0030	3.50	0.0008	0.0038	<i>Distorsión menor</i>
PISO 1	0.0022	0.0022	3.80	0.0006	0.0026	<i>Distorsión menor</i>

Nota. Elaboración propia.

Así como en el modelo original, se observan diferencias mínimas entre las distorsiones para cada caso.

Verificación del sistema estructural

Para el nuevo sistema, se define la dirección Y como muros estructurales. Se mantiene el sistema estructural en la dirección X. La verificación de la misma se encuentra en los Anexos.

Verificación de irregularidades

Debido a los cambios comentados y respecto a lo mencionado para el primer procedimiento, se puede suponer que el edificio no presenta irregularidades, salvo la de torsión que se verifica a continuación. Para los pocos cambios realizados, se define que la edificación no presenta irregularidades. De todos modos, la verificación como tal se muestra en los Anexos, excepto para las características geométricas, tanto en planta como en altura.

Verificación de la torsión

La reestructuración se realizó por la irregularidad torsional superior a la máxima dada por la norma, encontrada para el análisis mediante el enfoque dinámico. Se verifica entonces, para la nueva edificación los valores de irregularidad obtenidos mediante el desplazamiento del centro de masas.

Tabla 52

Verificación de la irregularidad torsional para la dirección X con el CM desplazado a Y-

Piso	Caso de Carga Sismo	Máx Δ m	Avg Δ m	Relación
Piso 6	Sismo Dinámico X (Masa Y-)	0.00202	0.00196	1.028
Piso 5	Sismo Dinámico X (Masa Y-)	0.00211	0.00206	1.023
Piso 4	Sismo Dinámico X (Masa Y-)	0.00211	0.00207	1.019
Piso 3	Sismo Dinámico X (Masa Y-)	0.00197	0.00195	1.013
Piso 2	Sismo Dinámico X (Masa Y-)	0.00167	0.00167	1.002
Piso 1	Sismo Dinámico X (Masa Y-)	0.00125	0.00120	1.043

Nota. Elaboración propia.

Tabla 53

Verificación de la irregularidad torsional para la dirección X con el CM desplazado a Y+

Piso	Caso de Carga Sismo	Máx Δ m	Avg Δ m	Relación
Piso 6	Sismo Dinámico X (Masa Y+)	0.00246	0.00193	1.278
Piso 5	Sismo Dinámico X (Masa Y+)	0.00257	0.00202	1.272
Piso 4	Sismo Dinámico X (Masa Y+)	0.00257	0.00203	1.268
Piso 3	Sismo Dinámico X (Masa Y+)	0.00240	0.00191	1.261
Piso 2	Sismo Dinámico X (Masa Y+)	0.00203	0.00162	1.251
Piso 1	Sismo Dinámico X (Masa Y+)	0.00143	0.00117	1.22

Nota. Elaboración propia.

Tabla 54

Verificación de la irregularidad torsional para la dirección Y con el CM desplazado a X-

Piso	Caso de Carga Sismo	Máx Δ m	Avg Δ m	Relación
Piso 6	Sismo Dinámico Y (Masa X-)	0.00328	0.00311	1.055

Piso 5	Sismo Dinámico Y (Masa X-)	0.00349	0.00331	1.054
Piso 4	Sismo Dinámico Y (Masa X-)	0.00356	0.00338	1.054
Piso 3	Sismo Dinámico Y (Masa X-)	0.00340	0.00323	1.054
Piso 2	Sismo Dinámico Y (Masa X-)	0.00291	0.00276	1.054
Piso 1	Sismo Dinámico Y (Masa X-)	0.00219	0.00199	1.102

Nota. Elaboración propia.

Tabla 55

Verificación de la irregularidad torsional para la dirección Y con el CM desplazado a X+

Piso	Caso de Carga Sismo	Máx Δ m	Avg Δ m	Relación
Piso 6	Sismo Dinámico Y (Masa X+)	0.00333	0.00308	1.082
Piso 5	Sismo Dinámico Y (Masa X+)	0.00354	0.00328	1.081
Piso 4	Sismo Dinámico Y (Masa X+)	0.00361	0.00334	1.080
Piso 3	Sismo Dinámico Y (Masa X+)	0.00345	0.00320	1.080
Piso 2	Sismo Dinámico Y (Masa X+)	0.00296	0.00274	1.080
Piso 1	Sismo Dinámico Y (Masa X+)	0.00223	0.00202	1.107

Nota. Elaboración propia.

Para la dirección Y, se observan relaciones de desplazamientos relativos mínimos. Al igual que en el modelo anterior, no se considera irregularidad por torsión en tal dirección.

Para la dirección X, se encuentran valores, esta vez, menores al establecido por la norma peruana, siendo el máximo 1.278 para el centro de masas desplazado a Y+. A pesar que el valor es menor al máximo admisible, aún resulta considerable, puesto que es cercano al límite.

Se comenta que sería recomendable seguir modificando la edificación para que el valor disminuya más; posiblemente cambiando la relación de longitudes en la planta; como se explicó, relaciones dispares entre largo y ancho para una planta rectangular logran que la estructura sea más sensible a la torsión. Sin embargo, para la presente se decide continuar con el proceso.

Los cambios realizados serán utilizados para realizar el diseño de los elementos estructurales.

4.6 Resultados en el Diseño Estructural

A continuación, se muestran los resultados respecto a fuerzas y momentos obtenidos al aplicar la excentricidad accidental bajo enfoque dinámico y estático, y de la nueva edificación. El procedimiento toma resultados específicos y representativos para realizar la comparación, agrupando similares entre sí.

Respecto a la irregularidad, para comparar los resultados de ambos enfoques, se considera la regularidad inicial para la obtención de fuerzas y demás, independientemente del resultado obtenido anteriormente. Para la edificación modificada, se considera la regularidad obtenida por los análisis anteriores.

4.6.1 Escalamiento de la Cortante Dinámica

Antes de analizar la estructura y obtener las fuerzas para el diseño, se realiza la amplificación de la cortante en la base dinámica según norma. Para estructuras regulares, la cortante dinámica debe ser por lo menos el 80% de la estática, y 90% para estructuras irregulares:

Tabla 56

Escalamiento de cortantes dinámicas para el edificio original

Caso de Carga Sismo	Vestático tonf	Vdinámico tonf	Relación	F.A. mínimo	F.A. propuesto
Sismo Dinámico X (ecc. est.)	1969.847	1503.993	0.764	1.048	1.05
Sismo Dinámico X (Masa Y-)	1969.847	1545.651	0.785	1.020	1.03
Sismo Dinámico X (Masa Y+)	1969.847	1439.843	0.731	1.094	1.10
Sismo Dinámico Y (ecc. est.)	1216.890	971.524	0.798	1.002	1.01
Sismo Dinámico Y (Masa X-)	1223.510	979.335	0.800	0.999	1.01
Sismo Dinámico Y (Masa X+)	1208.190	962.605	0.797	1.004	1.01

Nota. Elaboración propia.

Tabla 57*Escalamiento de cortantes dinámicas para el edificio modificado*

Caso de Carga Sismo	Vestático tonf	Vdinámico tonf	Relación	Factor de amplificación	F.A. propuesto
Sismo Dinámico X (Masa Y-)	2035.7628	1562.4951	0.768	1.042	1.05
Sismo Dinámico X (Masa Y+)	2035.7628	1477.2134	0.726	1.102	1.11
Sismo Dinámico Y (Masa X-)	1714.3265	1330.2203	0.776	1.031	1.04
Sismo Dinámico Y (Masa X+)	1689.4297	1303.6411	0.772	1.037	1.04

Nota. Elaboración propia.

Los factores de amplificación propuestos son introducidos a los casos de carga sísmicas definidos en el programa.

4.6.2 Vigas

El diseño de las vigas del sistema estructural se realizó a partir de los resultados de la envolvente de las combinaciones de carga propuestas por la norma para el caso del edificio modificado. Se realiza principalmente el diseño por flexión y cortante para las vigas del modelo modificado. Para los casos originales, se realiza la comparación de resultados respecto a los momentos flectores obtenidos de la envolvente, así como un ejemplo de diseño.

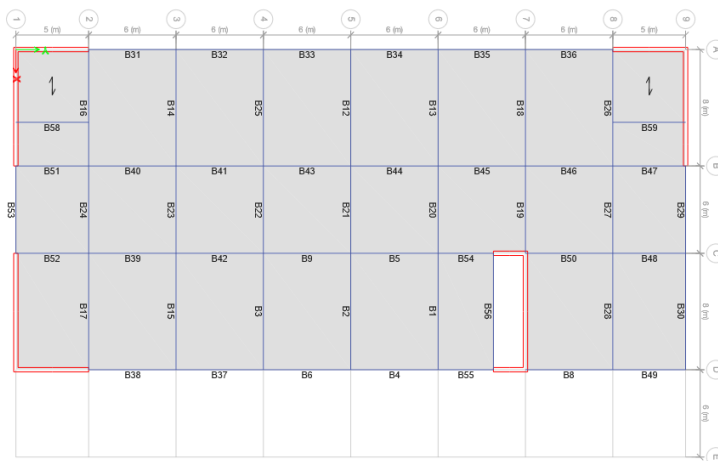
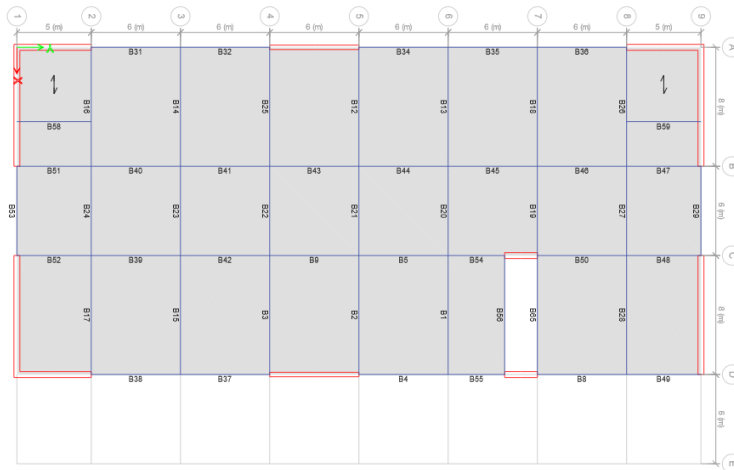
Figura 44*Esquema de ubicación de vigas para el edificio original**Nota.* Elaboración propia.

Figura 45

Esquema de ubicación de vigas para el edificio modificado



Nota. Elaboración propia.

4.6.2.1 Vigas del Edificio Original

A continuación, se muestran los momentos flectores otorgados por la envolvente de combinaciones de carga definida en el programa para las vigas que presentan mayores solicitaciones en cada dirección. El modelo 1 hace referencia al modelo con la excentricidad incorporada de forma estática y el modelo 2 al modelo con la excentricidad incorporada de forma dinámica. Se presentan los datos en toneladas fuerza por metro, y la variación respecto a uno de otro en porcentaje para ambos enfoques.

Tabla 58

Diferencia entre momentos últimos en tonf.m de la envolvente de la viga B53 del edificio original para ambos enfoques

EJE 1	MODELO 1			MODELO 2			DIFERENCIA		
	Izquierda	Centro	Derecha	Izquierda	Centro	Derecha	Izquierda	Centro	Derecha
PISO 1	-31.97	0.00	-33.06	-33.72	0.00	-34.82	5.34%	0.00%	5.19%
PISO 1	17.20	6.83	16.65	18.96	6.83	18.42	9.71%	0.00%	10.04%
PISO 2	-36.76	0.00	-37.98	-39.06	0.00	-40.29	6.08%	0.00%	5.90%
PISO 2	25.02	5.65	24.25	27.32	5.65	26.56	8.81%	0.00%	9.09%
PISO 3	-42.58	0.00	-44.07	-45.25	0.00	-46.75	6.08%	0.00%	5.92%
PISO 3	28.04	6.82	27.41	30.71	6.82	30.10	9.09%	0.00%	9.34%
PISO 4	-44.14	0.00	-45.49	-46.95	0.00	-48.31	6.18%	0.00%	6.02%

PISO 4	29.58	6.84	28.91	32.39	6.84	31.73	9.08%	0.00%	9.30%
PISO 5	-42.62	0.00	-44.45	-45.47	0.00	-47.32	6.46%	0.00%	6.25%
PISO 5	31.06	5.64	30.51	33.91	5.64	33.38	8.75%	0.00%	8.98%
PISO 6	-40.81	0.00	-42.32	-43.51	0.00	-45.03	6.41%	0.00%	6.22%
PISO 6	29.33	5.82	28.77	32.03	5.82	31.49	8.81%	0.00%	9.01%

Nota. La viga está orientada hacia la dirección X. Elaboración propia.

Tabla 59

Diferencia entre momentos últimos en tonf.m de la envolvente de la viga B19 del edificio original para ambos enfoques

EJE 7 B19	MODELO 1			MODELO 2			DIFERENCIA		
	Izquierda	Centro	Derecha	Izquierda	Centro	Derecha	Izquierda	Centro	Derecha
PISO 1	-25.65	0.00	-36.27	-26.05	0.00	-36.69	1.57%	0.00%	1.15%
PISO 1	13.14	9.99	9.05	13.55	9.99	9.47	3.04%	0.00%	4.55%
PISO 2	-29.54	0.00	-43.09	-30.05	0.00	-43.64	1.72%	0.00%	1.25%
PISO 2	18.80	10.04	14.24	19.31	10.04	14.78	2.69%	0.00%	3.74%
PISO 3	-30.66	0.00	-47.15	-31.23	0.00	-47.75	1.84%	0.00%	1.28%
PISO 3	21.85	9.97	16.18	22.42	9.97	16.79	2.57%	0.00%	3.67%
PISO 4	-30.88	0.00	-48.87	-31.47	0.00	-49.50	1.89%	0.00%	1.29%
PISO 4	22.91	9.92	16.94	23.50	9.92	17.57	2.54%	0.00%	3.67%
PISO 5	-29.79	0.00	-49.97	-30.39	0.00	-50.61	1.98%	0.00%	1.27%
PISO 5	23.75	10.05	16.52	24.35	10.05	17.16	2.48%	0.00%	3.80%
PISO 6	-27.46	0.00	-47.35	-27.98	0.00	-47.94	1.88%	0.00%	1.24%
PISO 6	20.16	9.92	14.77	20.68	9.92	15.36	2.56%	0.00%	3.92%
SÓTANO	-18.48	0.00	-24.34	-18.66	0.00	-24.54	0.98%	0.00%	0.82%
SÓTANO	2.35	10.09	0.99	2.53	10.09	1.19	7.44%	0.00%	18.41%

Nota. La viga está orientada hacia la dirección X. Elaboración propia.

Tabla 60

Diferencia entre momentos últimos en tonf.m de la envolvente de la viga B9 del edificio original para ambos enfoques

EJE 9 B29	MODELO 1			MODELO 2			DIFERENCIA		
	Izquierda	Centro	Derecha	Izquierda	Centro	Derecha	Izquierda	Centro	Derecha
PISO 1	-37.38	0.00	-31.25	-38.69	0.00	-32.45	3.44%	0.00%	3.77%
PISO 1	21.10	6.58	21.14	22.40	6.64	22.34	6.01%	0.94%	5.53%
PISO 2	-44.10	0.00	-34.37	-45.69	0.00	-35.81	3.53%	0.00%	4.08%
PISO 2	25.87	6.53	26.09	27.46	6.59	27.53	5.95%	0.93%	5.34%
PISO 3	-49.09	0.00	-37.13	-50.89	0.00	-38.76	3.60%	0.00%	4.28%
PISO 3	29.37	6.74	30.21	31.17	6.81	31.83	5.95%	1.02%	5.24%
PISO 4	-50.98	0.00	-37.44	-52.86	0.00	-39.13	3.62%	0.00%	4.41%
PISO 4	30.23	6.70	31.42	32.11	6.76	33.11	6.03%	0.99%	5.24%

PISO 5	-49.90	0.00	-35.51	-51.79	0.00	-37.22	3.71%	0.00%	4.68%
PISO 5	30.86	5.92	32.72	32.75	5.99	34.42	5.94%	1.19%	5.07%
PISO 6	-46.03	0.00	-32.04	-47.76	0.00	-33.55	3.70%	0.00%	4.59%
PISO 6	27.89	5.24	28.17	29.63	5.24	29.68	6.03%	0.00%	5.20%

Nota. La viga está orientada hacia la dirección X. Elaboración propia.

Tabla 61

Diferencia entre momentos últimos en tonf.m de la envolvente de la viga B55 del edificio original para ambos enfoques

EJE D B55	MODELO 1			MODELO 2			DIFERENCIA		
	Izquierda	Centro	Derecha	Izquierda	Centro	Derecha	Izquierda	Centro	Derecha
PISO 1	-18.56	-4.66	-28.21	-18.45	-4.63	-28.07	0.62%	0.63%	0.49%
PISO 1	20.35	5.18	20.05	20.23	5.15	19.91	0.57%	0.57%	0.69%
PISO 2	-24.39	-6.20	-36.35	-24.23	-6.16	-36.17	0.64%	0.64%	0.51%
PISO 2	27.33	6.35	26.68	27.17	6.31	26.49	0.58%	0.62%	0.70%
PISO 3	-26.09	-6.60	-39.67	-25.92	-6.56	-39.47	0.64%	0.64%	0.50%
PISO 3	29.51	6.93	28.28	29.34	6.88	28.08	0.57%	0.61%	0.71%
PISO 4	-25.39	-6.82	-39.37	-25.23	-6.77	-39.18	0.64%	0.60%	0.49%
PISO 4	29.74	6.61	28.01	29.58	6.57	27.82	0.54%	0.62%	0.69%
PISO 5	-24.01	-6.36	-38.12	-23.86	-6.32	-37.94	0.63%	0.58%	0.47%
PISO 5	29.13	6.14	26.16	28.98	6.10	25.98	0.52%	0.60%	0.68%
PISO 6	-20.21	-6.22	-33.74	-20.09	-6.19	-33.58	0.60%	0.59%	0.46%
PISO 6	23.61	6.14	23.30	23.49	6.10	23.15	0.52%	0.60%	0.67%
SÓTANO	-9.29	-1.17	-15.16	-9.26	-1.16	-15.11	0.38%	0.92%	0.30%
SÓTANO	6.29	3.76	5.87	6.25	3.75	5.82	0.56%	0.29%	0.78%

Nota. La viga está orientada hacia la dirección Y. Elaboración propia.

Respecto al eje X, se pueden observar variaciones entre resultados en su mayoría menores al 10%. Para los otros casos, si bien las diferencias son mayores, realmente para el diseño estructural de una viga específica por ejemplo, tal diferencia entre momentos no resulta significativa, puesto que la diferencia entre momentos es mínima, siendo esta menor a las 4 tonf.m en los momentos mostrados. Respecto al eje Y, la diferencia entre momentos es mucho menor, no siendo mayor al 1% en las tablas mostradas.

Se comenta que, en el caso de un diseño por flexión para las vigas mostradas, no habría variación de secciones debido al empleo de un enfoque u otro. Sin

embargo, esto depende también de como se dispongan las mismas secciones propuestas.

Por ejemplo, suponiendo para las vigas del eje X la siguientes distribuciones de acero según diseño por flexión:

- 2 Ø3/4 + 2 Ø1 en la primera capa, y 4 Ø3/4 en la segunda capa, con un momento flector proporcionado de 55.73 tonf.m
- 2 Ø3/4 + 2 Ø1 en la primera capa, y 2 Ø3/4 en la segunda capa, con un momento flector proporcionado de 45.24 tonf.m
- 2 Ø3/4 + 2 Ø1 en la primera capa, con un momento flector proporcionado de 35.92 tonf.m

Para los resultados de la viga B53 en las tablas mostradas anteriores; en el piso 3, 4 y 5 la diferencia de momentos entre ambos enfoques origina diferencias entre secciones propuestas. En el piso 4 y para el enfoque estático, se tiene un momento de 44.14 tonf.m; para el enfoque dinámico se tiene un momento de 46.95 tonf.m. Si bien se puede designar la segunda sección supuesta para la viga del modelo con enfoque estático, bajo un análisis por el otro enfoque se tendría que proponer la primera sección puesto que el momento otorgado por la segunda configuración de acero es menor a la solicitud en la viga por el enfoque dinámico.

Respecto al diseño por cortante; al estar el diseño en función al diseño por flexión de la viga, se comenta que la disposición de estribos será igual o prácticamente igual para las vigas diseñadas por ambos enfoques. Claro que lo anterior depende de como varía el diseño por flexión para cada enfoque o las solicitudes obtenidas por el análisis estructural sean considerables.

4.6.2.2 Vigas del Edificio Modificado

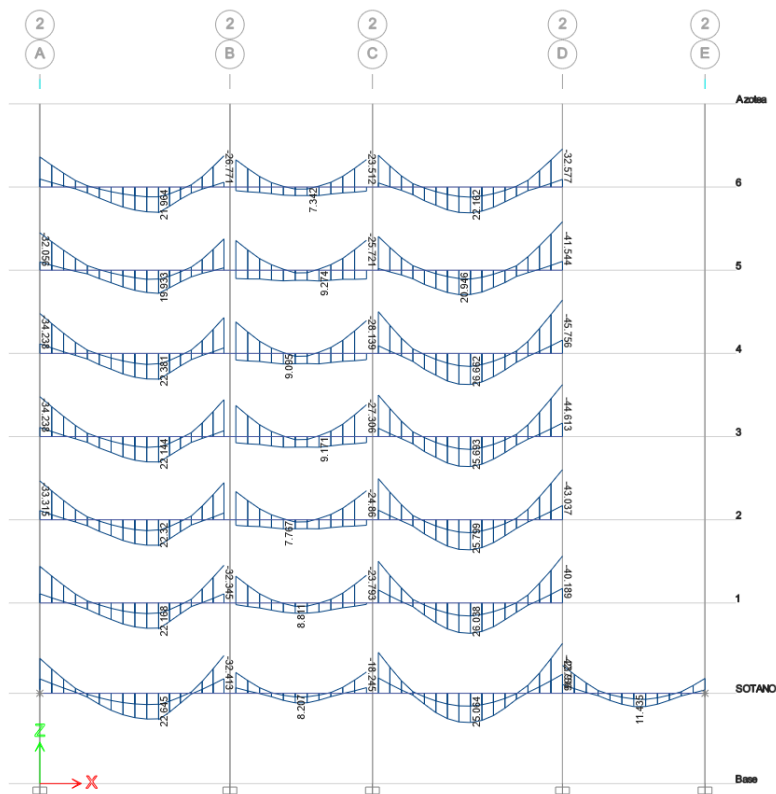
Para la presente, respecto a la dirección X, se diseñan el eje 2; puesto que se observan mayores valores de momentos como resultado del análisis estructural. Para la dirección Y, se diseña el eje D. Entonces:

- El eje 2 está conformado por las vigas B16, B24, B17
- El eje D está conformado por las vigas B38, B37, B4, B55, B8, B49

Para el diseño por flexión, se muestran los momentos flectores otorgados por la envolvente de combinaciones de carga definida en el programa.

Figura 46

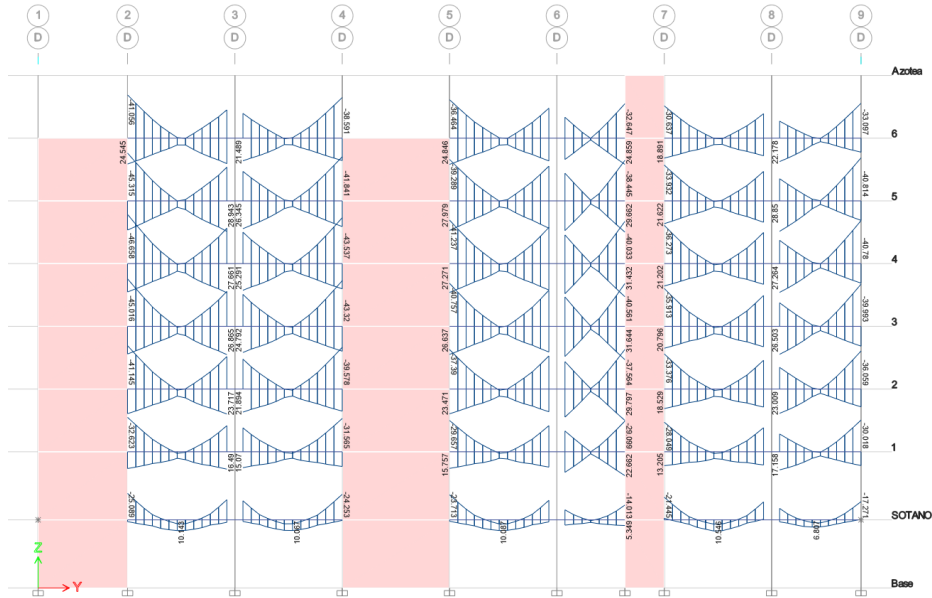
Diagrama de momentos últimos para las vigas del eje 2



Nota. Elaboración propia.

Figura 47

Diagrama de momentos últimos para las vigas del eje D



Nota. Elaboración propia.

Se plantean áreas comunes de acero para resistir las solicitaciones del análisis estructural. Siendo el máximo momento flector en la dirección X observado de 45.76 tonf.m dado en la viga B16 en el cuarto piso en el eje 2; y el máximo momento flector en la dirección Y observado de 46.65 tonf.m dado en la viga B38 en el cuarto piso en el eje D, se plantean las siguientes secciones:

Tabla 62

Diseño por flexión de las vigas de 35 x 70 cm

f'_c	f_y	b	h	As tracc diseñado	c	MuD diseño	Varillas tracción
kg/cm ²	kg/cm ²	cm	cm	cm ²	cm	tonf.m	
280	4200	35	70	24.39	14.46	50.56	2 @ 3/4 + 2 @ 1 y 3 @ 3/4
280	4200	35	70	21.54	12.77	45.24	2 @ 3/4 + 2 @ 1 y 2 @ 3/4
280	4200	35	70	15.83	9.39	35.92	2 @ 3/4 + 2 @ 1

Nota. Elaboración propia.

Tabla 63*Diseño por flexión de las vigas de 35 x 65 cm*

f'c	fy	b	h	As tracc diseñado	c	MuD diseño	Varillas tracción
kg/cm ²	kg/cm ²	cm	cm	cm ²	cm	tonf.m	
280	4200	35	65	27.24	16.16	50.58	2 @ 3/4 + 2 @ 1 y 4 @ 3/4
280	4200	35	65	21.54	12.77	41.17	2 @ 3/4 + 2 @ 1 y 2 @ 3/4
280	4200	35	65	15.83	9.39	32.92	2 @ 3/4 + 2 @ 1

Nota. Elaboración propia.

Luego, se realiza la distribución de acero en función a los momentos determinados. En el proceso, se siguieron las disposiciones sísmicas dadas por la norma peruana para sistemas intermedios. El procesamiento de los datos para el diseño por flexión se encuentran en los Anexos.

Respecto al diseño por cortante, se encuentra la cortante máxima observada en la dirección X de valor 28.27 tonf en la viga B17 en el cuarto piso en el eje 2; y para la dirección Y el valor de 24.24 tonf en la viga B55 en el tercer piso en el eje D. Brevemente, se muestran las distribuciones propuestas:

Tabla 64*Datos para el diseño por corte de las vigas de 35 x 70 cm*

Viga	Pisos	b	h	L	CM	CV	As izq. positivo	As izq. negativo	As der. positivo	As der. negativo
		cm	cm	m	tonf/m	tonf/m	cm ²	cm ²	cm ²	cm ²
B16	6 a 1, sótano	35	70	8.00	2.81	1.09	15.83	21.54	15.83	21.54
B24	6 a 1, sótano	35	70	6.00	4.09	1.90	15.83	15.83	15.83	15.83
B17	6 a 5	35	70	8.00	3.52	1.67	15.83	15.83	15.83	21.54
B17	4 a 1, sótano	35	70	8.00	4.92	1.98	15.83	21.54	15.83	24.39

Nota. Elaboración propia.

Tabla 65*Diseño por corte de las vigas de 35 x 70 cm*

Viga	Pisos	db estribo	Distribución
B16	6 a 1, sótano	Ø 3/8	1 @ 0.05, 14 @ 0.10, Rsto. @ 0.20
B24	6 a 1, sótano	Ø 1/2	1 @ 0.05, 11 @ 0.125, Rsto. @ 0.20
B17	6 a 5	Ø 1/2	1 @ 0.05, 11 @ 0.125, Rsto. @ 0.20
B17	4 a 1, sótano	Ø 1/2	1 @ 0.05, 14 @ 0.10, Rsto. @ 0.20

Nota. Elaboración propia.**Tabla 66***Datos para el diseño por corte de las vigas de 35 x 65 cm*

Viga	Pisos	b	h	L	CM	CV	As izq. positivo	As izq. negativo	As der. positivo	As der. negativo
		cm	cm	m	tonf/m	tonf/m	cm ²	cm ²	cm ²	cm ²
B38	6 a 2	35	65	6.00	1.91	1.16	15.83	27.24	15.83	21.54
B38	1, sótano	35	65	6.00	4.28	1.74	15.83	21.54	15.83	15.83
B37	6 a 2	35	65	6.00	2.63	0.72	15.83	21.54	15.83	27.24
B37	1, sótano	35	65	6.00	4.39	1.74	15.83	15.83	15.83	21.54
B4	1, sótano	35	65	6.00	4.39	1.59	15.83	21.54	15.83	15.83
B4	6 a 2	35	65	6.00	2.63	0.87	15.83	27.24	15.83	21.54
B55	6 a 5	35	65	3.80	1.69	0.77	15.83	21.54	15.83	21.54
B55	4 a 3	35	65	3.80	2.17	0.77	15.83	21.54	21.54	27.24
B55	2 a 1, sótano	35	65	3.80	2.94	1.24	15.83	15.83	15.83	15.83
B8	6 a 2	35	65	6.00	2.63	1.16	21.54	21.54	15.83	15.83
B8	1, sótano	35	65	6.00	4.39	1.88	15.83	15.83	15.83	15.83
B49	6 a 5	35	65	5.00	1.98	0.72	15.83	15.83	15.83	27.24
B49	4 a 1, sótano	35	65	5.00	2.31	1.16	15.83	21.54	15.83	27.24

Nota. Elaboración propia.**Tabla 67***Diseño por corte de las vigas de 35 x 65 cm*

Viga	Pisos	db estribo	Distribución
B38	6 a 2	Ø 3/8	1 @ 0.05, 13 @ 0.10, Rsto. @ 0.20
B38	1, sótano	Ø 1/2	1 @ 0.05, 11 @ 0.125, Rsto. @ 0.20
B37	6 a 2	Ø 3/8	1 @ 0.05, 13 @ 0.10, Rsto. @ 0.20

B37	1, sótano	Ø 1/2	1 @ 0.05, 11 @ 0.125, Rsto. @ 0.20
B4	1, sótano	Ø 1/2	1 @ 0.05, 11 @ 0.125, Rsto. @ 0.20
B4	6 a 2	Ø 3/8	1 @ 0.05, 13 @ 0.10, Rsto. @ 0.20
B55	6 a 5	Ø 3/8	1 @ 0.05, 13 @ 0.10, Rsto. @ 0.20
B55	4 a 1, sótano	Ø 1/2	1 @ 0.05, 11 @ 0.125, Rsto. @ 0.20
B8	6 a 2	Ø 3/8	1 @ 0.05, 13 @ 0.10, Rsto. @ 0.20
B8	1, sótano	Ø 1/2	1 @ 0.05, 11 @ 0.125, Rsto. @ 0.20
B49	6 a 5	Ø 3/8	1 @ 0.05, 13 @ 0.10, Rsto. @ 0.20
B49	4 a 1, sótano	Ø 1/2	1 @ 0.05, 11 @ 0.125, Rsto. @ 0.20

Nota. Elaboración propia.

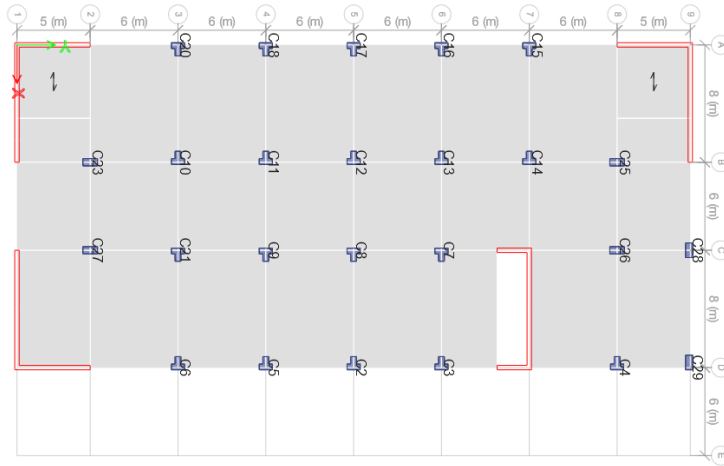
Los estribos de Ø 1/2 fueron propuestos para evitar separaciones menores a los 10 cm en las vigas más solicitadas o aumentar la cantidad de estribos en una sección. El cálculo de la distribución de estribos y detallado se encuentran en los Anexos.

4.6.3 Columnas

El diseño de las columnas se realizó a partir de los resultados de la envolvente de las combinaciones de carga propuestas por la norma para el caso del edificio modificado y los diagramas de interacción propios para cada sección de columna. Para el modelo modificado, se realizó el diseño por flexocompresión y cortante. Para el modelo original, se obtuvieron las fuerzas internas del análisis estructural para realizar las comparaciones respectivas.

Figura 48

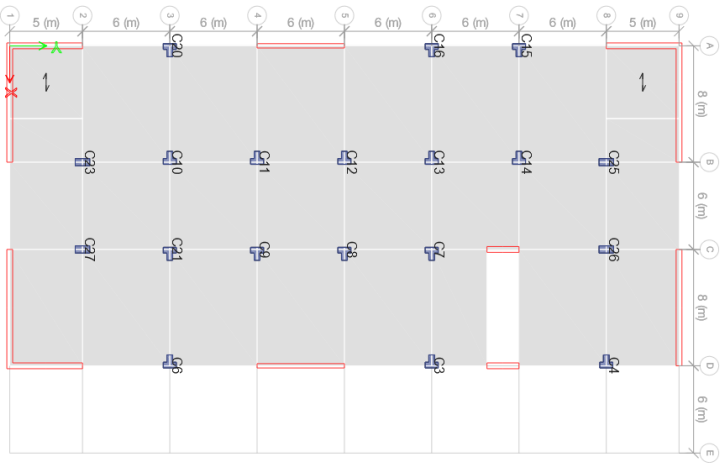
Esquema de ubicación de columnas para el edificio original



Nota. Elaboración propia.

Figura 49

Esquema de ubicación de columnas para el edificio modificado



Nota. Elaboración propia.

4.6.3.1 Columnas del Edificio Original

La sección de columnas considerada para el diseño y análisis inicial son las mismas que fueron propuestas en el predimensionamiento. Se utilizaron dos, por lo que se tendrían dos diagramas de interacción distintos. A continuación, se muestran las fuerzas y momentos flectores para las cargas gravitatorias y

sísmicas, provenientes de cada enfoque aplicado para el edificio original en toneladas fuerza y metros según sea el caso; y la variación de resultados en porcentaje respecto a los enfoques entre sí. El modelo 1 hace referencia al modelo con la excentricidad aplicada de forma estática; el modelo 2 hace referencia al modelo con la excentricidad aplicada de forma dinámica.

Para las columnas TEE y considerando el nivel de análisis en la base del piso 1, se tiene lo siguiente:

Tabla 68

Diferencias entre fuerzas internas de la columna C4 del edificio original para ambos enfoques

EJE 8-D C4	CM tonf	CV tonf	VX tonf	VY tonf	MX tonf.m	MY tonf.m
MODELO 1	142.499	44.998	7.882	8.538	25.209	24.643
MODELO 2	142.499	44.998	8.181	8.483	26.153	24.475
DIFERENCIA	0.00%	0.00%	3.72%	0.65%	3.68%	0.69%

Nota. Elaboración propia.

Tabla 69

Diferencias entre fuerzas internas de la columna C15 del edificio original para ambos enfoques

EJE 7-A C15	CM tonf	CV tonf	VX tonf	VY tonf	MX tonf.m	MY tonf.m
MODELO 1	147.347	38.822	9.547	12.592	29.190	35.176
MODELO 2	147.347	38.822	9.863	12.585	30.131	35.158
DIFERENCIA	0.00%	0.00%	3.25%	0.05%	3.17%	0.05%

Nota. Elaboración propia.

Tabla 70

Diferencias entre fuerzas internas de la columna C20 del edificio original para ambos enfoques

EJE 3-A	CM	CV	VX	VY	MX	MY
---------	----	----	----	----	----	----

C20	tonf	tonf	tonf	tonf	tonf.m	tonf.m
MODELO 1	147.381	42.754	6.823	12.710	21.411	35.427
MODELO 2	147.381	42.754	7.082	12.701	22.286	35.405
DIFERENCIA	0.00%	0.00%	3.72%	0.07%	4.00%	0.06%

Nota. Elaboración propia.

Para las columnas rectangulares, y considerando la base del piso 1 se muestran:

Tabla 71

Diferencias entre fuerzas internas de la columna C27 del edificio original para ambos enfoques

EJE 2-C C27	CM tonf	CV tonf	VX tonf	VY tonf	MX tonf.m	MY tonf.m
MODELO 1	203.510	76.312	3.598	10.058	7.847	32.774
MODELO 2	203.510	76.312	3.799	9.982	8.284	32.512
DIFERENCIA	0.00%	0.00%	5.43%	0.76%	5.42%	0.80%

Nota. Elaboración propia.

Tabla 72

Diferencias entre fuerzas internas de la columna C26 del edificio original para ambos enfoques

EJE 9-C C28	CM tonf	CV tonf	VX tonf	VY tonf	MX tonf.m	MY tonf.m
MODELO 1	135.764	33.751	21.214	4.900	55.591	12.871
MODELO 2	135.764	33.751	22.183	4.860	58.120	12.763
DIFERENCIA	0.00%	0.00%	4.47%	0.81%	4.45%	0.84%

Nota. Elaboración propia.

Respecto a las columnas TEE, se puede observar que las variaciones entre resultados son menores al 6%. Comparando las fuerzas laterales y momentos obtenidos para la posición indicada, se observa que las diferencias son mínimas para un enfoque u otro; teniendo el modelo 2 bajo el enfoque dinámico mayores valores en la dirección X, y el modelo 1 bajo el enfoque estático teniendo

mayores valores en la dirección Y. Respecto a las columnas rectangulares, de igual forma, se obtienen diferencias mínimas.

Por otro lado, los diagramas de interacción para cada columna siguen siendo los mismos, puesto que la aplicación de los enfoques no incide en el efecto del armado y dimensiones de las columnas. También, debido a que las fuerzas varían de forma mínima, las combinaciones de carga realizadas con las fuerzas obtenidas también varían de la misma forma. Sin embargo, nuevamente y como se explicó en la parte de vigas, esto depende de la capacidad de la propia columna y el resultado de las fuerzas que inciden en la misma provenientes del análisis estructural. Se comenta que, es posible que tales variaciones sean más notorias al analizar sistemas de pórticos, puesto que en ellos las columnas resisten directamente las fuerzas sísmicas.

Respecto al diseño por cortante, la norma define el diseño por capacidad; así como en las vigas, está en función del sistema estructural definido para el pórtico. La aplicación de un enfoque u otro no modifican las propiedades de la sección, del elemento, de los materiales; por lo que la variación se presenta en el momento nominal máximo encontrada para la fuerza axial de la combinación de carga crítica para una dirección específica. Al ser, para el caso, las variaciones en fuerzas mínimas, las combinaciones de carga también lo son; entonces, los momentos nominales máximos para las cargas axiales también no presentan variaciones significativas entre sí. Se deduce que el diseño por cortante para la columna mostrada será el mismo para ambos enfoques. Lo anterior es para el caso planteado, es claro que el cálculo varía dependiendo de las posibles diferencias en resultados al aplicar un enfoque u otro.

4.6.3.2 Columnas del Edificio Modificado

Se muestra a continuación, el diseño de las columnas centrales y perimetrales del eje B y C. Entonces:

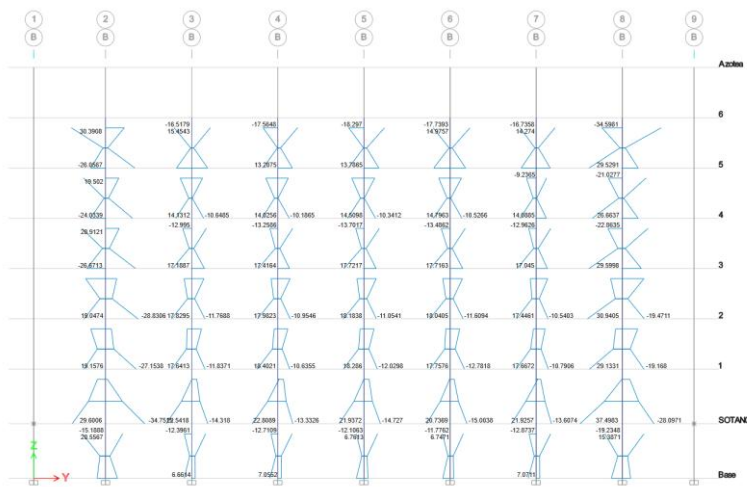
- En el eje B, se diseña las columna C11.

- En el eje C, se diseña las columna C27.

Los momentos últimos observados para los ejes B y C, así como la carga axial última para los mismos ejes, provenientes del análisis estructural, se muestran a continuación:

Figura 50

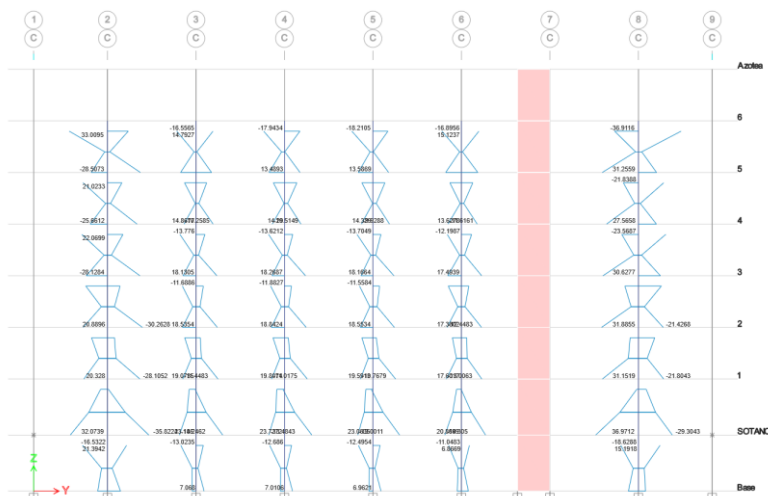
Diagrama de momentos últimos para las columnas del eje B



Nota. Elaboración propia.

Figura 51

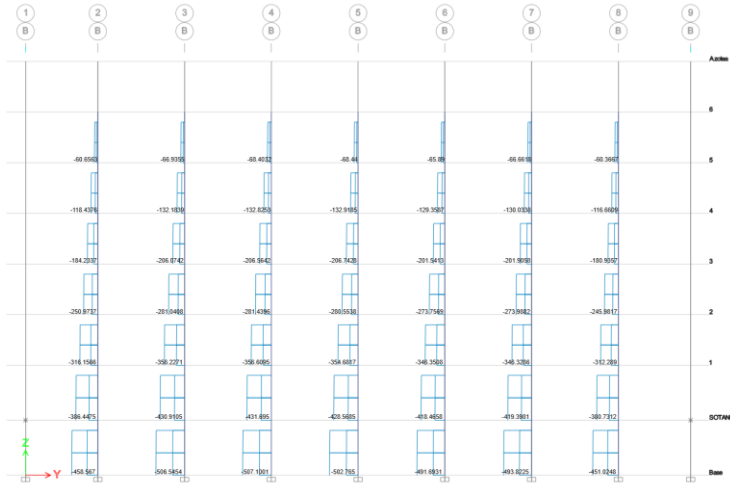
Diagrama de momentos últimos para las columnas del eje C



Nota. Elaboración propia.

Figura 52

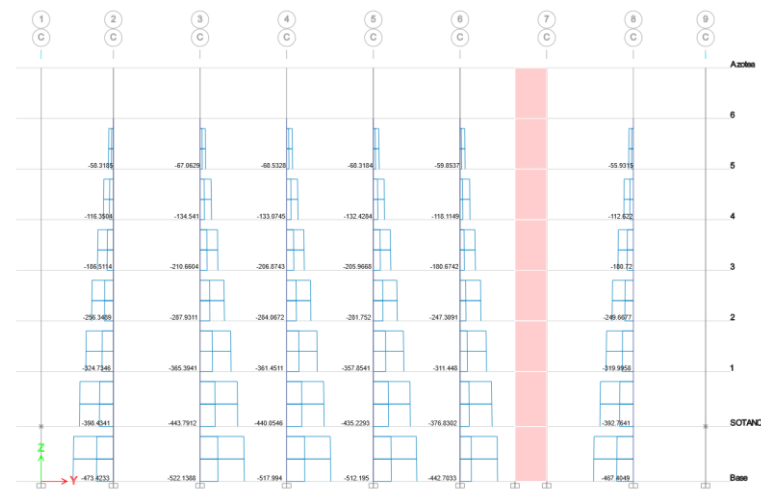
Diagrama de cargas axiales para las columnas del eje B



Nota. Elaboración propia.

Figura 53

Diagrama de cargas axiales para las columnas del eje C



Nota. Elaboración propia.

A continuación se muestran las fuerzas y momentos para las cargas gravitatorias y sísmicas, obtenidas del programa a partir del modelado estructural.

Tabla 73*Fuerzas internas de la columna C27 del edificio modificado*

Caso de carga	P tonf	V2 tonf	V3 tonf	T tonf.m	M2 tonf.m	M3 tonf.m
Carga Muerta	-196.62	-0.79	2.88	0.00	5.18	-0.93
Carga Viva	-72.45	-0.90	0.86	0.00	1.55	-1.41
Carga Viva azotea	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
SX	11.41	2.12	3.59	0.09	7.86	6.57
SY	11.14	11.16	1.00	0.07	1.82	32.91

Nota. Elaboración propia.**Tabla 74***Fuerzas internas de la columna C11 del edificio modificado*

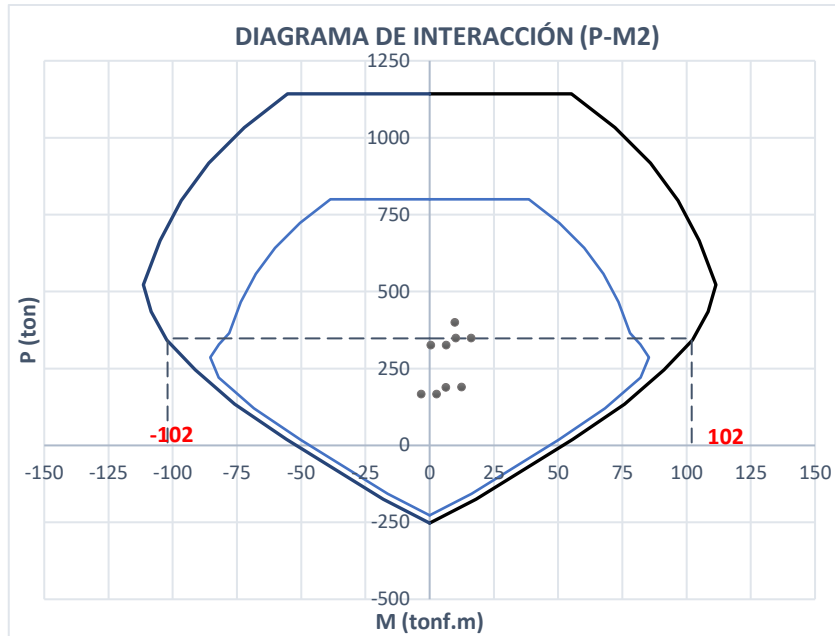
Caso de carga	P tonf	V2 tonf	V3 tonf	T tonf.m	M2 tonf.m	M3 tonf.m
Carga Muerta	-209.32	2.49	0.21	0.00	0.53	4.59
Carga Viva	-81.56	-0.23	0.08	0.00	0.20	-0.32
Carga Viva azotea	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
SX	10.59	6.06	1.76	0.11	4.82	17.47
SY	4.26	1.57	7.50	0.09	20.64	4.07

Nota. Elaboración propia.

Con las anteriores, se realizan las combinaciones de carga según norma y verificarse en el diagrama de interacción de la columna. Se muestra a continuación los diagramas de interacción para cada columna y las combinaciones de carga para cada caso.

Figura 54

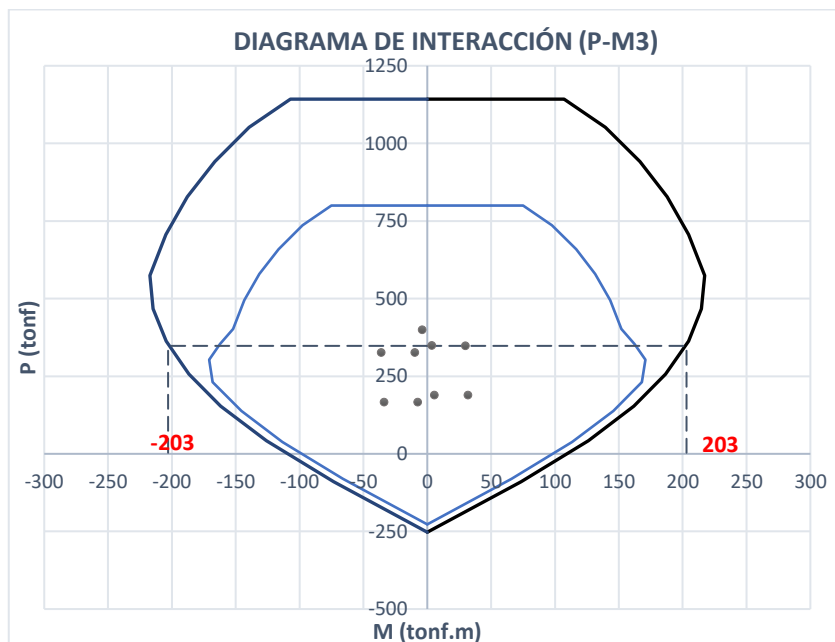
Diagrama de interacción 1 del diseño por flexocompresión para la columna C27



Nota. El análisis es en la dirección X de la columna. Elaboración propia.

Figura 55

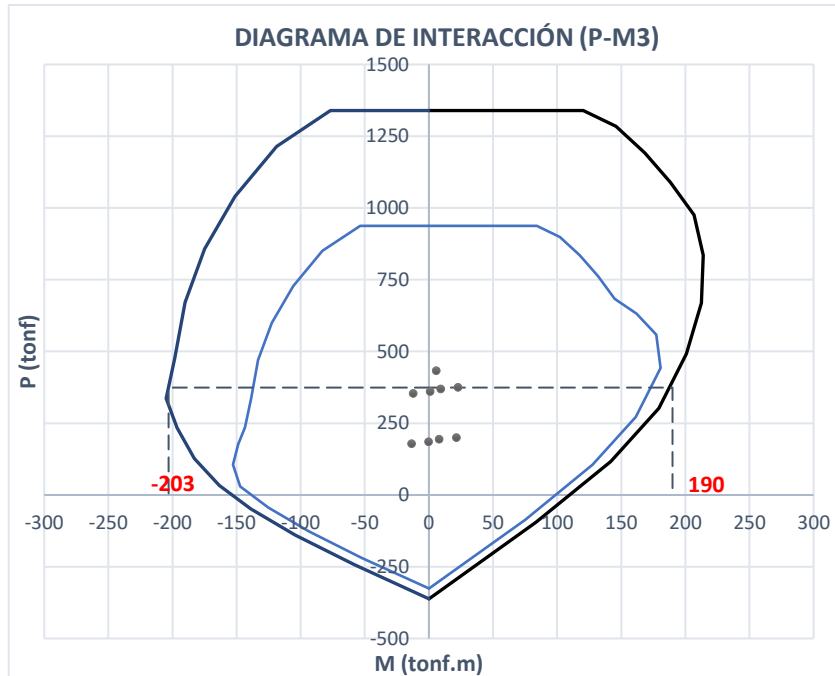
Diagrama de interacción 2 del diseño por flexocompresión para la columna C27



Nota. El análisis es en la dirección Y de la columna. Elaboración propia.

Figura 56

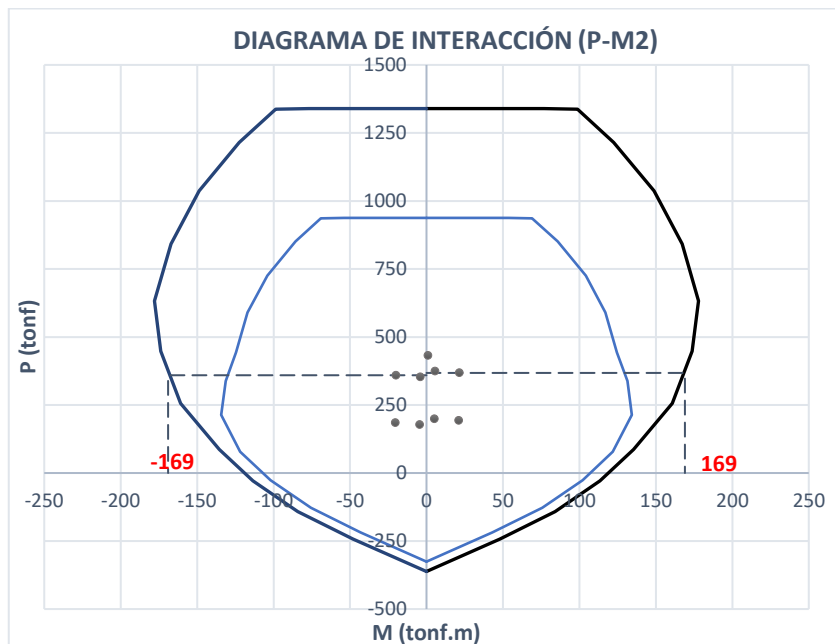
Diagrama de interacción 1 del diseño por flexocompresión para la columna C11



Nota. El análisis es en la dirección X de la columna. Elaboración propia.

Figura 57

Diagrama de interacción 2 del diseño por flexocompresión para la columna C11



Nota. El análisis es en la dirección Y de la columna. Elaboración propia.

Se observan relaciones bajas de demanda capacidad para las columnas mostradas. Así mismo, las combinaciones de carga se encuentran dentro del diagrama. Si bien se observa que es posible reducir la cantidad de acero inicial en las columnas, para la presente, no se realizará.

Los valores de cargas y momentos se obtuvieron del programa. Las combinaciones de carga y demás se muestran en los Anexos.

Respecto al diseño por cortante, la norma define el diseño por capacidad. Al igual que en las vigas, la cortante resistente para las columnas que resisten fuerzas sísmicas no debe ser menor a la obtenida de los momentos nominales relacionados a la carga axial última que de el momento nominal mayor posible. Luego, se obedecen las disposiciones dadas por la misma norma respecto a la separación.

Para el diseño por corte entonces, se extrajeron los momentos nominales máximos para la carga axial crítica en cada caso. Así mismo, no se considera el aporte del concreto para la resistencia a corte. Entonces, de forma breve se muestran las distribuciones adoptadas.

Tabla 75

Datos para el diseño por corte de las columnas del edificio modificado

Columna	Dirección	f'c	fy	b	h	H	M _{nominal} sup	M _{nominal} inf
		kg/cm ²	kg/cm ²	cm	cm	m	tonf.m	tonf.m
C27	X	280	4200	100	50	3.15	102.00	102.00
C27	Y	280	4200	50	100	3.15	203.00	203.00
C11	X	280	4200	40	90	3.15	203.00	203.00
C11	Y	280	4200	40	90	3.15	169.00	169.00

Nota. Elaboración propia.

Tabla 76*Diseño por corte de las columnas del edificio modificado*

Columna	Dirección	db estribo	Distribución
C27	X	Ø 1/2	1 @ 0.05, 10 @ 0.10, Rsto. @ 0.175
C27	Y	Ø 1/2	1 @ 0.05, 10 @ 0.10, Rsto. @ 0.175
C11	X	Ø 1/2	1 @ 0.05, 9 @ 0.10, Rsto. @ 0.200
C11	Y	Ø 1/2	1 @ 0.05, 9 @ 0.10, Rsto. @ 0.200

Nota. Elaboración propia.

Los estribos de Ø 1/2 fueron propuestos para evitar separaciones menores a los 10 cm, debido a los momentos nominales generados por los aceros diseñados por flexocompresión. El cálculo de la distribución de estribos y detallado se encuentran en los Anexos.

4.6.4 Muros

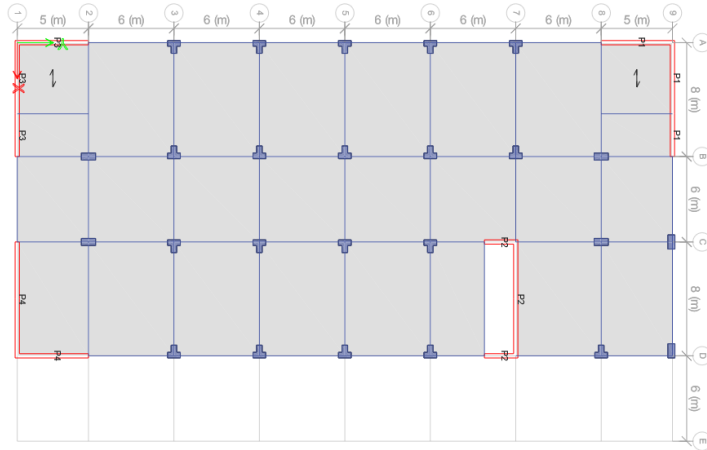
Al igual que las columnas, el diseño de los muros se realizó a partir de los resultados de la envolvente de las combinaciones de carga propuestas por la norma para el caso del edificio modificado y los diagramas de interacción propios para cada sección de muro.

Para el modelo modificado, se realizó el diseño por flexocompresión y cortante; así como la verificación de los elementos de borde.

Para el modelo original, se obtuvieron las fuerzas internas del análisis estructural para realizar las comparaciones respectivas.

Figura 58

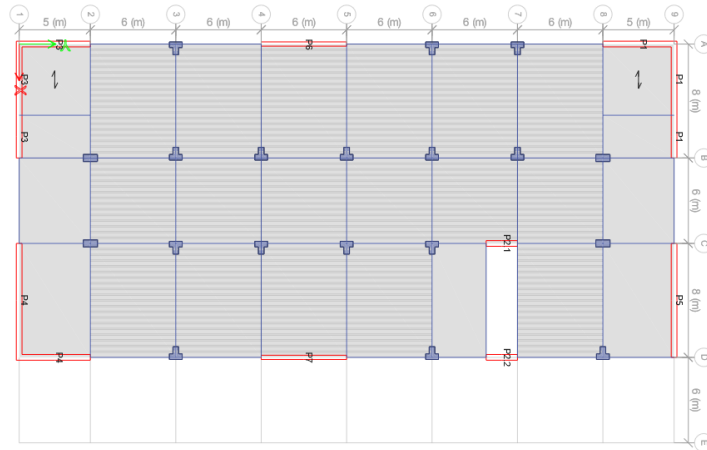
Esquema de ubicación de muros para el edificio original



Nota. Elaboración propia.

Figura 59

Esquema de ubicación de muros para el edificio modificado



Nota. Elaboración propia.

4.6.4.1 Muros del Edificio Original

El procedimiento es similar al realizado en columnas. La sección de muros considerada para el diseño y análisis inicial son las mismas que fueron propuestas en el predimensionamiento. A continuación, se muestran las fuerzas y momentos flectores para las cargas gravitatorias y sísmicas, provenientes de cada enfoque aplicado para el edificio original en toneladas fuerza y metros

según sea el caso; y la variación de resultados en porcentaje respecto a los enfoques entre sí. El modelo 1 hace referencia al modelo con la excentricidad aplicada de forma estática; el modelo 2 hace referencia al modelo con la excentricidad aplicada de forma dinámica.

Tabla 77

Diferencias entre fuerzas internas del muro P1 del edificio original para ambos enfoques

MURO P1	CM tonf	CV tonf	VX tonf	VY tonf	MX tonf.m	MY tonf.m
MODELO 1	477.230	111.666	623.164	253.318	6611.588	2223.674
MODELO 2	477.230	111.666	656.133	253.782	7020.882	2233.060
DIFERENCIA	0.00%	0.00%	5.15%	0.18%	6.00%	0.42%

Nota. Elaboración propia.

Tabla 78

Diferencias entre fuerzas internas del muro P3 del edificio original para ambos enfoques

MURO P3	CM tonf	CV tonf	VX tonf	VY tonf	MX tonf.m	MY tonf.m
MODELO 1	468.807	112.051	332.546	278.656	3786.980	2618.160
MODELO 2	468.807	112.051	360.937	278.649	4188.021	2621.021
DIFERENCIA	0.00%	0.00%	8.19%	0.00%	10.06%	0.11%

Nota. Elaboración propia.

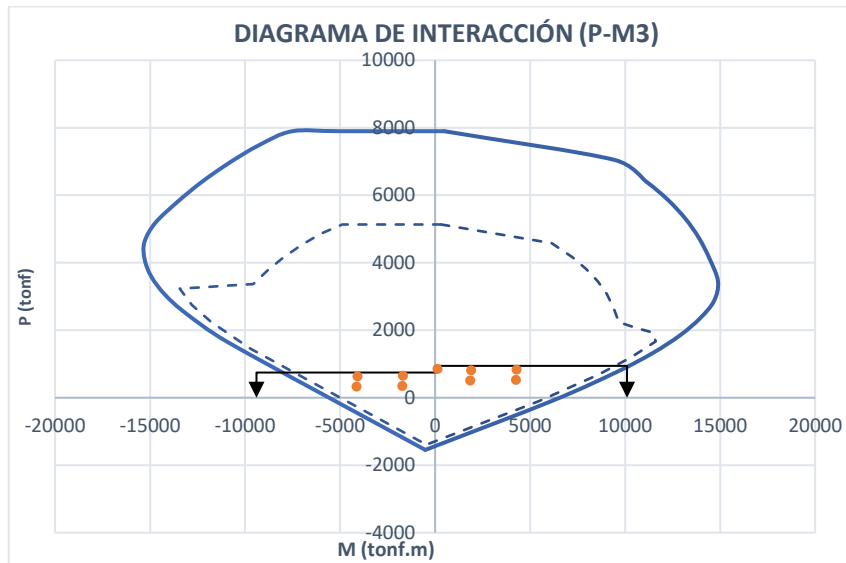
Se observa que la variación es nula respecto a las cargas gravitacionales; no siendo así para las fuerzas laterales. Para la dirección Y, existe diferencia; sin embargo esta es despreciable. Para la dirección X, la diferencia es mayor, siendo de hasta 10% en momentos para el muro P3. Debido a la magnitud de las cargas, se infieren posibles diferencias en cuanto a diseño para los resultados obtenidos.

Para verificar esto, se muestra continuación el diagrama de interacción del muro P3 para la dirección Y para ambos enfoques. De forma simple, se considera el

mismo muro diseñado para el edificio modificado, con la reducción del espesor del mismo correspondiente al edificio original.

Figura 60

Diagrama de interacción 1 del diseño por flexocompresión para el muro P3



Nota. El diagrama de interacción se extrajo para la descomposición del muro en la dirección X. Elaboración propia.

A pesar de lo comentado antes, se observa que, para las cargas y combinaciones generadas por las fuerzas obtenidas para cada enfoque, las diferencias son mínimas hasta despreciables.

Respecto al diseño del armado horizontal para el alma; al diseñarse por cortante amplificada obtenida de un momento y cortante último en función al momento nominal correspondiente a la carga axial de la combinación más crítica, se infiere que tampoco existirían diferencias significativas en el armado final para el alma, puesto que las combinaciones y momentos provienen de las mismas fuerzas obtenidas del análisis estructural varían mínimamente entre sí.

Del mismo modo, se infiere que, la verificación y cálculo del confinamiento para elementos de borde no sería diferente, salvo para el cálculo de la posición

máxima del eje neutro, el cual tiene parte de sí la distorsión del muro en su altura. Dado el caso, se tendría que hacer la verificación. Para la presente, tal verificación se realiza para el edificio modificado.

4.6.4.2 Muros del Edificio Modificado

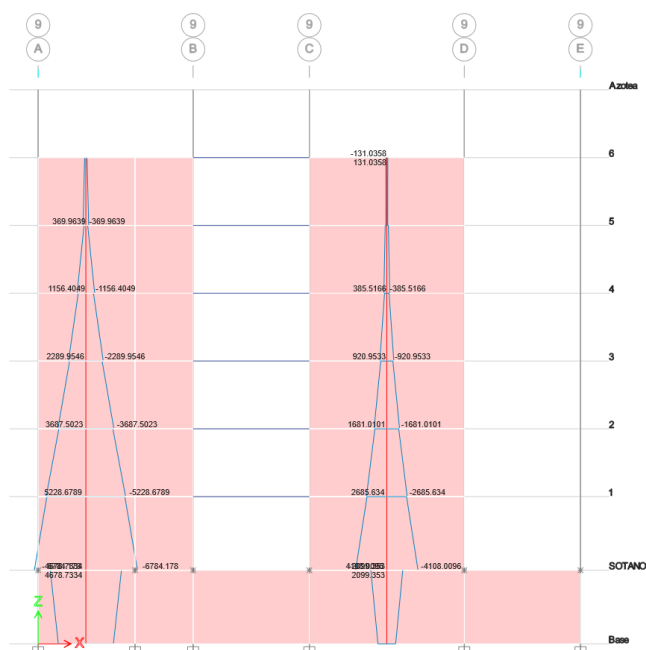
Para la presente, se diseñan los muros del edificio. Estos son:

- El muro P1, muro ELE en la esquina izquierda superior de la planta.
- El muro P5, muro horizontal rectangular ubicado en la esquina superior derecha de la planta.
- El muro P6, muro vertical rectangular ubicado perimetralmente en la mitad de la longitud en Y de la planta.

Se muestra a continuación el diagrama de momentos flectores para algunos de los muros mencionados

Figura 61

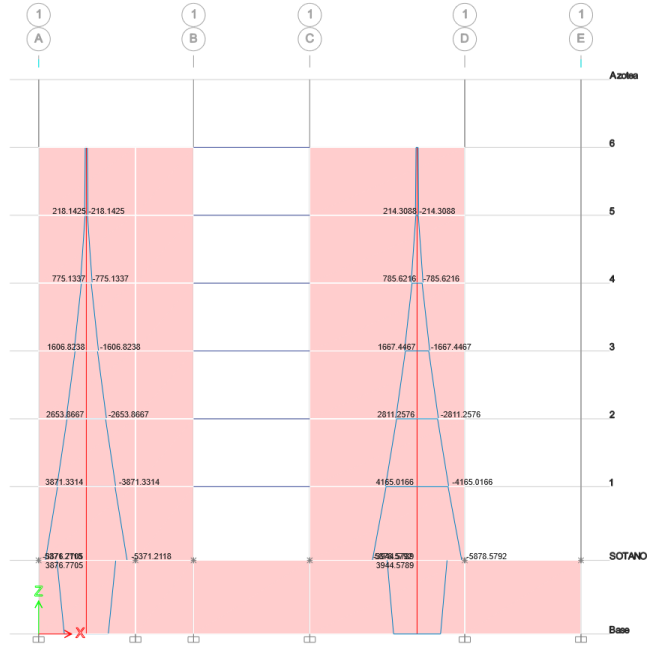
Diagrama de momentos últimos para los muros del eje 9



Nota. Elaboración propia.

Figura 62

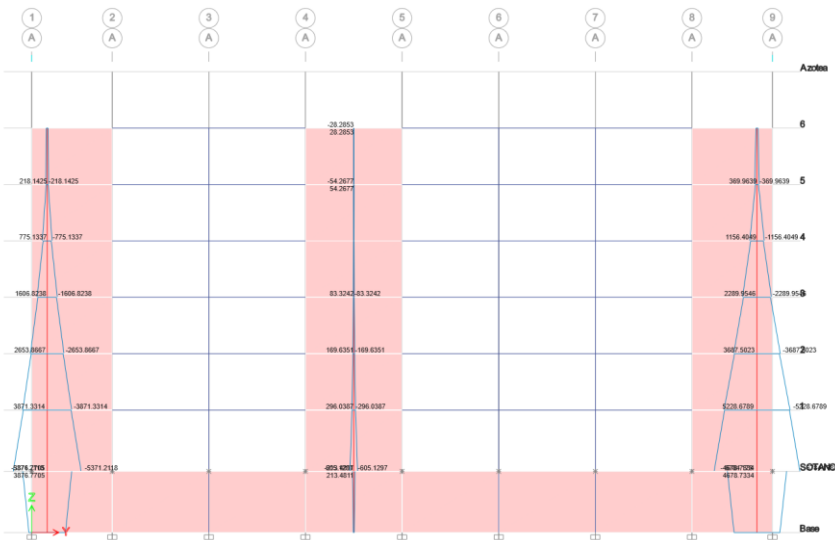
Diagrama de momentos últimos para los muros del eje 1



Nota. Elaboración propia.

Figura 63

Diagrama de momentos últimos para los muros del eje A



Nota. Elaboración propia.

Los datos para el dibujo y análisis de los muros se muestran a continuación:

Tabla 79

Características geométricas y material de los muros del edificio modificado

Muro	Dirección	f'c kg/cm ²	fy kg/cm ²	Lm m	H m	hm m	e m	b m	t m
P1	X	280	4200	8.40	21.30	3.15	0.40	1.20	0.40
P1	Y	280	4200	5.40	21.30	3.15	0.40	0.90	0.40
P5	X	280	4200	8.40	21.30	3.15	0.40	1.20	0.40
P6	Y	280	4200	6.40	21.30	3.15	0.40	1.00	0.40

Nota. Elaboración propia.

Con Lm como la longitud total del muro de esa dirección, H como la altura total del muro, hm la altura libre de entrepiso, e el espesor para el alma del muro. Para el ala del muro se define b como la longitud del elemento de borde y t como su espesor. Las hojas de cálculo para las consideraciones iniciales se encuentran en los Anexos.

A continuación se muestran las fuerzas y momentos para las cargas gravitatorias y sísmicas, obtenidas del programa a partir del modelado estructural.

Tabla 80

Fuerzas internas del muro P1 del edificio modificado

Caso de carga	P tonf	V2 tonf	V3 tonf	T tonf.m	M2 tonf.m	M3 tonf.m
Carga Muerta	-560.88	-0.28	4.91	4.95	-15.08	56.09
Carga Viva	-115.32	-1.18	3.86	-0.14	11.12	21.09
Carga Viva azotea	0.00	0.00	0.00	0.00	0.09	0.10
SX	99.15	451.05	176.53	846.62	2581.90	6784.18
SY	138.54	135.93	306.15	648.90	2692.62	1201.52

Nota. Elaboración propia.

Tabla 81*Fuerzas internas del muro P5 del edificio modificado*

Caso de carga	P tonf	V2 tonf	V3 tonf	T tonf.m	M2 tonf.m	M3 tonf.m
Carga Muerta	-342.09	-4.84	4.41	-1.95	8.85	-69.21
Carga Viva	-60.40	-0.29	1.39	-0.93	2.76	-13.84
Carga Viva azotea	-0.01	0.00	0.00	0.00	0.00	0.01
SX	87.18	407.47	2.83	8.91	8.22	4108.01
SY	76.95	221.89	13.26	4.78	39.48	1964.57

Nota. Elaboración propia.**Tabla 82***Fuerzas internas del muro P6 del edificio modificado*

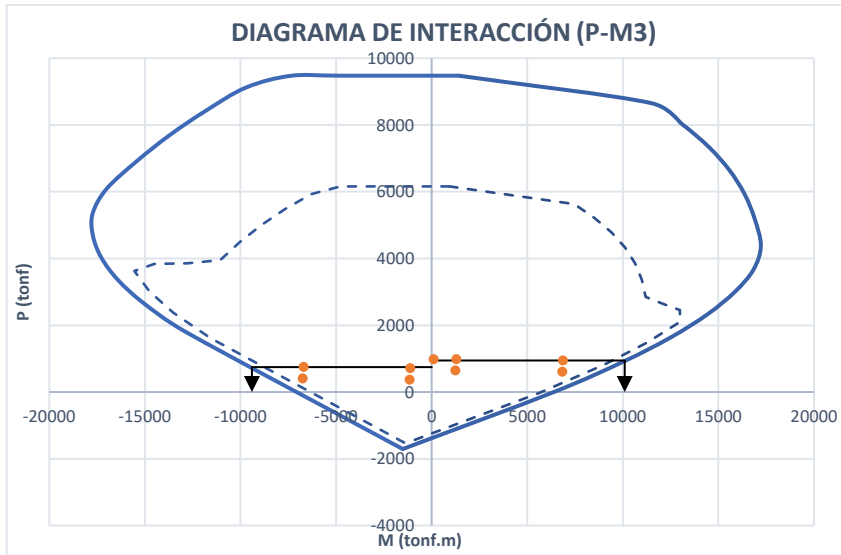
Caso de carga	P tonf	V2 tonf	V3 tonf	T tonf.m	M2 tonf.m	M3 tonf.m
Carga Muerta	-315.68	8.02	8.84	-1.40	16.53	44.23
Carga Viva	-78.49	1.43	3.36	0.83	6.23	15.31
Carga Viva azotea	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.05
SX	34.59	88.37	4.40	0.99	10.63	605.13
SY	8.57	330.42	0.94	2.12	2.33	2252.40

Nota. Elaboración propia.

Al igual que en las columnas, se realizan las combinaciones de carga según norma con las fuerzas mostradas, y se verifica su posición respecto al diagrama de interacción de los muros diseñados para cada dirección de análisis. Se muestra a continuación los diagramas para los muros y las combinaciones de carga para cada caso.

Figura 64

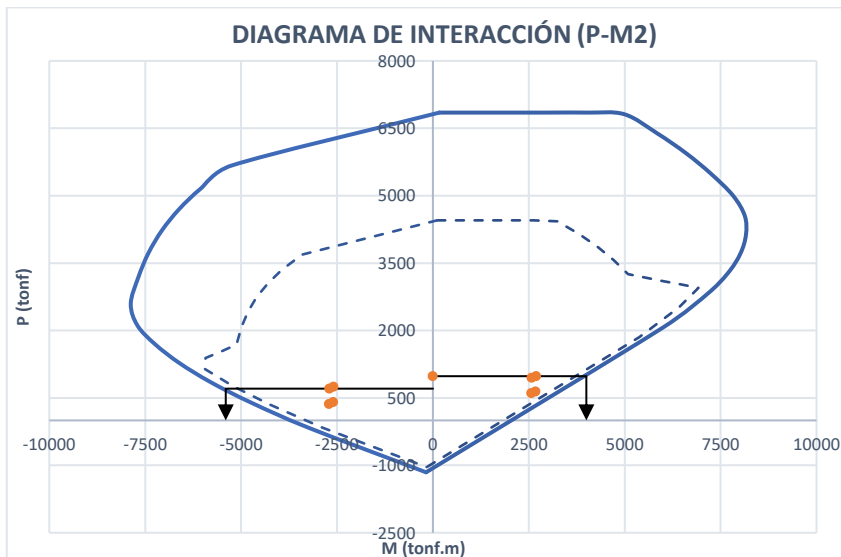
Diagrama de interacción 1 del diseño por flexocompresión para el muro P1



Nota. El análisis es en la dirección X del muro. Elaboración propia.

Figura 65

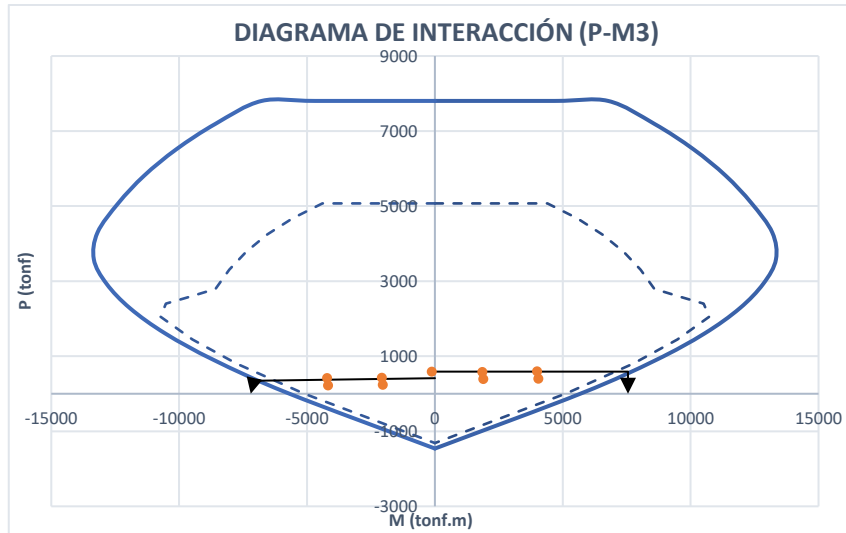
Diagrama de interacción 2 del diseño por flexocompresión para el muro P1



Nota. El análisis es en la dirección Y del muro. Elaboración propia.

Figura 66

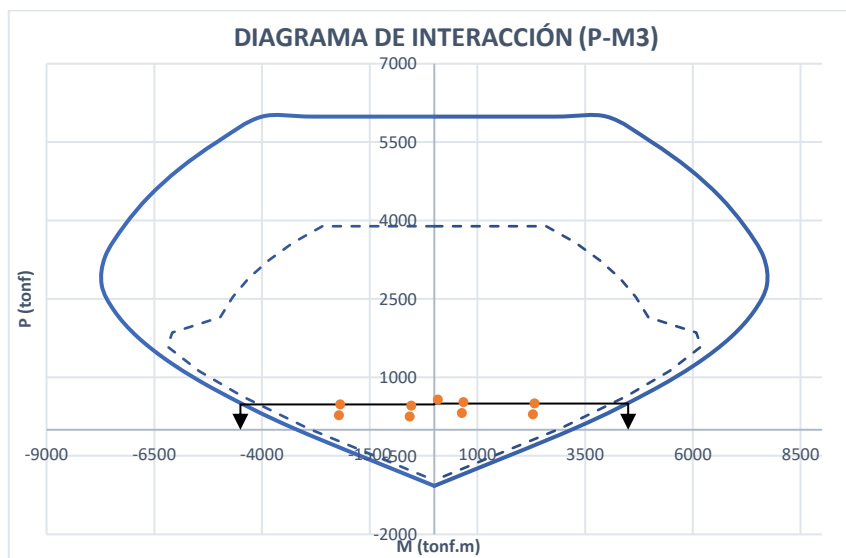
Diagrama de interacción 1 del diseño por flexocompresión para el muro P5



Nota. El análisis es en la dirección X del muro. Elaboración propia.

Figura 67

Diagrama de interacción 1 del diseño por flexocompresión para el muro P6



Nota. El análisis es en la dirección Y del muro. Elaboración propia.

Para los muros mostrados, se observa que las combinaciones se encuentran dentro del diagrama de interacción para cada muro en sus direcciones

principales. Se observa también que para los primeros muros hay combinaciones que se acercan al límite.

Con la información anterior, se obtienen los momentos nominales máximos para la carga axial de la combinación crítica. Con ello, se definen la distribución de acero para el alma tanto horizontal como vertical.

Tabla 83

Diseño por corte de los muros del edificio modificado

Muro	Dirección	M _{nominal} tonf.m	V _u tonf	V _s tonf	db estribo vert.	s vert. m	db estribo horiz.	s horiz. m
P1	X	10100.00	659.40	537.37	∅ 1/2	0.175	∅ 1/2	0.125
P1	Y	5400.00	590.92	541.95	∅ 1/2	0.225	∅ 5/8	0.125
P5	X	7550.00	756.20	651.26	∅ 1/2	0.125	∅ 1/2	0.200
P6	Y	4500.00	661.86	597.03	∅ 1/2	0.150	∅ 5/8	0.125

Nota. Elaboración propia.

Las hojas de cálculo que muestran el procedimiento se encuentran en los Anexos. Luego, respecto a los elementos de borde, se obtuvo el valor de la posición del eje neutro mediante la obtención del diagrama de interacción para cada muro en las posiciones críticas. Así mismo, se hizo uso de la fórmula definida por la norma peruana para determinar si necesita elementos de borde. Finalmente, los resultados se muestran a continuación.

Tabla 84

Diseño del confinamiento en los elementos de borde de los muros

Muro	Dirección	L _m m	H m	2u m	c _{máx} m	c m	h _{cf} m	db estribo	s m
P1	X	8.40	21.30	0.0606	2.800	1.507	8.40	∅ 1/2	0.175
P1	Y	5.40	21.30	0.0747	1.800	1.384	7.30	∅ 1/2	0.175
P5	X	8.40	21.30	0.0606	2.800	1.192	8.40	∅ 1/2	0.175
P6	Y	6.40	21.30	0.0747	2.133	0.936	7.30	∅ 1/2	0.175

Nota. Elaboración propia.

Se define δ_u como el desplazamiento relativo del muro en la máxima altura del mismo, el c como la profundidad del eje neutro, h_{cf} como la altura confinada y el diámetro de estribos y su separación como s . Se puede observar por la información, que no se necesitan elementos de borde según verificación. Las hojas de cálculo que muestran el procedimiento se muestran en los Anexos.

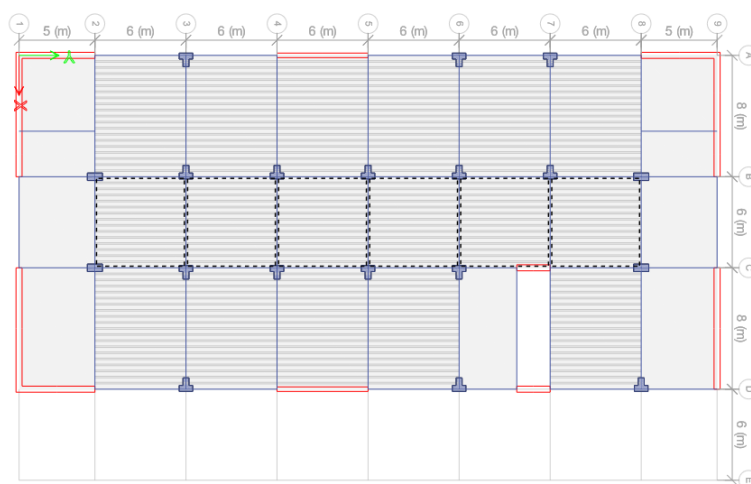
4.6.5 Losas Aligeradas

Para la presente, al diseñarse con cargas verticales (carga muerta y viva), la participación de la fuerza sísmica es nula. Por lo que no se podría realizar una comparación de enfoques, puesto que los mismos realizan las variaciones en las fuerzas sísmicas específicamente, y no en las cargas verticales. El diseño corresponde a las losas del edificio con modificaciones.

Se toman las características de las aligeradas, definidas anteriormente. Para el caso, se toma la losa central vertical de la planta del primer piso para el diseño, constando de 6 paños entre los ejes 2 y 8 horizontalmente; y B y C verticalmente.

Figura 68

Esquema de ubicación de losas aligeradas a diseñar para el edificio modificado



Nota. Elaboración propia.

Las cargas por área se obtienen del modelo estructural, calculándose las mismas para un ancho tributario de 0.40 m, que es el ancho de la vigueta del aligerado.

Tabla 85

Metrado de cargas para el tramo de losas a diseñar

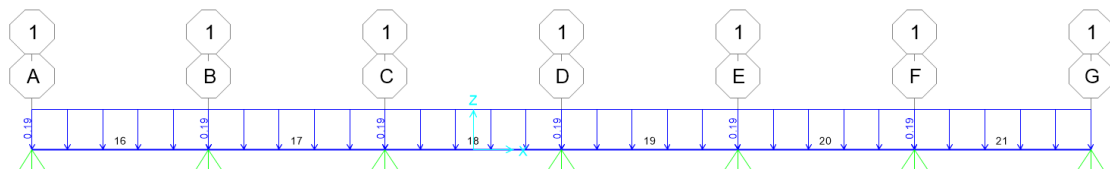
Cargas (tonf.m ²)	Tramo					
	2 a 3	3 a 4	4 a 5	5 a 6	6 a 7	7 a 8
Peso propio	0.350	0.350	0.350	0.350	0.350	0.350
Acabados	0.120	0.120	0.120	0.120	0.120	0.120
Sobrecarga	0.400	0.400	0.400	0.400	0.400	0.400
CM (tonf/m_{losa})	0.188	0.188	0.188	0.188	0.188	0.188
CV (tonf/m_{losa})	0.160	0.160	0.160	0.160	0.160	0.160

Nota. Elaboración propia.

La asignación y alternancia de carga viva realizada en SAP 2000 para obtener la envolvente de resultados se muestra a continuación:

Figura 69

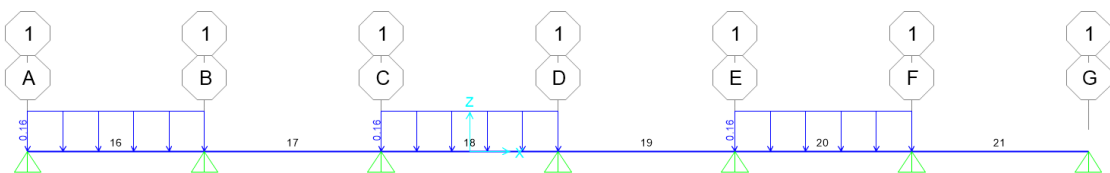
Cargas muertas asignadas al modelo estructural de losa



Nota. Elaboración propia.

Figura 70

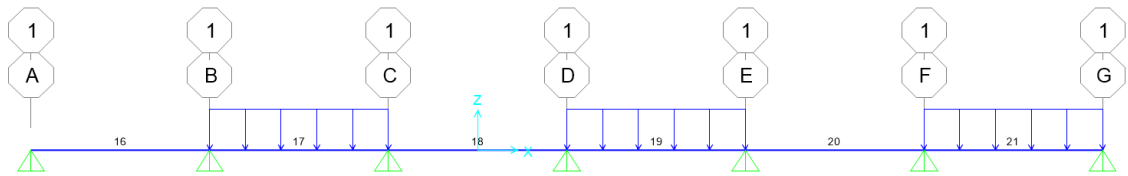
Primer estado de cargas vivas alternadas en el modelo estructural



Nota. Elaboración propia.

Figura 71

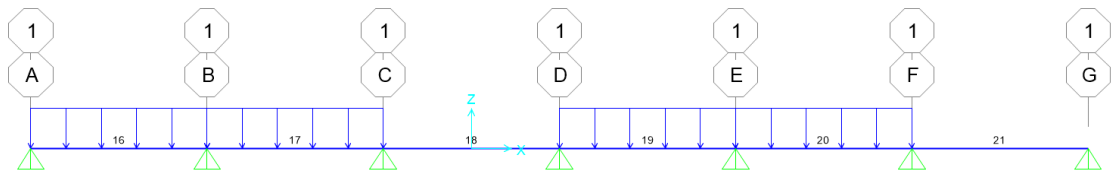
Segundo estado de cargas vivas alternadas en el modelo estructural



Nota. Elaboración propia.

Figura 72

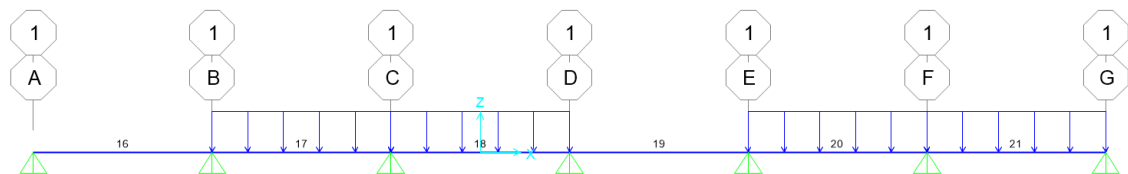
Tercer estado de cargas vivas alternadas en el modelo estructural



Nota. Elaboración propia.

Figura 73

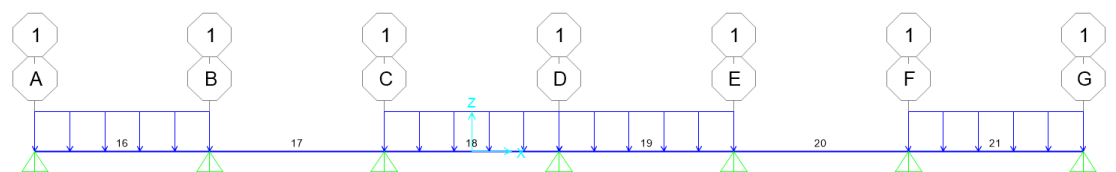
Cuarto estado de cargas vivas alternadas en el modelo estructural



Nota. Elaboración propia.

Figura 74

Quinto estado de cargas vivas alternadas en el modelo estructural

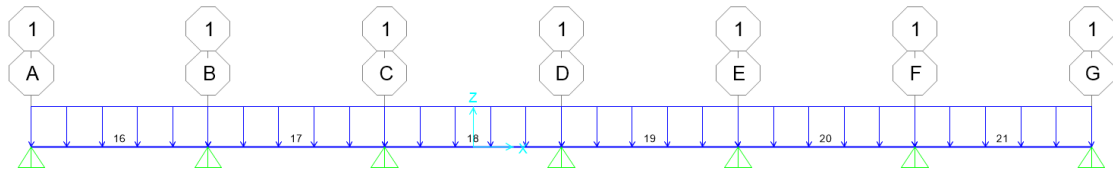


Nota. Elaboración propia.

Para la verificación de deflexiones, se define la carga viva aplicada en toda su extensión, para crear posteriormente la combinación de carga por servicio.

Figura 75

Cargas de servicio aplicadas en el modelo estructural

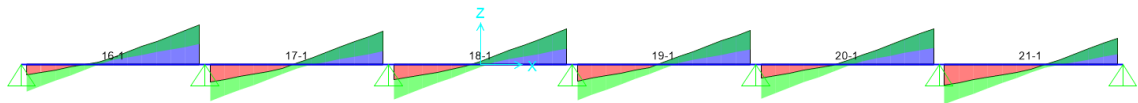


Nota. Elaboración propia.

Del análisis estructural se obtienen los momentos flectores y fuerzas cortantes.

Figura 76

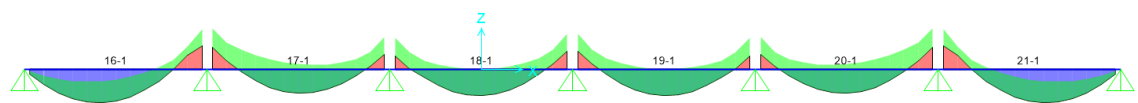
Diagrama de momentos últimos de la envolvente en el modelo estructural



Nota. Elaboración propia.

Figura 77

Diagrama de cortantes últimas de la envolvente en el modelo estructural



Nota. Elaboración propia.

Tabla 86

Fuerzas internas obtenidas del análisis estructural del tramo de losa aligerada

Diagrama	Posición	Tramo					
		2 a 3	3 a 4	4 a 5	5 a 6	6 a 7	7 a 8
DFV (tonf)	IZQ	-1.14	-1.59	-1.51	-1.56	-1.47	-1.75
	CENT	0.36	-0.20	0.17	-0.17	0.20	0.36
	DER	1.75	1.47	1.56	1.51	1.59	1.14

DMF (tonf.m)	IZQ	0.71	-1.85	-1.50	-1.64	-1.51	-1.82
	CENT	1.71	1.10	1.23	1.23	1.10	1.71
	DER	-1.82	-1.51	-1.64	-1.50	-1.85	0.71

Nota. La viga está orientada hacia la dirección Y. Elaboración propia.

Debido a que no existen momentos en los extremos, se define un momento negativo mínimo, de acuerdo a la Tabla 8.1 del Capítulo 8 de la norma E.060 del Perú, para miembros construidos monolíticamente con una viga de borde. La fórmula se define como:

$$M^- = \frac{w * ln^2}{24}$$

Considerando una carga última amplificada de 0.54 tonf/m para el ancho de vigueta, una longitud de 5.65 m, se obtiene un momento negativo mínimo de 0.71 tonf.m. Luego, para el diseño por flexión y considerando los datos proporcionados en el predimensionamiento, se definen los momentos de diseño para los momentos del análisis estructural.

Tabla 87

Diseño del refuerzo longitudinal para momentos negativos en el tramo de losa

MuD tonf.m	As cm ²	Disposición
1.94	2.53	1 @ 1/2 + 1 @ 1/2
1.55	1.98	1 @ 1/2 + 1 @ 3/8
1.02	1.27	1 @ 1/2

Nota. Elaboración propia.

Tabla 88

Diseño del refuerzo longitudinal para momentos positivos en el tramo de losa

MuD tonf.m	As cm ²	Disposición
2.10	2.53	1 @ 1/2 + 1 @ 1/2
1.65	1.98	1 @ 1/2 + 1 @ 3/8

Nota. Elaboración propia.

De ese modo se distribuyen los momentos de diseño según la necesidad; y consecuentemente, la cantidad de acero en cm^2 como se muestra. La hoja de cálculo con los datos se muestran en los Anexos.

Tabla 89

Momentos provenientes del diseño a flexión del tramo de losa

Diagrama	Posición	Tramo					
		2 a 3	3 a 4	4 a 5	5 a 6	6 a 7	7 a 8
DMF (tonf.m)	IZQ	1.02	1.94	1.55	1.94	1.55	1.94
	CENT	2.10	1.65	1.65	1.65	1.65	2.10
	DER	1.94	1.55	1.94	1.55	1.94	1.02

Nota. Elaboración propia.

Tabla 90

Cantidad de acero longitudinal diseñado del tramo de losa

Diagrama	Posición	Tramo					
		2 a 3	3 a 4	4 a 5	5 a 6	6 a 7	7 a 8
DMF (cm^2)	IZQ	1.27	2.53	1.98	2.53	1.98	2.53
	CENT	2.53	1.98	1.98	1.98	1.98	2.53
	DER	2.53	1.98	2.53	1.98	2.53	1.27

Nota. Elaboración propia.

La cantidad de acero que controla la contracción y temperatura, se calcula mediante el uso de la cuantía de 0.0018 para losas que usan aceros corrugados con un esfuerzo de fluencia de 4200 kg/cm^2 . Entonces, considerando el espesor de la losa superior del aligerado de 5 cm, varillas de acero de 1/4" de diámetro y en un ancho tributario de un metro, se obtiene una separación de 35.19 cm. Para la presente, se optará por una distribución de 17.50 cm.

La verificación de la cortante resistente se realiza tomando el mayor valor de la fuerza cortante obtenida del análisis estructural. Para el caso, se define una fuerza máxima de 1.75 tonf. La fuerza se tomó a una distancia igual al peralte efectivo de la losa, desde la cara de la viga adyacente a la losa.

Considerando un recubrimiento de 2.50 cm, así como la base de 10 cm de la vigueta; se obtiene la cortante resistente última del concreto mediante la fórmula:

$$\phi V_c = \phi * 0.53 * \sqrt{f'_c} * d * b$$

Siendo ϕ el factor de reducción por diseño de 0.85; la norma permite amplificar el valor de la cortante resistente en un 10%. De ello, se obtiene una cortante resistente de 1.87 tonf.

Se observa que el cortante resistente es mayor al máximo obtenido del análisis estructural, por lo que no es necesario realizar ensanches de losa.

La verificación de las deflexiones se realiza según lo indicado por la norma peruana y con referencia al manual de EMEQ Ingenieros llamado *CONTROL DE DEFLEXIONES DE LOSAS ALIGERADAS EN UNA DIRECCIÓN CON SAP2000*, analizando la sección cuando está agrietada. Para las características de la vigueta para el aligerado, se definen los siguientes valores:

Tabla 91

Datos para la verificación de deflexiones en losas

fr	33.47	kg/cm ²
n	7.97	
Yt+ (cm)	16.25	cm
Yt- (cm)	8.75	cm
Ig (cm ⁴)	22708.33	cm ⁴
M _{cr+}	0.47	tonf.m
M _{cr-}	0.87	tonf.m

Nota. Elaboración propia.

Siendo Yt+ la distancia a la fibra en tracción, la distancia a la fibra en compresión Yt-, el momento de inercia bruta Ig, el esfuerzo de agrietamiento fr, y los momentos de agrietamiento positivo y negativo M_{cr+} y M_{cr-}.

Luego, se muestra a continuación el procedimiento para la verificación de deflexiones.

Tabla 92

Deflexiones inmediatas por carga muerta

Eje	Ln m	As1 cm ²	As2 cm ²	c _{cr} cm	I _{cr} cm ⁴	Md tonf.m	I _{ei} cm ⁴	I _e cm ⁴	Factor	Δ'iD cm
2 a 3	5.65	0.00	2.53	4.23	7383.89	0.52	18531.90	19924	0.877	0.3110
		2.53	1.27	6.83	5985.36	0.61	22708.33			
		2.53	1.27	6.83	5985.36	0.61	22708.33			
3 a 4	5.65	0.00	1.98	3.79	5955.81	0.23	22708.33	22708.3	1.000	0.0633
		1.98	1.27	6.16	4925.28	0.43	22708.33			
		1.98	1.27	6.16	4925.28	0.43	22708.33			
4 a 5	5.65	0.00	1.98	3.79	5955.81	0.29	22708.33	22708.3	1.000	0.1176
		2.53	1.27	6.83	5985.36	0.49	22708.33			
		2.53	1.27	6.83	5985.36	0.49	22708.33			
5 a 6	5.65	0.00	1.98	3.79	5955.81	0.29	22708.33	22708.3	1.000	0.1176
		1.98	1.27	6.16	4925.28	0.43	22708.33			
		1.98	1.27	6.16	4925.28	0.43	22708.33			
6 a 7	5.65	0.00	1.98	3.79	5955.81	0.23	22708.33	22708.3	1.000	0.0633
		2.53	1.27	6.83	5985.36	0.61	22708.33			
		2.53	1.27	6.83	5985.36	0.61	22708.33			
7 a 8	5.65	0.00	2.53	4.23	7383.89	0.52	18531.90	19924	0.877	0.3110
		2.53	1.27	6.83	5985.36	0.61	22708.33			
		2.53	1.27	6.83	5985.36	0.61	22708.33			

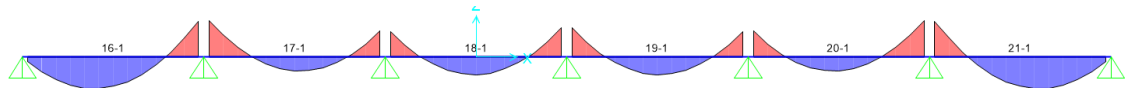
Nota. Elaboración propia.

Con As₁ y As₂ como los aceros superior e inferior respectivamente, provenientes del diseño por flexión del refuerzo longitudinal de la losa aligerada, c_{cr} la profundidad del eje neutro para los momentos negativos y positivos. Para el cálculo del c_{cr}, se utiliza una relación modular de 2n, por la existencia de acero a compresión y para el cálculo del momento de inercia de la sección agrietada. Md son los momentos producto de la carga muerta, obtenidas del modelo. Con tales momentos se realiza el cálculo de las inercias efectivas para cada posición de la viga; y posteriormente el cálculo de las inercias efectivas promedio según el artículo 9.6.2.4 de la norma E.060 peruana. El factor obtenido resulta la relación de la inercia promedio respecto a la inercia bruta de la sección, el cual se ingresa

al modelo para obtener las deflexiones por carga muerta, los cuales son mostrados como Δ^iD .

Figura 78

Diagrama de momentos flectores por carga muerta



Nota. Elaboración propia.

Después, se realiza el análisis para la condición de servicio, el procedimiento es similar.

Tabla 93

Deflexiones inmediatas por cargas de servicio

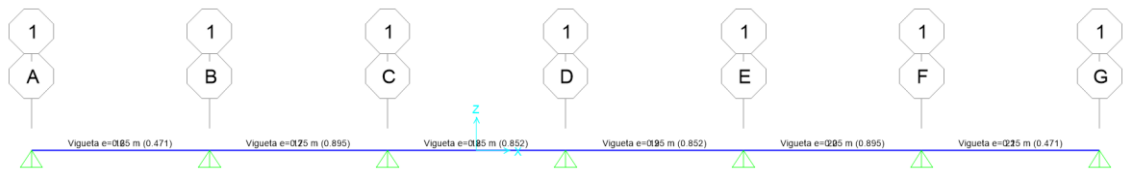
Eje	Ln m	As1 cm ²	As2 cm ²	c _{cr} cm	I _{cr} cm ⁴	M _s tonf.m	I _{ei} cm ⁴	I _e cm ⁴	Factor	Δ^iS cm
2 a 3	5.65	0.00	2.53	4.23	7383.89	0.96	9155.60	10698.40	0.471	1.0263
		2.53	1.27	6.83	5985.36	1.12	13783.99			
		2.53	1.27	6.83	5985.36	1.15	13189.44			
3 a 4	5.65	0.00	1.98	3.79	5955.81	0.42	22708.33	20328.61	0.895	0.1126
		1.98	1.27	6.16	4925.28	0.79	22708.33			
		1.98	1.27	6.16	4925.28	0.79	22708.33			
4 a 5	5.65	0.00	1.98	3.79	5955.81	0.54	16838.13	19349.87	0.852	0.2591
		2.53	1.27	6.83	5985.36	0.90	21014.86			
		2.53	1.27	6.83	5985.36	0.90	21014.86			
5 a 6	5.65	0.00	1.98	3.79	5955.81	0.54	16838.13	19349.87	0.852	0.2591
		1.98	1.27	6.16	4925.28	0.79	22708.33			
		1.98	1.27	6.16	4925.28	0.79	22708.33			
6 a 7	5.65	0.00	1.98	3.79	5955.81	0.42	22708.33	20328.61	0.895	0.1126
		2.53	1.27	6.83	5985.36	1.15	13189.44			
		2.53	1.27	6.83	5985.36	1.12	13783.99			
7 a 8	5.65	0.00	2.53	4.23	7383.89	0.96	9155.60	10698.40	0.471	1.0263

Nota. Elaboración propia.

Los nuevos factores se asignan a las viguetas como valor reducido de la inercia bruta. De ellos, para analizar la carga muerta y viva, se obtienen las deflexiones inmediatas por servicio, mostradas como $\Delta'iS$.

Figura 79

Esquema de modelado de losa con las inercias reducidas



Nota. Elaboración propia.

Luego, para determinar la deflexión inmediata por carga viva, se realiza la resta entre las deflexiones halladas anteriormente. Antes de realizar la diferencia, se realiza la corrección de la deflexión por carga muerta, debido a su incremento por la fisuración después de la aplicación de la carga viva. Finalmente, la diferencia se compara con lo indicado según la Tabla 9.2 según el artículo 9.6.2.6 de la norma E.060 peruana, tomándose el segundo caso para deflexiones inmediatas, debido a que se analiza un corredor.

Tabla 94

Deflexiones inmediatas por carga viva

Eje	Ln m	$\Delta'iD$ cm	$\Delta'iS$ cm	$\Delta'iL$ cm	$\Delta m\acute{a}x$ cm
2 a 3	5.65	0.579	1.026	0.447	1.569
3 a 4	5.65	0.071	0.113	0.042	1.569
4 a 5	5.65	0.138	0.259	0.121	1.569
5 a 6	5.65	0.138	0.259	0.121	1.569
6 a 7	5.65	0.071	0.113	0.042	1.569
7 a 8	5.75	0.579	1.026	0.447	1.597

Nota. Elaboración propia.

Se puede observar que la deflexión inmediata por carga viva es inferior a la máxima límite otorgada por la norma para los tramos mostrados.

Luego, se realiza la verificación de las deflexiones diferidas. La norma permite calcular la misma mediante el producto de la deflexión inmediata por la carga muerta y un porcentaje de la carga viva, y un factor definido por la norma E.060 en el artículo 9.6.2.5. Para el factor ξ , se considera un tiempo de 5 años a más para la carga viva y 3 meses para la carga muerta; así como una cuantía de acero a compresión en la parte media de la vigueta de cada tramo, el cual es nulo. Con los valores mencionados y las deflexiones inmediatas, se consiguen las deflexiones diferidas. Para la deflexión diferida máxima, se toma el cuarto caso.

Tabla 95

Verificación de las deflexiones diferidas

Eje	ρ'	$\xi'D$	$\xi'L$	$\lambda'\Delta D$	$\lambda'\Delta L$	ΔdD cm	ΔdL cm	Δ cm	$D_{m\acute{a}x}$ cm
2 a 3	0	1	2	1	2	0.579	0.447	1.474	2.35
3 a 4	0	1	2	1	2	0.071	0.042	0.154	2.35
4 a 5	0	1	2	1	2	0.138	0.121	0.380	2.35
5 a 6	0	1	2	1	2	0.138	0.121	0.380	2.35
6 a 7	0	1	2	1	2	0.071	0.042	0.154	2.35
7 a 8	0	1	2	1	2	0.579	0.447	1.474	2.40

Nota. Elaboración propia.

Para la verificación, se observan que las deflexiones diferidas son menores a la máxima dada por la norma.

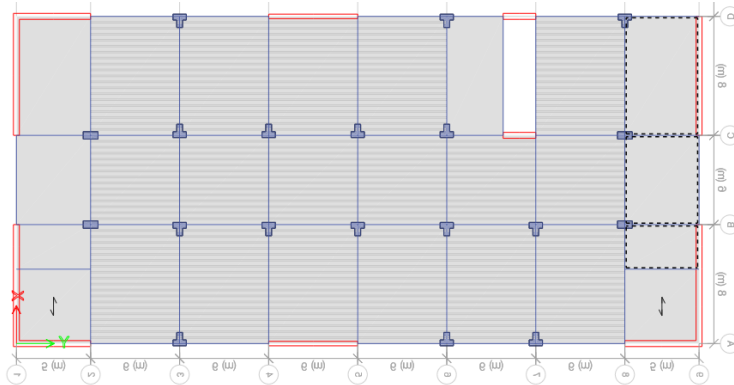
4.6.6 Losas Macizas

Al igual que en la sección para losas aligeradas, se diseñan las losas con cargas verticales (carga muerta y viva). Así, no se realiza la comparación de enfoques. Por lo que el diseño corresponde a las losas del edificio modificado.

Para el diseño, se toma la losa superior horizontal, constando de 2 paños y el paño anexo a la escalera; ubicada entre los ejes 8 y 9 horizontalmente, y entre los ejes A y C, verticalmente.

Figura 80

Esquema de ubicación de losas macizas a diseñar para el edificio modificado

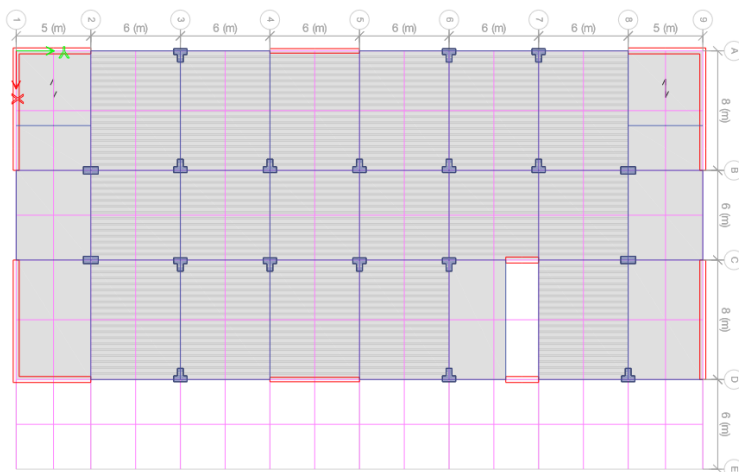


Nota. Elaboración propia.

Para obtener las fuerzas de diseño, se crearon franjas de columna en el modelo estructural. El mallado de las franjas se realizó de forma automática, verificándose que el ancho para cada una sea un cuarto de la menor dimensión para una serie de paños.

Figura 81

Esquema de ubicación de las franjas de diseño para losas macizas



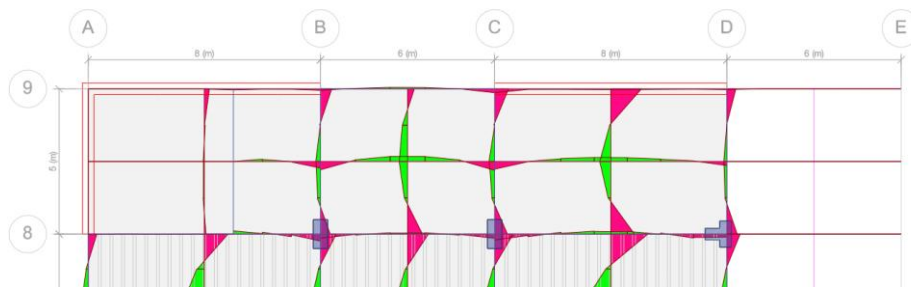
Nota. Elaboración propia.

A continuación se muestran los diagramas de momentos flectores y fuerzas cortantes para las franjas de diseño en las losas macizas, así como los valores

máximos en cuanto a fuerzas y momentos para cada tramo, obtenido del diagrama de forma manual. Cabe destacar que, no se está considerando las solicitaciones del paño anexo a la escalera, puesto que las mismas son mínimas. El acero diseñado para los paños analizados se compartirá para tal losa, así como las restantes de los demás pisos y al otro extremo de la planta.

Figura 82

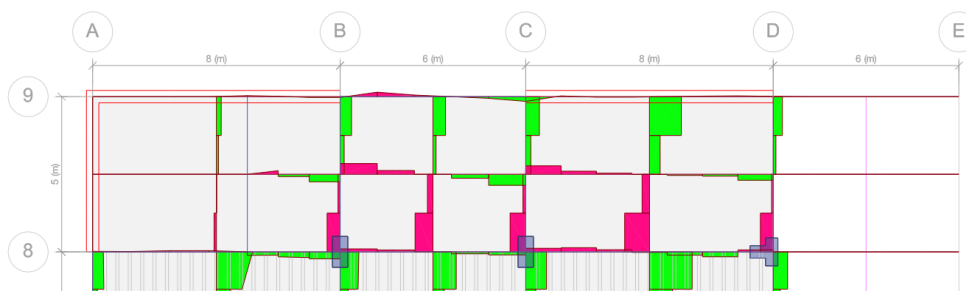
Diagrama de momentos últimos en franjas de diseño para las losas macizas



Nota. Elaboración propia.

Figura 83

Diagrama de cortantes últimas en franjas de diseño para las losas macizas



Nota. Elaboración propia.

Tabla 96

Fuerzas internas obtenidas en franjas para el tramo de losa maciza

Diagrama	Posición	Dirección X		Dirección Y	
		Losa 1	Losa 2	Losa 1	Losa 2
Momentos tonf.m	Superior	-3.78	-3.25	-6.11	-12.85
	Inferior	2.55	2.03	4.21	5.54
Cortantes	Superior	4.54	2.47	5.18	13.10

tonf	Inferior	-4.39	-3.46	-7.37	-10.23
------	----------	-------	-------	-------	--------

Nota. Elaboración propia.

Sin embargo, los valores mostrados están concentrados para los anchos definidos de cada franja de columna en el modelo. Los anchos de franja en X son de dimensiones 2.50 m, mientras que en la dirección Y, son de 3.00 y 4.00 m. Por lo que, para obtener los valores para analizar a un metro de ancho tributario, se dividen las cantidades iniciales por el ancho de franja:

Tabla 97

Fuerzas internas obtenidas para diseño del tramo de losa maciza

Diagrama	Posición	Dirección X		Dirección Y	
		Losa 1	Losa 2	Losa 1	Losa 2
Momentos tonf.m	Superior	-1.51	-1.30	-2.04	-3.21
	Inferior	1.02	0.81	1.40	1.38
Cortantes tonf	Superior	1.82	0.99	1.73	3.27
	Inferior	-1.76	-1.38	-2.46	-2.56

Nota. Elaboración propia.

Para el diseño por flexión se consideraron los momentos máximos para cada dirección y posición, repartiéndose el acero en todos los paños. Para una sección de 1 m de ancho y 20 cm de peralte bruto, se tiene lo siguiente:

Tabla 98

Diseño por flexión del tramo de losa maciza escogido

Dirección	Posición	f'c kg/cm ²	fy kg/cm ²	Mu tonf.m	As tracc requerido cm ²	As tracc diseñado cm ²	MuD diseño tonf.m	Diámetro db	Separación m
X	SUP	280	4200	1.24	1.89	3.56	2.31	3/8	0.20
	INF	280	4200	0.87	3.15	3.56	2.31	3/8	0.20
Y	SUP	280	4200	3.55	5.52	6.33	4.06	1/2	0.20
	INF	280	4200	1.30	2.11	3.56	2.31	3/8	0.20

Nota. Elaboración propia.

Se toma la distribución de aceros como se muestra para la planta en las losas macizas. Las hojas de cálculo que tienen los datos y el detallado del refuerzo en planos se encuentran en los Anexos.

La verificación de la cortante resistente se realiza utilizando la fórmula clásica.

- $\phi V_c = \phi * 0.53 * \sqrt{f'_c} * d * b$

Se toma entonces el mayor valor de la fuerza cortante del análisis estructural. La fuerza máxima es de 3.27 tonf. Por lo tanto, para un factor de reducción ϕ por corte de 0.85, considerando las dimensiones de la losa mencionadas en el diseño a flexión, y tomando la ampliación de la cortante resisten en un 10%, se obtiene una cortante última resistente del concreto de 14.51 tonf.

Se observa que la cortante resistente es mayor por mucho a la crítica. No es necesario modificar la sección de la losa.

4.6.7 Escalera

La escalera se diseña por cargas verticales, sin considerar la carga sísmica; por lo que se realizaría el diseño para la escalera del edificio modificado.

Para el diseño, se toma la escalera de dos tramos ubicada en el primer nivel, ubicada entre los ejes horizontales 1 y 2, y los ejes verticales A y B. La escalera se encuentra apoyada longitudinalmente y las cargas se distribuyen en ese sentido.

Las fuerzas de diseño se obtuvieron de modelar la estructura en el programa Ftool – Two Dimensional Frame Analysis. Para el modelo, se consideraron los siguientes datos:

Tabla 99

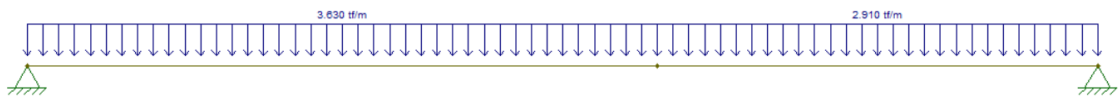
Datos para el modelado estructural de la escalera en Ftool

f'c	fy	b	hm	L1	L2	Wu1 tramo 1 tonf/m	Wu2 tramo 2 tonf/m
kg/cm ²	kg/cm ²	m	m	m	m		
280	4200	1.00	0.28	3.15	2.20	3.60	2.91

Nota. Elaboración propia.

Figura 84

Modelo estructural de la escalera en Ftool

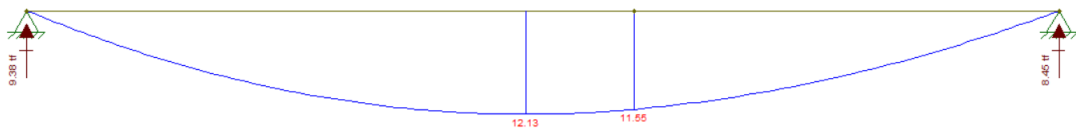


Nota. Elaboración propia.

Luego, se obtuvieron las fuerzas y momentos últimos del análisis con el programa.

Figura 85

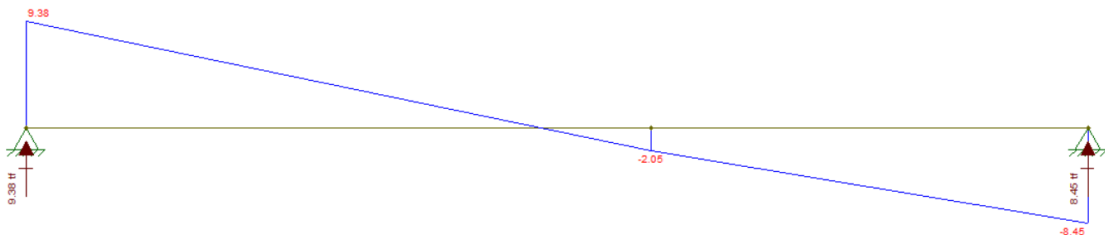
Diagrama de momentos flectores del análisis de la escalera



Nota. Elaboración propia.

Figura 86

Diagrama de fuerzas cortantes del análisis de la escalera



Nota. Elaboración propia.

Respecto al diagrama de fuerzas cortantes, se obtuvo una cortante máxima de 9.38 tonf en el apoyo izquierdo; mientras que para el diagrama de momentos flectores, se obtuvo un momento máximo de 12.13 tonf.m. Luego, el factor para el momento máximo positivo se considera 1 por estar el tramo de escalera apoyado sobre un muro portante. Por lo que el momento máximo positivo es 12.13 tonf.m. Para el momento máximo negativo, se considera un apoyo semirígido, por lo que el factor es 1/3. Luego, el momento máximo negativo es 4.04 tonf.m.

Del diseño por flexión, se proponen varillas de acero de 5/8" @ 0.15 m para el acero positivo, y varillas de 1/2" @ 0.20 m para el acero negativo. El refuerzo por temperatura se calcula de la misma forma que aparece en la sección de losas aligeradas. Se calcula el área de acero mínima:

- $A_{s_{min}} = 0.0018 * b * t$

Con b como el ancho de la escalera y t como el espesor de la garganta de valor 18 cm, se obtiene un área de acero mínima de 6.48 cm². Con ello, se proponen varillas de acero de 3/8" @ 0.20 m.

Respecto a la verificación por cortante, se obtuvo una fuerza máxima de 9.38 tonf. Considerando el espesor de la garganta y el ancho de la escalera ya mencionados en el párrafo anterior; al aplicar la fórmula clásica mostrada en el apartado de losas, se obtiene una cortante última resistente de 27.14 tonf. Así, se observa que la cortante resiste es mayor por mucho a la cortante obtenida, por lo que se concluye que no se necesita modificar la sección de la escalera. La hoja de cálculo para la escalera, así como el detallado del acero se encuentran en los Anexos.

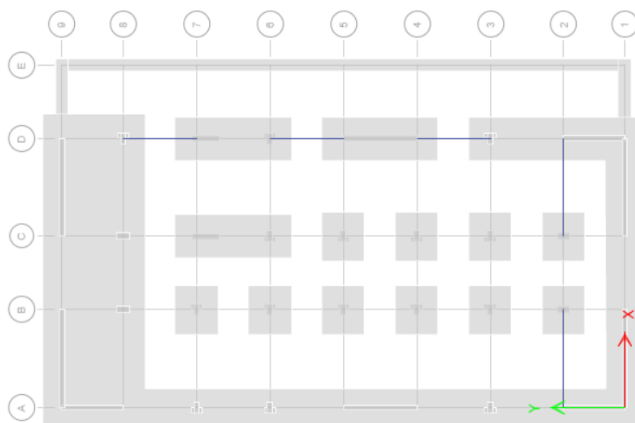
4.6.8 Cimentaciones Superficiales

El modelado y diseño de las cimentaciones se realizó con el uso del programa SAFE. La propuesta fue de zapatas combinadas, corridas y aisladas, así como

viga de cimentación. Para la presente, no se realizará el diseño de las cimentaciones para los edificios originales en los cuales fue aplicada la excentricidad accidental de forma estática y dinámica; puesto que, para el diseño de las cimentaciones, se toman las fuerzas estáticas, las cuales varían de forma mínima entre ambos enfoques aplicados. Por lo anterior, no se profundizará en el diseño de la misma.

Figura 87

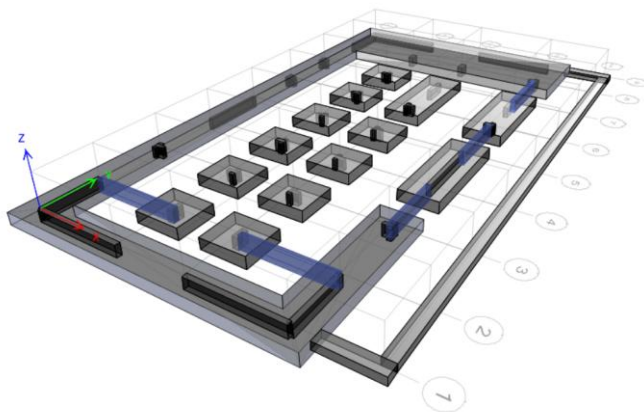
Modelo de la cimentación en planta



Nota. Elaboración propia.

Figura 88

Modelo de la cimentación en 3D



Nota. Elaboración propia.

4.6.8.1 Verificación de Presiones

La verificación de presiones se realiza en el programa SAFE. Se utiliza el módulo de reacción del suelo relacionado al esfuerzo admisible definido anteriormente (2.55 kgf/cm² relacionado aproximadamente a 5.10 kgf/cm³).

Figura 89

Relación de esfuerzos admisibles y el módulo de balasto

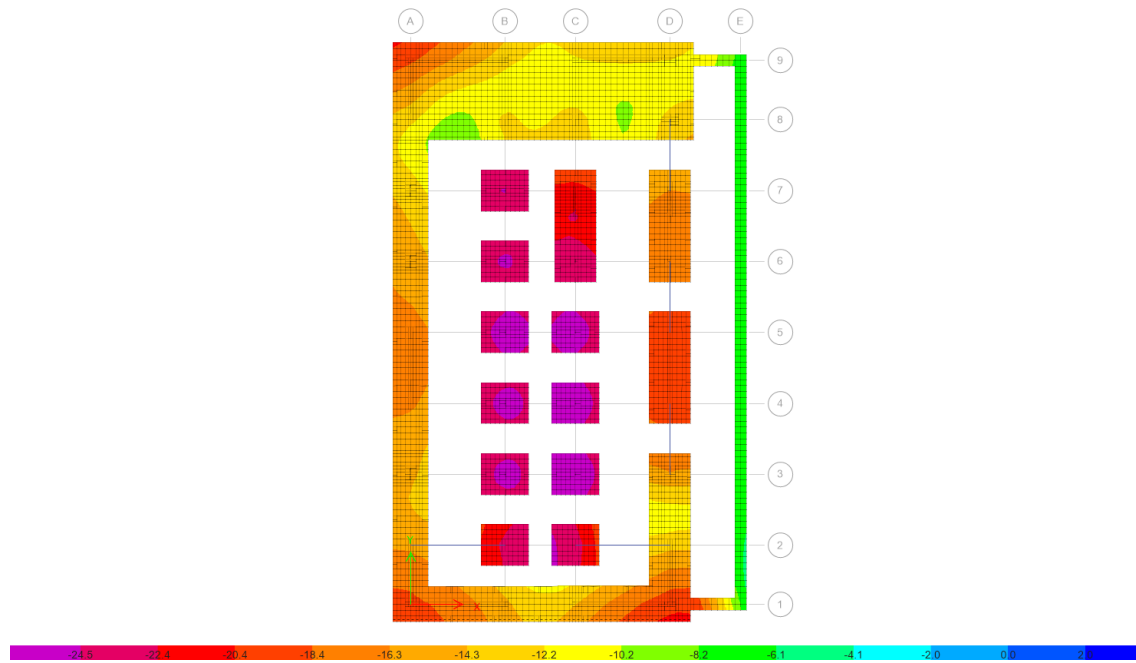
Modulo de Reaccion del Suelo Datos para SAFE					
Esf Adm (Kg/Cm ²)	Winkler (Kg/Cm ³)	Esf Adm (Kg/Cm ²)	Winkler (Kg/Cm ³)	Esf Adm (Kg/Cm ²)	Winkler (Kg/Cm ³)
0.25	0.65	1.55	3.19	2.85	5.70
0.30	0.78	1.60	3.28	2.90	5.80
0.35	0.91	1.65	3.37	2.95	5.90
0.40	1.04	1.70	3.46	3.00	6.00
0.45	1.17	1.75	3.55	3.05	6.10
0.50	1.30	1.80	3.64	3.10	6.20
0.55	1.39	1.85	3.73	3.15	6.30
0.60	1.48	1.90	3.82	3.20	6.40
0.65	1.57	1.95	3.91	3.25	6.50
0.70	1.66	2.00	4.00	3.30	6.60
0.75	1.75	2.05	4.10	3.35	6.70
0.80	1.84	2.10	4.20	3.40	6.80
0.85	1.93	2.15	4.30	3.45	6.90
0.90	2.02	2.20	4.40	3.50	7.00
0.95	2.11	2.25	4.50	3.55	7.10
1.00	2.20	2.30	4.60	3.60	7.20
1.05	2.29	2.35	4.70	3.65	7.30
1.10	2.38	2.40	4.80	3.70	7.40
1.15	2.47	2.45	4.90	3.75	7.50
1.20	2.56	2.50	5.00	3.80	7.60
1.25	2.65	2.55	5.10	3.85	7.70
1.30	2.74	2.60	5.20	3.90	7.80
1.35	2.83	2.65	5.30	3.95	7.90
1.40	2.92	2.70	5.40	4.00	8.00
1.45	3.01	2.75	5.50		
1.50	3.10	2.80	5.60		

Nota. De la tabla se define el módulo a ingresar en el programa de cálculo y modelado. Elaboración propia.

En el programa se definieron las combinaciones de carga para la verificación de presiones en la cimentación. Se muestra a continuación las presiones en la cimentación para cada combinación.

Figura 90

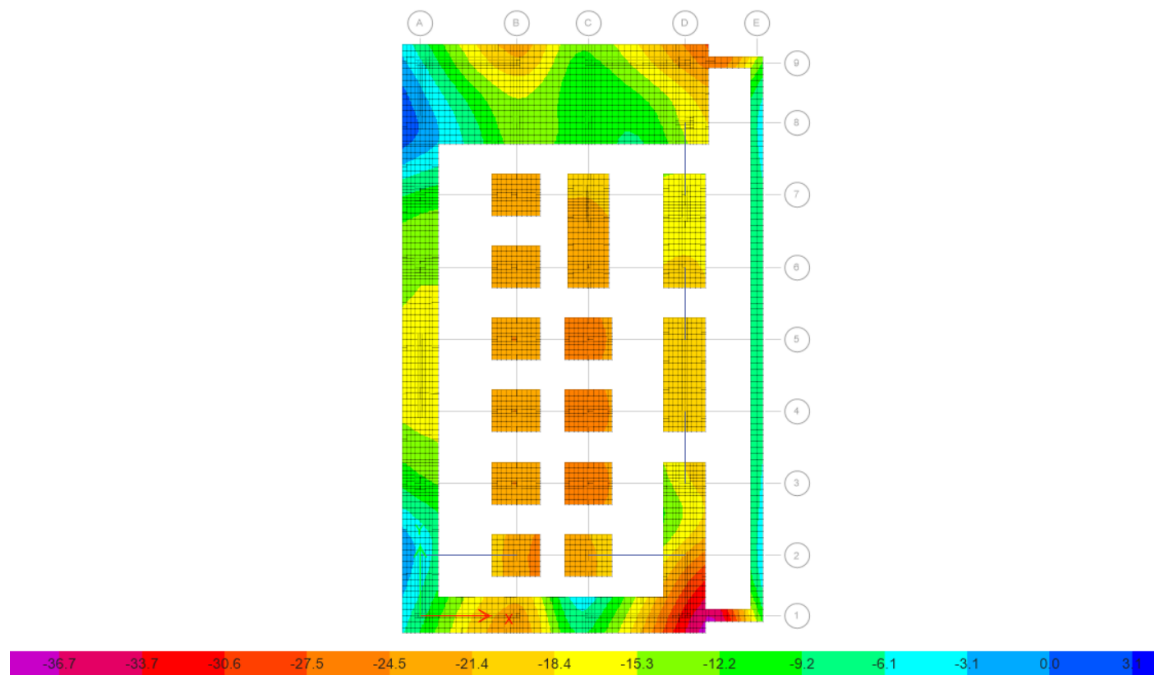
Presión por servicio, D+L



Nota. Elaboración propia.

Figura 91

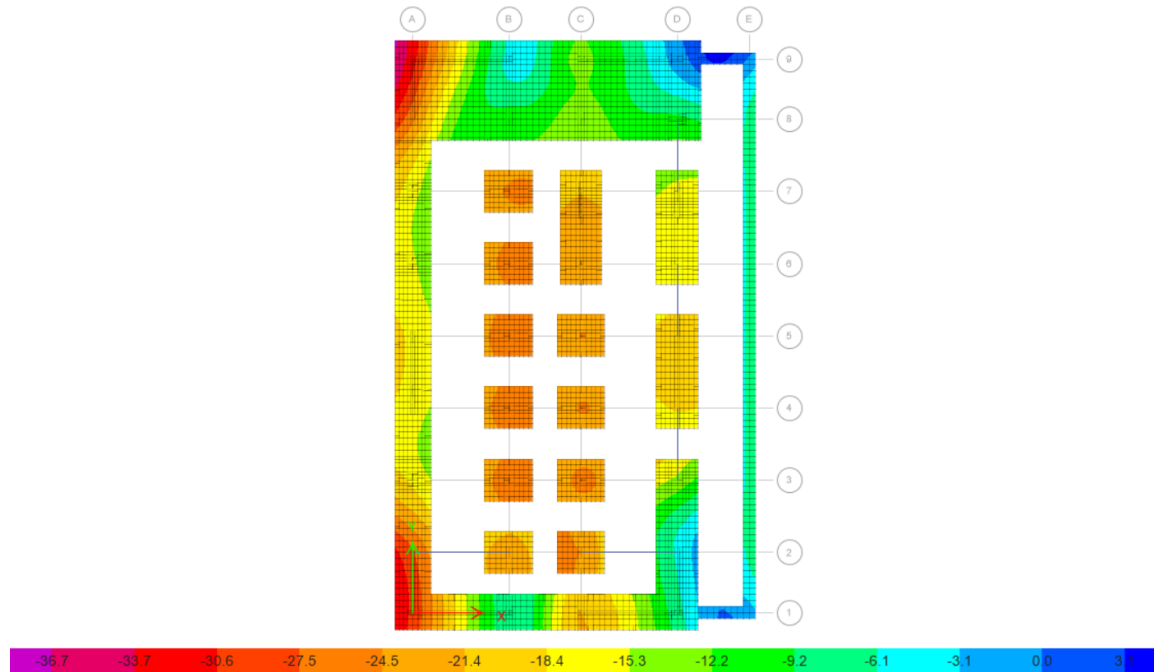
Presión por servicio y sismo positivo en X, D+L+0.8SX



Nota. Elaboración propia.

Figura 92

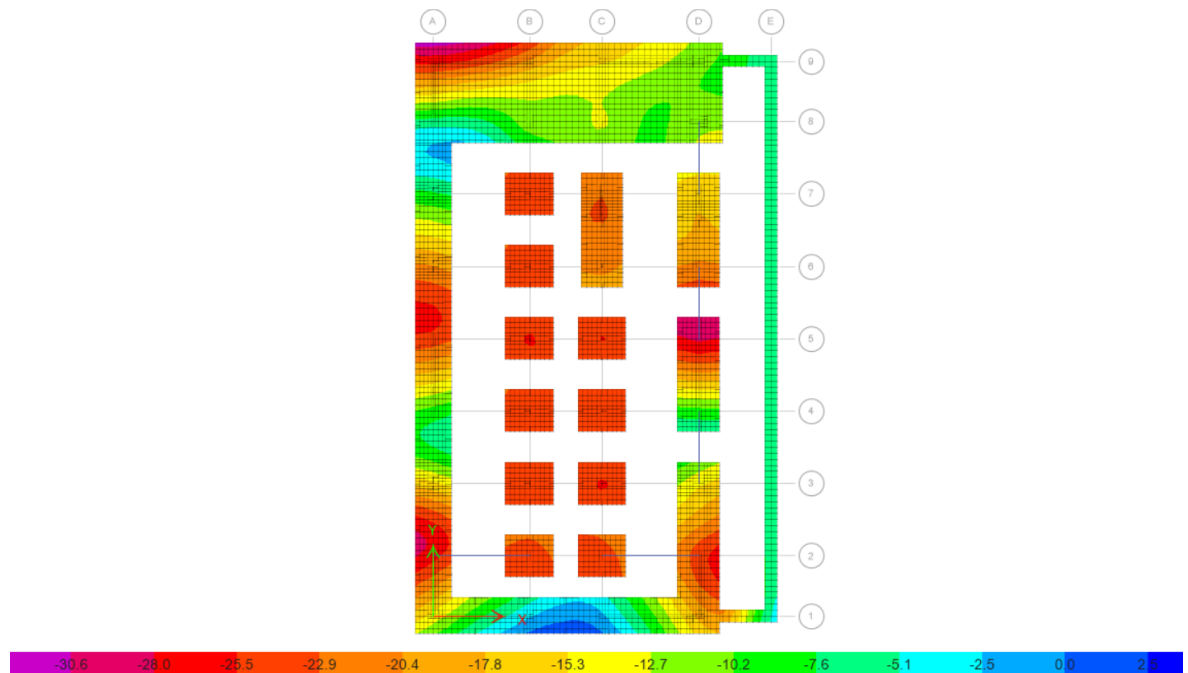
Presión por servicio y sismo negativo en X ,D+L-0.8SX



Nota. Elaboración propia.

Figura 93

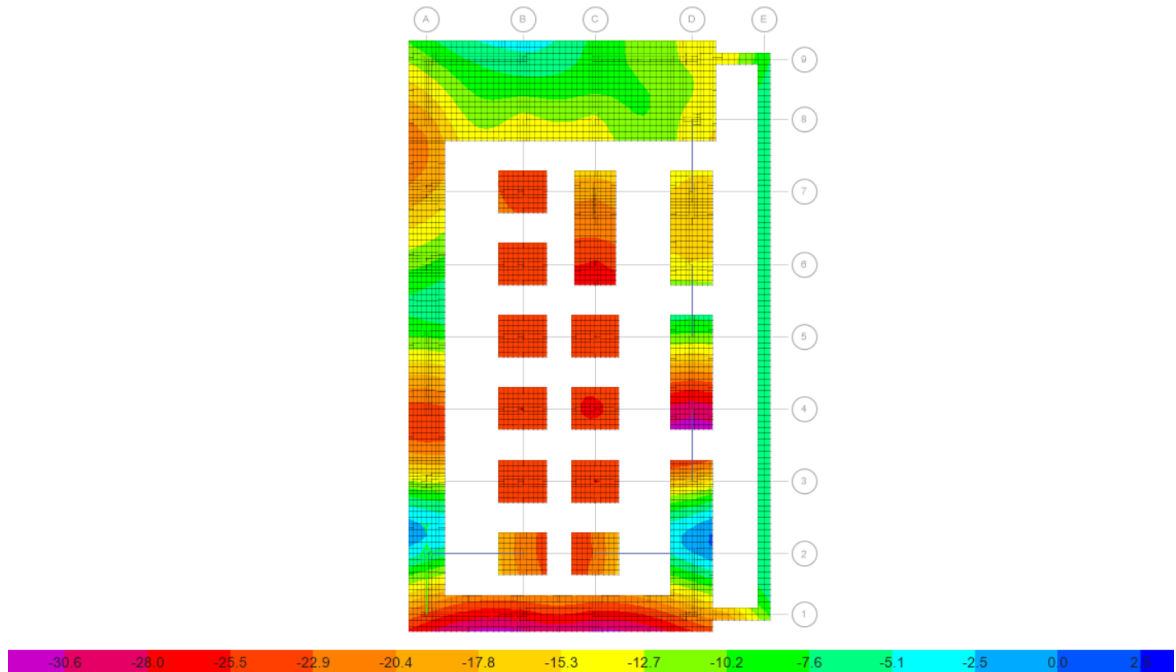
Presión por servicio y sismo positivo en Y, D+L+0.8SY



Nota. Elaboración propia.

Figura 94

Presión por servicio y sismo negativo en Y, D+L-0.8SY



Nota. Elaboración propia.

De las imágenes, se extrae:

- La presión máxima encontrada para la combinación de cargas $D + L$ es de 2.53 kgf/cm², en las zapatas aisladas, siendo menor la presión en el resto.
- La presión máxima encontrada para la combinación de cargas $D+L+0.8SX$ es de 3.61 kgf/cm², en la intersección de ejes 1 – D. Se observan ligeras tensiones en el lado izquierdo de la cimentación así como presiones menores en el resto.
- La presión máxima encontrada para la combinación de cargas $D+L-0.8SX$ es de 3.69 kgf/cm², en la intersección de ejes 9 – A. Se observan ligeras tensiones en el lado derecho de la cimentación así como presiones menores en el resto.
- La presión máxima encontrada para la combinación de cargas $D+L+0.8SY$ es de 3.09 kgf/cm², en la intersección de ejes 9 – A. Se

observan ligeras tensiones en el lado inferior de la cimentación así como presiones menores en el resto.

- La presión máxima encontrada para la combinación de cargas $D+L-0.8SY$ es de 3.12 kgf/cm^2 , en la intersección de ejes 4 – D. No se observan tensiones en la planta.

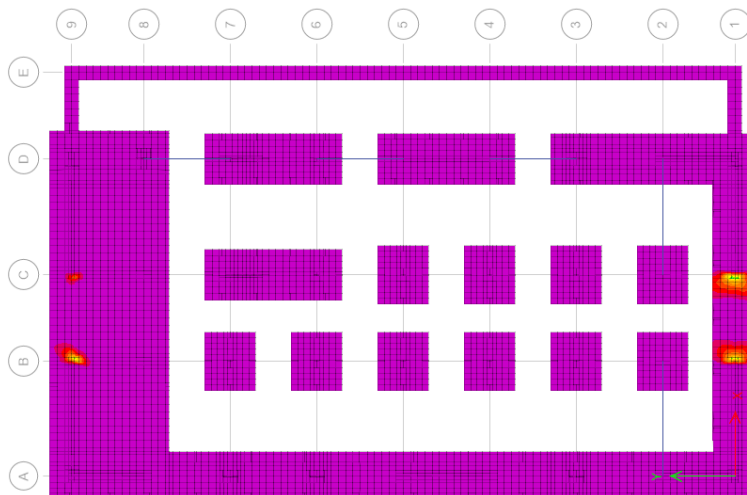
Debido a que las presiones máximas detectadas son mayores a las verificadas en el EMS, se proyectan falsas zapatas de 1.00 m de altura para llegar a la presión admisible calculada a una profundidad de 7.00 m, la cual es 3.79 kgf/cm^2 , considerando la amplificación de la capacidad máxima admisible.

4.6.8.2 Diseño del Acero de Refuerzo

El diseño de la cimentaciones en general se realizó con SAFE, mediante el uso de elementos finitos, definido en el mismo programa. Como propuesta inicial, se definieron varillas de 1" separadas cada 20 cm.

Figura 95

Requerimiento de acero de refuerzo en X, cara superior

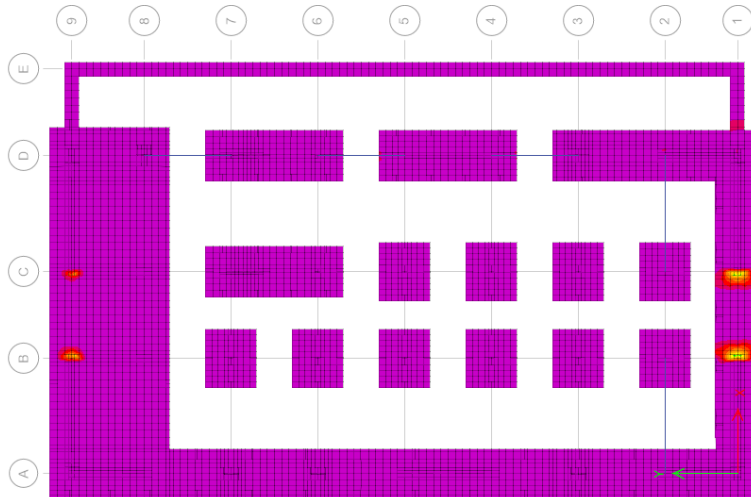


Nota. Elaboración propia.

Se observa la necesidad de acero adicional en los costados de los muros en las zonas coloreadas. El acero máximo cuantificado se traduce como $0.25 \text{ cm}^2/\text{cm}$.

Figura 96

Requerimiento de acero de refuerzo en X, cara inferior

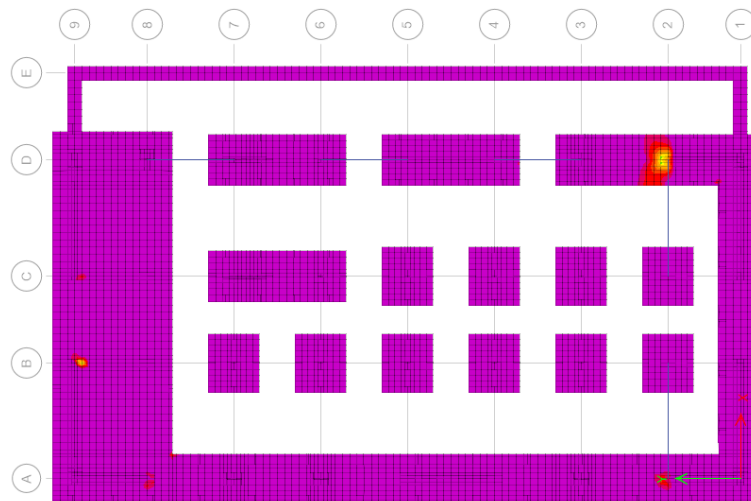


Nota. Elaboración propia.

Se observa la necesidad de acero adicional en los costados de los muros en las zonas coloreadas. El acero máximo cuantificado se traduce como $0.29 \text{ cm}^2/\text{cm}$.

Figura 97

Requerimiento de acero de refuerzo en Y, cara superior

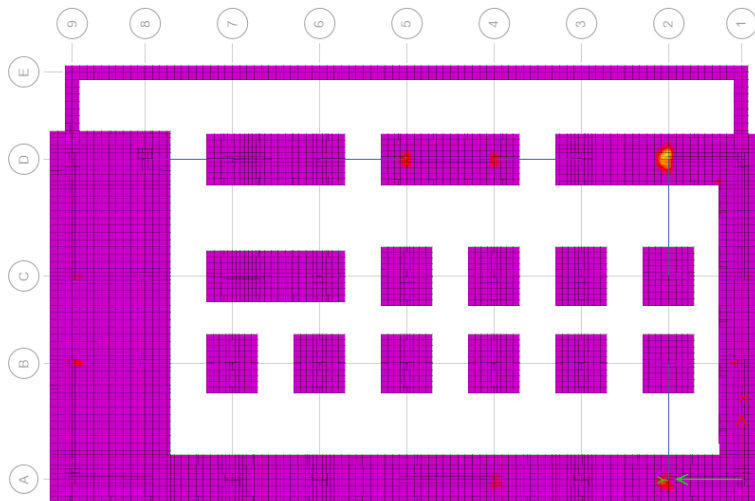


Nota. Elaboración propia.

Se observa la necesidad de acero adicional en los costados de los muros en las zonas coloreadas. El acero máximo cuantificado se traduce como $0.22 \text{ cm}^2/\text{cm}$.

Figura 98

Requerimiento de acero de refuerzo en Y, cara inferior



Nota. Elaboración propia.

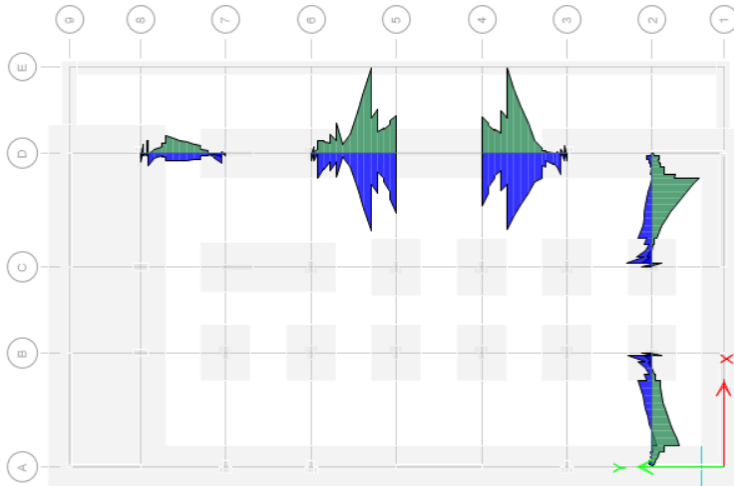
Se observa la necesidad de acero adicional en los costados de los muros en las zonas coloreadas. El acero máximo cuantificado se traduce como $0.12 \text{ cm}^2/\text{cm}$.

Se propone como distribución de acero en ambas direcciones varillas de 1" dispuestas cada 20 cm. En las zonas de sobre exigencia de refuerzo, se añaden varillas adicionales del mismo diámetro a cada 20 cm.

Respecto a las vigas de cimentación, se obtuvieron los momentos máximos de acuerdo al análisis estructural en el mismo programa.

Figura 99

Diagrama de momentos últimos en las vigas de cimentación



Nota. Elaboración propia.

El momento máximo para las vigas en la dirección X, es de -65.55 tonf.m. El momento máximo para las vigas en la dirección Y, es de -117.26 tonf.m. El diseño de acero se realiza para las vigas entre C-D, 2-2 y D-D,4-3.

Con las dimensiones de las vigas anteriormente definidas (40 cm de ancho y 120 cm de alto), se realiza el diseño por flexión de forma similar a como se realizó en el apartado de VIGAS.

Para un momento máximo de -65.55 ton.m, se necesita un área de acero 16.14 cm² en la zona superior. Se compensa con la propuesta de 2 capas de acero con 4 varillas en cada capa de 3/4", distribuidas uniformemente. En la zona inferior se propone 2 capas de acero con 4 varillas de acero en cada capa, de 3/4" distribuidas del mismo modo.

Para un momento máximo de -117.26 tonf.m, se necesita un área de acero 28.90 cm² en la zona superior. Se compensa con la propuesta de 3 capas de acero con 4 varillas en cada capa de 3/4", distribuidas uniformemente. En la zona inferior

se proponen 3 capas de acero con 4 varillas de acero en cada capa, de 3/4" distribuidas del mismo modo. El cálculo se muestra en los Anexos.

Debido al peralte considerable de la viga en cuestión, se proponen aceros superficiales bordeando el peralte de la viga a cada 30 cm como máximo, estos serán de 3/8".

4.6.8.3 Verificación del Cortante Resistente

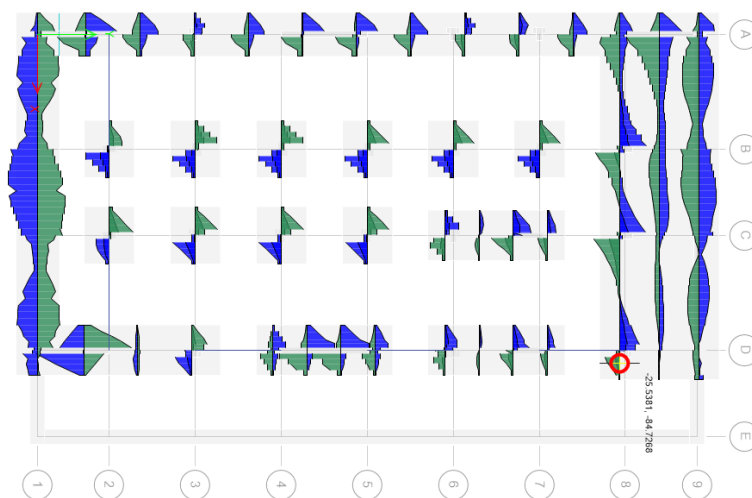
La verificación del cortante resistente se realiza obteniendo las fuerzas cortantes últimas del análisis estructural comparándolas con el cortante obtenido de la fórmula clásica para el concreto.

- $\phi V_c = 0.53 * \sqrt{f'c} * b * d * 0.85$

Para las cimentaciones en general, considerando un ancho de 3.50 m y el peralte definido anteriormente, así como la resistencia del material, se obtiene el valor de la fuerza cortante última resistente de 244.05 tonf. Las fuerzas cortantes últimas del análisis estructural se obtuvieron del mismo SAFE:

Figura 100

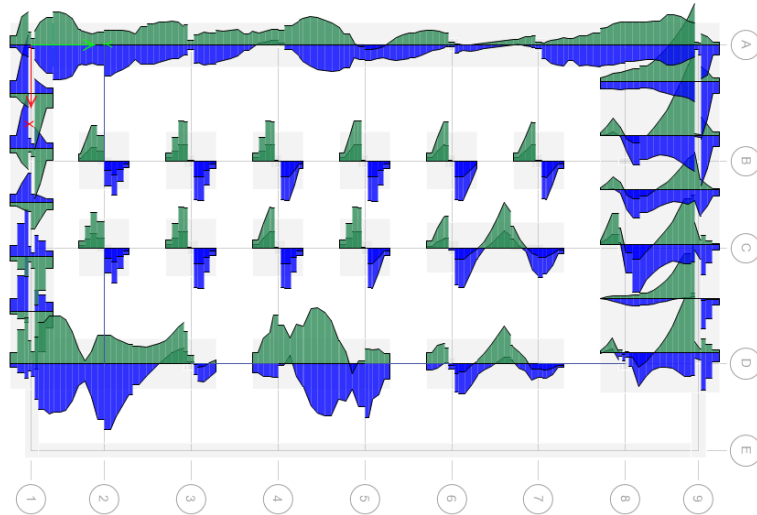
Diagrama de fuerzas cortantes en X de la cimentación



Nota. Elaboración propia.

Figura 101

Diagrama de fuerzas cortantes en Y de la cimentación



Nota. Elaboración propia.

En la dirección X, se obtuvo un cortante máximo de 198.39 tonf. Este valor es inferior al calculado anteriormente. El resto de valores son menores, por lo que comenta que en la dirección X, el peralte escogido es suficientemente resistente.

En la dirección Y, se obtuvo un cortante máximo de 174.32 tonf. Al igual que en el caso anterior, la cortante determinada es inferior a la resistente calculada. Se comenta que en la dirección Y, el peralte escogido es suficiente.

Respecto a las vigas de cimentación, se toman las fórmulas para determinar las separaciones de estribos mencionadas en el apartado de VIGAS. Se asume una separación de 20 cm.

4.6.9 Estructuras de Contención

4.6.9.1 Definición de Cargas

Debido a que el EMS no ofrece directamente el ángulo de fricción interna del suelo, el mismo se estima a partir de la siguiente tabla extraída del libro de Braja M. Das.

Figura 102

Relación referencial entre el tipo de suelo y ángulo de fricción

TABLA 1.3
ANGULO DE FRICCIÓN INTERNA "a"

Tipo de suelo	θ ° (grados)
<i>Arena: granos redondeados</i>	
Suelta	27 - 30
Media	30 - 35
Densa	35 - 38
<i>Arena: granos angulares</i>	
Suelta	30 - 35
Media	35 - 40
Densa	40 - 45
<i>Grava con algo de arena</i>	34 - 48
Arcillas consolidadas	20 - 30
Limos	26 - 35

Braja M. Das, 2001

Nota. Extraído de Fundamentos de Ingeniería Geotécnica de Braja M. Das (2001)

Considerando las características del suelo vistas en el EMS, se toma el rango dado para *grava con algo de arena*, adoptándose el menor valor de 34°. De la fórmula para estimar el coeficiente por empuje en reposo:

- $k_0 = 1 - \text{sen}\phi_f$

Reemplazando, se obtiene un coeficiente de 0.4408. El peso específico del suelo se toma del EMS, el cual, para una profundidad aproximada de de 5 m, se obtiene 1.876 tonf/m³. También, se considera la profundidad como la altura del muro de sótano hasta la mitad de la cimentación, de peralte 80 cm propuesto, y una profundidad de relleno de 70 cm, teniendo un valor de 4.8 m. El espesor de muro considerado inicialmente es de 30.00 cm.

Se consideran las cargas laterales por sobrecarga y suelo. El primero, considerando una sobrecarga de 0.30 tonf/m, multiplicada por el coeficiente por empuje en reposo, otorga una carga distribuida lateral uniforme de 0.132 tonf/m.

El segundo, considerando el suelo, y a partir de la fórmula:

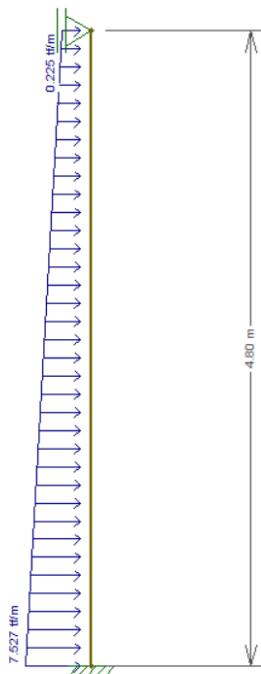
- $C = k_0 * Z * \gamma$

Otorga una carga triangular distribuida de 4.2952 tonf/m. Para obtener las cargas últimas se amplifica por 1.7.

Para el análisis estructural del muro, se usa el programa FTOOL. Se muestra continuación el modelo matemático con las cargas amplificadas:

Figura 103

Modelo matemático de la sección del muro de sótano



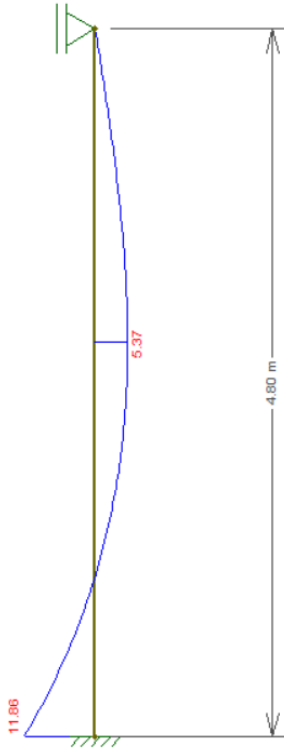
Nota. Elaboración propia.

4.6.9.2 Diseño del Acero de Refuerzo

El diseño del acero se realizó a partir del diagrama de momentos flectores obtenidos del análisis estructural con el modelo matemático definido anteriormente:

Figura 104

Diagrama de momento flector de la sección de muro de sótano



Nota. Elaboración propia.

Para un momento máximo de 11.86 ton.m, se necesita un área de acero 14.80 cm². Se proponen varillas de 3/4" distribuidas a cada 17.5 cm en ambas caras del muro. El cálculo se muestra en los Anexos. El acero horizontal se puede diseñar al igual que el acero por temperatura. Para un ancho de 30 cm:

- $A_{st} = 0.0018 * 100 * 30 = 5.4 \text{ cm}^2/m$

Considerando varillas de 1/2", obtenemos una separación de 23.45 cm. Se propone una separación de varillas de 20 cm.

4.6.9.3 Verificación del Cortante Resistente

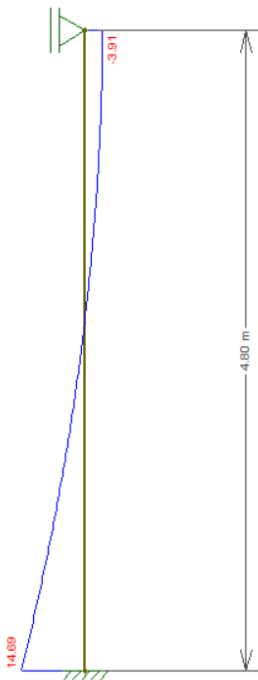
Del mismo modo anterior, se realiza la verificación del cortante resistente, comparando esta con el cortante último dado del análisis estructural:

- $\phi V_c = 0.53 * \sqrt{f'c} * b * d * 0.85$

Con un ancho de 1.00 m y el espesor del muro definido a 30 cm, se obtiene el valor de la fuerza cortante última resistente de 16.96 tonf. Las fuerzas cortantes últimas del análisis estructural se obtuvieron con el FTOOL:

Figura 105

Diagrama de fuerzas cortantes de la sección de muro de sótano



Nota. Elaboración propia.

Se puede observar un cortante máximo de 14.89 tonf, sin considerar una distancia “d” desde la cara del elemento inferior. Se comenta entonces que el valor a tal distancia es menor, por lo que se asegura que la sección resiste el corte, sin aumentar el espesor del muro.

4.7 Discusión de Resultados

Para el procedimiento de adición de la excentricidad accidental de forma estática, se observan resultados regulares, sin exceder los límites en distorsión, irregularidades exceptuando la torsión. Para la verificación de la torsión, el límite definido por la norma es mayor al obtenido de tal verificación. Es decir, con el método estático no se detecta irregularidad por torsión.

De forma convencional, se puede proseguir con el diseño estructural de la edificación posteriormente. Sin embargo, cabe resaltar nuevamente que la aplicación de la excentricidad accidental según la norma peruana, debe ser realizada mediante el desplazamiento del centro de masas, de forma igual a la descrita en el enfoque dinámico. Por lo que se tiene que realizar una revisión más con tal fin antes de continuar.

Para el procedimiento de adición de la excentricidad accidental de forma dinámica, se observan resultados regulares, sin exceder los límites en distorsión de piso, irregularidades exceptuando la torsión. Respecto a la verificación de la torsión, se obtiene una relación de desplazamientos mayor al límite impuesto por la norma en la dirección X. Debido al tipo de edificación considerada en la tesis, no es posible ignorar la irregularidad encontrada, sugiriéndose una reestructuración de la edificación.

Respecto a la utilización de ambos enfoques en el análisis estructural de la edificación, debido al desplazamiento del CM en las direcciones principales y convencionales, se obtienen 2 análisis modales más para el enfoque dinámico; de forma general, siendo 2 análisis modales en cada dirección (X y Y). La diferencia entre resultados sin embargo es mínima, siendo la variación máxima encontrada hasta de 3% para el caso del edificio estudiado.

Del mismo modo, debido a que la fuerza cortante en la base está en función al periodo, la misma debería variar en función a los anteriores. No se observan

diferencias en la dirección X, debido a que los periodos definidos siguen siendo menores al T_p definido inicialmente con el perfil del suelo. Sin embargo, hay una variación de al menos 8 tonf en la dirección Y por las diferencias de periodos, mayores al T_p .

Respecto a distorsiones de piso, las diferencias fueron mínimas, insignificantes, no hubo variaciones importantes en cuanto a resultados. Respecto a la regularidad exceptuando la verificación de la torsión, no se encontraron irregularidades en ambos casos.

Respecto a la irregularidad torsional, con el enfoque estático se determinó una relación de desplazamientos máxima de 1.228 en el primer nivel para la dirección X. Sin embargo, con el enfoque dinámico, se determinó una relación máxima de 1.367 en la misma dirección y mismo piso. El resultado fue inconveniente, puesto que originó la reestructuración del edificio, generándose uno nuevo.

El nuevo edificio, con modificaciones en los elementos estructurales y disposición de los mismos en el plano, no presentó inconvenientes en el análisis en general. Para la verificación de la irregularidad torsional, se logró una relación máxima de desplazamientos de 1.278 en el sexto piso, descartándose la irregularidad por torsión.

Respecto a la utilización de ambos enfoques en el diseño estructural de una edificación, se comentó que el diseño estructural como tal, se haría para el edificio modificado. Se realizó un diseño a grandes rasgos de los otros dos con los resultados del análisis estructural realizado en el programa.

Respecto a las vigas para ambos enfoques del edificio original, la diferencia máxima en cuanto a momentos flectores fue del 10%, siendo los resultados mayores para el caso con el enfoque dinámico aplicado. Esto no fue suficiente para proponer secciones de vigas distintas entre sí.

Respecto a las columnas para ambos enfoques del edificio original, se observan variaciones en fuerzas menores al 6%, equivalente a 1 tonf aproximadamente. Esta cantidad no es significativa, por lo que se infiere que las secciones propuestas de acero serían similares o iguales.

Respecto a los muros para ambos enfoques del edificio original, las variaciones en las solicitaciones son de hasta 10%, siendo este valor posible de 500 tonf. Por este lado, se puede comentar que es bastante probable que existan diferencias en cuanto a diseño del armado y demás disposiciones, siendo más riguroso el diseño con los resultados del enfoque dinámico.

Para el edificio modificado, se realizó el diseño estructural como tal de dichos elementos sin inconvenientes. Para el resto de elementos estructurales, se consideró el diseño solo para el nuevo edificio, incluidas las cimentaciones.

Capítulo V: Conclusiones y Recomendaciones

5.1 Conclusiones

1. Se logró aplicar la excentricidad accidental bajo enfoques estático y dinámico, en el análisis y diseño estructural de una edificación. Se mostró información y pormenores sobre la aplicación o elección de un procedimiento u otro. También, se detalló la definición de parámetros de análisis en el programa usado para los enfoques descritos, mediante imágenes y comentarios.
2. La aplicación del enfoque estático dio resultados regulares en cuanto al análisis estructural, no detectando irregularidad por torsión. Sin embargo, en el territorio peruano y por su norma, el procedimiento no es mencionado para considerar la excentricidad accidental en un análisis dinámico.
3. La aplicación del enfoque dinámico dio resultados regulares en cuanto al análisis estructural. Sin embargo, se detectó para el caso, irregularidad torsional, ocasionando la reestructuración de la edificación para un nuevo análisis. Se sugiere que, el procedimiento es adecuado para observar la irregularidad por torsión, además de otras irregularidades o análisis. Es nombrando además implícitamente por la norma peruana.
4. Para el enfoque dinámico, se suelen realizar más pasos para el análisis, así como los resultados son mayores dependiendo de la sensibilidad a la torsión de la edificación, siendo la diferencia principal encontrada en tal irregularidad. Para obtener las fuerzas de diseño, es necesario definir una envolvente de los casos de desplazamiento del centro de masas en una dirección. En el diseño, el enfoque es relevante para los elementos diseñados con cargas sísmicas, siendo más notoria la diferencia para el caso, en el diseño de los muros.

5.2 Recomendaciones

1. Se recomienda seguir las indicaciones de la norma peruana respecto al diseño y análisis de edificaciones. La misma menciona la inclusión de la excentricidad accidental mediante el desplazamiento del centro de masas, haciendo alusión al enfoque dinámico explicado en el artículo publicado por la empresa que administra el programa de cálculo usado en la tesis.
2. Se recomienda realizar la estructuración de las edificaciones de la forma más regular posible, especialmente en aquellas edificaciones en las que no se permiten irregularidades, debido a que el enfoque dinámico amplifica la respuesta torsional de la estructura, detectando irregularidades dado el caso según los límites impuestos por la normativa.
3. Se recomienda el empleo del enfoque estático para la obtención de fuerzas para el diseño estructural si se necesitan resultados rápidos, debido a que no hay diferencias considerables en el empleo de un enfoque u otro, salvo para el diseño de muros; como se apreció, las diferencias son mayores. Aún así, no se deben considerar los resultados del enfoque como determinantes, específicamente en el territorio.
4. Se recomienda el uso de falsas zapatas cuando se tenga dificultades para lograr el desplante de la cimentación a una profundidad en la que la capacidad portante admisible sea mayor a la calculada. Del mismo modo, siempre que fuera posible, se recomienda proponer cimentaciones céntricas para evitar grandes excentricidades en el diseño de la cimentación.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Abell, M., Guzman, T., Ali Ahmad, M., Lu, Y., Habib, F., & Ondrej. (s.f.). *Accidental eccentricity for Response Spectrum Analysis*. Obtenido de COMPUTER & STRUCTURES, INC.:
<https://wiki.csiamerica.com/display/kb/Accidental+eccentricity+for+Response+Spectrum+Analysis>
- Alashki, I., & Dimova, S. (2003). Seismic Design of Symmetric Structures for Accidental Torsion. *Bulletin of Earthquake Engineering*, 1(2), 303-320.
doi:10.1023/A:1026353312676
- Alva Hurtado, J., & Castillo Aedo, J. (diciembre de 1993). *PELIGRO SÍSMICO EN EL PERÚ*.
- Anagnostopoulos, S., Stathopoulos, K., & Kyrkos, M. (25 de febrero de 2015). Earthquake induced torsion in buildings: critical review and state of the art. *Earthquakes and Structures*, 8(2), 305-377.
doi:10.12989/eas.2015.8.2.305
- Blog de Cipa. (28 de agosto de 2007). *El Perú tiene una larga historia de sismos*. Obtenido de <https://iperezaguirre.blogspot.com/2007/08/el-per-tiene-una-larga-historia-de.html>
- Borja Suárez, M. (2016). *Metodología de la investigación científica para ingenieros*. Chiclayo.
- Calavera, J. (1989). *MUROS DE CONTENCIÓN Y MUROS DE SOTANO*. INTEMAC INSTITUTO TECNICO DE MATERIALES Y CONSTRUCCIONES.

Computers and Structures, Inc. (24 de febrero de 2017). ETABS - 26 Accidental Torsion: Watch & Learn. Obtenido de <https://www.youtube.com/watch?v=H6COaEEGbM8>

DeBock, D., Hohener, C., & Valley, M. (2019). Does Accidental Torsion Prevent Collapse? *structural PERFORMANCE*, 14-16.

El Colapso Del Hotel New Society En La Ciudad De Cotabato. (29 de mayo de 2021). Obtenido de ejemplius: <https://ejemplius.com/muestras-de-ensayos/el-colapso-del-hotel-new-society-en-la-ciudad-de-cotabato/>

EMEQ Ingenieros. (2023). ESTRUCTURACIÓN, ANÁLISIS Y DISEÑO SÍSMICO DE UN CENTRO DE SALUD CON Y SIN DISIPADORES SLB. EMEQ Ingenieros. (10 de mayo de 2024). ESTRUCTURACIÓN Y PREDIMENSIONAMIENTO DE HOSPITALES CON AISLADORES EN LA BASE. Obtenido de <https://www.youtube.com/watch?v=TXKSz1nU0Y>

EMEQ Ingenieros. (s.f.). CONTROL DE DEFLEXIONES DE LOSAS ALIGERADAS EN UNA DIRECCIÓN CON SAP2000.

Escobar, J., Mendoza, A., & Gómez, R. (2004). DISEÑO SIMPLIFICADO POR TORSIÓN SÍSMICA ESTÁTICA. *Revista de Ingeniería Sísmica*(70), 77-107. doi:10.18867/ris.70.52

Fahjan, Y., Tuzun, C., & Kubin, J. (2006). AN ALTERNATIVE PROCEDURE FOR ACCIDENTAL ECCENTRICITY IN DYNAMIC MODAL ANALYSES OF BUILDINGS.

- Fan, X., Yin, J., Sun, S., & Chen, P. (2014). An alternative approach for computing seismic response with accidental eccentricity. *Earthquake Engineering and Engineering Vibration*, 13(3), 401-410.
doi:10.1007/s11803-014-0251-z
- Gálvez Cortés, G. S. (2017). *PROCEDIMIENTO PARA INCORPORAR LA EXCENRICIDAD ACCIDENTAL EN EL DISEÑO SÍSMICO DE EDIFICIOS*. Universidad Autónoma del Estado de México, Toluca.
- Guzman, T. (5 de agosto de 2019). *Torsional Irregularities check for Response Spectrum Analysis (RSA)*. Obtenido de COMPUTERS & STRUCTURES, INC. STRUCTURAL AND EARTHQUAKE ENGINEERING SOFTWARE: <https://wiki.csiamerica.com/pages/viewpage.action?pageId=4554971>
- Hernández, J., & López, O. (noviembre de 2007). Investigación de respuestas sísmicas críticas incorporando la torsión accidental. *IMME*, 45, 22-51.
- Huisa Chura, R. R., & Quispe Flores, D. K. (2021). *ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL COMPARATIVO DE UNA VIVIENDA MULTIFAMILIAR DE MUROS DE DUCTILIDAD LIMITADA Y ALBAÑILERÍA CONFINADA EN TACNA, 2020*. Universidad Privada de Tacna, Tacna.
- INDECI. (2018). *Los movimientos sísmicos*.
- Inga Solórzano, R. P. (2019). *ANÁLISIS DE LA ASIMETRÍA ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO Y SU INFLUENCIA EN EL EFECTO TORSIONAL*. Universidad Peruana Los Andes, Huancayo.
- Instituto Geofísico del Perú. (13 de abril de 2021). *IGP: la región Tacna está próxima a dos zonas de silencio sísmico*. Obtenido de gob.pe:

<https://www.gob.pe/institucion/igp/noticias/482433-igp-la-region-tacna-esta-proxima-a-dos-zonas-de-silencio-sismico>

Instituto Geofísico del Perú. (2021). *IGP: la región Tacna está próxima a dos zonas de silencio sísmico*. Obtenido de <https://www.gob.pe/institucion/igp/noticias/482433-igp-la-region-tacna-esta-proxima-a-dos-zonas-de-silencio-sismico>

López Culquicondor, D., & Olarte Navarro, J. (2001). SISMICIDAD Y PELIGROSIDAD SÍSMICA EN LA REGIÓN SUR - OCCIDENTAL DEL PERÚ.

Marcelo Pardo Ingeniería. (24 de enero de 2022). *Altura mínima en losas de hormigón armadas en dos direcciones apoyadas en los bordes. Teoría y Ejemplo*. Obtenido de <https://marcelopardo.com/altura-minima-en-losas-de-hormigon-armadas-en-dos-direcciones-apoyadas-en-los-bordes-teoria-y-ejemplo/>

Mohamed, O., & Abbass, O. (2015). Consideration of torsional irregularity in Modal Response Spectrum Analysis. 209-218. doi:10.2495/ERES150171

Moncada Gulppi, D. E. (2015). *ANÁLISIS DE TORSIÓN ACCIDENTAL EN EDIFICIOS CON DIAFRAGMA FLEXIBLE*. Universidad de Chile, Santiago.

Osama Ahmed, M., & Mehana, M. (2020). Assessment of Accidental Torsion in Building. *Applied Sciences*, 10(16). doi:10.3390/app10165509

Reglamento Nacional de Edificaciones (RNE). (2019). Lima, Perú: Instituto de la Construcción y Gerencia.

- Santisteban Valdera, E., & Nanfuñay Gastulo, H. T. (2015). *Vulnerabilidad sísmica en el distrito de Ciudad Eten aplicando índices de vulnerabilidad (Benedetti-Petrini)*. Universidad Nacional Pedro Ruiz Gallo, Lambayeque.
- Tavera, H. (2014). *Evaluación Del Peligro Asociado a Los Sismos Y Efectos Secundarios En Perú*. Instituto Geofísico del Perú. Obtenido de <http://hdl.handle.net/20.500.12816/777>
- Trujillo Tafur, J. L. (2021). *INFLUENCIA DE LA ESBELTEZ Y EXCENTRICIDAD EN EL CÁLCULO DE LA DERIVA DE ENTREPISO PARA UN EDIFICIO CON AISLADORES SÍSMICOS UBICADO EN EL DISTRITO DE SAN MIGUEL-LIMA*. Universidad San Ignacio de Loyola, Lima.
- Vertiz Carlos, Y. J. (2021). *ANÁLISIS Y DISEÑO DE UN EDIFICIO MULTIFAMILIAR DE CONCRETO ARMADO*. PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ, Lima.
- Youssef, T. (27 de diciembre de 2023). ETABS Tutorial 14: Understanding Accidental Torsional Effects in ELF and RSA Methods. Obtenido de <https://www.youtube.com/watch?v=ls2vrHLe3D0&list=LL&index=28>
- Zavala Quispe, J. A., & Pomacosi Chambilla, C. E. (2023). *ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO DE SEIS NIVELES EN EL DISTRITO CORONEL GREGORIO ALBARRACÍN LANCHIPA, TACNA 2022*. Universidad Privada de Tacna, Tacna.

ANEXOS

ANEXO 1: MATRIZ DE CONSISTENCIA

ANEXO 2: OPERACIONALIZACIÓN DE VARIABLES

ANEXO 3: PERALTE MÍNIMO NORMATIVO EN LOSAS BIDIRECCIONALES

ANEXO 4: VERIFICACIÓN DEL SISTEMA ESTRUCTURAL PARA EL EDIFICIO MODIFICADO Y ORIGINAL

ANEXO 5: VERIFICACIÓN DE IRREGULARIDADES PARA EL EDIFICIO MODIFICADO Y ORIGINAL

ANEXO 6: DISEÑO ESTRUCTURAL DE VIGAS

ANEXO 7: DISEÑO ESTRUCTURAL DE COLUMNAS

ANEXO 8: DISEÑO ESTRUCTURAL DE MUROS

ANEXO 9: DISEÑO ESTRUCTURAL DE LOSAS ALIGERADAS

ANEXO 10: DISEÑO ESTRUCTURAL DE LOSAS MACIZAS

ANEXO 11: DISEÑO ESTRUCTURAL DE ESCALERA

ANEXO 12: DISEÑO ESTRUCTURAL DE CIMENTACIONES SUPERFICIALES

ANEXO 13: DISEÑO ESTRUCTURAL DE ESTRUCTURAS DE CONTENCIÓN

ANEXO 14: RESUMEN DEL ESTUDIO GEOFISICO

ANEXO 15: PLANOS

ANEXO 1: MATRIZ DE CONSISTENCIA

MATRIZ DE CONSISTENCIA					
PROBLEMAS	OBJETIVOS	HIPÓTESIS	OPERACIONALIZACIÓN DE VARIABLES		
PROBLEMA GENERAL	OBJETIVO GENERAL	HIPÓTESIS GENERAL	VARIABLE INDEPENDIENTE	DIMENSIÓN	INDICADOR
¿Cómo se aplica la excentricidad accidental bajo enfoque estático y dinámico en el análisis y diseño estructural de una edificación en Tacna 2024?	Aplicar la excentricidad accidental bajo enfoque estático y dinámico en el análisis y diseño estructural de una edificación en Tacna 2024,	La aplicación de la excentricidad accidental bajo enfoque estático y dinámico genera resultados distintos en el análisis y diseño de una edificación en Tacna, 2024.	Excentricidad accidental bajo enfoques estático y dinámico	Enfoque estático	Artículos del CSI
				Enfoque dinámico	Norma E.030
PROBLEMAS ESPECÍFICOS	OBJETIVOS ESPECÍFICOS	HIPÓTESIS ESPECÍFICA	VARIABLE DEPENDIENTE	DIMENSIÓN	INDICADORES
¿Qué resultados se obtienen de aplicar la excentricidad accidental de forma estática en el análisis y diseño de una edificación en Tacna, 2024?	Determinar los resultados obtenidos de aplicar la excentricidad accidental de forma estática en el análisis y diseño de una edificación en Tacna, 2024.	Los resultados obtenidos de aplicar la excentricidad accidental de forma estática en el análisis de una edificación no sugieren la modificación de la edificación.	Análisis y diseño estructural	Modelo estructural	Dimensiones y estructuración
					Predimensionamiento
¿Qué resultados se obtienen de aplicar la excentricidad accidental de forma dinámica en el análisis y diseño de una edificación en Tacna, 2024?	Determinar los resultados obtenidos de aplicar la excentricidad accidental de forma dinámica en el análisis y diseño de una edificación en Tacna, 2024.	Los resultados obtenidos de aplicar la excentricidad accidental de forma dinámica en el análisis de una edificación sugieren la modificación de la edificación.		Análisis dinámico modal espectral	Caracterización sísmica
			Periodos y modos de vibración		
¿Qué diferencias se obtienen de aplicar la excentricidad accidental de forma estática y dinámica en el análisis y diseño de una edificación en Tacna, 2024?	Comparar los resultados obtenidos de aplicar la excentricidad accidental de forma estática y dinámica en el análisis y diseño de una edificación en Tacna, 2024.	Las diferencias en resultados al aplicar la excentricidad accidental de forma estática y dinámica en el análisis y diseño de una edificación no son significativas.	Análisis y diseño estructural	Diseño estructural	Verificación de irregularidades
					Verificación de desplazamientos
					Fuerzas y esfuerzos
					Diseño por resistencia
					Diseño por capacidad

ANEXO 2: OPERACIONALIZACIÓN DE VARIABLES

OPERACIONALIZACIÓN DE VARIABLES				
VARIABLE INDEPENDIENTE	DEFINICIÓN CONCEPTUAL	DEFINICIÓN OPERACIONAL	DIMENSIÓN	INDICADOR
Excentricidad accidental bajo enfoques estático y dinámico	La excentricidad del centro de masas respecto al centro de rigideces producida por la incertidumbre e imprecisión en construcción, aplicada estáticamente como la suma del momento torsor a los resultados de un RSA, y aplicada dinámicamente dentro de cada forma de vibrar de la edificación mediante el desplazamiento del centro de masas.	La excentricidad accidental se aplicará de forma estática y dinámica mediante el uso de un programa computacional de modelado y análisis estructural en tres dimensiones.	Enfoque estático	Artículos del CSI
			Enfoque dinámico	Norma E.030
VARIABLE DEPENDIENTE	DEFINICIÓN CONCEPTUAL	DEFINICIÓN OPERACIONAL	DIMENSIÓN	INDICADOR
Análisis y diseño estructural	Procedimiento general para determinar las fuerzas internas y desplazamientos en una edificación, siendo el análisis estructural la primera etapa, y el diseño estructural la etapa final con los resultados del análisis estructural para la definición de los elementos estructurales que componen la estructura.	El análisis estructural se realiza considerando la excentricidad accidental bajo los enfoques descritos; y el diseño estructural se realiza en función a los resultados obtenidos.	Modelo estructural	Dimensiones y estructuración Predimensionamiento
			Análisis dinámico modal espectral	Caracterización sísmica Periodos y modos de vibración Verificación de irregularidades Verificación de desplazamientos
			Diseño estructural	Fuerzas y esfuerzos Diseño por resistencia Diseño por capacidad

ANEXO 3: PERALTE MÍNIMO NORMATIVO EN LOSAS BIDIRECCIONALES

Para la verificación, se toma la losa ubicada entre los ejes 8 – 9, y entre los ejes C y D.

Losa escogida para el predimensionado

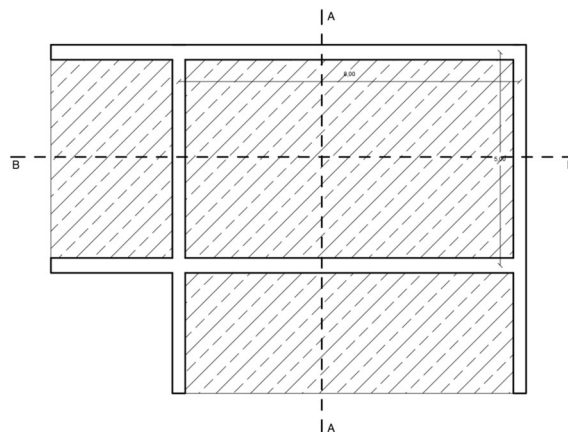


Las características de la losa son:

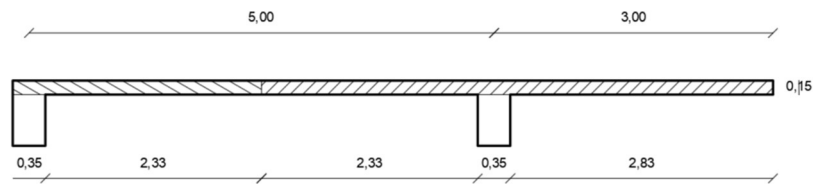
- Largo horizontal de 8 m.
- Largo vertical de 5 m.

Así mismo, de forma tentativa, se propone un peralte bruto inicial de 15 cm. Tomando como referencia el procedimiento mostrado por Marcelo Pardo Ingeniería (2022), se definen dos cortes; uno horizontal y el otro vertical para el análisis.

Secciones de análisis en losa

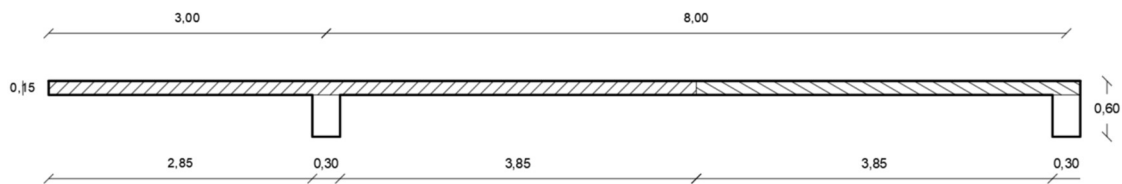


Sección A – A de losa con vigas peraltadas



CORTE A - A

Sección B – B de losa con vigas peraltadas



CORTE B - B

Con vigas de 35 x 70 cm en el corte A – A , y vigas de 30 x 60 cm en el corte B – B – B, se definen las vigas como:

- Viga 1, de borde, proveniente del corte B – B.
- Viga 2, de borde, proveniente del corte A – A.
- Viga 3, central, proveniente del corte B – B.
- Viga 4, central, proveniente del corte A – A.

Se calculan las inercias de las vigas de los cortes y losas superiores. Esto se realiza con el fin de obtener relaciones entre las mismas, para luego determinar el promedio denominado como α_{fm} , de forma que se pueda identificar la situación o fórmula a emplear para el prediseño del elemento según norma.

Entonces, de Marcelo Pardo Ingeniería (2022), se realiza la aproximación de las inercias para la viga central y la viga de borde:

- Inercia de viga: $I = \frac{b \cdot h^3}{12}$
- Inercia de viga de borde aproximada: $I_b = 1.5 * I$

- Inercia de viga central aproximada: $I_c = 2.0 * I$

De ese modo, se obtienen las inercias:

- Viga 1 = 0.011 m⁴
- Viga 2 = 0.020 m⁴
- Viga 3 = 0.008 m⁴
- Viga 4 = 0.015 m⁴

Luego, se determinan las inercias de losas, considerando las longitudes extendidas mostradas en las imágenes anteriores. Estas se calculan midiendo distancias libres en las losas superiores (longitudes). Con apoyo en las imágenes mostradas, las longitudes efectivas se calculan:

- Losa 1 = 4.15 m
- Losa 2 = 2.68 m
- Losa 3 = 7.00 m
- Losa 4 = 5.48 m

Adoptando las longitudes anteriores como bases de rectángulos de espesor de la losa definida anteriormente, se pueden calcular las inercias mediante la fórmula para determinar inercias en secciones rectangulares, siendo las mismas:

- Losa 1 = 0.01167 m⁴
- Losa 2 = 0.00075 m⁴
- Losa 3 = 0.00196 m⁴
- Losa 4 = 0.00154 m⁴

Finalmente, se determina la relación entre inercias, dividiendo las inercias obtenidas para las vigas y luego para las losas. De ello, se obtiene el promedio buscado:

- Relación 1 = 9.2530
- Relación 2 = 26.545
- Relación 3 = 4.1146

- Relación 4 = 9.7364
- Promedio = 12.412

De acuerdo a la norma peruana, y la relación de rigideces entre los valores obtenidos, la losa se encuentra en el caso III de diseño, por lo que la fórmula a emplear es la siguiente:

$$h = \frac{ln * (0.8 + \frac{fy}{1400})}{36 + 9 * \beta}$$

Considerando un β como la relación máxima posible entre lados de la losa, f_y como la fluencia del acero, y una longitud máxima de 8.00 m, se determina el peralte mínimo de la losa con el valor de 0.1737 m. Este valor es el mínimo posible a emplear para no verificar deflexiones.

ANEXO 4: VERIFICACIÓN DEL SISTEMA ESTRUCTURAL PARA EL EDIFICIO MODIFICADO Y ORIGINAL

ELEMENTO	SDINX		SDINY		Vx ton	Vy ton	Vx %	Vy %	
	V2 ton	V3 ton	V2 ton	V3 ton					
COLUMNAS	C3	4.91	1.55	1.28	7.53	4.91	7.53	5%	6%
	C4	5.29	1.71	2.32	8.93	5.29	8.93	5%	7%
	C6	4.85	1.55	0.85	7.37	4.85	7.37	5%	6%
	C7	6.52	1.30	1.81	6.50	6.52	6.50	7%	5%
	C8	6.21	1.08	2.01	5.35	6.21	5.35	6%	4%
	C9	6.29	1.14	1.07	5.71	6.29	5.71	6%	5%
	C10	6.48	1.34	1.07	6.73	6.48	6.73	6%	5%
	C11	6.22	1.25	1.54	6.20	6.22	6.20	6%	5%
	C12	6.40	1.21	1.05	6.03	6.40	6.03	6%	5%
	C13	6.68	1.25	1.71	6.17	6.68	6.17	7%	5%
	C14	6.38	1.40	2.54	6.60	6.38	6.60	6%	5%
	C15	6.94	2.99	1.85	11.96	6.94	11.96	7%	10%
	C16	6.10	2.49	2.24	11.87	6.10	11.87	6%	10%
	C20	6.34	2.63	1.05	13.50	6.34	13.50	6%	11%
	C21	6.35	1.35	1.06	6.49	6.35	6.49	6%	5%
	C23	2.63	3.90	8.93	1.31	2.63	1.31	3%	1%
	C25	1.48	4.10	8.93	2.40	1.48	2.40	1%	2%
	C26	2.54	4.58	9.04	1.80	2.54	1.80	3%	1%
C27	1.58	3.52	9.57	0.95	1.58	0.95	2%	1%	
PLACAS	P1	451.05	176.53	135.93	306.15	451.05	306.15	25%	23%
	P2.1	6.31	3.55	29.24	1.68	3.55	29.24	0%	2%
	P3	433.69	71.27	84.48	340.95	433.69	340.95	24%	26%
	P4	487.92	62.60	193.08	237.53	487.92	237.53	27%	18%
	P5	407.47	2.83	221.89	13.26	407.47	13.26	23%	1%
	P6	88.37	4.40	330.42	0.94	4.40	330.42	0%	25%
	P7	14.70	4.20	42.93	0.90	4.20	42.93	0%	3%
	P2.2	6.54	2.85	31.20	0.99	2.85	31.20	0%	2%

SISTEMA ESTRUCTURAL EN XX

Cortante tomada por columnas

Vx_{COL}

100.20

5.29%

Cortante tomada por placas

Vx_{PL}

1795.12

94.71%

Cortante total en XX

Vx

1895.31

Sistema estructural según E.030

Muros Estructurales

SISTEMA ESTRUCTURAL EN YY

Cortante tomada por columnas

Vx_{COL}

123.40

8.48%

Cortante tomada por placas

Vx_{PL}

1331.66

91.52%

Cortante total en YY

Vx

1455.07

Sistema estructural según E.030

Muros Estructurales

ELEMENTO	SDINX		SDINY		Vx ton	Vy ton	Vx %	Vy %	
	V2 ton	V3 ton	V2 ton	V3 ton					
C2	5.77	1.16	1.06	6.14	5.77	6.14	3%	3%	
C3	5.47	1.57	1.02	8.01	5.47	8.01	3%	4%	
C4	7.47	1.59	2.38	8.45	7.47	8.45	4%	4%	
C5	5.31	1.15	0.69	6.40	5.31	6.40	3%	3%	
C6	5.10	1.37	0.56	7.61	5.10	7.61	3%	4%	
C7	6.87	1.38	1.67	6.91	6.87	6.91	4%	3%	
C8	7.26	0.88	1.41	5.55	7.26	5.55	4%	3%	
C9	6.78	0.94	0.93	5.97	6.78	5.97	4%	3%	
C10	6.66	1.18	0.77	6.90	6.66	6.90	4%	3%	
C11	6.90	1.06	1.00	6.39	6.90	6.39	4%	3%	
C12	7.41	1.00	1.45	6.23	7.41	6.23	4%	3%	
C13	7.66	1.06	1.59	6.38	7.66	6.38	4%	3%	
C14	8.03	1.22	2.15	6.81	8.03	6.81	4%	3%	
C15	9.05	3.35	1.91	12.47	9.05	12.47	5%	6%	
C16	7.82	2.50	1.89	10.98	7.82	10.98	4%	5%	
C17	7.20	2.61	1.36	11.16	7.20	11.16	4%	6%	
C18	6.58	2.59	0.88	10.97	6.58	10.97	4%	5%	
C20	6.47	2.70	1.10	12.58	6.47	12.58	4%	6%	
C21	6.54	1.12	0.73	6.82	6.54	6.82	4%	3%	
C23	2.38	3.73	9.26	1.16	3.73	9.26	2%	5%	
C25	1.38	5.06	9.14	2.31	5.06	9.14	3%	5%	
C26	1.56	5.55	9.66	1.67	5.55	9.66	3%	5%	
C27	1.49	3.41	9.96	0.88	3.41	9.96	2%	5%	
C28	20.11	0.93	6.54	4.85	20.11	4.85	11%	2%	
C29	14.22	0.89	4.94	5.03	14.22	5.03	8%	3%	
<hr/>									
PLACAS	P1	590.68	172.88	118.49	250.81	590.68	250.81	40%	32%
	P2	205.14	11.68	60.73	62.04	205.14	62.04	14%	8%
	P3	315.21	47.35	68.04	275.90	315.21	275.90	21%	35%
	P4	362.12	39.23	141.18	198.69	362.12	198.69	25%	25%

SISTEMA ESTRUCTURAL EN XX

<i>Cortante tomada por columnas</i>	Vx_{COL}	182.43	11.02%
<i>Cortante tomada por placas</i>	Vx_{PL}	1473.15	88.98%
<i>Cortante total en XX</i>	Vx	1655.58	
Sistema estructural según E.030		Muros Estructurales	

SISTEMA ESTRUCTURAL EN YY

<i>Cortante tomada por columnas</i>	Vx_{COL}	200.64	20.31%
<i>Cortante tomada por placas</i>	Vx_{PL}	787.43	79.69%
<i>Cortante total en XX</i>	Vx	988.07	
Sistema estructural según E.030		Dual Tipo I	

**ANEXO 5: VERIFICACIÓN DE IRREGULARIDADES PARA EL EDIFICIO
MODIFICADO Y ORIGINAL**

IRREGULARIDAD DE RIGIDEZ

$$K_{Lateral} = \frac{V}{\Delta_{relativo}}$$

Si: $K_i < 0.70K_{i+1} \rightarrow$ Hay Irregularidad

Si: $K_i < 0.80 \left(\frac{K_{i+1} + K_{i+2} + K_{i+3}}{3} \right) \rightarrow$ Hay Irregularidad

EVALUACIÓN EN XX

NIVEL	$\Delta_{absoluto}$ m	$\Delta_{relativo}$ m	V_{DINx} tonf	K_i tonf/m	K_i/K_{i+1}	$3K_i/(K_{n3})$	Ver.1	Ver.2
PISO 6	0.0158	0.0027	427.55	156669.04				
PISO 5	0.0131	0.0029	762.64	263799.55	1.68		Regular	
PISO 4	0.0102	0.0029	1051.24	358785.87	1.36		Regular	
PISO 3	0.0073	0.0028	1267.77	452936.51	1.26	1.74	Regular	Regular
PISO 2	0.0045	0.0025	1419.07	575922.93	1.27	1.61	Regular	Regular
PISO 1	0.0020	0.0020	1503.99	743079.50	1.29	1.61	Regular	Regular

EVALUACIÓN EN YY

NIVEL	$\Delta_{absoluto}$ m	$\Delta_{relativo}$ m	V_{DINy} tonf	K_i tonf/m	K_i/K_{i+1}	$3K_i/(K_{n3})$	Ver.1	Ver.2
PISO 6	0.0202	0.0034	292.41	85775.45				
PISO 5	0.0168	0.0037	497.54	135457.50	1.58		Regular	
PISO 4	0.0131	0.0038	670.45	176574.16	1.30		Regular	
PISO 3	0.0093	0.0037	806.32	218633.22	1.24	1.65	Regular	Regular
PISO 2	0.0056	0.0032	908.61	282705.23	1.29	1.60	Regular	Regular
PISO 1	0.0024	0.0024	971.52	400793.52	1.42	1.77	Regular	Regular

Verificación en XX	Regular	<u>1a</u> 1.00
Verificación en YY	Regular	1.00

IRREGULARIDAD DE RESISTENCIA

Si: $V_{ni} < 0.80V_{ni+1} \rightarrow$ Hay Irregularidad

EVALUACIÓN EN XX

NIVEL	V_{DINx} ton	V_{ni}/V_{ni+1}	Ver.1
PISO 6	427.55		
PISO 5	762.64	1.78	Regular
PISO 4	1051.24	1.38	Regular
PISO 3	1267.77	1.21	Regular
PISO 2	1419.07	1.12	Regular
PISO 1	1503.99	1.06	Regular

EVALUACIÓN EN YY

NIVEL	V_{DINy} ton	V_{ni}/V_{ni+1}	Ver.1
PISO 6	292.41		
PISO 5	497.54	1.70	Regular
PISO 4	670.45	1.35	Regular
PISO 3	806.32	1.20	Regular
PISO 2	908.61	1.13	Regular
PISO 1	971.52	1.07	Regular

Verificación en XX	Regular	<u>la</u> 1.00
Verificación en YY	Regular	1.00

IRREGULARIDAD DE MASA

Si: $W_i > 1.50W_{i+1}$ → Hay Irregularidad

Si: $W_i > 1.50W_{i-1}$ → Hay Irregularidad

EVALUACIÓN EN XX - YY

NIVEL	Diafragma	Masa ton.s ² /m	W_i/W_{i+1}	W_i/W_{i-1}	Ver.1	Ver.2
PISO 6	D6	98.74		0.91		Regular
PISO 5	D5	109.11	1.10	0.86	Regular	Regular
PISO 4	D4	126.14	1.16	0.99	Regular	Regular
PISO 3	D3	127.40	1.01	1.01	Regular	Regular
PISO 2	D2	125.86	0.99	0.99	Regular	Regular
PISO 1	D1	126.71	1.01		Regular	

Verificación en XX	Regular	<u>la</u> 1.00
Verificación en YY	Regular	1.00

IRREGULARIDAD DE RIGIDEZ

$$K_{Lateral} = \frac{V}{\Delta_{relativo}}$$

Si: $K_i < 0.70K_{i+1} \rightarrow$ Hay Irregularidad

Si: $K_i < 0.80 \left(\frac{K_{i+1} + K_{i+2} + K_{i+3}}{3} \right) \rightarrow$ Hay Irregularidad

EVALUACIÓN EN XX

NIVEL	$\Delta_{absoluto}$ m	$\Delta_{relativo}$ m	V_{DINx} tonf	K_i tonf/m	K_i/K_{i+1}	$3K_i/(K_{n3})$	Ver.1	Ver.2
PISO 6	0.0135	0.0025	440.29	178760.21				
PISO 5	0.0110	0.0026	794.81	309505.41	1.73		Regular	
PISO 4	0.0084	0.0026	1092.91	425752.94	1.38		Regular	
PISO 3	0.0059	0.0024	1314.67	546869.59	1.28	1.79	Regular	Regular
PISO 2	0.0035	0.0020	1466.01	720397.15	1.32	1.69	Regular	Regular
PISO 1	0.0014	0.0014	1548.63	1080692.18	1.50	1.91	Regular	Regular

EVALUACIÓN EN YY

NIVEL	$\Delta_{absoluto}$ m	$\Delta_{relativo}$ m	V_{DINy} tonf	K_i tonf/m	K_i/K_{i+1}	$3K_i/(K_{n3})$	Ver.1	Ver.2
PISO 6	0.0192	0.0033	408.73	122372.96				
PISO 5	0.0159	0.0035	723.63	203896.28	1.67		Regular	
PISO 4	0.0123	0.0036	991.94	273715.01	1.34		Regular	
PISO 3	0.0087	0.0035	1195.64	344465.69	1.26	1.72	Regular	Regular
PISO 2	0.0052	0.0030	1338.72	449386.10	1.30	1.64	Regular	Regular
PISO 1	0.0022	0.0022	1420.22	631488.57	1.41	1.77	Regular	Regular

Verificación en XX	Regular	<u>1a</u> 1.00
Verificación en YY	Regular	1.00

IRREGULARIDAD DE RESISTENCIA

Si: $V_{ni} < 0.80V_{ni+1} \rightarrow$ Hay Irregularidad

EVALUACIÓN EN XX

NIVEL	V_{DINx} ton	V_{ni}/V_{ni+1}	Ver.1
PISO 6	440.29		
PISO 5	794.81	1.81	Regular
PISO 4	1092.91	1.38	Regular
PISO 3	1314.67	1.20	Regular
PISO 2	1466.01	1.12	Regular
PISO 1	1548.63	1.06	Regular

EVALUACIÓN EN YY

NIVEL	V_{DINy} ton	V_{ni}/V_{ni+1}	Ver.1
PISO 6	408.73		
PISO 5	723.63	1.77	Regular
PISO 4	991.94	1.37	Regular
PISO 3	1195.64	1.21	Regular
PISO 2	1338.72	1.12	Regular
PISO 1	1420.22	1.06	Regular

Verificación en XX

Regular

la
1.00

Verificación en YY

Regular

1.00

IRREGULARIDAD DE MASA

Si: $W_i > 1.50W_{i+1}$ → Hay Irregularidad

Si: $W_i > 1.50W_{i-1}$ → Hay Irregularidad

EVALUACIÓN EN XX - YY

NIVEL	Diafragma	Masa ton.s ² /m	W_i/W_{i+1}	W_i/W_{i-1}	Ver.1	Ver.2
PISO 6	D6	101.81		0.88		Regular
PISO 5	D5	115.37	1.13	0.87	Regular	Regular
PISO 4	D4	132.40	1.15	0.99	Regular	Regular
PISO 3	D3	133.66	1.01	1.01	Regular	Regular
PISO 2	D2	132.12	0.99	0.99	Regular	Regular
PISO 1	D1	133.17	1.01		Regular	

Verificación en XX

Regular

la
1.00

Verificación en YY

Regular

1.00

ANEXO 6: DISEÑO ESTRUCTURAL DE VIGAS

VIGA RECTANGULAR
DISEÑO DEL REFUERZO LONGITUDINAL

DIRECCIÓN XX

DEFINICIÓN DEL MATERIAL

<i>Esfuerzo a compresión del concreto</i>	f'c	280	kg/cm ²
<i>Esfuerzo de fluencia del acero</i>	fy	4200	kg/cm ²
<i>Factor de reducción</i>	Flexión	0.9	
<i>Deformación última unitaria del concreto</i>	εcu	0.003	
<i>Deformación unitaria de fluencia del acero</i>	εy	0.002	
<i>Factor bloque rectangular de Whitney</i>	β1	0.85	
<i>Módulo de elasticidad del concreto</i>	Ec	252671	kg/cm ²
<i>Módulo de elasticidad del acero</i>	Es	2000000	kg/cm ²

DEFINICIÓN DE LA SECCIÓN

<i>Base de la sección</i>	b	35	cm
<i>Altura de la sección</i>	h	70	cm
<i>Ancho del recubrimiento</i>	re	4	cm
<i>Diámetro del estribo</i>	db	3/8	"
<i>Peralte efectivo</i>	d	61	cm
<i>Sistema estructural</i>	Muros	SISTEMAS INTERMEDIOS	

CÁLCULO DE ACERO

<i>Momento último actuante</i>	Mu	50.00	ton.m
<i>Profundidad del eje neutro</i>	c'	14.29	cm
Acero calculado	Asc	24.09	cm²

DISEÑO DE ACERO

<i>Acero mínimo calculado</i>	As min	7.12	cm ²
<i>Acero máximo calculado</i>	As max	46.28	cm ²
<i>Acero calculado</i>	Asc	24.09	cm ²
Acero propuesto	As propuesto	24.09	cm²
Acero diseñado	As	24.39	cm²

VERIFICACIÓN DEL DISEÑO

<i>Profundidad del eje neutro</i>	c	14.46	cm
Momento último de diseño calculado	MuD	50.56	ton.m
Verificación del momento de diseño	MuD > Mu	Momento suficiente	

Acero longitudinal definido:

2 @ 3/4 + 2 @ 1 y 3 @ 3/4

VIGA RECTANGULAR

DISEÑO DEL REFUERZO LONGITUDINAL

DIRECCIÓN YY

DEFINICIÓN DEL MATERIAL

<i>Esfuerzo a compresión del concreto</i>	f'c	280	kg/cm ²
<i>Esfuerzo de fluencia del acero</i>	fy	4200	kg/cm ²
<i>Factor de reducción</i>	Flexión	0.9	
<i>Deformación última unitaria del concreto</i>	εcu	0.003	
<i>Deformación unitaria de fluencia del acero</i>	εy	0.002	
<i>Factor bloque rectangular de Whitney</i>	β1	0.85	
<i>Módulo de elasticidad del concreto</i>	Ec	252671	kg/cm ²
<i>Módulo de elasticidad del acero</i>	Es	2000000	kg/cm ²

DEFINICIÓN DE LA SECCIÓN

<i>Base de la sección</i>	b	35	cm
<i>Altura de la sección</i>	h	65	cm
<i>Ancho del recubrimiento</i>	re	4	cm
<i>Diámetro del estribo</i>	db	3/8	"
<i>Peralte efectivo</i>	d	56	cm
<i>Sistema estructural</i>	Muros	SISTEMAS INTERMEDIOS	

CÁLCULO DE ACERO

<i>Momento último actuante</i>	Mu	40.00	ton.m
<i>Profundidad del eje neutro</i>	c'	12.37	cm
Acero calculado	Asc	20.86	cm²

DISEÑO DE ACERO

<i>Acero mínimo calculado</i>	As min	6.53	cm ²
<i>Acero máximo calculado</i>	As max	42.48	cm ²
<i>Acero calculado</i>	Asc	20.86	cm ²
Acero propuesto	As propuesto	20.86	cm²
 <i>Acero diseñado</i>	 As	 21.54	 cm ²

VERIFICACIÓN DEL DISEÑO

<i>Profundidad del eje neutro</i>	c	12.77	cm
Momento último de diseño calculado	MuD	41.17	ton.m
Verificación del momento de diseño	MuD > Mu	Momento suficiente	

Acero longitudinal definido:

2 @ 3/4 + 2 @ 1 y 2 @ 3/4

VIGA RECTANGULAR

DISEÑO DEL REFUERZO LONGITUDINAL

DIRECCIÓN XX

DEFINICIÓN DEL MATERIAL

<i>Esfuerzo a compresión del concreto</i>	f'c	280	kg/cm ²
<i>Esfuerzo de fluencia del acero</i>	fy	4200	kg/cm ²
<i>Factor de reducción</i>	Flexión	0.9	
<i>Deformación última unitaria del concreto</i>	εcu	0.003	
<i>Deformación unitaria de fluencia del acero</i>	εy	0.002	
<i>Factor bloque rectangular de Whitney</i>	β1	0.85	
<i>Módulo de elasticidad del concreto</i>	Ec	252671	kg/cm ²
<i>Módulo de elasticidad del acero</i>	Es	2000000	kg/cm ²

DEFINICIÓN DE LA SECCIÓN

<i>Base de la sección</i>	b	35	cm
<i>Altura de la sección</i>	h	70	cm
<i>Ancho del recubrimiento</i>	re	4	cm
<i>Diámetro del estribo</i>	db	3/8	"
<i>Peralte efectivo</i>	d	64	cm
<i>Sistema estructural</i>	Muros	SISTEMAS INTERMEDIOS	

CÁLCULO DE ACERO

<i>Momento último actuante</i>	Mu	40.00	ton.m
<i>Profundidad del eje neutro</i>	c'	10.55	cm
Acero calculado	Asc	17.78	cm²

DISEÑO DE ACERO

<i>Acero mínimo calculado</i>	As min	7.47	cm ²
<i>Acero máximo calculado</i>	As max	48.55	cm ²
<i>Acero calculado</i>	Asc	17.78	cm ²
Acero propuesto	As propuesto	17.78	cm²
 <i>Acero diseñado</i>	 As	 15.83	 cm²

VERIFICACIÓN DEL DISEÑO

<i>Profundidad del eje neutro</i>	c	9.39	cm
Momento último de diseño calculado	MuD	35.92	ton.m
Verificación del momento de diseño	MuD < Mu	Momento insuficiente	

Acero longitudinal definido: 2 @ 3/4 + 2 @ 1

VIGA RECTANGULAR

DISEÑO DEL REFUERZO TRANSVERSAL

DIRECCIÓN XX

DEFINICIÓN DEL MATERIAL

<i>Esfuerzo a compresión del concreto</i>	f'c	280	kg/cm ²
<i>Esfuerzo de fluencia del acero</i>	fy	4200	kg/cm ²
<i>Factor de reducción</i>	Corte	0.85	
<i>Factor bloque rectangular de Whitney</i>	β1	0.85	

DEFINICIÓN DE LA SECCIÓN

<i>Base de la sección</i>	b	35.00	cm
<i>Altura de la sección</i>	h	70.00	cm
<i>Ancho del recubrimiento</i>	re	4.00	cm
<i>Diámetro del estribo</i>	dbe	1/2	"
<i>Cantidad de estribos</i>	#db	1	

DEFINICIÓN DEL ELEMENTO

<i>Longitud libre del elemento</i>	L	8.00	m
<i>Diámetro menor de barra longitudinal</i>	dbL_{min}	3/4	"
<i>Carga muerta aplicada</i>	CM	4.09	ton/m
<i>Carga viva aplicada</i>	CV	1.90	ton/m
<i>Sistema estructural</i>	Muros	SISTEMAS INTERMEDIOS	

ÁREAS DE ACERO EN LA SECCIÓN

<i>Acero total izquierdo positivo</i>	Asi+	15.83	cm ²
<i>Acero total izquierdo negativo</i>	Asi-	21.54	cm ²
<i>Acero total derecho positivo</i>	Asd+	15.83	cm ²
<i>Acero total derecho negativo</i>	Asd-	24.39	cm ²

CÁLCULO DE MOMENTOS NOMINALES

<i>Momento nominal izquierdo positivo</i>	Mni+	39.90	ton.m
<i>Momento nominal izquierdo negativo</i>	Mni-	50.27	ton.m
<i>Momento nominal derecho positivo</i>	Mnd+	39.90	ton.m
<i>Momento nominal derecho negativo</i>	Mnd-	56.19	ton.m

CÁLCULO DE CORTANTES

<i>Cortante última de diseño</i>	Vu max	41.96	ton
<i>Cortante nominal resistida por el acero</i>	Vs	49.37	ton
<i>Cortante nominal resistida por el concreto</i>	Vc	18.93	ton
<i>Cortante último a una longitud 2h</i>	Vu2h	36.72	ton
<i>Cortante resistida por el acero a 2h</i>	Vs2h	24.26	ton

CÁLCULO DEL ESPACIADO DE ESTRIBOS

<i>Espaciado de estribos 1</i>	s1	0.13	m
<i>Espaciado de estribos 2</i>	s2	0.15	m
<i>Espaciado de estribos 3</i>	s3	0.15	m
<i>Espaciado de estribos 4</i>	s4	0.30	m
<i>Espaciado de estribos 5</i>	s5	0.30	m
Espaciado mínimo a una longitud = 2h	s	0.13	m
<i>Espaciado de estribos 1</i>	s12h	0.27	m
<i>Espaciado de estribos 2</i>	s22h	0.31	m
Espaciado mínimo a una longitud > 2h	s2h	0.27	m

Distribución de estribos:

∅ 1/2 " cada 1 @ 0.05, 11 @ 0.125, Rsto. @ 0.20

VIGA RECTANGULAR

DISEÑO DEL REFUERZO TRANSVERSAL

DIRECCIÓN YY

DEFINICIÓN DEL MATERIAL

<i>Esfuerzo a compresión del concreto</i>	f'c	280	kg/cm ²
<i>Esfuerzo de fluencia del acero</i>	fy	4200	kg/cm ²
<i>Factor de reducción</i>	Corte	0.85	
<i>Factor bloque rectangular de Whitney</i>	β1	0.85	

DEFINICIÓN DE LA SECCIÓN

<i>Base de la sección</i>	b	35.00	cm
<i>Altura de la sección</i>	h	65.00	cm
<i>Ancho del recubrimiento</i>	re	4.00	cm
<i>Diámetro del estribo</i>	dbe	3/8	"
<i>Cantidad de estribos</i>	#db	1	

DEFINICIÓN DEL ELEMENTO

<i>Longitud libre del elemento</i>	L	3.80	m
<i>Diámetro menor de barra longitudinal</i>	dbL_{min}	3/4	"
<i>Carga muerta aplicada</i>	CM	1.69	ton/m
<i>Carga viva aplicada</i>	CV	0.77	ton/m
<i>Sistema estructural</i>	Muros	SISTEMAS INTERMEDIOS	

ÁREAS DE ACERO EN LA SECCIÓN

<i>Acero total izquierdo positivo</i>	Asi+	15.83	cm ²
<i>Acero total izquierdo negativo</i>	Asi-	21.54	cm ²
<i>Acero total derecho positivo</i>	Asd+	15.83	cm ²
<i>Acero total derecho negativo</i>	Asd-	21.54	cm ²

CALCULO DE MOMENTOS NOMINALES

<i>Momento nominal izquierdo positivo</i>	Mni+	36.58	ton.m
<i>Momento nominal izquierdo negativo</i>	Mni-	45.74	ton.m
<i>Momento nominal derecho positivo</i>	Mnd+	36.58	ton.m
<i>Momento nominal derecho negativo</i>	Mnd-	45.74	ton.m

CALCULO DE CORTANTES

<i>Cortante última de diseño</i>	Vu max	27.50	ton
<i>Cortante nominal resistida por el acero</i>	Vs	32.36	ton
<i>Cortante nominal resistida por el concreto</i>	Vc	17.38	ton
<i>Cortante último a una longitud 2h</i>	Vu2h	25.51	ton
<i>Cortante resistida por el acero a 2h</i>	Vs2h	12.62	ton

CÁLCULO DEL ESPACIADO DE ESTRIBOS

<i>Espaciado de estribos 1</i>	s1	0.10	m
<i>Espaciado de estribos 2</i>	s2	0.14	m
<i>Espaciado de estribos 3</i>	s3	0.15	m
<i>Espaciado de estribos 4</i>	s4	0.23	m
<i>Espaciado de estribos 5</i>	s5	0.30	m
<i>Espaciado mínimo a una longitud = 2h</i>	s	0.10	m
<i>Espaciado de estribos 1</i>	s12h	0.27	m
<i>Espaciado de estribos 2</i>	s22h	0.28	m
<i>Espaciado mínimo a una longitud > 2h</i>	s2h	0.27	m

Distribución de estribos:

∅ 3/8 " cada 1 @ 0.05, 13 @ 0.10, Rsto. @ 0.20

VIGA RECTANGULAR

DISEÑO DEL REFUERZO TRANSVERSAL

DIRECCIÓN XX

DEFINICIÓN DEL MATERIAL

<i>Esfuerzo a compresión del concreto</i>	f'c	280	kg/cm ²
<i>Esfuerzo de fluencia del acero</i>	fy	4200	kg/cm ²
<i>Factor de reducción</i>	Corte	0.85	
<i>Factor bloque rectangular de Whitney</i>	β1	0.85	

DEFINICIÓN DE LA SECCIÓN

<i>Base de la sección</i>	b	35.00	cm
<i>Altura de la sección</i>	h	70.00	cm
<i>Ancho del recubrimiento</i>	re	4.00	cm
<i>Diámetro del estribo</i>	dbe	3/8	"
<i>Cantidad de estribos</i>	#db	1	

DEFINICIÓN DEL ELEMENTO

<i>Longitud libre del elemento</i>	L	8.00	m
<i>Diámetro menor de barra longitudinal</i>	dbL_{min}	3/4	"
<i>Carga muerta aplicada</i>	CM	2.81	ton/m
<i>Carga viva aplicada</i>	CV	1.09	ton/m
<i>Sistema estructural</i>	Muros	SISTEMAS INTERMEDIOS	

ÁREAS DE ACERO EN LA SECCIÓN

<i>Acero total izquierdo positivo</i>	Asi+	15.83	cm ²
<i>Acero total izquierdo negativo</i>	Asi-	21.54	cm ²
<i>Acero total derecho positivo</i>	Asd+	15.83	cm ²
<i>Acero total derecho negativo</i>	Asd-	21.54	cm ²

CÁLCULO DE MOMENTOS NOMINALES

<i>Momento nominal izquierdo positivo</i>	Mni+	39.90	ton.m
<i>Momento nominal izquierdo negativo</i>	Mni-	50.27	ton.m
<i>Momento nominal derecho positivo</i>	Mnd+	39.90	ton.m
<i>Momento nominal derecho negativo</i>	Mnd-	50.27	ton.m

CÁLCULO DE CORTANTES

<i>Cortante última de diseño</i>	Vu max	30.79	ton
<i>Cortante nominal resistida por el acero</i>	Vs	36.23	ton
<i>Cortante nominal resistida por el concreto</i>	Vc	18.93	ton
<i>Cortante último a una longitud 2h</i>	Vu2h	27.38	ton
<i>Cortante resistida por el acero a 2h</i>	Vs2h	13.27	ton

CÁLCULO DEL ESPACIADO DE ESTRIBOS

<i>Espaciado de estribos 1</i>	s1	0.10	m
<i>Espaciado de estribos 2</i>	s2	0.15	m
<i>Espaciado de estribos 3</i>	s3	0.15	m
<i>Espaciado de estribos 4</i>	s4	0.23	m
<i>Espaciado de estribos 5</i>	s5	0.30	m
<i>Espaciado mínimo a una longitud = 2h</i>	s	0.10	m
<i>Espaciado de estribos 1</i>	s12h	0.28	m
<i>Espaciado de estribos 2</i>	s22h	0.31	m
<i>Espaciado mínimo a una longitud > 2h</i>	s2h	0.28	m

Distribución de estribos:

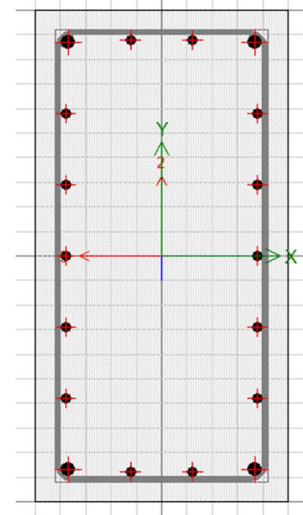
∅ 3/8 " cada 1 @ 0.05, 14 @ 0.10, Rsto. @ 0.20

ANEXO 7: DISEÑO ESTRUCTURAL DE COLUMNAS

DISEÑO POR FLEXOCOMPRESIÓN – C27:

Combinaciones de cargas para la dirección X (PM2):

Carga	P tonf	M2 tonf.m
1.4CM + 1.7 CV	398.43	9.88
1.25(CM+CV) + SX	347.75	16.27
1.25(CM+CV) - SX	324.92	0.55
1.25(CM+CV) + SY	347.47	10.23
1.25(CM+CV) - SY	325.20	6.59
0.9CM + SX	188.37	12.52
0.9CM - SX	165.54	-3.20
0.9CM + SY	188.09	6.48
0.9CM - SY	165.82	2.84

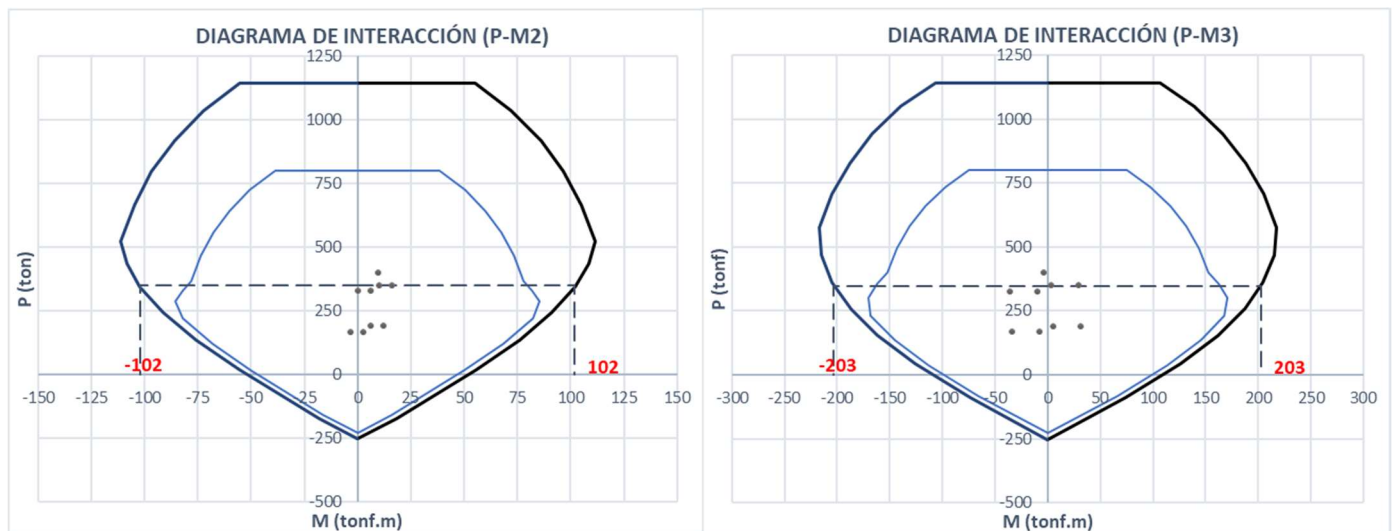


Combinaciones de cargas para la dirección Y (PM3):

Carga	P tonf	M3 tonf.m
1.4CM + 1.7 CV	398.43	-3.69
1.25(CM+CV) + SX	347.75	3.65
1.25(CM+CV) - SX	324.92	-9.49
1.25(CM+CV) + SY	347.47	29.99
1.25(CM+CV) - SY	325.20	-35.82
0.9CM + SX	188.37	5.74
0.9CM - SX	165.54	-7.40
0.9CM + SY	188.09	32.07
0.9CM - SY	165.82	-33.74

Refuerzo longitudinal:

- 4 Ø 1" + 14 Ø 3/4"



DATOS PARA EL DIAGRAMA DE INTERACCIÓN DE COLUMNA RECTANGULAR

Relación de cargas axiales y momentos flectores límites del diagrama de interacción para la columna rectangular en la dirección X:

Nominales						Reducidos					
90 deg			270 deg			90 deg			270 deg		
P	M2	M3	P	M2	M3	P	M2	M3	P	M2	M3
tonf	tonf.m	tonf.m	tonf	tonf.m	tonf.m	tonf	tonf.m	tonf.m	tonf	tonf.m	tonf.m
1142.59	0.00	0.00	1142.59	0.00	0.00	799.81	0.00	0.00	799.81	0.00	0.00
1142.59	36.11	0.00	1142.59	-36.11	0.00	799.81	25.28	0.00	799.81	-25.28	0.00
1142.59	55.26	0.00	1142.59	-55.26	0.00	799.81	38.68	0.00	799.81	-38.68	0.00
1033.44	72.16	0.00	1033.44	-72.16	0.00	723.41	50.51	0.00	723.41	-50.51	0.00
916.97	85.90	0.00	916.97	-85.90	0.00	641.88	60.13	0.00	641.88	-60.13	0.00
796.13	96.65	0.00	796.13	-96.65	0.00	557.29	67.65	0.00	557.29	-67.65	0.00
665.60	104.95	0.00	665.60	-104.95	0.00	465.92	73.47	0.00	465.92	-73.47	0.00
522.19	111.42	0.00	522.19	-111.42	0.00	365.53	77.99	0.00	365.53	-77.99	0.00
435.16	108.36	0.00	435.16	-108.36	0.00	329.08	81.95	0.00	329.08	-81.95	0.00
342.05	102.25	0.00	342.05	-102.25	0.00	285.59	85.37	0.00	285.59	-85.37	0.00
245.23	91.25	0.00	245.23	-91.25	0.00	220.71	82.12	0.00	220.71	-82.12	0.00
134.49	75.93	0.00	134.49	-75.93	0.00	121.04	68.34	0.00	121.04	-68.34	0.00
19.71	55.65	0.00	19.71	-55.65	0.00	17.74	50.09	0.00	17.74	-50.09	0.00
-174.81	18.09	0.00	-174.81	-18.09	0.00	-157.33	16.28	0.00	-157.33	-16.28	0.00
-252.54	0.00	0.00	-252.54	0.00	0.00	-227.29	0.00	0.00	-227.29	0.00	0.00

Relación de cargas axiales y momentos flectores límites del diagrama de interacción para la columna rectangular en la dirección Y:

Nominales						Reducidos					
0 deg			180 deg			0 deg			180 deg		
P	M2	M3	P	M2	M3	P	M2	M3	P	M2	M3
tonf	tonf.m	tonf.m	tonf	tonf.m	tonf.m	tonf	tonf.m	tonf.m	tonf	tonf.m	tonf.m
1142.59	0.00	0.00	1142.59	0.00	0.00	799.81	0.00	0.00	799.81	0.00	0.00
1142.59	0.00	68.48	1142.59	0.00	-68.48	799.81	0.00	47.93	799.81	0.00	-47.93
1142.59	0.00	107.16	1142.59	0.00	-107.16	799.81	0.00	75.01	799.81	0.00	-75.01
1051.37	0.00	139.48	1051.37	0.00	-139.48	735.96	0.00	97.64	735.96	0.00	-97.64
941.61	0.00	166.48	941.61	0.00	-166.48	659.13	0.00	116.53	659.13	0.00	-116.53
828.33	0.00	187.93	828.33	0.00	-187.93	579.83	0.00	131.55	579.83	0.00	-131.55
706.41	0.00	204.70	706.41	0.00	-204.70	494.49	0.00	143.29	494.49	0.00	-143.29
574.30	0.00	217.25	574.30	0.00	-217.25	402.01	0.00	152.07	402.01	0.00	-152.07
467.53	0.00	214.70	467.53	0.00	-214.70	353.56	0.00	162.36	353.56	0.00	-162.36
362.55	0.00	204.60	362.55	0.00	-204.60	302.70	0.00	170.83	302.70	0.00	-170.83
256.68	0.00	186.71	256.68	0.00	-186.71	231.02	0.00	168.04	231.02	0.00	-168.04
153.11	0.00	161.82	153.11	0.00	-161.82	137.80	0.00	145.64	137.80	0.00	-145.64
42.15	0.00	126.11	42.15	0.00	-126.11	37.93	0.00	113.50	37.93	0.00	-113.50
-89.81	0.00	73.42	-89.81	0.00	-73.42	-80.83	0.00	66.08	-80.83	0.00	-66.08
-252.54	0.00	0.00	-252.54	0.00	0.00	-227.29	0.00	0.00	-227.29	0.00	0.00

COLUMNAS
DISEÑO DEL REFUERZO TRANSVERSAL

DIRECCIÓN XX
C27

DEFINICIÓN DEL MATERIAL

<i>Esfuerzo a compresión del concreto</i>	f_c	280	kg/cm ²
<i>Esfuerzo de fluencia del acero</i>	f_y	4200	kg/cm ²
<i>Factor de reducción</i>	Corte	0.85	

DEFINICIÓN DE LA SECCIÓN

<i>Base de la sección</i>	b	100.00	cm
<i>Largo de la sección</i>	h	50.00	cm
<i>Ancho del recubrimiento</i>	re	4	cm
<i>Peralte efectivo</i>	d	43.78	cm
<i>Diámetro del estribo</i>	db	1/2	"
<i>Ramas de estribo</i>	#db	4	

DEFINICIÓN DEL ELEMENTO

<i>Altura libre del elemento</i>	H	3.15	m
<i>Diámetro menor de barra longitudinal</i>	min_{dbl}	3/4	"
<i>Momento nominal máximo superior</i>	Mn+	102.00	tonf.m
<i>Momento nominal máximo inferior</i>	Mn-	102.00	tonf.m
<i>Sistema estructural</i>	Muros	SISTEMAS INTERMEDIOS	

CÁLCULO DE CORTANTES

<i>Cortante última de diseño</i>	V_u	64.76	ton
<i>Cortante resistida por el acero</i>	V_s	76.19	ton
<i>Area total de ramas de estribo</i>	A_v	5.07	cm ²
<i>Cortante resistida por el concreto</i>	V_c	38.82	ton
<i>Cortante resistida por el acero a L_o</i>	V_{sLo}	37.37	ton

CÁLCULO DEL ESPACIADO DE ESTRIBOS

<i>Espaciado de estribos 1</i>	s1	0.12	m
<i>Espaciado de estribos 2</i>	s2	0.25	m
<i>Espaciado de estribos 3</i>	s3	0.15	m
<i>Espaciado de estribos 4</i>	s4	0.10	m
<i>Espaciado a una longitud = L_o</i>	s	0.10	m
<i>Espaciado de estribos 1</i>	s1Lo	0.25	m
<i>Espaciado de estribos 2</i>	s2Lo	0.23	m
<i>Espaciado de estribos 3</i>	s3Lo	0.50	m
<i>Espaciado de estribos 4</i>	s4Lo	0.30	m
<i>Espaciado a una longitud > L_o</i>	sLo	0.23	m

Distribución de estribos: \emptyset 1/2 " cada 1 @ 0.05, 10 @ 0.10, Rsto. @ 0.175

COLUMNAS
DISEÑO DEL REFUERZO TRANSVERSAL

DIRECCIÓN YY
C27

DEFINICIÓN DEL MATERIAL

<i>Esfuerzo a compresión del concreto</i>	f'c	280	kg/cm ²
<i>Esfuerzo de fluencia del acero</i>	fy	4200	kg/cm ²
<i>Factor de reducción</i>	Corte	0.85	

DEFINICIÓN DE LA SECCIÓN

<i>Base de la sección</i>	b	50.00	cm
<i>Largo de la sección</i>	h	100.00	cm
<i>Ancho del recubrimiento</i>	re	4	cm
<i>Peralte efectivo</i>	d	93.78	cm
<i>Diámetro del estribo</i>	db	1/2	"
<i>Ramas de estribo</i>	#db	4	

DEFINICIÓN DEL ELEMENTO

<i>Altura libre del elemento</i>	H	3.15	m
<i>Diámetro menor de barra longitudinal</i>	min_{dbl}	3/4	"
<i>Momento nominal máximo superior</i>	Mn+	203.00	ton.m
<i>Momento nominal máximo inferior</i>	Mn-	203.00	ton.m
<i>Sistema estructural</i>	Muros	SISTEMAS INTERMEDIOS	

CÁLCULO DE CORTANTES

<i>Cortante última de diseño</i>	Vu	128.89	ton
<i>Cortante resistida por el acero</i>	Vs	151.63	ton
<i>Area total de ramas de estribo</i>	Av	5.07	cm ²
<i>Cortante resistida por el concreto</i>	Vc	41.58	ton
<i>Cortante resistida por el acero a Lo</i>	VsLo	110.05	ton

CÁLCULO DEL ESPACIADO DE ESTRIBOS

<i>Espaciado de estribos 1</i>	s1	0.13	m
<i>Espaciado de estribos 2</i>	s2	0.25	m
<i>Espaciado de estribos 3</i>	s3	0.15	m
<i>Espaciado de estribos 4</i>	s4	0.10	m
<i>Espaciado a una longitud = Lo</i>	s	0.10	m

<i>Espaciado de estribos 1</i>	s1Lo	0.18	m
<i>Espaciado de estribos 2</i>	s2Lo	0.23	m
<i>Espaciado de estribos 3</i>	s3Lo	0.50	m
<i>Espaciado de estribos 4</i>	s4Lo	0.30	m
<i>Espaciado a una longitud > Lo</i>	sLo	0.18	m

Distribución de estribos: \emptyset 1/2 " cada 1 @ 0.05, 10 @ 0.10, Rsto. @ 0.175

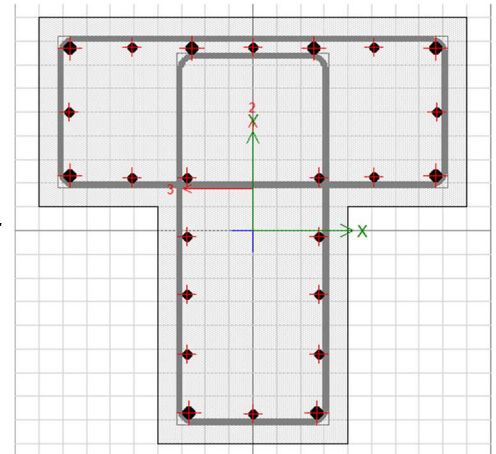
DISEÑO POR FLEXOCOMPRESIÓN – C11:

Combinaciones de cargas para la dirección X (PM3):

Carga	P tonf	M3 tonf.m
1.4CM + 1.7 CV	431.70	5.89
1.25(CM+CV) + SX	374.19	22.81
1.25(CM+CV) - SX	353.00	-12.12
1.25(CM+CV) + SY	367.86	9.41
1.25(CM+CV) - SY	359.33	1.27
0.9CM + SX	198.98	21.60
0.9CM - SX	177.80	-13.33
0.9CM + SY	192.65	8.20
0.9CM - SY	184.13	0.06

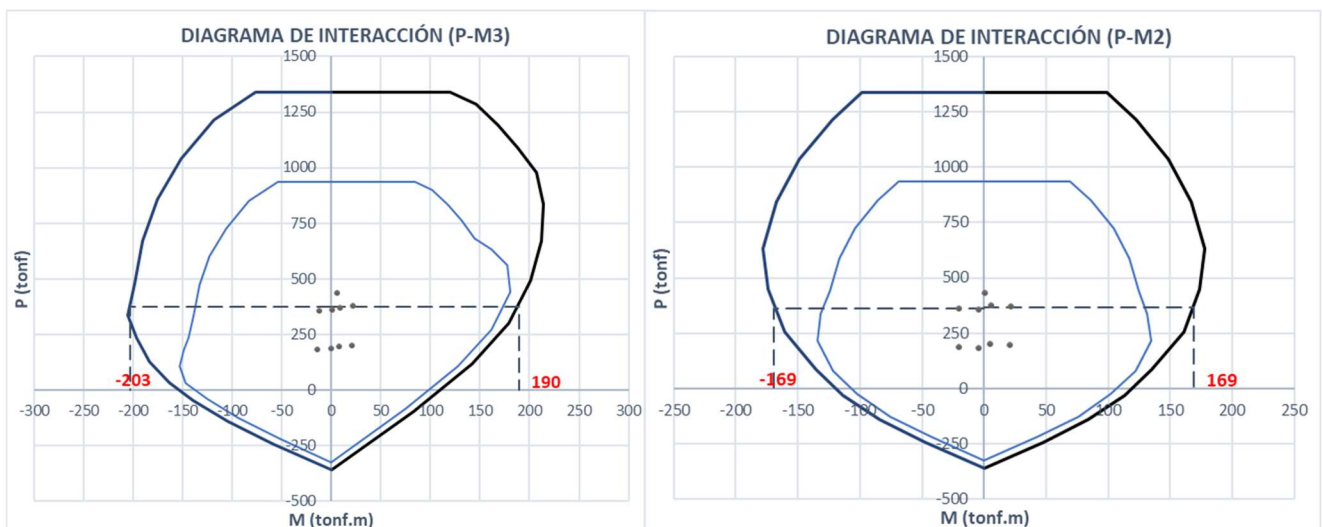
Combinaciones de cargas para la dirección Y (PM2):

Carga	P tonf	M2 tonf.m
1.4CM + 1.7 CV	431.70	1.08
1.25(CM+CV) + SX	374.19	5.73
1.25(CM+CV) - SX	353.00	-3.90
1.25(CM+CV) + SY	367.86	21.55
1.25(CM+CV) - SY	359.33	-19.73
0.9CM + SX	198.98	5.29
0.9CM - SX	177.80	-4.34
0.9CM + SY	192.65	21.12
0.9CM - SY	184.13	-20.17



Refuerzo longitudinal:

- 8 Ø 1" + 16 Ø 3/4"



DATOS PARA EL DIAGRAMA DE INTERACCIÓN DE COLUMNA TEE

Relación de cargas axiales y momentos flectores límites del diagrama de interacción para la columna TEE en la dirección X:

Nominales						Reducidos					
0 deg			180 deg			0 deg			180 deg		
P tonf	M2 tonf.m	M3 tonf.m	P tonf	M2 tonf.m	M3 tonf.m	P tonf	M2 tonf.m	M3 tonf.m	P tonf	M2 tonf.m	M3 tonf.m
1339.44	0.00	-0.12	1339.44	0.00	-0.12	937.61	0.00	-0.09	937.61	0.00	-0.09
1339.44	0.00	59.41	1339.44	0.00	-76.70	937.61	0.00	41.58	937.61	0.00	-53.69
1339.44	0.00	91.94	1214.71	0.00	-118.64	937.61	0.00	64.36	850.30	0.00	-83.05
1339.44	0.00	120.39	1040.03	0.00	-151.18	937.61	0.00	84.27	728.02	0.00	-105.83
1284.56	0.00	145.95	857.50	0.00	-175.04	899.19	0.00	102.16	600.25	0.00	-122.53
1192.45	0.00	168.24	671.23	0.00	-190.27	834.71	0.00	117.77	469.86	0.00	-133.19
1089.89	0.00	188.32	478.29	0.00	-198.09	762.93	0.00	131.82	334.81	0.00	-138.66
976.13	0.00	206.80	336.41	0.00	-204.93	683.29	0.00	144.76	235.49	0.00	-143.45
835.25	0.00	213.96	234.22	0.00	-196.50	631.64	0.00	161.80	177.12	0.00	-148.59
669.47	0.00	212.41	126.45	0.00	-183.01	558.96	0.00	177.35	105.58	0.00	-152.80
491.57	0.00	200.76	33.28	0.00	-163.50	442.41	0.00	180.69	29.95	0.00	-147.15
301.62	0.00	179.26	-48.38	0.00	-139.03	271.45	0.00	161.33	-43.54	0.00	-125.13
116.91	0.00	141.76	-139.79	0.00	-104.30	105.22	0.00	127.59	-125.81	0.00	-93.87
-95.45	0.00	83.53	-242.88	0.00	-58.40	-85.90	0.00	75.17	-218.59	0.00	-52.56
-362.01	0.00	0.13	-362.01	0.00	0.13	-325.81	0.00	0.12	-325.81	0.00	0.12

Relación de cargas axiales y momentos flectores límites del diagrama de interacción para la columna TEE en la dirección Y:

Nominales						Reducidos					
90 deg			270 deg			90 deg			270 deg		
P tonf	M2 tonf.m	M3 tonf.m	P tonf	M2 tonf.m	M3 tonf.m	P tonf	M2 tonf.m	M3 tonf.m	P tonf	M2 tonf.m	M3 tonf.m
1339.44	0.00	-0.12	1339.44	0.00	-0.12	937.61	0.00	-0.09	937.61	0.00	-0.09
1339.44	50.93	-13.84	1339.44	-50.93	-13.84	937.61	35.65	-9.69	937.61	-35.65	-9.69
1339.44	76.87	-24.10	1339.44	-76.87	-24.10	937.61	53.81	-16.87	937.61	-53.81	-16.87
1337.68	98.69	-34.11	1337.68	-98.69	-34.11	936.38	69.09	-23.88	936.38	-69.09	-23.88
1215.31	122.46	-36.36	1215.31	-122.46	-36.36	850.72	85.72	-25.45	850.72	-85.72	-25.45
1036.91	148.73	-23.63	1036.91	-148.73	-23.63	725.84	104.11	-16.54	725.84	-104.11	-16.54
842.15	167.19	-10.29	842.15	-167.19	-10.29	589.50	117.03	-7.21	589.50	-117.03	-7.21
632.27	177.91	2.90	632.27	-177.91	2.90	442.59	124.54	2.03	442.59	-124.54	2.03
447.14	173.70	18.26	447.14	-173.70	18.26	338.14	131.36	13.81	338.14	-131.36	13.81
255.76	160.83	36.27	255.76	-160.83	36.27	213.54	134.28	30.29	213.54	-134.28	30.29
86.89	135.40	49.10	86.89	-135.40	49.10	78.20	121.86	44.19	78.20	-121.86	44.19
-29.43	113.42	45.28	-29.43	-113.42	45.28	-26.48	102.08	40.75	-26.48	-102.08	40.75
-141.32	84.12	35.60	-141.32	-84.12	35.60	-127.18	75.71	32.04	-127.18	-75.71	32.04
-242.84	47.90	19.28	-242.84	-47.90	19.28	-218.55	43.11	17.36	-218.55	-43.11	17.36
-362.01	0.00	0.13	-362.01	0.00	0.13	-325.81	0.00	0.12	-325.81	0.00	0.12

COLUMNAS
DISEÑO DEL REFUERZO TRANSVERSAL

DIRECCIÓN XX
C11

DEFINICIÓN DEL MATERIAL

<i>Esfuerzo a compresión del concreto</i>	f_c	280	kg/cm ²
<i>Esfuerzo de fluencia del acero</i>	f_y	4200	kg/cm ²
<i>Factor de reducción</i>	Corte	0.85	

DEFINICIÓN DE LA SECCIÓN

<i>Base de la sección</i>	b	40.00	cm
<i>Largo de la sección</i>	h	90.00	cm
<i>Ancho del recubrimiento</i>	re	4	cm
<i>Peralte efectivo</i>	d	83.78	cm
<i>Diámetro del estribo</i>	db	1/2	"
<i>Ramas de estribo</i>	#db	6	

DEFINICIÓN DEL ELEMENTO

<i>Altura libre del elemento</i>	H	3.15	m
<i>Diámetro menor de barra longitudinal</i>	min_{dbl}	3/4	"
<i>Momento nominal máximo superior</i>	Mn+	203.00	ton.m
<i>Momento nominal máximo inferior</i>	Mn-	203.00	ton.m
<i>Sistema estructural</i>	Muros	SISTEMAS INTERMEDIOS	

CÁLCULO DE CORTANTES

<i>Cortante última de diseño</i>	V_u	128.89	ton
<i>Cortante resistida por el acero</i>	V_s	151.63	ton
<i>Area total de ramas de estribo</i>	A_v	7.60	cm ²
<i>Cortante resistida por el concreto</i>	V_c	29.72	ton
<i>Cortante resistida por el acero a Lo</i>	V_{sLo}	121.91	ton

CÁLCULO DEL ESPACIADO DE ESTRIBOS

<i>Espaciado de estribos 1</i>	s1	0.18	m
<i>Espaciado de estribos 2</i>	s2	0.20	m
<i>Espaciado de estribos 3</i>	s3	0.15	m
<i>Espaciado de estribos 4</i>	s4	0.10	m
<i>Espaciado a una longitud = Lo</i>	s	0.10	m
<i>Espaciado de estribos 1</i>	s1Lo	0.22	m
<i>Espaciado de estribos 2</i>	s2Lo	0.23	m
<i>Espaciado de estribos 3</i>	s3Lo	0.40	m
<i>Espaciado de estribos 4</i>	s4Lo	0.30	m
<i>Espaciado a una longitud > Lo</i>	sLo	0.22	m

Distribución de estribos: \emptyset 1/2 " cada 1 @ 0.05, 9 @ 0.10, Rsto. @ 0.20

COLUMNAS
DISEÑO DEL REFUERZO TRANSVERSAL

DIRECCIÓN YY
C11

DEFINICIÓN DEL MATERIAL

<i>Esfuerzo a compresión del concreto</i>	f_c	280	kg/cm ²
<i>Esfuerzo de fluencia del acero</i>	f_y	4200	kg/cm ²
<i>Factor de reducción</i>	Corte	0.85	

DEFINICIÓN DE LA SECCIÓN

<i>Base de la sección</i>	b	40.00	cm
<i>Largo de la sección</i>	h	90.00	cm
<i>Ancho del recubrimiento</i>	re	4	cm
<i>Peralte efectivo</i>	d	83.78	cm
<i>Diámetro del estribo</i>	db	1/2	"
<i>Ramas de estribo</i>	#db	6	

DEFINICIÓN DEL ELEMENTO

<i>Altura libre del elemento</i>	H	3.15	m
<i>Diámetro menor de barra longitudinal</i>	min_{dbl}	3/4	"
<i>Momento nominal máximo superior</i>	Mn+	169.00	ton.m
<i>Momento nominal máximo inferior</i>	Mn-	169.00	ton.m
<i>Sistema estructural</i>	Muros	SISTEMAS INTERMEDIOS	

CÁLCULO DE CORTANTES

<i>Cortante última de diseño</i>	V_u	107.30	ton
<i>Cortante resistida por el acero</i>	V_s	126.24	ton
<i>Area total de ramas de estribo</i>	A_v	7.60	cm ²
<i>Cortante resistida por el concreto</i>	V_c	29.72	ton
<i>Cortante resistida por el acero a L_o</i>	V_{sLo}	96.52	ton

CÁLCULO DEL ESPACIADO DE ESTRIBOS

<i>Espaciado de estribos 1</i>	s1	0.21	m
<i>Espaciado de estribos 2</i>	s2	0.20	m
<i>Espaciado de estribos 3</i>	s3	0.15	m
<i>Espaciado de estribos 4</i>	s4	0.10	m
<i>Espaciado a una longitud = L_o</i>	s	0.10	m

<i>Espaciado de estribos 1</i>	s1Lo	0.28	m
<i>Espaciado de estribos 2</i>	s2Lo	0.23	m
<i>Espaciado de estribos 3</i>	s3Lo	0.40	m
<i>Espaciado de estribos 4</i>	s4Lo	0.30	m
<i>Espaciado a una longitud > L_o</i>	sLo	0.23	m

Distribución de estribos: \emptyset 1/2 " cada 1 @ 0.05, 9 @ 0.10, Rsto. @ 0.20

ANEXO 8: DISEÑO ESTRUCTURAL DE MUROS

DISEÑO POR FLEXOCOMPRESIÓN – PL1:

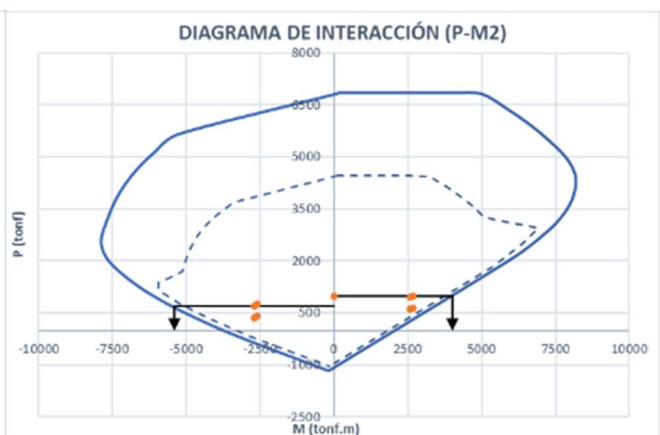
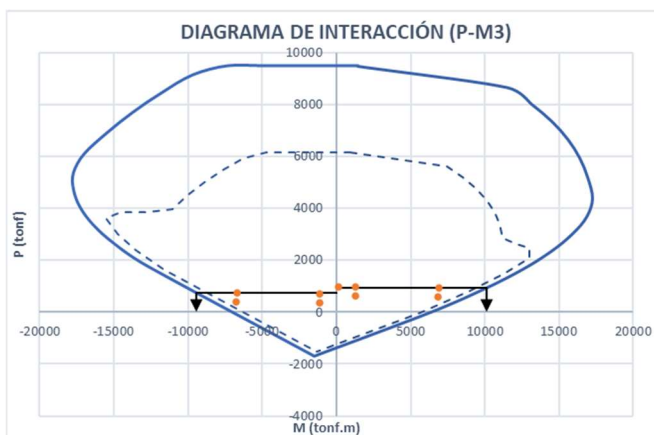
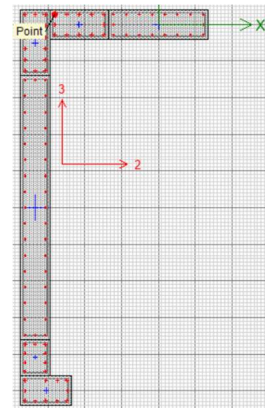
Combinaciones de cargas para la dirección X (PM3):

Carga	P tonf	V2 tonf	M3 tonf.m
1.4CM + 1.7 CV	981.28	-2.39	114.54
1.25(CM+CV) + SX	944.40	449.22	6880.77
1.25(CM+CV) - SX	746.11	-452.87	-6687.58
1.25(CM+CV) + SY	983.79	134.11	1298.11
1.25(CM+CV) - SY	706.72	-137.75	-1104.92
0.9CM + SX	603.94	450.79	6834.66
0.9CM - SX	405.64	-451.30	-6733.70
0.9CM + SY	643.33	135.67	1252.00
0.9CM - SY	366.26	-136.18	-1151.04



Combinaciones de cargas para la dirección Y (PM2):

Carga	P tonf	V3 tonf	M2 tonf.m
1.4CM + 1.7 CV	981.28	13.44	-2.05
1.25(CM+CV) + SX	944.40	187.50	2577.07
1.25(CM+CV) - SX	746.11	-165.56	-2586.73
1.25(CM+CV) + SY	983.79	317.11	2687.79
1.25(CM+CV) - SY	706.72	-295.18	-2697.45
0.9CM + SX	603.94	180.95	2568.33
0.9CM - SX	405.64	-172.11	-2595.47
0.9CM + SY	643.33	310.57	2679.05
0.9CM - SY	366.26	-301.73	-2706.19



DATOS PARA EL DIAGRAMA DE INTERACCIÓN DE MURO ELE (PL1)

Relación de cargas axiales y momentos flectores límites del diagrama de interacción para el muro ELE en la dirección X:

Nominales						Reducidos					
0 deg			180 deg			0 deg			180 deg		
P tonf	M2 tonf.m	M3 tonf.m	P tonf	M2 tonf.m	M3 tonf.m	P tonf	M2 tonf.m	M3 tonf.m	P tonf	M2 tonf.m	M3 tonf.m
9475.90	185.14	1426.55	9475.90	185.14	1426.55	6159.33	120.34	927.26	6159.33	120.34	927.26
8655.64	2127.05	11477.62	9475.90	-87.72	-4714.19	5626.16	1382.58	7460.45	6159.33	-57.02	-3064.22
8011.99	1981.77	13126.42	9475.90	-252.60	-7322.84	5207.79	1288.15	8532.17	6159.33	-164.19	-4759.85
7344.03	1834.23	14492.44	9124.42	-424.03	-9698.33	4773.62	1192.25	9420.09	5930.87	-275.62	-6303.92
6654.91	1686.48	15565.67	8422.93	-600.43	-11819.14	4325.69	1096.21	10117.68	5474.91	-390.28	-7682.44
5939.06	1538.81	16360.02	7692.03	-783.08	-13709.98	3860.39	1000.23	10634.01	4999.82	-509.00	-8911.49
5184.97	1390.90	16899.63	6919.19	-974.70	-15415.69	3370.23	904.08	10984.76	4497.47	-633.56	-10020.20
4377.08	1242.81	17220.08	6087.21	-1178.94	-17000.84	2845.10	807.83	11193.05	3956.69	-766.31	-11050.55
3661.17	1064.86	16829.82	5350.28	-1369.34	-17731.12	2637.06	766.99	12122.13	3853.68	-986.30	-12771.32
3001.97	893.09	15863.65	4691.74	-1540.94	-17720.19	2457.61	731.14	12987.01	3840.96	-1261.51	-14506.89
2330.54	718.12	14435.30	4026.46	-1714.30	-17278.44	2097.49	646.31	12991.77	3623.82	-1542.87	-15550.60
1640.35	538.26	12519.79	3349.20	-1890.78	-16394.14	1476.31	484.44	11267.81	3014.28	-1701.70	-14754.73
906.62	347.05	10015.86	2643.13	-2074.77	-15021.82	815.96	312.35	9014.27	2378.82	-1867.30	-13519.64
-22.62	108.95	6294.42	1793.13	-2272.42	-12843.17	-20.35	98.06	5664.98	1613.82	-2045.18	-11558.86
-1707.64	-196.26	-1512.25	-1707.64	-196.26	-1512.25	-1536.87	-176.63	-1361.02	-1536.87	-176.63	-1361.02

Relación de cargas axiales y momentos flectores límites del diagrama de interacción para el muro ELE en la dirección Y:

Nominales						Reducidos					
90 deg			270 deg			90 deg			270 deg		
P tonf	M2 tonf.m	M3 tonf.m	P tonf	M2 tonf.m	M3 tonf.m	P tonf	M2 tonf.m	M3 tonf.m	P tonf	M2 tonf.m	M3 tonf.m
6849.48	167.82	-68.59	6849.48	167.82	-68.59	4452.16	109.08	-44.59	4452.16	109.08	-44.59
6849.48	2903.77	146.74	5671.05	-5249.09	-1789.54	4452.16	1887.45	95.38	3686.18	-3411.91	-1163.20
6849.48	4021.84	290.89	5162.32	-6045.93	-1724.58	4452.16	2614.20	189.08	3355.51	-3929.85	-1120.98
6812.88	4990.79	437.18	4705.77	-6609.38	-1599.37	4428.37	3244.01	284.17	3058.75	-4296.09	-1039.59
6386.57	5848.94	587.45	4226.92	-7064.17	-1474.17	4151.27	3801.81	381.84	2747.50	-4591.71	-958.21
5946.62	6597.63	741.69	3722.68	-7415.68	-1350.58	3865.30	4288.46	482.10	2419.74	-4820.19	-877.88
5488.10	7249.33	901.34	3183.67	-7678.85	-1229.27	3567.27	4712.06	585.87	2069.38	-4991.25	-799.02
5002.84	7823.34	1068.78	2594.73	-7876.45	-1111.17	3251.85	5085.17	694.71	1686.58	-5119.69	-722.26
4551.05	8130.45	1230.88	2112.73	-7702.39	-956.99	3176.57	5544.36	901.79	1521.75	-5547.85	-689.30
4135.14	8160.87	1381.68	1697.19	-7244.98	-806.32	3101.29	6003.56	1108.87	1389.43	-5931.21	-660.11
3713.49	8016.73	1534.56	1277.38	-6609.41	-654.11	3026.01	6462.75	1315.94	1149.64	-5948.47	-588.70
3278.59	7691.04	1692.25	847.62	-5785.18	-498.29	2950.73	6921.94	1523.02	762.86	-5206.66	-448.46
2802.14	7136.72	1852.95	393.32	-4731.53	-334.56	2521.92	6423.05	1667.66	353.99	-4258.37	-301.10
2054.84	5975.43	1938.63	-171.83	-3214.93	-140.52	1849.36	5377.89	1744.77	-154.65	-2893.44	-126.47
-1154.05	-177.90	72.71	-1154.05	-177.90	72.71	-1038.64	-160.11	65.44	-1038.64	-160.11	65.44

MUROS
DISEÑO DEL REFUERZO EN EL ALMA

DIRECCIÓN XX
PL1

DEFINICIÓN DEL MATERIAL

<i>Esfuerzo a compresión del concreto</i>	f'c	280	kg/cm ²
<i>Esfuerzo de fluencia del acero</i>	fy	4200	kg/cm ²
<i>Factor de reducción</i>	Corte	0.85	

DEFINICIÓN DEL ELEMENTO

<i>Longitud total del muro o panel analizado</i>	Lm	8.40	m
<i>Espesor del muro</i>	e	0.40	m
<i>Peralte efectivo</i>	d	6.72	m

Cuantía calculada en la sección por metro **pv** **0.0036**

Distribución del refuerzo vertical: **Ø 1/2 " cada** **0.175** **m**

CÁLCULO DE CORTANTES

<i>Momento nominal aplicado máximo</i>	Mn	10100.00	ton.m
<i>Momento último amplificado aplicado</i>	MuA	6880.77	ton.m
<i>Cortante última amplificada aplicada</i>	VuA	449.22	ton
Cortante última calculada	Vu	659.40	ton

Resistencia máxima del concreto al cortante **Vmax** 1191.94 ton

Resistencia nominal del concreto al cortante **Vc** 238.39 ton

Resistencia nominal del acero al cortante **Vs** 537.37 ton

CÁLCULO DEL ESPACIAMIENTO HORIZONTAL

<i>Diámetro del acero horizontal</i>	db	1/2	"
<i>Ramas de refuerzo</i>	#db	2	capas
<i>Area del acero transversal</i>	Av	2.53	cm ²
<i>Espaciamiento del refuerzo transversal</i>	s	13.31	cm
<i>Cuantía calculada en la sección por metro</i>	ph	0.0051	

Distribución del refuerzo horizontal: **Ø 1/2 " cada** **0.125** **m**

MUROS

DISEÑO DEL REFUERZO EN EL ALMA

DIRECCIÓN YY
PL1

DEFINICIÓN DEL MATERIAL

<i>Esfuerzo a compresión del concreto</i>	f'c	280	kg/cm ²
<i>Esfuerzo de fluencia del acero</i>	fy	4200	kg/cm ²
<i>Factor de reducción</i>	Corte	0.85	

DEFINICIÓN DEL ELEMENTO

<i>Longitud total del muro o panel analizado</i>	Lm	5.40	m
<i>Espesor del muro</i>	e	0.40	m
<i>Peralte efectivo</i>	d	4.32	m

<i>Cuantía calculada en la sección por metro</i>	pv	0.0028	
Distribución del refuerzo vertical:	Ø 1/2 " cada	0.225	m

CÁLCULO DE CORTANTES

<i>Momento nominal aplicado máximo</i>	Mn	5400.00	ton.m
<i>Momento último amplificado aplicado</i>	MuA	2697.45	ton.m
<i>Cortante última amplificada aplicada</i>	VuA	295.18	ton
Cortante última calculada	Vu	590.92	ton

<i>Resistencia máxima del concreto al cortante</i>	Vmax	766.25	ton
<i>Resistencia nominal del concreto al cortante</i>	Vc	153.25	ton
<i>Resistencia nominal del acero al cortante</i>	Vs	541.95	ton

CÁLCULO DEL ESPACIAMIENTO HORIZONTAL

<i>Diámetro del acero horizontal</i>	db	5/8	"
<i>Ramas de refuerzo</i>	#db	2	capas
<i>Area del acero transversal</i>	Av	3.96	cm ²
<i>Espaciamiento del refuerzo transversal</i>	s	13.25	cm
<i>Cuantía calculada en la sección por metro</i>	ph	0.0079	

Distribución del refuerzo horizontal:	Ø 5/8 " cada	0.125	m
--	---------------------	--------------	----------

MUROS
DISEÑO DEL REFUERZO EN EL ALA

DIRECCIÓN XX
PL1

DEFINICIÓN DEL MATERIAL

Esfuerzo a compresión del concreto
Esfuerzo de fluencia del acero
Factor de reducción

f_c 280 kg/cm²
f_y 4200 kg/cm²
Corte 0.85

VERIFICACIÓN DEL ELEMENTO DE BORDE

Longitud total del muro
Altura completa del muro
Desplazamiento de diseño
Posición del eje neutro máximo
Posición del eje neutro calculado

L_m 8.40 m
H 21.30 m
z_u 0.06 m
c_{máx} 2.80 m
c 1.51 m

Verificación de confinamiento

No requiere elementos de borde

DEFINICIÓN DEL ELEMENTO DE BORDE

Longitud del elemento de borde propuesto
Espesor del elemento de borde propuesto
Diámetro de la barra longitudinal
Diámetro de la barra del estribo
Recubrimiento

L_b 1.20 m
t 0.40 m
db_{var} 1 "
db_{est} 1/2 "
r 0.03 m

LONGITUD CONFINADA

Primera altura confinada
Segunda altura confinada
Tercera altura confinada
Altura confinada

h₁ 8.40 m
h₂ 3.83 m
h₃ 7.30 m
h_{cf} **8.40 m**

CÁLCULO DEL ESPACIAMIENTO DE ESTRIBOS

Primer espaciamiento de estribos
Segundo espaciamiento de estribos
Tercer espaciamiento de estribos
Espaciamiento de estribos

s₁ 0.25 m
s₂ 0.40 m
s₃ 0.25 m
s **0.18 m**

Distribución del refuerzo horizontal:

Ø 1/2 " cada 0.175 m

MUROS
DISEÑO DEL REFUERZO EN EL ALA

DIRECCIÓN YY
PL1

DEFINICIÓN DEL MATERIAL

<i>Esfuerzo a compresión del concreto</i>	f_c	280	kg/cm ²
<i>Esfuerzo de fluencia del acero</i>	f_y	4200	kg/cm ²
<i>Factor de reducción</i>	Corte	0.85	

VERIFICACIÓN DEL ELEMENTO DE BORDE

<i>Longitud total del muro</i>	L_m	5.40	m
<i>Altura completa del muro</i>	H	21.30	m
<i>Desplazamiento de diseño</i>	z_u	0.07	m
<i>Posición del eje neutro máximo</i>	c_{máx}	1.80	m
<i>Posición del eje neutro calculado</i>	c	1.38	m

Verificación de confinamiento

No requiere elementos de borde

DEFINICIÓN DEL ELEMENTO DE BORDE

<i>Longitud del elemento de borde propuesto</i>	L_b	0.90	m
<i>Espesor del elemento de borde propuesto</i>	t	0.40	m
<i>Diámetro de la barra longitudinal</i>	db_{var}	1	"
<i>Diámetro de la barra del estribo</i>	db_{est}	1/2	"
<i>Recubrimiento</i>	r	0.03	m

LONGITUD CONFINADA

<i>Primera altura confinada</i>	h₁	5.40	m
<i>Segunda altura confinada</i>	h₂	2.12	m
<i>Tercera altura confinada</i>	h₃	7.30	m
<i>Altura confinada</i>	h_{cf}	7.30	m

CÁLCULO DEL ESPACIAMIENTO DE ESTRIBOS

<i>Primer espaciamiento de estribos</i>	s₁	0.25	m
<i>Segundo espaciamiento de estribos</i>	s₂	0.40	m
<i>Tercer espaciamiento de estribos</i>	s₃	0.25	m
<i>Espaciamiento de estribos</i>	s	0.18	m

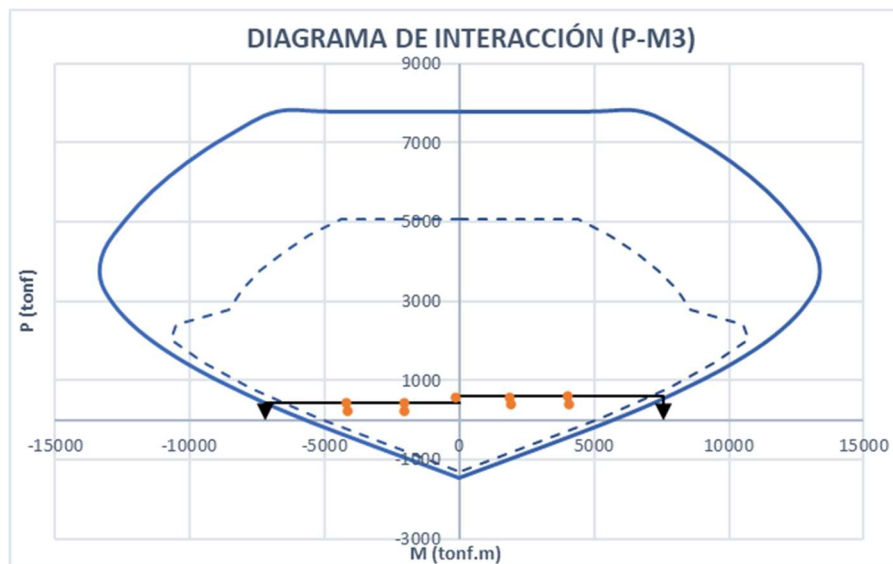
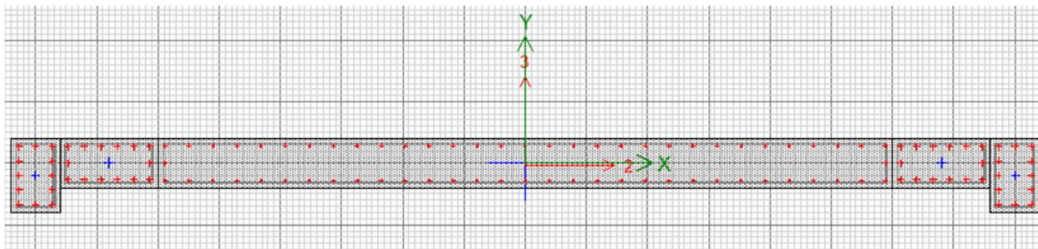
Distribución del refuerzo horizontal:

Ø 1/2 " cada	0.175	m
---------------------	--------------	----------

DISEÑO POR FLEXOCOMPRESIÓN – PL5:

Combinaciones de cargas para la dirección X (PM3):

Carga	P tonf	V2 tonf	M3 tonf.m
1.4CM + 1.7 CV	581.61	-7.27	-120.40
1.25(CM+CV) + SX	590.30	401.06	4004.21
1.25(CM+CV) - SX	415.93	-413.88	-4211.81
1.25(CM+CV) + SY	580.07	215.48	1860.77
1.25(CM+CV) - SY	426.16	-228.30	-2068.37
0.9CM + SX	395.06	403.11	4045.72
0.9CM - SX	220.70	-411.83	-4170.30
0.9CM + SY	384.83	217.54	1902.28
0.9CM - SY	230.93	-226.25	-2026.85



DATOS PARA EL DIAGRAMA DE INTERACCIÓN DE MURO RECTANGULAR (PL5)

Relación de cargas axiales y momentos flectores límites del diagrama de interacción para el muro rectangular en la dirección X:

Nominales						Reducidos					
0 deg			180 deg			0 deg			180 deg		
P	M2	M3	P	M2	M3	P	M2	M3	P	M2	M3
tonf	tonf.m	tonf.m	tonf	tonf.m	tonf.m	tonf	tonf.m	tonf.m	tonf	tonf.m	tonf.m
7803.87	-29.68	0.00	7803.87	-29.68	0.00	5072.52	-19.29	0.00	5072.52	-19.29	0.00
7803.87	30.37	4687.38	7803.87	30.37	-4687.38	5072.52	19.74	3046.80	5072.52	19.74	-3046.80
7803.87	24.50	6771.03	7803.87	24.50	-6771.03	5072.52	15.92	4401.17	5072.52	15.92	-4401.17
7191.91	18.82	8583.27	7191.91	18.82	-8583.27	4674.74	12.23	5579.13	4674.74	12.23	-5579.13
6515.26	13.54	10108.96	6515.26	13.54	-10108.96	4234.92	8.80	6570.82	4234.92	8.80	-6570.82
5814.14	8.81	11365.19	5814.14	8.81	-11365.19	3779.19	5.72	7387.37	3779.19	5.72	-7387.37
5079.39	4.82	12378.86	5079.39	4.82	-12378.86	3301.61	3.13	8046.26	3301.61	3.13	-8046.26
4296.60	1.91	13192.24	4296.60	1.91	-13192.24	2792.79	1.24	8574.95	2792.79	1.24	-8574.95
3582.49	-6.81	13335.73	3582.49	-6.81	-13335.73	2580.39	-4.91	9605.42	2580.39	-4.91	-9605.42
2933.97	-15.66	12843.08	2933.97	-15.66	-12843.08	2401.93	-12.82	10514.18	2401.93	-12.82	-10514.18
2276.80	-24.62	11918.24	2276.80	-24.62	-11918.24	2049.12	-22.16	10726.41	2049.12	-22.16	-10726.41
1603.88	-33.79	10537.20	1603.88	-33.79	-10537.20	1443.50	-30.41	9483.48	1443.50	-30.41	-9483.48
892.64	-43.49	8624.26	892.64	-43.49	-8624.26	803.38	-39.14	7761.84	803.38	-39.14	-7761.84
11.30	-53.01	5725.89	11.30	-53.01	-5725.89	10.17	-47.71	5153.30	10.17	-47.71	-5153.30
-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
1459.97	31.47	0.00	1459.97	31.47	0.00	1313.97	28.32	0.00	1313.97	28.32	0.00

MUROS
DISEÑO DEL REFUERZO EN EL ALMA

DIRECCIÓN XX
PL5

DEFINICIÓN DEL MATERIAL

<i>Esfuerzo a compresión del concreto</i>	f'c	280	kg/cm ²
<i>Esfuerzo de fluencia del acero</i>	fy	4200	kg/cm ²
<i>Factor de reducción</i>	Corte	0.85	

DEFINICIÓN DEL ELEMENTO

<i>Longitud total del muro o panel analizado</i>	Lm	8.40	m
<i>Espesor del muro</i>	e	0.40	m
<i>Peralte efectivo</i>	d	6.72	m

<i>Cuantía calculada en la sección por metro</i>	pv	0.0032	
Distribución del refuerzo vertical:	Ø 1/2 " cada	0.200	m

CÁLCULO DE CORTANTES

<i>Momento nominal aplicado máximo</i>	Mn	7550.00	ton.m
<i>Momento último amplificado aplicado</i>	MuA	4004.21	ton.m
<i>Cortante última amplificada aplicada</i>	VuA	401.06	ton
Cortante última calculada	Vu	756.20	ton

<i>Resistencia máxima del concreto al cortante</i>	Vmax	1191.94	ton
<i>Resistencia nominal del concreto al cortante</i>	Vc	238.39	ton
<i>Resistencia nominal del acero al cortante</i>	Vs	651.26	ton

CÁLCULO DEL ESPACIAMIENTO HORIZONTAL

<i>Diámetro del acero horizontal</i>	db	1/2	"
<i>Ramas de refuerzo</i>	#db	2	capas
<i>Area del acero transversal</i>	Av	2.53	cm ²
<i>Espaciamiento del refuerzo transversal</i>	s	10.98	cm
<i>Cuantía calculada en la sección por metro</i>	ph	0.0051	

Distribución del refuerzo horizontal:	Ø 1/2 " cada	0.125	m
--	---------------------	--------------	----------

MUROS
DISEÑO DEL REFUERZO EN EL ALA

DIRECCIÓN XX
PL5

DEFINICIÓN DEL MATERIAL

<i>Esfuerzo a compresión del concreto</i>	f'c	280	kg/cm ²
<i>Esfuerzo de fluencia del acero</i>	fy	4200	kg/cm ²
<i>Factor de reducción</i>	Corte	0.85	

VERIFICACIÓN DEL ELEMENTO DE BORDE

<i>Longitud total del muro</i>	Lm	8.40	m
<i>Altura completa del muro</i>	H	21.30	m
<i>Desplazamiento de diseño</i>	zu	0.06	m
<i>Posición del eje neutro máximo</i>	c_{máx}	2.80	m
<i>Posición del eje neutro calculado</i>	c	1.19	m

Verificación de confinamiento

No requiere elementos de borde

DEFINICIÓN DEL ELEMENTO DE BORDE

<i>Longitud del elemento de borde propuesto</i>	Lb	1.20	m
<i>Espesor del elemento de borde propuesto</i>	t	0.40	m
<i>Diámetro de la barra longitudinal</i>	db_{var}	1	"
<i>Diámetro de la barra del estribo</i>	db_{est}	1/2	"
<i>Recubrimiento</i>	r	0.03	m

LONGITUD CONFINADA

<i>Primera altura confinada</i>	h1	8.40	m
<i>Segunda altura confinada</i>	h2	3.69	m
<i>Tercera altura confinada</i>	h3	7.30	m
Altura confinada	h_{cf}	8.40	m

CÁLCULO DEL ESPACIAMIENTO DE ESTRIBOS

<i>Primer espaciamiento de estribos</i>	s1	0.25	m
<i>Segundo espaciamiento de estribos</i>	s2	0.40	m
<i>Tercer espaciamiento de estribos</i>	s3	0.25	m
Espaciamiento de estribos	s	0.18	m

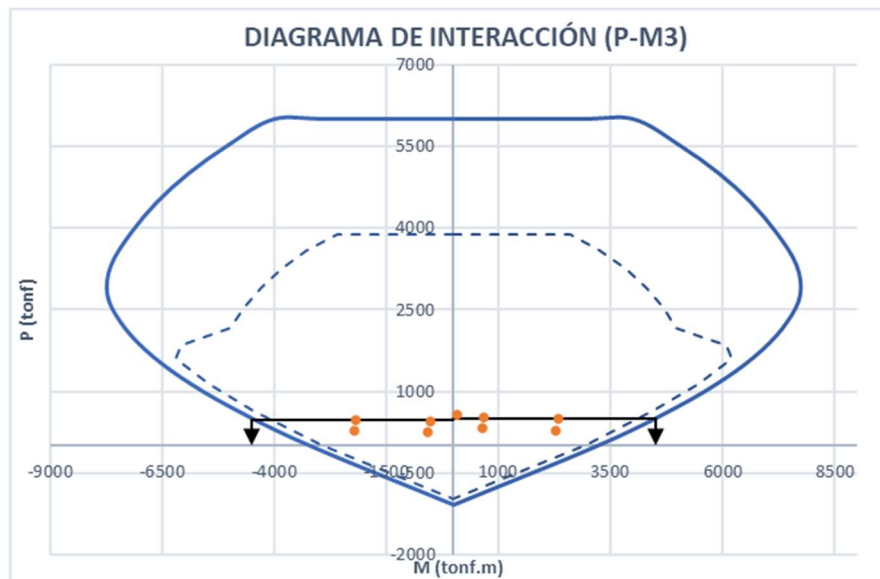
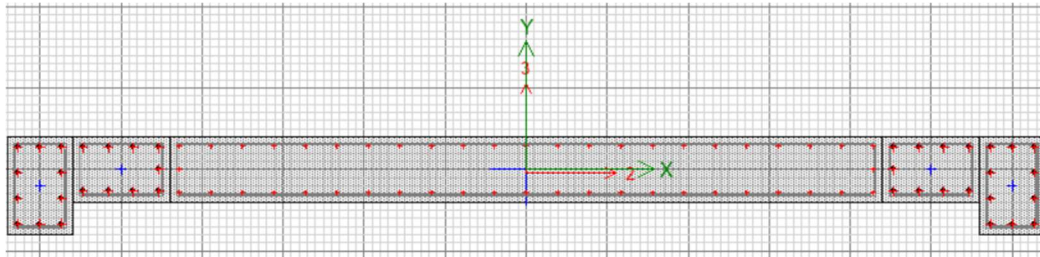
Distribución del refuerzo horizontal:

Ø 1/2 " cada	0.175	m
---------------------	--------------	----------

DISEÑO POR FLEXOCOMPRESIÓN – PL6:

Combinaciones de cargas para la dirección Y (PM3):

Carga	P tonf	V2 tonf	M3 tonf.m
1.4CM + 1.7 CV	575.38	13.67	88.02
1.25(CM+CV) + SX	527.30	100.19	679.61
1.25(CM+CV) - SX	458.12	-76.55	-530.65
1.25(CM+CV) + SY	501.28	342.24	2326.88
1.25(CM+CV) - SY	484.14	-318.59	-2177.92
0.9CM + SX	318.69	95.59	644.94
0.9CM - SX	249.52	-81.15	-565.32
0.9CM + SY	292.68	337.64	2292.21
0.9CM - SY	275.54	-323.19	-2212.59



DATOS PARA EL DIAGRAMA DE INTERACCIÓN DE MURO RECTANGULAR (PL6)

Relación de cargas axiales y momentos flectores límites del diagrama de interacción para el muro rectangular en la dirección Y:

Nominales						Reducidos					
0 deg			180 deg			0 deg			180 deg		
P	M2	M3	P	M2	M3	P	M2	M3	P	M2	M3
tonf	tonf.m	tonf.m	tonf	tonf.m	tonf.m	tonf	tonf.m	tonf.m	tonf	tonf.m	tonf.m
5989.07	-22.52	0.00	5989.07	-22.52	0.00	3892.90	-14.64	0.00	3892.90	-14.64	0.00
5989.07	33.66	2793.36	5989.07	33.66	-2793.36	3892.90	21.88	1815.69	3892.90	21.88	-1815.69
5989.07	27.44	3998.33	5989.07	27.44	-3998.33	3892.90	17.84	2598.91	3892.90	17.84	-2598.91
5508.42	21.41	5033.52	5508.42	21.41	-5033.52	3580.47	13.92	3271.79	3580.47	13.92	-3271.79
4994.65	15.63	5907.77	4994.65	15.63	-5907.77	3246.52	10.16	3840.05	3246.52	10.16	-3840.05
4463.45	10.26	6621.42	4463.45	10.26	-6621.42	2901.24	6.67	4303.92	2901.24	6.67	-4303.92
3906.82	5.46	7190.66	3906.82	5.46	-7190.66	2539.43	3.55	4673.93	2539.43	3.55	-4673.93
3315.28	1.48	7637.91	3315.28	1.48	-7637.91	2154.93	0.96	4964.64	2154.93	0.96	-4964.64
2768.76	-7.05	7719.60	2768.76	-7.05	-7719.60	1994.27	-5.08	5560.25	1994.27	-5.08	-5560.25
2272.20	-15.81	7425.42	2272.20	-15.81	-7425.42	1860.17	-12.94	6078.92	1860.17	-12.94	-6078.92
1769.45	-24.68	6880.59	1769.45	-24.68	-6880.59	1592.51	-22.21	6192.53	1592.51	-22.21	-6192.53
1253.57	-33.79	6070.34	1253.57	-33.79	-6070.34	1128.22	-30.41	5463.30	1128.22	-30.41	-5463.30
709.79	-43.38	4957.22	709.79	-43.38	-4957.22	638.81	-39.04	4461.50	638.81	-39.04	-4461.50
23.31	-51.26	3247.72	23.31	-51.26	-3247.72	20.98	-46.13	2922.95	20.98	-46.13	-2922.95
-1073.57	23.87	0.00	-1073.57	23.87	0.00	-966.22	21.48	0.00	-966.22	21.48	0.00

MUROS
DISEÑO DEL REFUERZO EN EL ALMA

DIRECCIÓN YY
PL6

DEFINICIÓN DEL MATERIAL

<i>Esfuerzo a compresión del concreto</i>	f'c	280	kg/cm ²
<i>Esfuerzo de fluencia del acero</i>	fy	4200	kg/cm ²
<i>Factor de reducción</i>	Corte	0.85	

DEFINICIÓN DEL ELEMENTO

<i>Longitud total del muro o panel analizado</i>	Lm	6.40	m
<i>Espesor del muro</i>	e	0.40	m
<i>Peralte efectivo</i>	d	5.12	m

<i>Cuantía calculada en la sección por metro</i>	pv	0.0042	
Distribución del refuerzo vertical:	Ø 1/2 " cada	0.150	m

CÁLCULO DE CORTANTES

<i>Momento nominal aplicado máximo</i>	Mn	4500.00	ton.m
<i>Momento último amplificado aplicado</i>	MuA	2326.88	ton.m
<i>Cortante última amplificada aplicada</i>	VuA	342.24	ton
Cortante última calculada	Vu	661.86	ton

<i>Resistencia máxima del concreto al cortante</i>	Vmax	908.14	ton
<i>Resistencia nominal del concreto al cortante</i>	Vc	181.63	ton
<i>Resistencia nominal del acero al cortante</i>	Vs	597.03	ton

CÁLCULO DEL ESPACIAMIENTO HORIZONTAL

<i>Diámetro del acero horizontal</i>	db	5/8	"
<i>Ramas de refuerzo</i>	#db	2	capas
<i>Area del acero transversal</i>	Av	3.96	cm ²
<i>Espaciamiento del refuerzo transversal</i>	s	14.26	cm
<i>Cuantía calculada en la sección por metro</i>	ph	0.0079	

Distribución del refuerzo horizontal:	Ø 5/8 " cada	0.125	m
--	---------------------	--------------	----------

MUROS
DISEÑO DEL REFUERZO EN EL ALA

DIRECCIÓN YY
PL6

DEFINICIÓN DEL MATERIAL

<i>Esfuerzo a compresión del concreto</i>	f_c	280	kg/cm ²
<i>Esfuerzo de fluencia del acero</i>	f_y	4200	kg/cm ²
<i>Factor de reducción</i>	Corte	0.85	

VERIFICACIÓN DEL ELEMENTO DE BORDE

<i>Longitud total del muro</i>	L_m	6.40	m
<i>Altura completa del muro</i>	H	21.30	m
<i>Desplazamiento de diseño</i>	z_u	0.07	m
<i>Posición del eje neutro máximo</i>	c_{máx}	2.13	m
<i>Posición del eje neutro calculado</i>	c	0.94	m

Verificación de confinamiento

No requiere elementos de borde

DEFINICIÓN DEL ELEMENTO DE BORDE

<i>Longitud del elemento de borde propuesto</i>	L_b	1.00	m
<i>Espesor del elemento de borde propuesto</i>	t	0.40	m
<i>Diámetro de la barra longitudinal</i>	db_{var}	1	"
<i>Diámetro de la barra del estribo</i>	db_{est}	1/2	"
<i>Recubrimiento</i>	r	0.03	m

LONGITUD CONFINADA

<i>Primera altura confinada</i>	h₁	6.40	m
<i>Segunda altura confinada</i>	h₂	2.12	m
<i>Tercera altura confinada</i>	h₃	7.30	m
<i>Altura confinada</i>	h_{cf}	7.30	m

CÁLCULO DEL ESPACIAMIENTO DE ESTRIBOS

<i>Primer espaciamiento de estribos</i>	s₁	0.25	m
<i>Segundo espaciamiento de estribos</i>	s₂	0.40	m
<i>Tercer espaciamiento de estribos</i>	s₃	0.25	m
<i>Espaciamiento de estribos</i>	s	0.18	m

Distribución del refuerzo horizontal:

Ø 1/2 " cada	0.175	m
---------------------	--------------	----------

ANEXO 9: DISEÑO ESTRUCTURAL DE LOSAS ALIGERADAS

LOSAS ALIGERADAS
DISEÑO DEL REFUERZO LONGITUDINAL

DIRECCIÓN YY

DEFINICIÓN DEL MATERIAL

<i>Esfuerzo a compresión del concreto</i>	f'c	280	kg/cm ²
<i>Esfuerzo de fluencia del acero</i>	fy	4200	kg/cm ²
<i>Tipo de diseño</i>	Flexión	0.9	
<i>Deformación última unitaria del concreto</i>	ε_{cu}	0.003	
<i>Deformación unitaria de fluencia del acero</i>	ε_y	0.002	
<i>Factor bloque rectangular de Whitney</i>	β₁	0.85	
<i>Módulo de elasticidad del acero</i>	Es	2000000	kg/cm ²

DEFINICIÓN DE LA SECCIÓN

<i>Base superior de la sección</i>	Bf	40.00	cm
<i>Altura de la sección</i>	h	25.00	cm
<i>Base inferior de la sección</i>	Bw	10.00	cm
<i>Espesor de la losa de concreto</i>	Tf	5.00	cm
<i>Ancho del recubrimiento</i>	re	3.00	cm

CÁLCULO DE ACERO

<i>Momento último máximo actuante</i>	Mu	1.85	ton.m
<i>Esfuerzo en la fibra superior</i>	Tracción	Extremos	
Acero calculado	Asc	2.47	cm²

DISEÑO DE ACERO

<i>Acero mínimo calculado</i>	As min	0.73	cm ²
<i>Acero máximo calculado</i>	As max	4.68	cm ²
Acero propuesto	As propuesto	2.47	cm²
 <i>Acero diseñado</i>	As	2.53	cm²

VERIFICACIÓN DE LA SECCIÓN DISEÑADA

<i>Profundidad del eje neutro</i>	c	5.260	cm
<i>Momento último de diseño calculado</i>	MuD	1.89	ton.m
<i>Verificación del momento de diseño</i>	MuD > Mu	Momento suficiente	

Acero longitudinal definido: 1 @ 1/2 + 1 @ 1/2

ESPACIADO DEL REFUERZO POR TEMPERATURA

<i>Diámetro del refuerzo por temperatura</i>	db_{temp}	1/4	"
<i>Acero mínimo según E.030</i>	Asmin_{E.030}	0.90	cm ²
<i>Espaciado del refuerzo 1</i>	s1	35.19	cm
<i>Espaciado del refuerzo 2</i>	s2	25.00	cm
<i>Espaciado del refuerzo 3</i>	s2	17.59	cm
 <i>Espaciado del refuerzo por temperatura</i>	s	17.50	cm

Distribución del refuerzo transversal: Ø 1/4 " cada 0.175 m

LOSAS ALIGERADAS
DISEÑO DEL REFUERZO LONGITUDINAL

DIRECCIÓN YY

DEFINICIÓN DEL MATERIAL

<i>Esfuerzo a compresión del concreto</i>	f'c	280	kg/cm ²
<i>Esfuerzo de fluencia del acero</i>	fy	4200	kg/cm ²
<i>Tipo de diseño</i>	Flexión	0.9	
<i>Deformación última unitaria del concreto</i>	εcu	0.003	
<i>Deformación unitaria de fluencia del acero</i>	εy	0.002	
<i>Factor bloque rectangular de Whitney</i>	β1	0.85	
<i>Módulo de elasticidad del acero</i>	Es	2000000	kg/cm ²

DEFINICIÓN DE LA SECCIÓN

<i>Base superior de la sección</i>	Bf	40.00	cm
<i>Altura de la sección</i>	h	25.00	cm
<i>Base inferior de la sección</i>	Bw	10.00	cm
<i>Espesor de la losa de concreto</i>	Tf	5.00	cm
<i>Ancho del recubrimiento</i>	re	2.50	cm

CÁLCULO DE ACERO

<i>Momento último máximo actuante</i>	Mu	1.51	ton.m
<i>Esfuerzo en la fibra superior</i>	Tracción	Extremos	
Acero calculado	Asc	1.92	cm²

DISEÑO DE ACERO

<i>Acero mínimo calculado</i>	As min	0.75	cm ²
<i>Acero máximo calculado</i>	As max	4.78	cm ²
Acero propuesto	As propuesto	1.92	cm²
 Acero diseñado	 As	 1.98	 cm²

VERIFICACIÓN DE LA SECCIÓN DISEÑADA

<i>Profundidad del eje neutro</i>	c	4.109	cm
Momento último de diseño calculado	MuD	1.55	ton.m
<i>Verificación del momento de diseño</i>	MuD > Mu	Momento suficiente	

Acero longitudinal definido:

1 @ 1/2 + 1 @ 3/8

LOSAS ALIGERADAS

VERIFICACIÓN DEL CORTANTE RESISTENTE

DIRECCIÓN YY

DEFINICIÓN DEL MATERIAL

Esfuerzo a compresión del concreto

f'c 280 kg/cm²

Esfuerzo de fluencia del acero

fy 4200 kg/cm²

Tipo de diseño

Corte 0.85

DEFINICIÓN DE LA SECCIÓN

Base superior de la sección

Bf 40.00 cm

Altura de la sección

h 25.00 cm

Base inferior de la sección

Bw 10.00 cm

Espesor de la losa de concreto

Tf 5.00 cm

Ancho del recubrimiento

re 2.50 cm

VERIFICACIÓN DEL CORTANTE

Peralte efectivo

d 22.50 cm

Cortante última resistente del concreto

ØVc 1.87 ton

Cortante calculado del análisis

Vud 1.75 ton

Verificación del cortante resistente

ØVc > Vud *Cortante suficiente*

ANEXO 10: DISEÑO ESTRUCTURAL DE LOSAS MACIZAS

LOSAS MACIZAS

VERIFICACIÓN DEL CORTANTE

DIRECCIÓN YY
SUPERIOR

DEFINICIÓN DEL MATERIAL

Esfuerzo a compresión del concreto

f'c 280 kg/cm²

Esfuerzo de fluencia del acero

fy 4200 kg/cm²

Tipo de diseño

Corte 0.85

DEFINICIÓN DE LA SECCIÓN

Ancho de la sección

B 100.00 cm

Altura de la sección

h 20.00 cm

Ancho del recubrimiento

re 2.50 cm

VERIFICACIÓN DEL CORTANTE

Peralte efectivo

d 17.5 cm

Cortante última resistente del concreto

ØVc 14.51 ton

Cortante calculado del análisis

Vud 3.27 ton

Verificación del cortante resistente

ØVc > Vud *Cortante suficiente*

ANEXO 11: DISEÑO ESTRUCTURAL DE ESCALERAS

ESCALERAS

DISEÑO POR FLEXIÓN Y VERIFICACIÓN DEL CORTANTE

DEFINICIÓN DEL MATERIAL

<i>Esfuerzo a compresión del concreto</i>	f'c	280	kg/cm ²
<i>Esfuerzo de fluencia del acero</i>	fy	4200	kg/cm ²
<i>Peso específico del concreto</i>	γc	2.40	ton/m ³
<i>Factor de reducción por diseño</i>	Flexión	0.90	
<i>Factor de reducción por diseño</i>	Corte	0.85	

DEFINICIÓN DE LA SECCIÓN

<i>Dimensión del paso</i>	P	30.00	cm
<i>Dimensión del contrapaso</i>	CP	16.00	cm
<i>Espesor de la garganta</i>	h	18.00	cm

DEFINICIÓN DEL ELEMENTO

<i>Ancho de la escalera</i>	B	2.00	m
<i>Peralte efectivo de la escalera</i>	d	15.00	cm
<i>Espesor promedio del tramo inclinado</i>	hm	28.40	cm

DEFINICIÓN DE CARGAS

<i>Peso de acabados</i>	P_{acab}	0.12	ton/m ²
<i>Sobrecarga de escalera</i>	s/c	0.40	ton/m ²
<i>Carga última en el tramo inclinado</i>	W_{ui}	3.60	ton/m
<i>Carga última en el descanso</i>	W_{u1}	2.91	ton/m

CÁLCULO DE MOMENTOS DE DISEÑO

<i>Momento último calculado</i>	M_u	12.13	ton.m
<i>Momento último de diseño positivo</i>	M_{ud+}	12.13	ton.m
<i>Momento último de diseño negativo</i>	M_{ud-}	4.04	ton.m

CÁLCULO DE ACERO POSITIVO

<i>Área de acero positivo</i>	As+	22.94	cm ²
<i>Diámetro de la barra de acero positivo</i>	db+	5/8	"
<i>Espacimiento del acero positivo</i>	s+	15.00	cm

CÁLCULO DE ACERO NEGATIVO

<i>Área de acero negativo</i>	As-	7.29	cm ²
<i>Diámetro de la barra de acero negativo</i>	db-	1/2	"
<i>Espacimiento del acero negativo</i>	s-	20.00	cm

CÁLCULO DE ACERO POR TEMPERATURA

<i>Área de acero mínimo por temperatura</i>	As_{mín}	6.48	cm ²
<i>Diámetro de la barra de acero negativo</i>	Ab_{temp}	1/2	"
<i>Espacimiento del acero por temperatura</i>	st	30.00	cm

VERIFICACIÓN DE LA CORTANTE ÚLTIMA

<i>Resistencia nominal de la sección</i>	V_n	31.93	ton
<i>Resistencia a cortante del concreto</i>	V_c	27.14	ton
<i>Fuerza cortante última</i>	V_u	9.93	ton
<i>Verificación de la cortante última</i>	∅V_n > V_u	Cortante suficiente	

ANEXO 12: DISEÑO ESTRUCTURAL DE CIMENTACIONES SUPERFICIALES

VIGA DE CIMENTACIÓN

DISEÑO DEL REFUERZO LONGITUDINAL

DIRECCIÓN XX

DEFINICIÓN DEL MATERIAL

<i>Esfuerzo a compresión del concreto</i>	f'c	280	kg/cm ²
<i>Esfuerzo de fluencia del acero</i>	fy	4200	kg/cm ²
<i>Factor de reducción</i>	Flexión	0.9	
<i>Deformación última unitaria del concreto</i>	εcu	0.003	
<i>Deformación unitaria de fluencia del acero</i>	εy	0.002	
<i>Factor bloque rectangular de Whitney</i>	β1	0.85	
<i>Módulo de elasticidad del concreto</i>	Ec	252671	kg/cm ²
<i>Módulo de elasticidad del acero</i>	Es	2000000	kg/cm ²

DEFINICIÓN DE LA SECCIÓN

<i>Base de la sección</i>	b	40	cm
<i>Altura de la sección</i>	h	120	cm
<i>Ancho del recubrimiento</i>	re	7.5	cm
<i>Diámetro del estribo</i>	db	3/8	"
<i>Peralte efectivo</i>	d	111	cm

CÁLCULO DE ACERO

<i>Momento último actuante</i>	Mu	65.55	ton.m
<i>Profundidad del eje neutro</i>	c'	8.38	cm
Acero calculado	Asc	16.14	cm²

DISEÑO DE ACERO

<i>Acero mínimo calculado</i>	As min	14.80	cm ²
<i>Acero máximo calculado</i>	As max	96.24	cm ²
<i>Acero calculado</i>	Asc	16.14	cm ²
Acero propuesto	As propuesto	16.14	cm²
 <i>Acero diseñado</i>	As	22.80	cm²

VERIFICACIÓN DEL DISEÑO

<i>Profundidad del eje neutro</i>	c	11.83	cm
<i>Momento último de diseño calculado</i>	MuD	91.34	ton.m
<i>Verificación del momento de diseño</i>	MuD > Mu	Momento suficiente	

Acero longitudinal definido:

4 @ 3/4 y 4 @ 3/4

VIGA DE CIMENTACIÓN

DISEÑO DEL REFUERZO LONGITUDINAL

DIRECCIÓN XX

DEFINICIÓN DEL MATERIAL

<i>Esfuerzo a compresión del concreto</i>	f'c	280	kg/cm ²
<i>Esfuerzo de fluencia del acero</i>	fy	4200	kg/cm ²
<i>Factor de reducción</i>	Flexión	0.9	
<i>Deformación última unitaria del concreto</i>	ε_{cu}	0.003	
<i>Deformación unitaria de fluencia del acero</i>	ε_y	0.002	
<i>Factor bloque rectangular de Whitney</i>	β₁	0.85	
<i>Módulo de elasticidad del concreto</i>	E_c	252671	kg/cm ²
<i>Módulo de elasticidad del acero</i>	E_s	2000000	kg/cm ²

DEFINICIÓN DE LA SECCIÓN

<i>Base de la sección</i>	b	40	cm
<i>Altura de la sección</i>	h	120	cm
<i>Ancho del recubrimiento</i>	re	7.5	cm
<i>Diámetro del estribo</i>	db	3/8	"
<i>Peralte efectivo</i>	d	108	cm

CÁLCULO DE ACERO

<i>Momento último actuante</i>	Mu	117.26	ton.m
<i>Profundidad del eje neutro</i>	c'	15.00	cm
Acero calculado	Asc	28.90	cm²

DISEÑO DE ACERO

<i>Acero mínimo calculado</i>	As min	14.40	cm ²
<i>Acero máximo calculado</i>	As max	93.64	cm ²
<i>Acero calculado</i>	Asc	28.90	cm ²
Acero propuesto	As propuesto	28.90	cm²
 <i>Acero diseñado</i>	As	34.20	cm²

VERIFICACIÓN DEL DISEÑO

<i>Profundidad del eje neutro</i>	c	17.75	cm
<i>Momento último de diseño calculado</i>	MuD	129.88	ton.m
<i>Verificación del momento de diseño</i>	MuD > Mu	Momento suficiente	

Acero longitudinal definido:

4 @ 3/4 y 4 @ 3/4 y 4 @ 3/4

ANEXO 13: DISEÑO ESTRUCTURAL DE ESTRUCTURAS DE CONTENCIÓN

ANEXO 14: RESUMEN DEL ESTUDIO GEOFÍSICO



PROYECTO:

“MEJORAMIENTO DE LA ATENCIÓN DE SERVICIOS DE SALUD BÁSICO DEL CENTRO DE SALUD LA NATIVIDAD DEL C.P. NUESTRA SRA. DE LA NATIVIDAD DEL DISTRITO DE TACNA-PROVINCIA DE TACNA-DEPARTAMENTO DE TACNA”

ESTUDIO GEOFÍSICO: REFRACCIÓN SÍSMICA Y MASW

4 CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

- ✓ Se definieron 3 estratos en base a los perfiles y sondajes sísmicos, el estrato 01 que se encuentra a una profundidad de 0 a 2.30 metros aproximadamente, con velocidades de programación de ondas de corte (V_s) de 324 m/s y 353 m/s; velocidades de ondas P entre 300 m/s y 700 m/s; estrato 02 se encuentra a una profundidad de 2.30 a 8.90 metros aproximadamente, con velocidades de programación de ondas de corte (V_s) de 326 m/s y 344 m/s; velocidades de ondas P entre 300 m/s y 700 m/s, corresponde a un perfil de suelo **S2 Suelo Intermedio** o Tipo **D Suelo Rígido**; estrato 02 se encuentra a una profundidad de 2.30 a 8.90 metros aproximadamente, con velocidades de programación de ondas de corte (V_s) de 422 m/s y 633 m/s; velocidades de ondas P entre 700 m/s y 1200 m/s, corresponde a un perfil de suelo **S1 Roca o Suelo muy rígido** o Tipo **C Suelo muy denso o roca blanda**; estrato 03 se encuentra a una profundidad de 8.90 a 30.00 metros aproximadamente, con velocidades de programación de ondas de corte (V_s) de 649 m/s y 767 m/s; velocidades de ondas P entre 1200 m/s y 1400 m/s, corresponde a un perfil de suelo **S1 Roca o Suelo muy rígido** o Tipo **C Suelo muy denso o roca blanda**.

Profundidad (m)	Espesor (m)	V_p (m/s)	V_s (m/s)	Clasificación de perfiles de suelo según E.030		Clasificación de los suelos según el IBC	
				Perfil	Tipo	Tipo de suelo	Nombre de suelo
0 - 2.30	2.30	700	324 - 353	S2	Suelo intermedio	D	Suelo rígido
2.30 – 8.90	6.60	1200	422 - 633	S1	Roca o suelo muy rígido	C	Suelo muy denso o roca blanda
8.90 – 30.00	21.10	1400	649 - 767	S1	Roca o suelo muy rígido	C	Suelo muy denso o roca blanda

✓

Profundidad (m)	Espesor (m)	Vp (m/s)	Vs (m/s)	PARÁMETROS DE DEFORMACION DINÁMICA				
				DENSIDAD (gr/cm ³)	COEFICIENTE DE POISSON (ν)	MODULO YOUNG (E) MPa	MODULOS DE CORTE (G) MPa	MODULO VOLUMETRICO (K) MPa
0.00 - 2.30	2.30	700	324 - 353	1.77	0.33-0.36	507.98- 2072.34	186.26- 792.64	574.60- 2378.90
2.30 – 8.90	6.60	1200	422 - 633	1.98	0.31-0.43	513.46- 2072.34	188.56- 792.64	589.44- 2378.90
8.90 – 30.00	21.10	1400	649 - 767	2.43	0.29-0.36	1070.95- 3493.94	376.05- 1339.75	1791.75- 3393.73

- ✓ Según la Norma Técnica: "Diseño Sismorresistente" E.030 - 2019, se considera que el área explorada pertenece a la Zona Sísmica 4, correspondiéndole un factor de zona $Z = 0.45$. En la zona predomina un suelo tipo S1 correspondiéndole un periodo $TP = 0.4$ s. y $TL = 2.5$ s.
- ✓ Cabe recalcar que los métodos de exploración geofísica llevadas a cabo en la zona de estudio, son pruebas no invasivas por lo que puede evaluarse la estructura natural de los suelos sin producir deformaciones en los mismos.
- ✓ Las conclusiones del presente informe son aplicables sólo y exclusivamente para el proyecto materia de evaluación en este estudio.

CALCULO DE CAPACIDAD DE CARGA

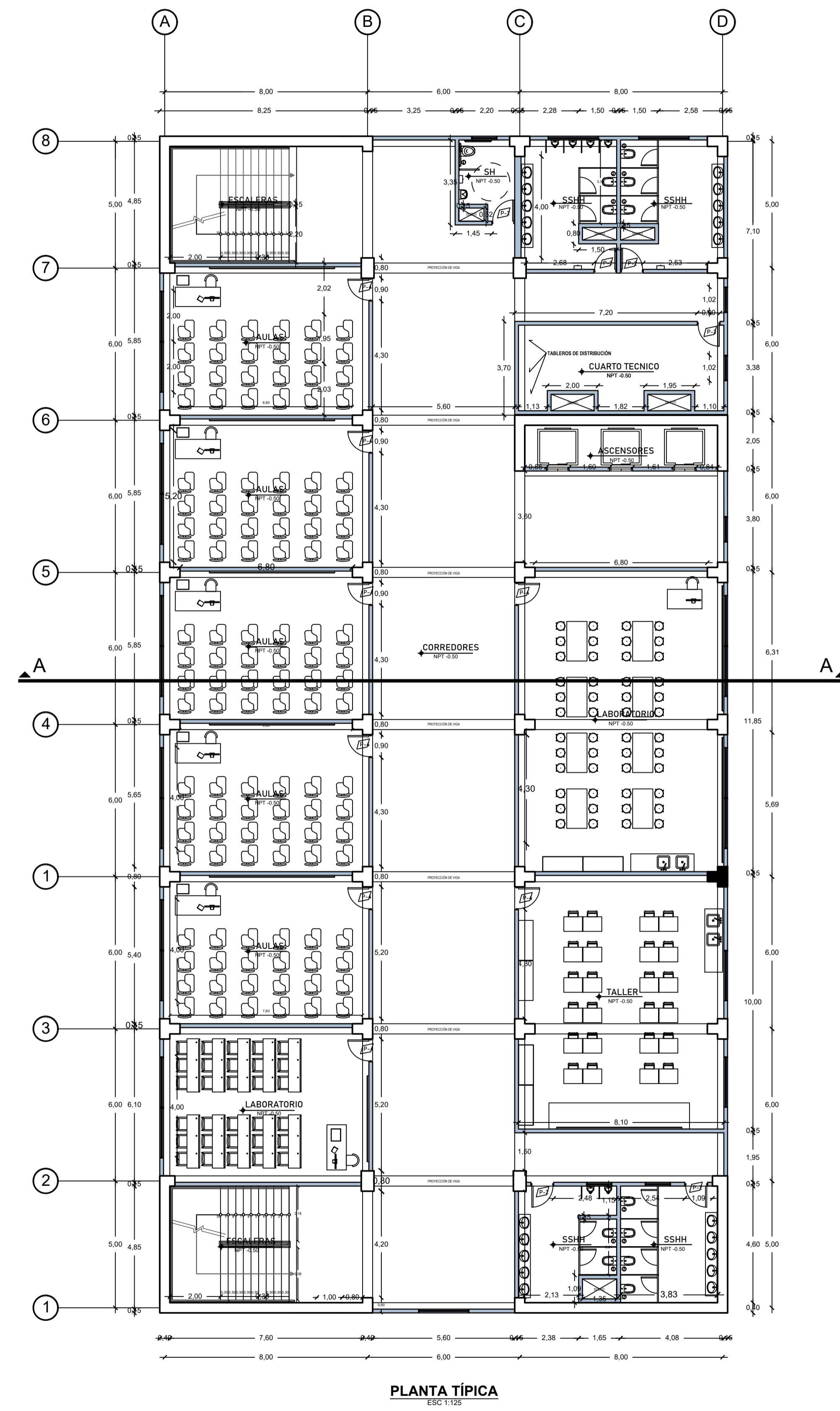
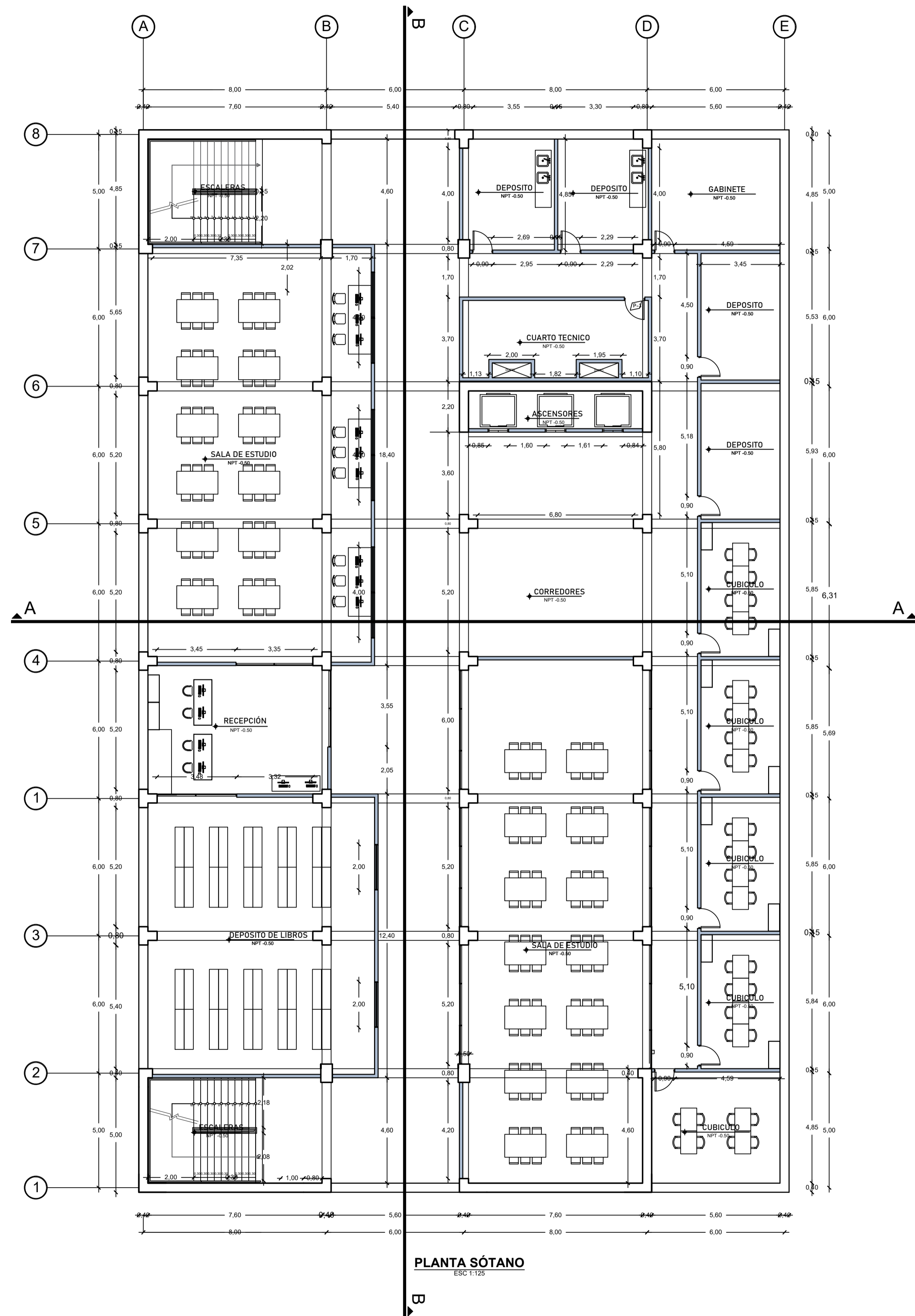
Tabla 14: Capacidad de carga obtenida de la prueba LR-01 Y MASW-01.

CAPACIDAD DE CARGA LR-01 Y MASW-01										
CIMENTACION TIPO	PROFUNDIDAD DE DESPLANTE (mts.)	ANCHO DE CIMENTACION (mts.)	VP (m/seg)	VS (m/seg)	PESO ESPECIFICO KN/m ³	Factor de corrección (α)	Factor de Seguridad (n)	CAPACIDAD CARGA ADMISIBLE (Tn/m ²)	CAPACIDAD CARGA ADMISIBLE (Kg/cm ²)	CAPACIDAD PORTANTE (Kg/cm ²)
LOSA DE CIMENTACION 2 m x 2 m	1.00	2.00	700.00	326.00	17.40	0.91	4.00	52.64	5.26	1.32
LOSA DE CIMENTACION 2 m x 2 m	2.00	2.00	700.00	344.00	17.40	0.91	4.00	55.54	5.55	1.39
LOSA DE CIMENTACION 2 m x 2 m	3.00	2.00	1200.00	436.00	18.40	0.91	4.00	74.44	7.44	1.86
LOSA DE CIMENTACION 2 m x 2 m	5.00	2.00	1200.00	536.00	18.40	0.91	4.00	91.52	9.15	2.29
LOSA DE CIMENTACION 2 m x 2 m	7.00	2.00	1200.00	593.00	21.40	0.91	4.00	117.75	11.78	2.94
LOSA DE CIMENTACION 2 m x 2 m	8.00	2.00	1200.00	633.00	21.40	0.91	4.00	125.70	12.57	3.14
LOSA DE CIMENTACION 2 m x 2 m	11.00	2.00	1400.00	668.00	21.80	0.91	4.00	135.13	13.51	3.38
LOSA DE CIMENTACION 2 m x 2 m	13.00	2.00	1400.00	679.00	24.80	0.91	4.00	156.25	15.63	3.91
LOSA DE CIMENTACION 2 m x 2 m	15.00	2.00	1400.00	697.00	24.80	0.91	4.00	160.40	16.04	4.01
LOSA DE CIMENTACION 2 m x 2 m	18.00	2.00	1400.00	715.00	24.80	0.91	4.00	164.54	16.45	4.11
LOSA DE CIMENTACION 2 m x 2 m	20.00	2.00	1400.00	727.00	24.80	0.91	4.00	167.30	16.73	4.18
LOSA DE CIMENTACION 2 m x 2 m	23.00	2.00	1400.00	737.00	24.80	0.91	4.00	169.60	16.96	4.24
LOSA DE CIMENTACION 2 m x 2 m	26.00	2.00	1400.00	752.00	24.80	0.91	4.00	173.05	17.31	4.33
LOSA DE CIMENTACION 2 m x 2 m	30.00	2.00	1400.00	767.00	24.80	0.91	4.00	176.51	17.65	4.41
capacidad de Carga para una losa de cimentacion de 2 m x 2 m y a una proundidad desde 0.00 m a 2.00 m aproximadamente	0.00 m a 2.00 m	2.00	700.00	335.00	17.40	0.91	4.00	54.09	5.41	1.35
capacidad de Carga para una losa de cimentacion de 2 m x 2 m y a una proundidad desde 2.10 m a 8.00 m aproximadamente	2.10 m a 8.00 m	2.00	1200.00	549.50	19.90	0.91	4.00	102.35	10.24	2.56
capacidad de Carga para una losa de cimentacion de 2 m x 2 m y a una proundidad desde 8.10 m a 30.00 m aproximadamente	8.10 m a 30.00 m	2.00	1400.00	717.75	24.43	0.91	4.00	162.85	16.28	4.07

Tabla 15: Capacidad de carga obtenida de la prueba LR-02 Y MASW-02.

CAPACIDAD DE CARGA LR-02 Y MASW-02										
CIMENTACION TIPO	PROFUNDIDAD DE DESPLANTE (mts.)	ANCHO DE CIMENTACION (mts.)	VP (m/seg)	VS (m/seg)	PESO ESPECIFICO KN/m3	Factor de corrección (α)	Factor de Seguridad (n)	CAPACIDAD CARGA ADMISIBLE (Tn/m2)	CAPACIDAD CARGA ADMISIBLE (Kg/cm2)	CAPACIDAD PORTANTE (Kg/cm2)
LOSA DE CIMENTACION 2 m x 2 m	1.00	2.00	700.00	324.00	17.40	0.91	4.00	52.31	5.23	1.31
LOSA DE CIMENTACION 2 m x 2 m	2.00	2.00	700.00	353.00	17.40	0.91	4.00	56.99	5.70	1.42
LOSA DE CIMENTACION 2 m x 2 m	3.00	2.00	1200.00	422.00	18.40	0.91	4.00	72.05	7.21	1.80
LOSA DE CIMENTACION 2 m x 2 m	5.00	2.00	1200.00	521.00	18.40	0.91	4.00	88.95	8.90	2.22
LOSA DE CIMENTACION 2 m x 2 m	7.00	2.00	1200.00	583.00	21.40	0.91	4.00	115.77	11.58	2.89
LOSA DE CIMENTACION 2 m x 2 m	8.00	2.00	1200.00	628.00	21.40	0.91	4.00	124.71	12.47	3.12
LOSA DE CIMENTACION 2 m x 2 m	11.00	2.00	1400.00	649.00	21.80	0.91	4.00	131.28	13.13	3.28
LOSA DE CIMENTACION 2 m x 2 m	13.00	2.00	1400.00	658.00	24.80	0.91	4.00	151.42	15.14	3.79
LOSA DE CIMENTACION 2 m x 2 m	15.00	2.00	1400.00	675.00	24.80	0.91	4.00	155.33	15.53	3.88
LOSA DE CIMENTACION 2 m x 2 m	18.00	2.00	1400.00	690.00	24.80	0.91	4.00	158.79	15.88	3.97
LOSA DE CIMENTACION 2 m x 2 m	20.00	2.00	1400.00	711.00	24.80	0.91	4.00	163.62	16.36	4.09
LOSA DE CIMENTACION 2 m x 2 m	23.00	2.00	1400.00	727.00	24.80	0.91	4.00	167.30	16.73	4.18
LOSA DE CIMENTACION 2 m x 2 m	26.00	2.00	1400.00	737.00	24.80	0.91	4.00	169.60	16.96	4.24
LOSA DE CIMENTACION 2 m x 2 m	30.00	2.00	1400.00	743.00	24.80	0.91	4.00	170.98	17.10	4.27
capacidad de Carga para una losa de cimentación de 2 m x 2 m y a una profundidad desde 0.00 m a 2.00 m aproximadamente	0.00 m a 2.00 m	2.00	700.00	338.50	17.40	0.91	4.00	54.65	5.47	1.37
capacidad de Carga para una losa de cimentación de 2 m x 2 m y a una profundidad desde 2.10 m a 8.00 m aproximadamente	2.10 m a 8.00 m	2.00	1200.00	538.50	19.90	0.91	4.00	100.37	10.04	2.51
capacidad de Carga para una losa de cimentación de 2 m x 2 m y a una profundidad desde 8.10 m a 30.00 m aproximadamente	8.10 m a 30.00 m	2.00	1400.00	698.75	24.43	0.91	4.00	158.54	15.85	3.96

ANEXO 15: PLANOS



PROYECTO:
 APLICACIÓN DE LA
 EXCENRICIDAD
 ACCIDENTAL BAJO
 ENFOQUES ESTÁTICO Y
 DINÁMICO EN EL
 ANÁLISIS Y DISEÑO
 ESTRUCTURAL DE UNA
 EDIFICACIÓN, TACNA
 2024

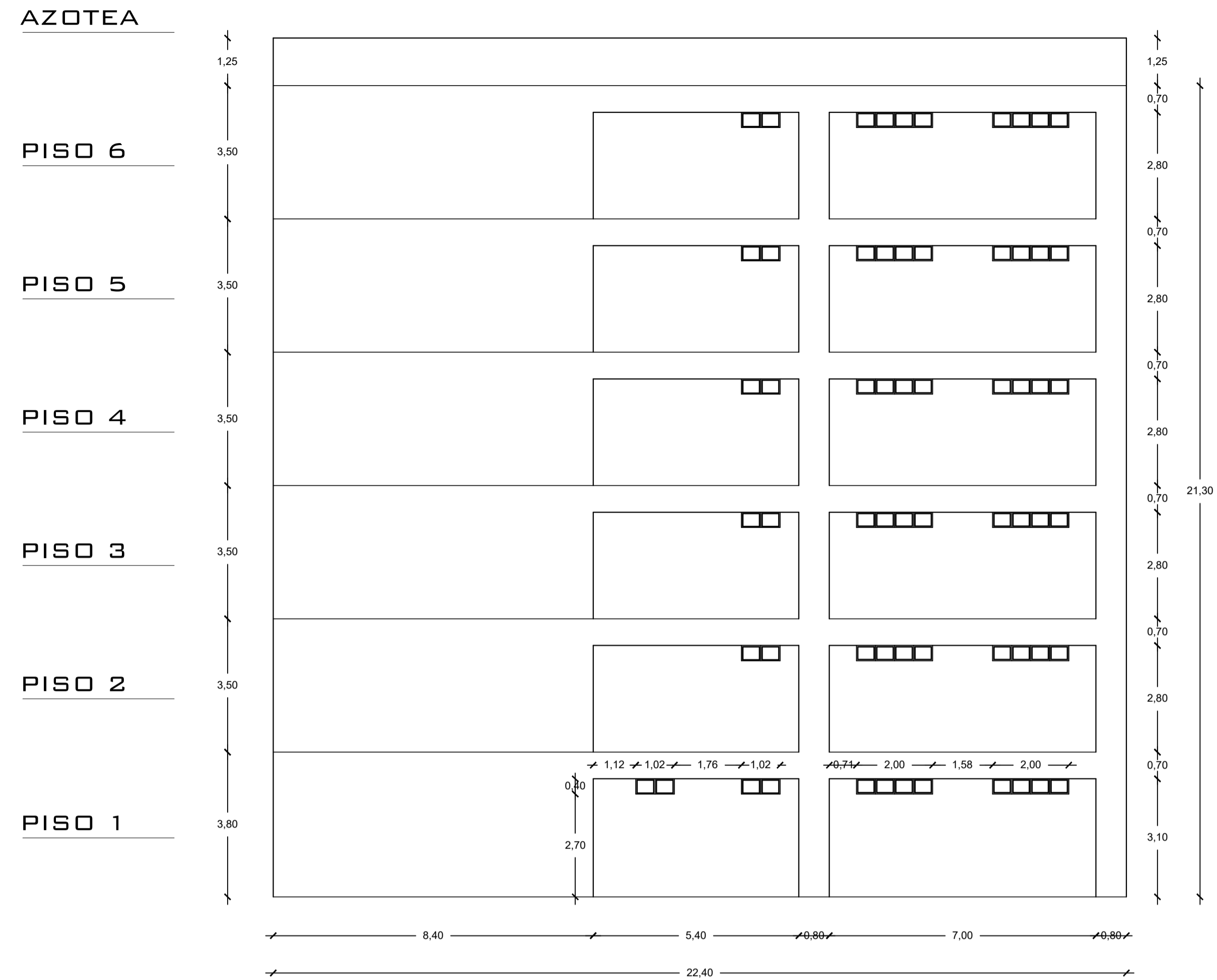
ESPECIALIDAD:
ARQUITECTURA

PLANO:
**PLANTAS
 ARQUITECTÓNICAS**

ESCALA: FECHA:
 INDICADA FEBRERO 2025

DEJÓ CAD:
 BACH, GONZALO IVAN
 CHAMBI PACCO

LÁMINA:
A-01



ELEVACIÓN LATERAL
ESC 1:125



ELEVACIÓN FRONTAL
ESC 1:125

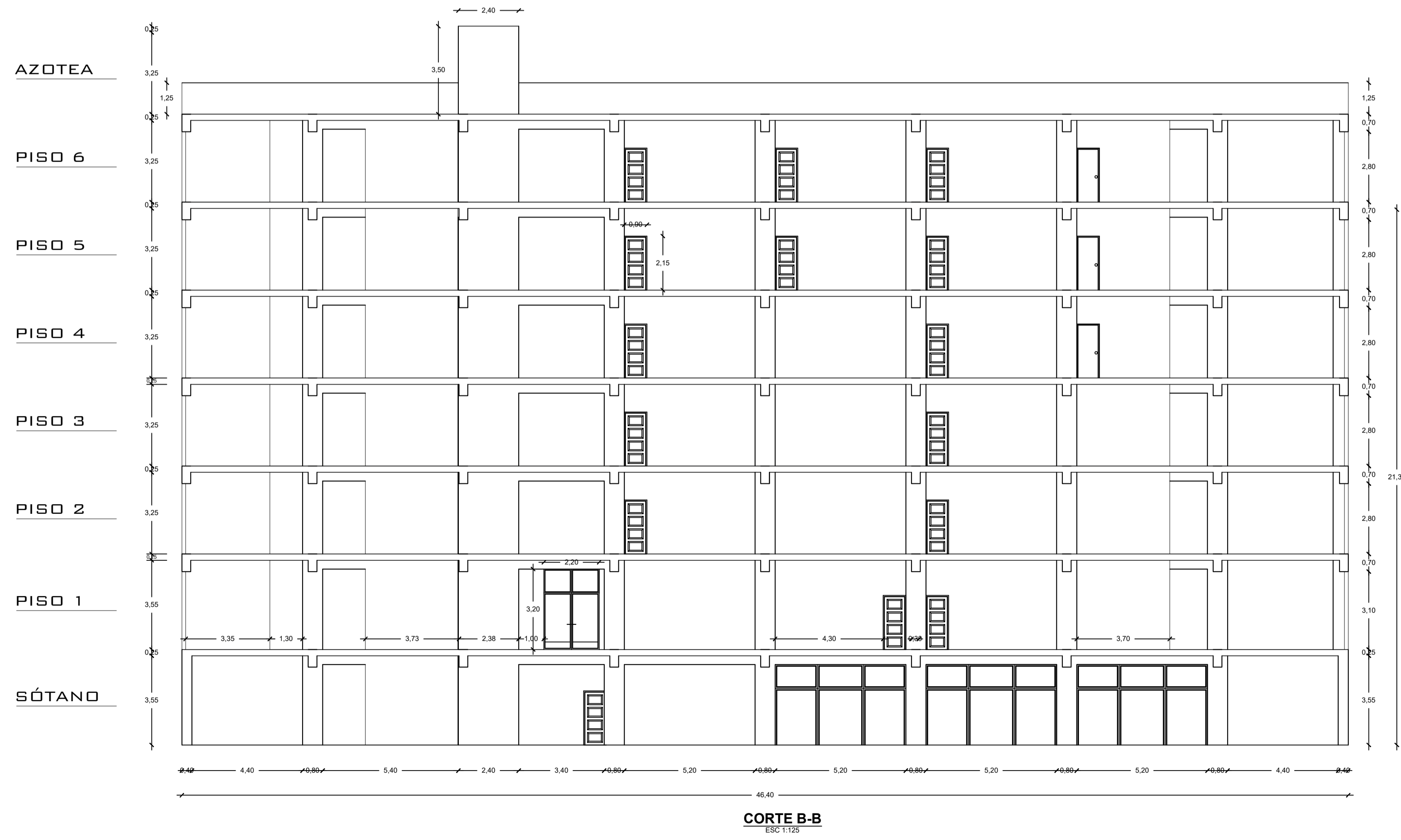
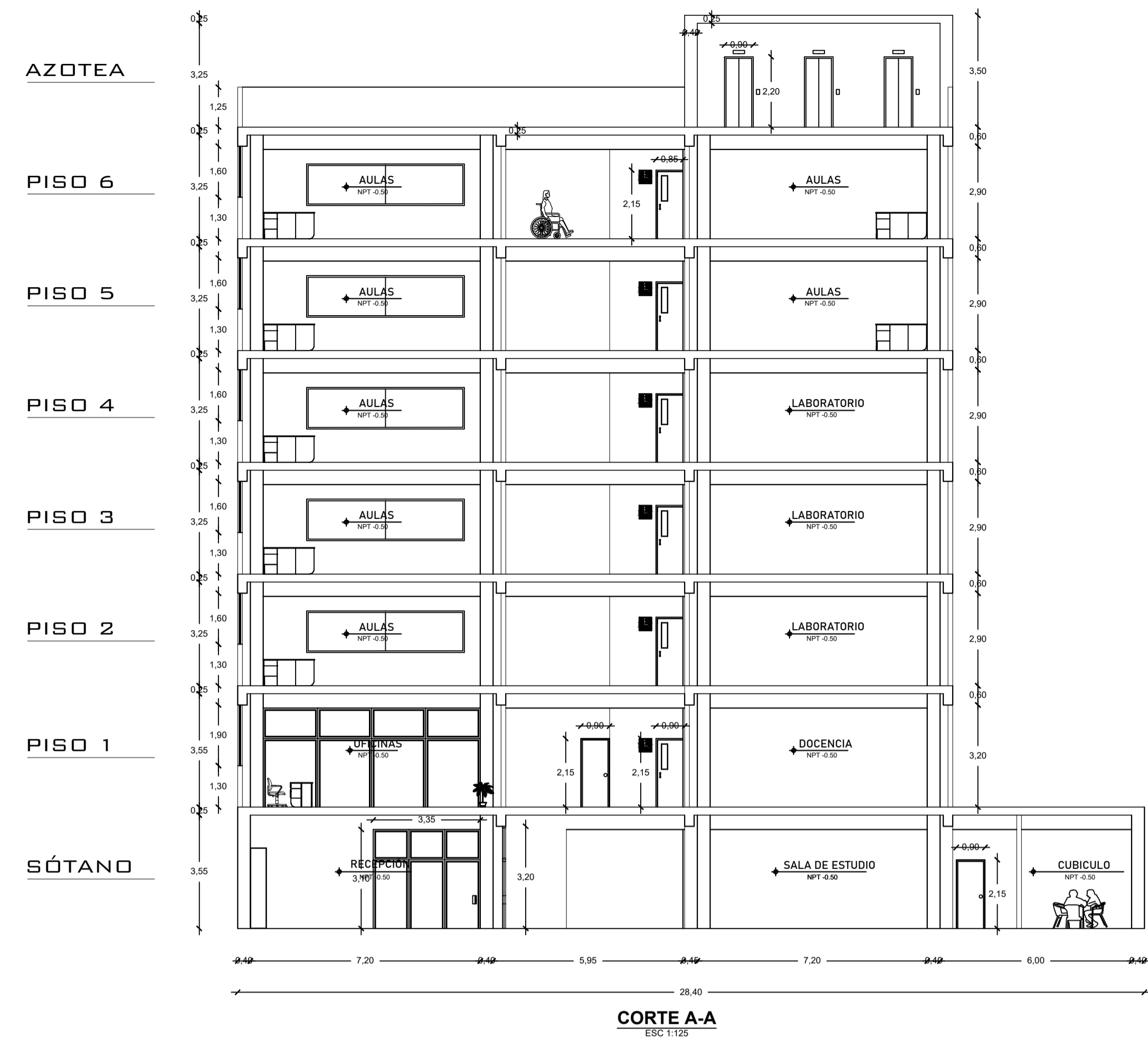
PROYECTO:
**APLICACIÓN DE LA
 EXCENTRICIDAD
 ACCIDENTAL BAJO
 ENFOQUES ESTÁTICO Y
 DINÁMICO EN EL
 ANÁLISIS Y DISEÑO
 ESTRUCTURAL DE UNA
 EDIFICACIÓN, TACNA
 2024**

ESPECIALIDAD:
ARQUITECTURA

PLANO:
ELEVACIONES

ESCALA: INDICADA
 FECHA: FEBRERO 2025

DIBUJ: CAD
 LÁMINA:
A-02



PROYECTO: APLICACIÓN DE LA EXCENTRICIDAD ACCIDENTAL BAJO ENFOQUES ESTÁTICO Y DINÁMICO EN EL ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL DE UNA EDIFICACIÓN, TACNA 2024	
ESPECIALIDAD: ARQUITECTURA	
PLANO: CORTES	
ESCALA: INDICADA	FECHA: FEBRERO 2025
DEBIDO A:	
LÁMINA: A-03	

PARAMETROS DE DISEÑO SISMORESISTENTES

ANÁLISIS DINAMICO MODAL - ESPECTRAL

PARAMETROS SISMICOS:

Factor de Zona: $Z = 0.45$ (Tacna)
Uso e importancia: $U = 1.50$
Tipo de suelo: $S1 = 1.00$ (Gravas en matriz arenosa compacta)
 $D_f = 5.80$ m
 Capacidad admisible = 2.55 kgf/cm²
Coficiente sísmico: $TI = 2.50$
 $T_p = 0.40$
Gravedad: $g = 9.81$ m/seg

COEFICIENTE DE REDUCCION:

R DX: 6 (Muros Estructurales)
R DY: 6 (Muros Estructurales)

PERIODO FUNDAMENTAL:

Tx: 0.334 s
Ty: 0.451 s

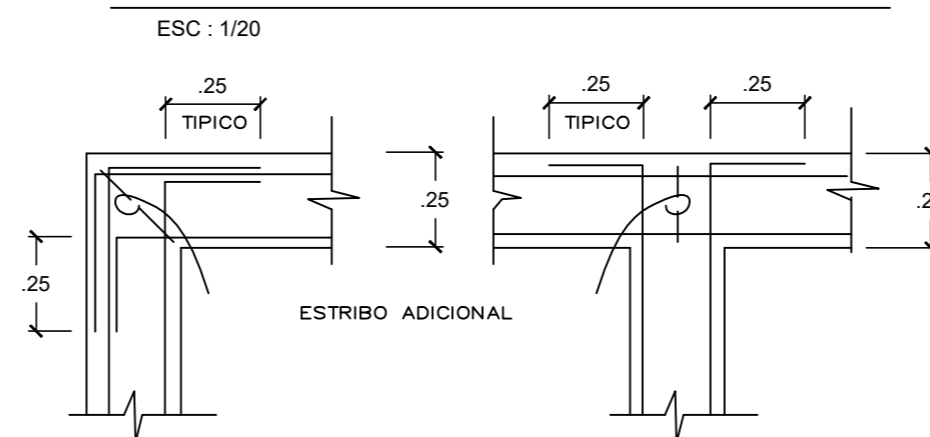
FUERZA CORTANTE EN LA BASE:

Vx: 1969.847 tonf
Vy: 1216.890 tonf

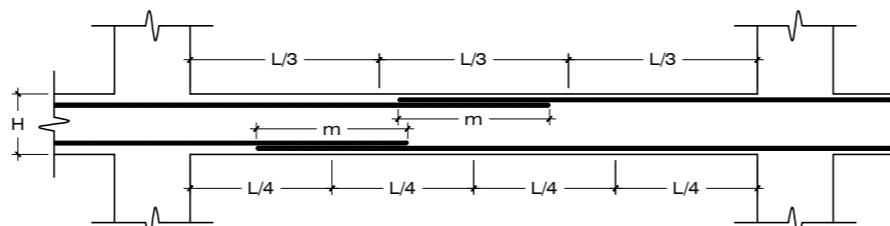
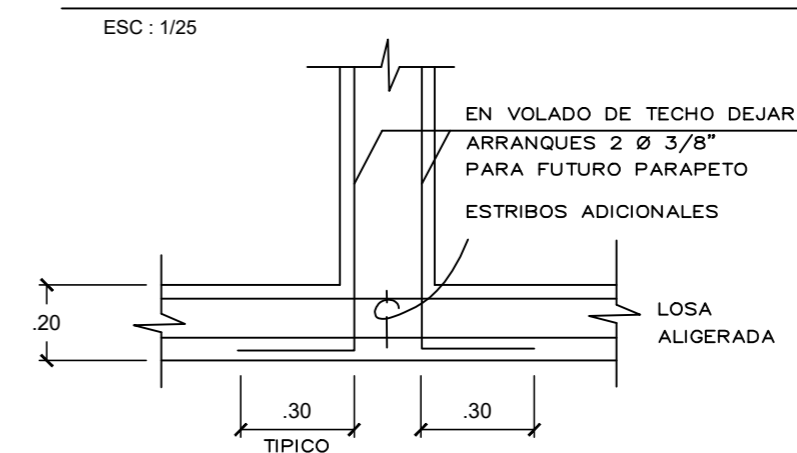
DISTORSIONES:

DX: PISO 4: 0.0033
DY: PISO 4: 0.0033

EN PLANTA DETALLE Ø ENCUENTROS



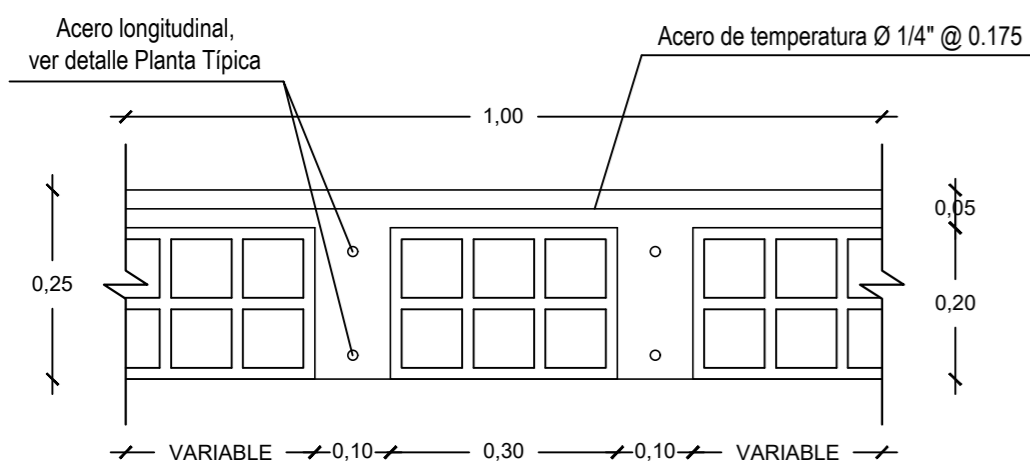
DETALLE ARRANQUE EN VOLADOS DE TECHO



EMPALMES TRASLAPADOS PARA VIGAS, LOSAS Y ALIGERADOS
ESCALA S/E

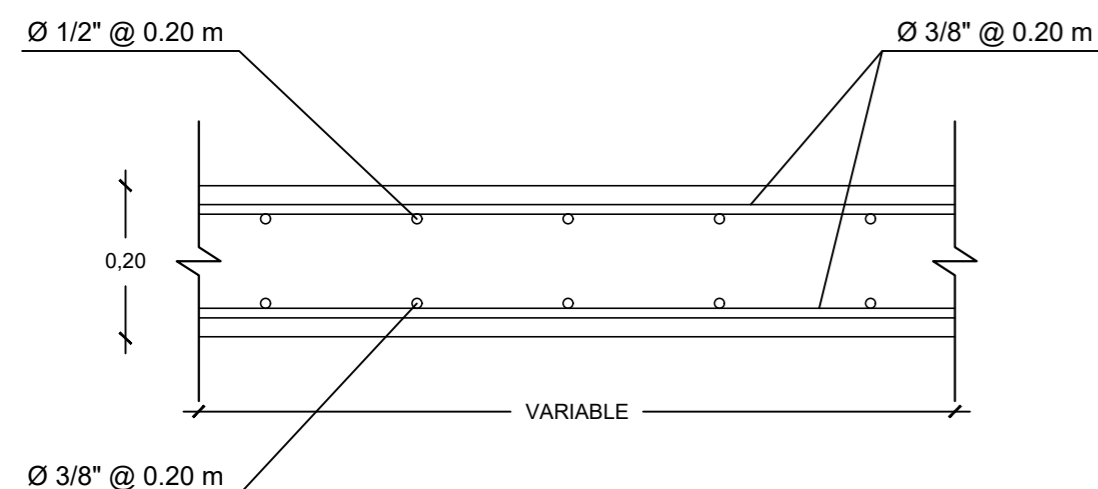
Ø	VALORES DE m		
	REFUERZO INFERIOR H : CUALQUIERA	REFUERZO SUPERIOR H < 0.30	H ≥ 0.30
3/8"	0.40 m	0.30 m	0.45 m
1/2"	0.40 m	0.35 m	0.50 m
5/8"	0.50 m	0.40 m	0.60 m
3/4"	0.60 m	0.55 m	0.75 m

- a.- NO EMPALMAR MAS DEL 50% DEL AREA TOTAL DE UNA MISMA SECCION.
- b.- EN CASO DE NO EMPALMARSE EN LAS ZONAS INDICADAS O CON LOS PORCENTAJES ESPECIFICADAS AUMENTAR LA LONGITUD DE EMPALME EN UN 30%.
- c.- PARA ALIGERADIS Y VIGAS CHATAS, EL ACERO INFERIOR SE EMPALMA SOBRE LOS APOYOS, SIENDO LA LONGITUD DEL EMPALME IGUAL A 50 CM., PARA FIERROS DE 3/8", 60 CM. PARA 1/2" Y 70 CM. PARA 5/8".



CORTE TÍPICO DE ALIGERADA

ESC 1:10



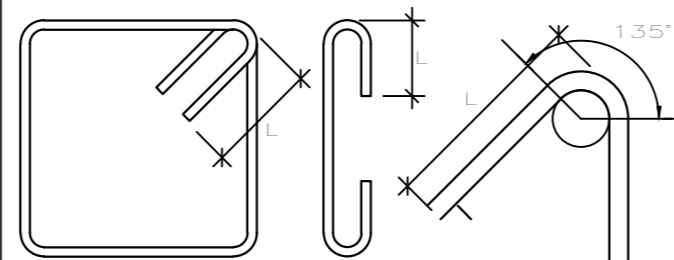
CORTE TÍPICO DE MACIZA

ESC 1:10

TRASLAPES Y EMPALMES

Ø	L
8mm	40cm
3/8"	40cm
1/2"	50cm
5/8"	60cm
3/4"	70cm
1"	125cm

DETALLES TÍPICOS DE ESTRIBOS



GANCHO A 135°

Ø	L	Rmin
1/4"	10cm	1.5cm.
3/8"	15cm	2.0cm.

CONSIDERANDO ZONA DE ESFUERZOS BAJOS

Empalmar acero longitudinal de columnas tratando de hacer dichos empalmes fuera de la zona de confinamiento

LONGITUD DE EMPALME (e)	
Ø 3/4"	0.70 m
Ø 5/8"	0.60 m
Ø 1/2"	0.50 m

CONSIDERANDO ZONA DE ESFUERZOS ALTOS, SE EMPALMARAN MENOS DEL 50% DE LAS VARILLAS

LONGITUD DE EMPALME (l)	
Ø 3/4"	0.70 m
Ø 5/8"	0.50 m
Ø 1/2"	0.50 m

DETALLE DE EMPALME DE COLUMNAS

ESCALA S/E

PROYECTO:

APLICACIÓN DE LA EXCENTRICIDAD ACCIDENTAL BAJO ENFOQUES ESTÁTICO Y DINÁMICO EN EL ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL DE UNA EDIFICACIÓN, TACNA 2024

ESPECIALIDAD:

ESTRUCTURAS

PLANO:

ESPECIFICACIONES GENERALES

ESCALA:

INDICADA

FECHA:

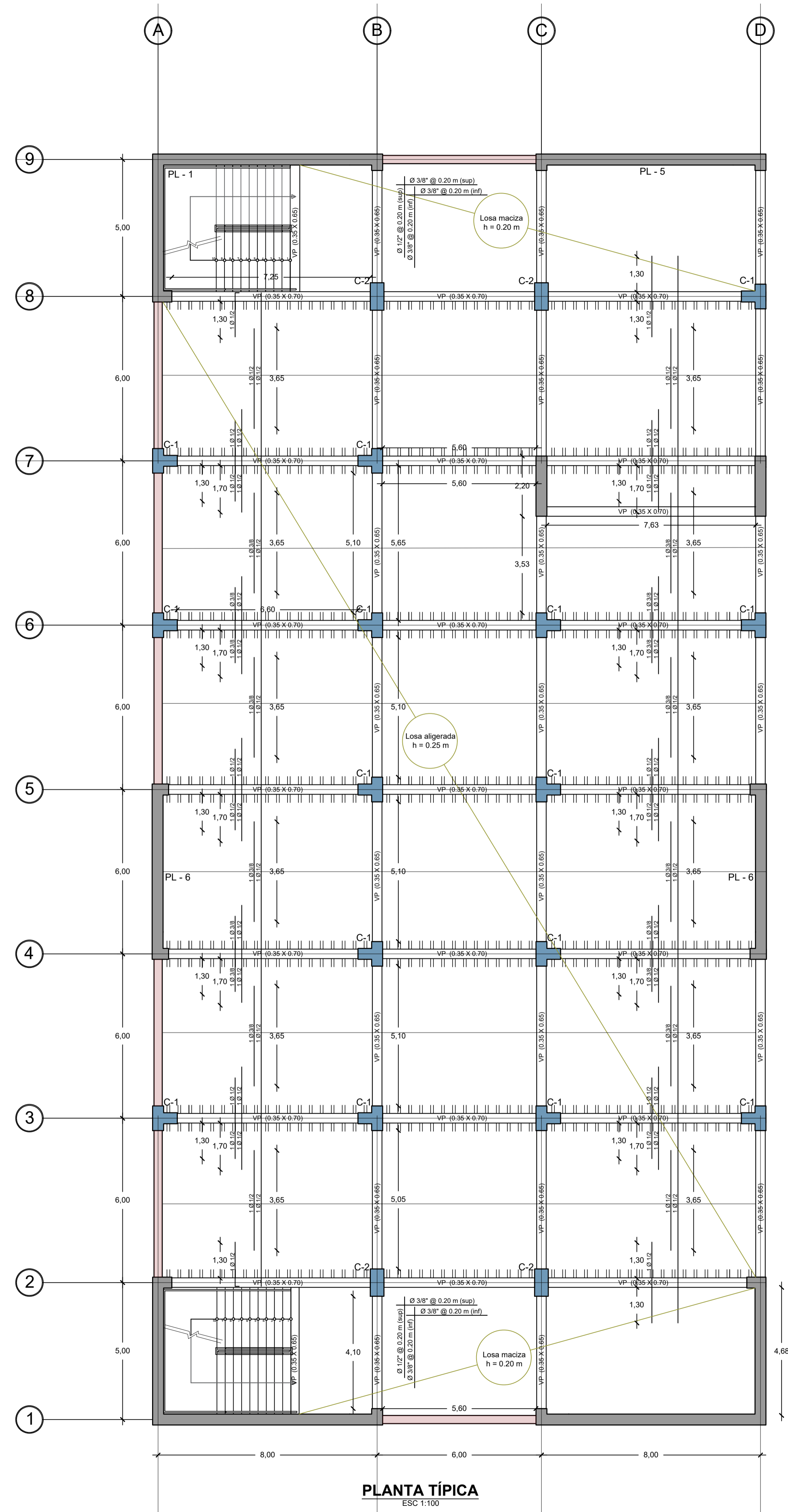
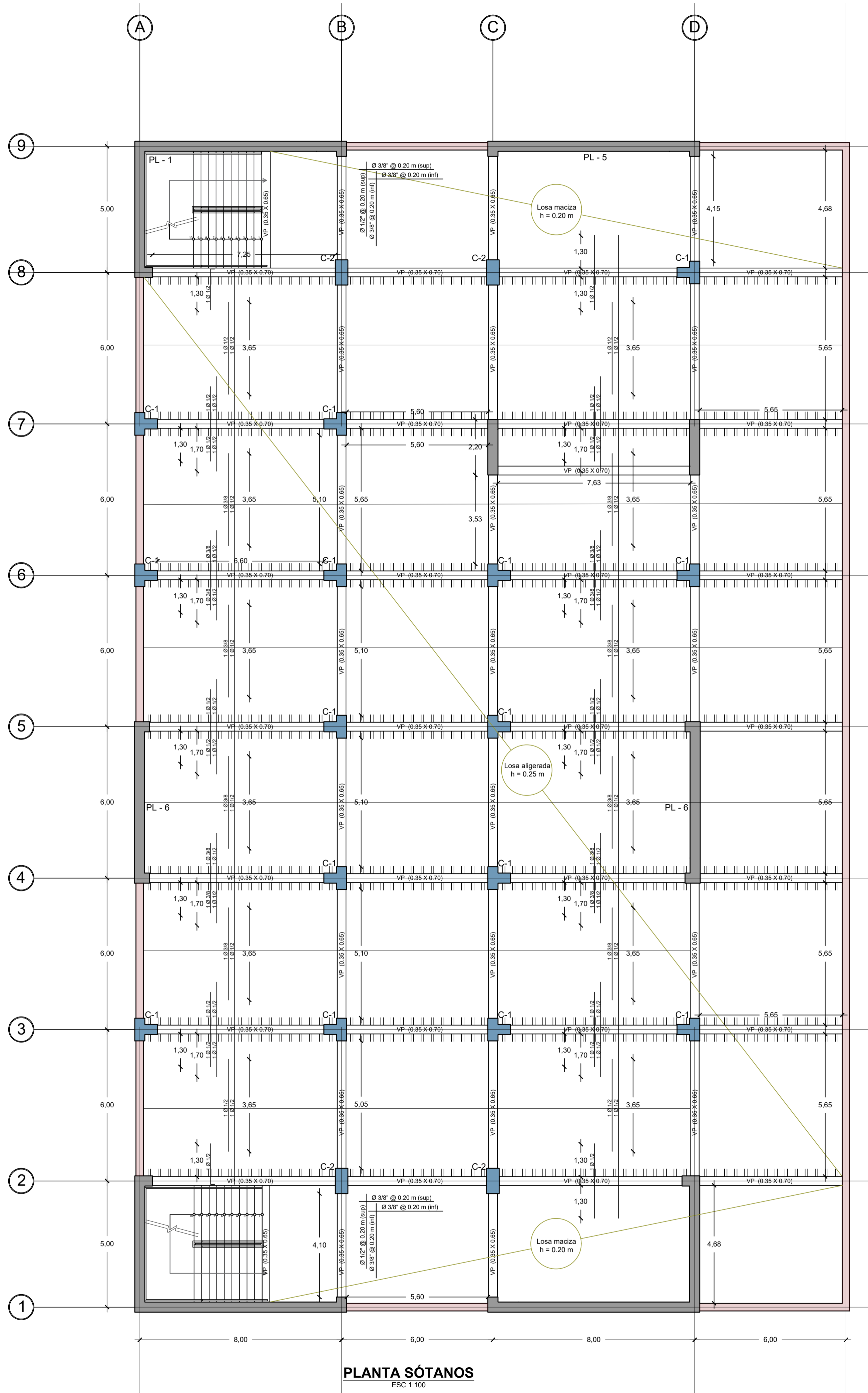
FEBRERO 2025

DIBUJO CAD:

BACH. GONZALO IVAN CHAMBI PACCO

LAMINA:

E-01



PROYECTO:
APLICACIÓN DE LA EXCENTRICIDAD ACCIDENTAL BAJO ENFOQUES ESTÁTICO Y DINÁMICO EN EL ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL DE UNA EDIFICACIÓN, TACNA 2024

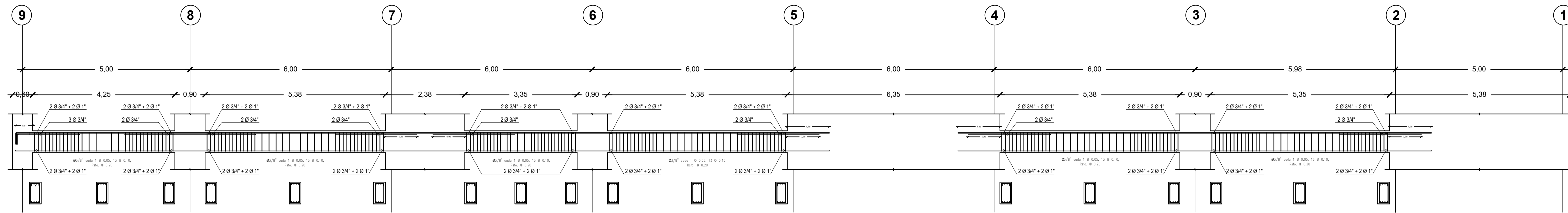
ESPECIALIDAD:
ESTRUCTURAS

PLANO:
DETALLE DE PLANTA

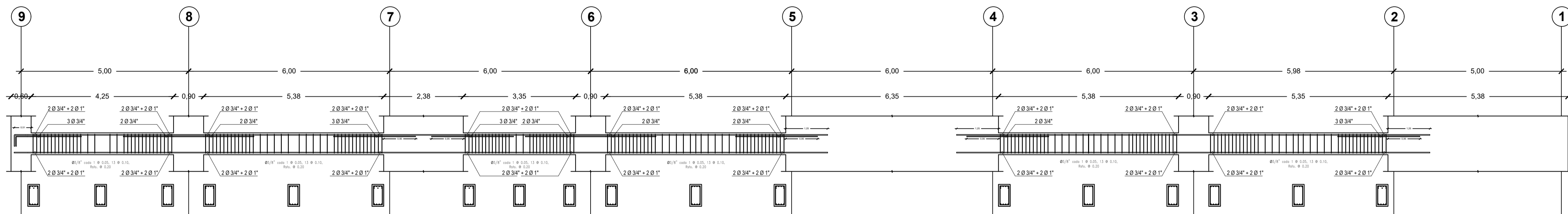
ESCALA: INDICADA FECHA: FEBRERO 2025

DIBUJO CAD:

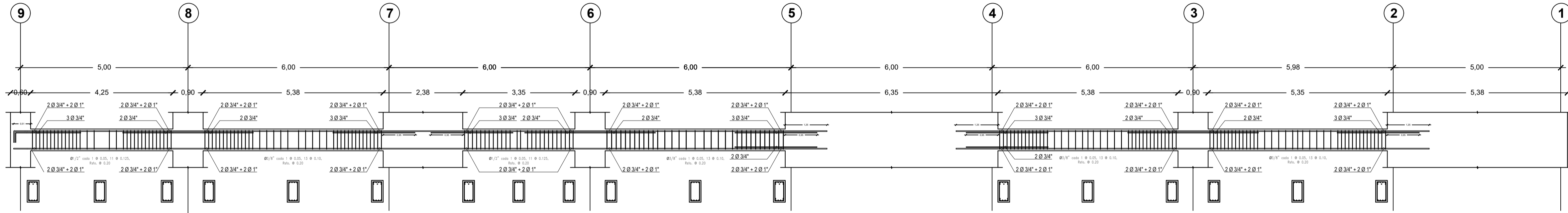
LÁMINA:
E-02



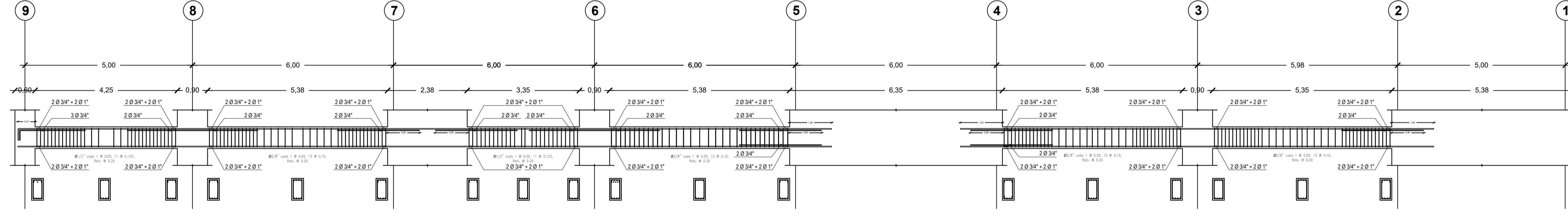
SEXTO PISO
VP - DD(0.65 X 0.35)
ESC 1:75



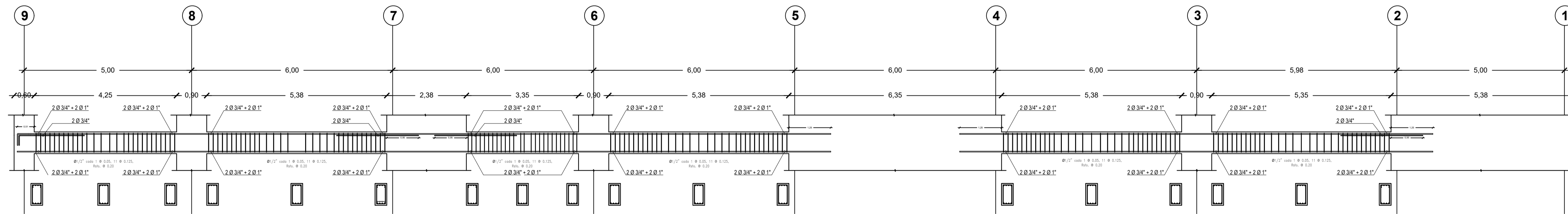
QUINTO PISO
VP - DD(0.65 X 0.35)
ESC 1:75



TERCER - CUARTO PISO
VP - DD(0.65 X 0.35)
ESC 1:75

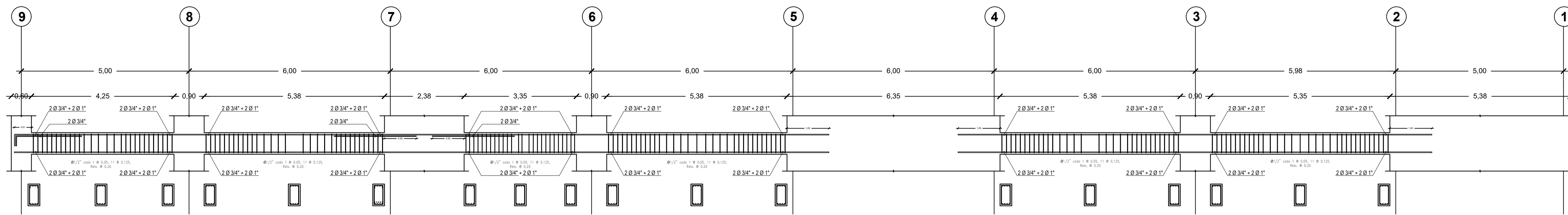


SEGUNDO PISO
VP - DD(0.65 X 0.35)
ESC 1:75

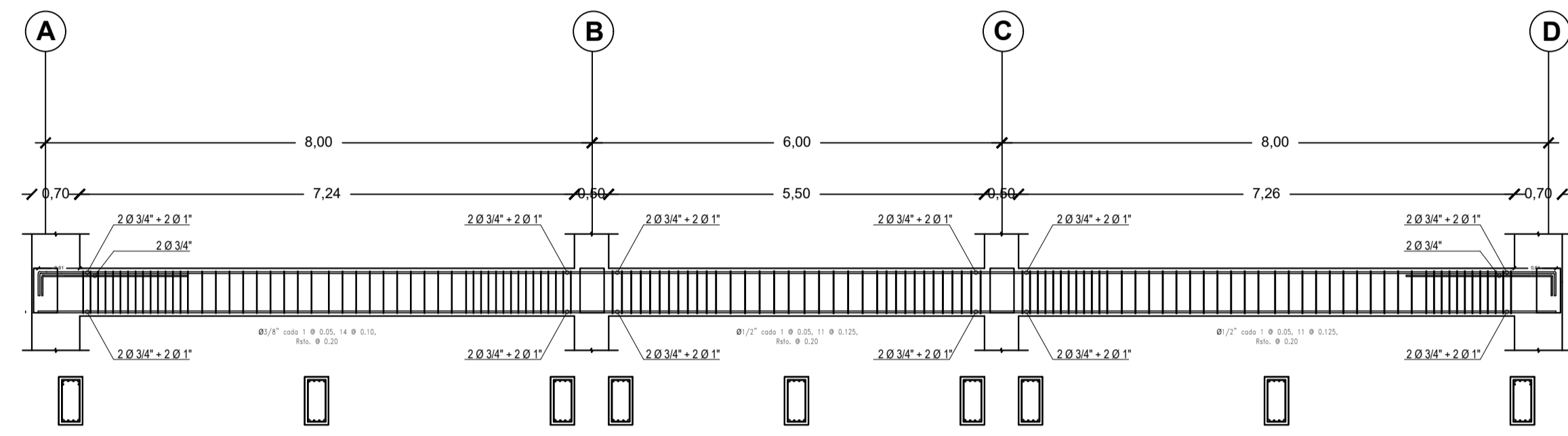


PRIMER PISO
VP - DD(0.65 X 0.35)
ESC 1:75

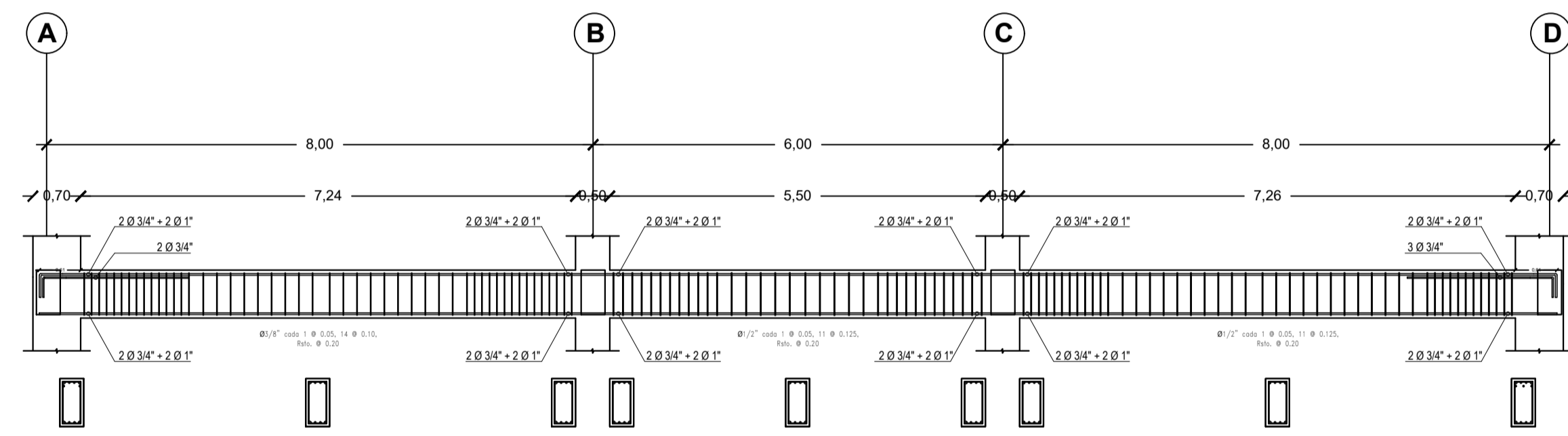
PROYECTO: APLICACION DE LA EXCENTRICIDAD ACCIDENTAL BAJO ENFOQUES ESTÁTICO Y DINÁMICO EN EL ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL DE UNA EDIFICACIÓN, TACNA 2024	
ESPECIALIDAD: ESTRUCTURAS	
PLANO: ELEMENTOS ESTRUCTURALES I	
ESCALA: INDICADA	FECHA: FEBRERO 2025
DIBUJO CAD:	
LÁMINA: E-03	



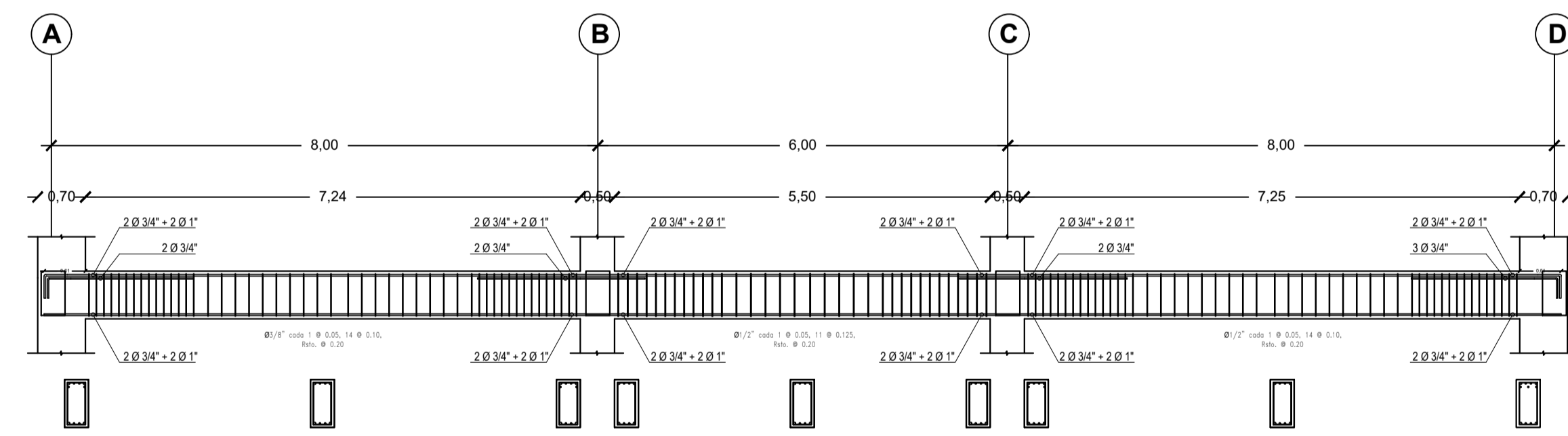
SÓTANO
VP - DD(0.65 X 0.35)
ESC 1:75



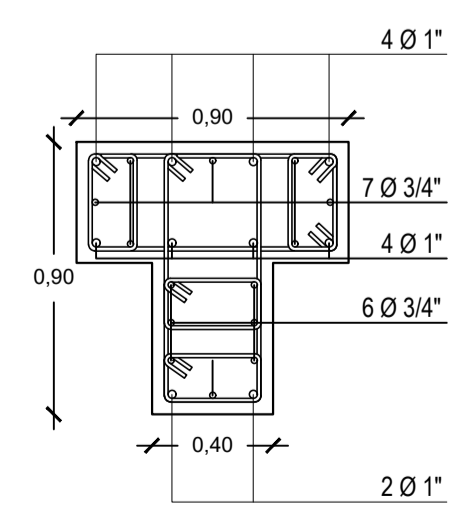
SEXTO PISO
VP - 22(0.70 X 0.35)
ESC 1:75



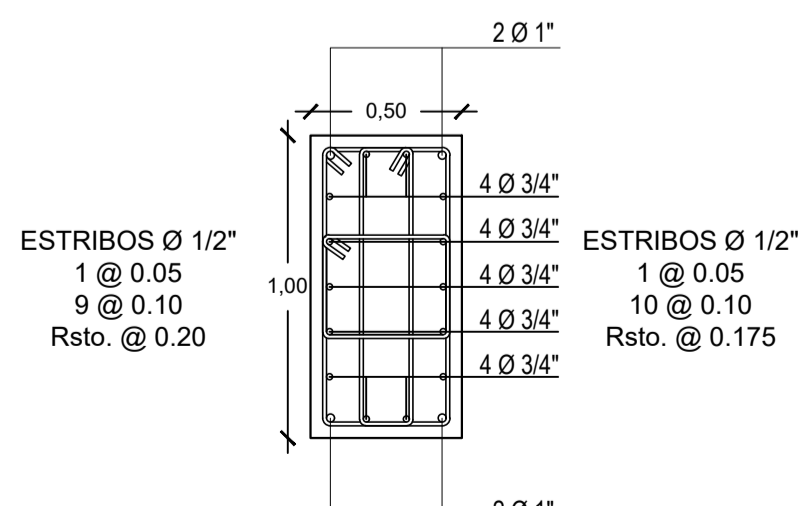
QUINTO PISO
VP - 22(0.70 X 0.35)
ESC 1:75



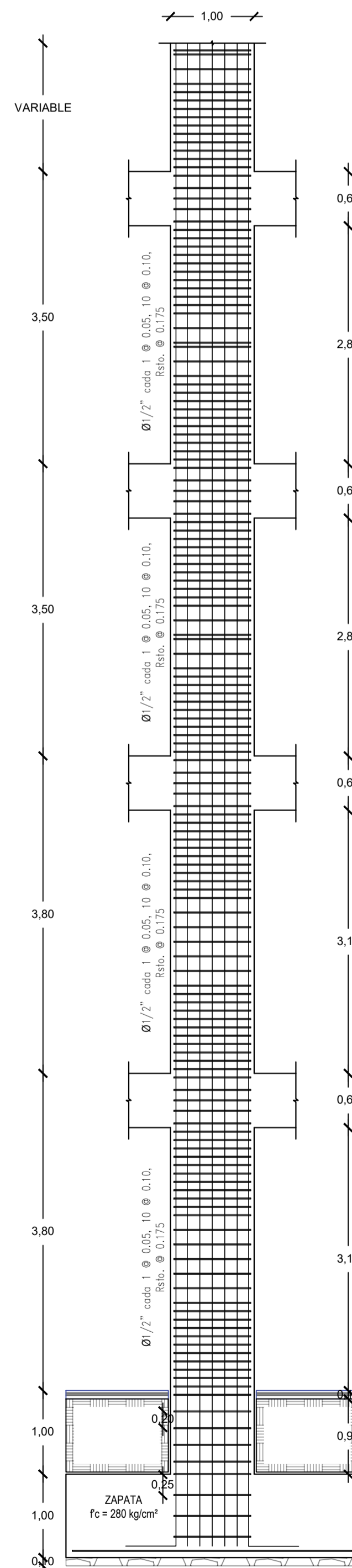
SÓTANO - CUARTO PISO
VP - 22(0.70 X 0.35)
ESC 1:75



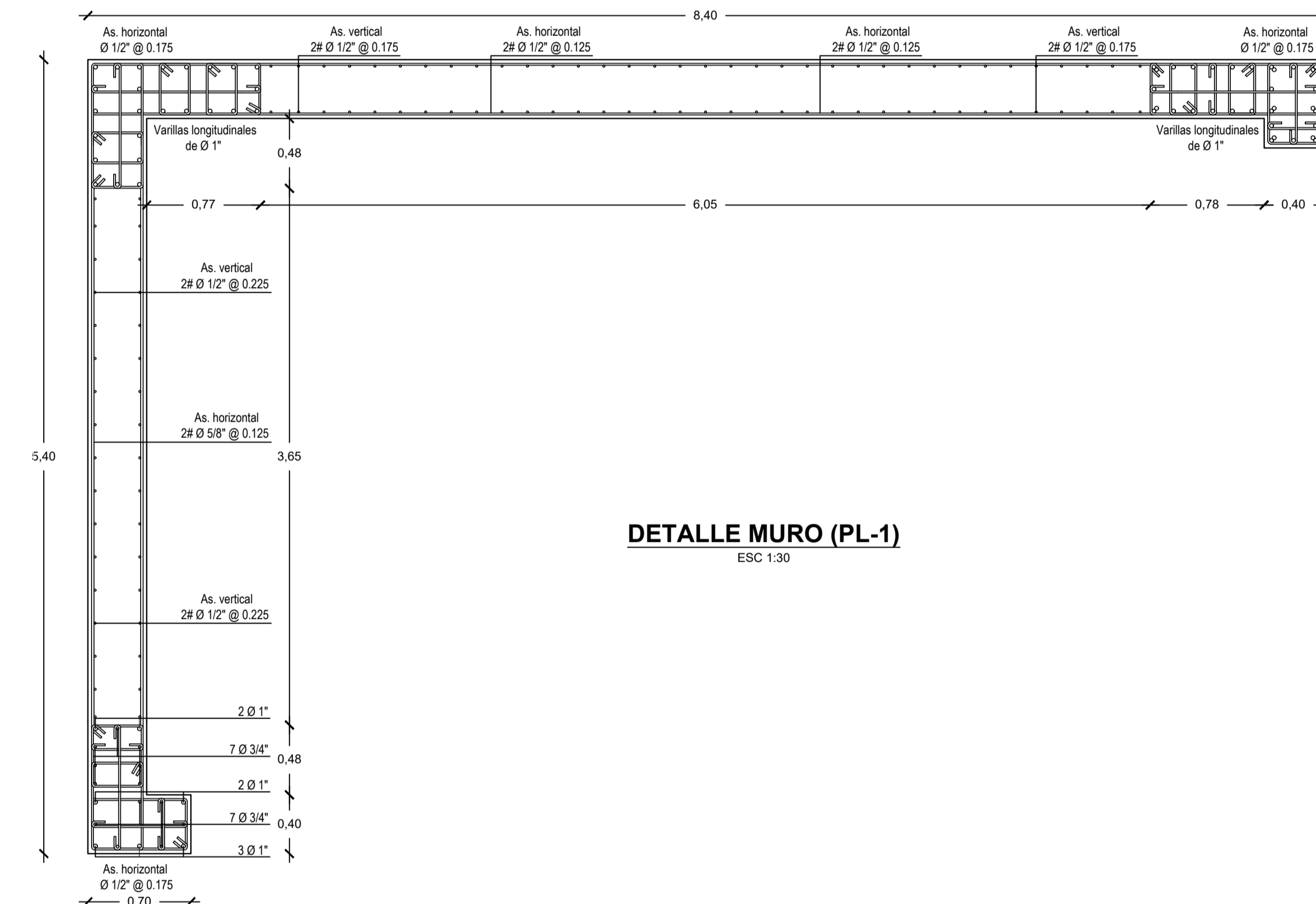
C-1
ESC 1:25



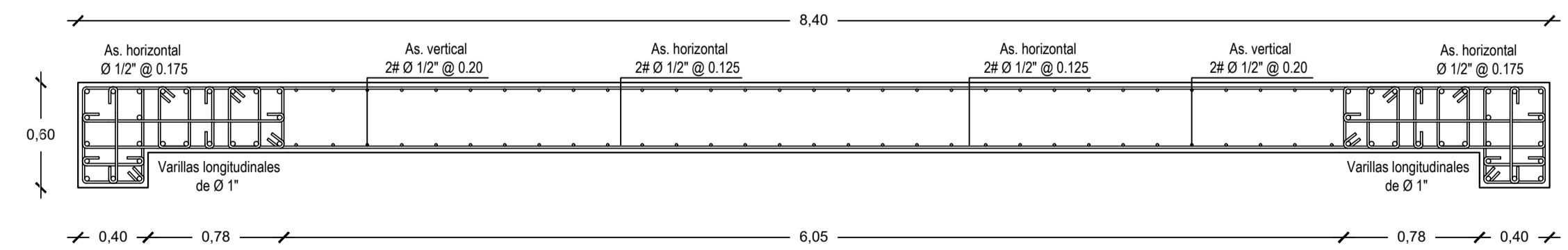
C-2
ESC 1:25



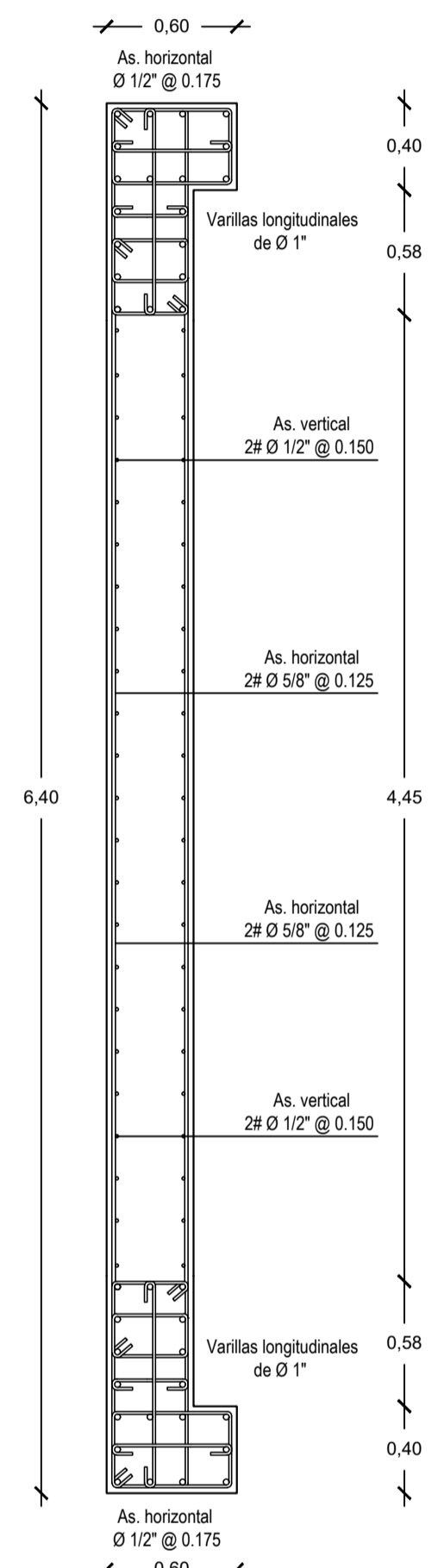
NFZ: - 5.80



DETALLE MURO (PL-1)
ESC 1:30



DETALLE MURO (PL-5)
ESC 1:30



DETALLE MURO (PL-6)
ESC 1:30

PROYECTO:
APLICACIÓN DE LA EXCENTRICIDAD ACCIDENTAL BAJO ENFOQUES ESTÁTICO Y DINÁMICO EN EL ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL DE UNA EDIFICACIÓN. TACNA 2024

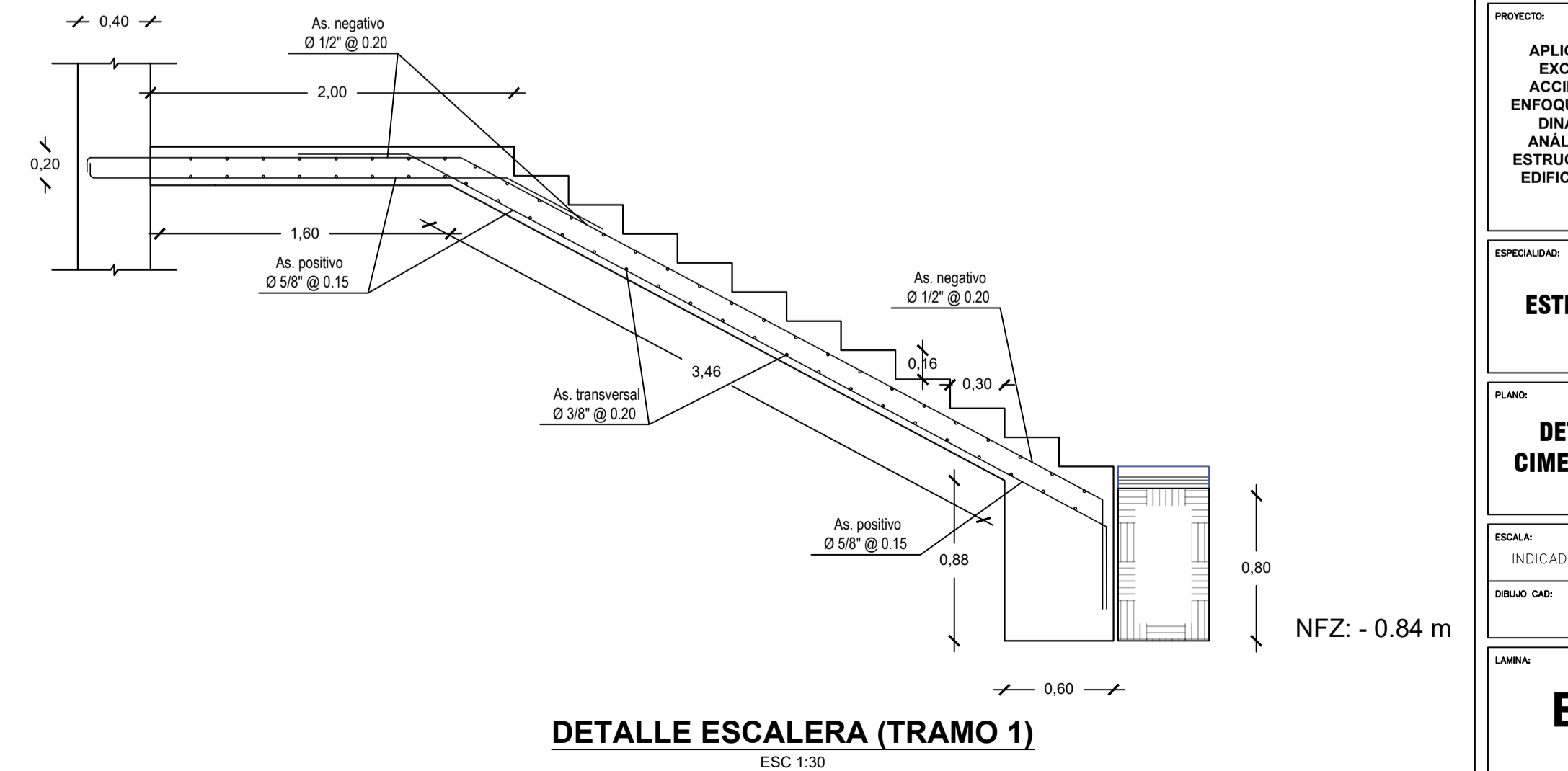
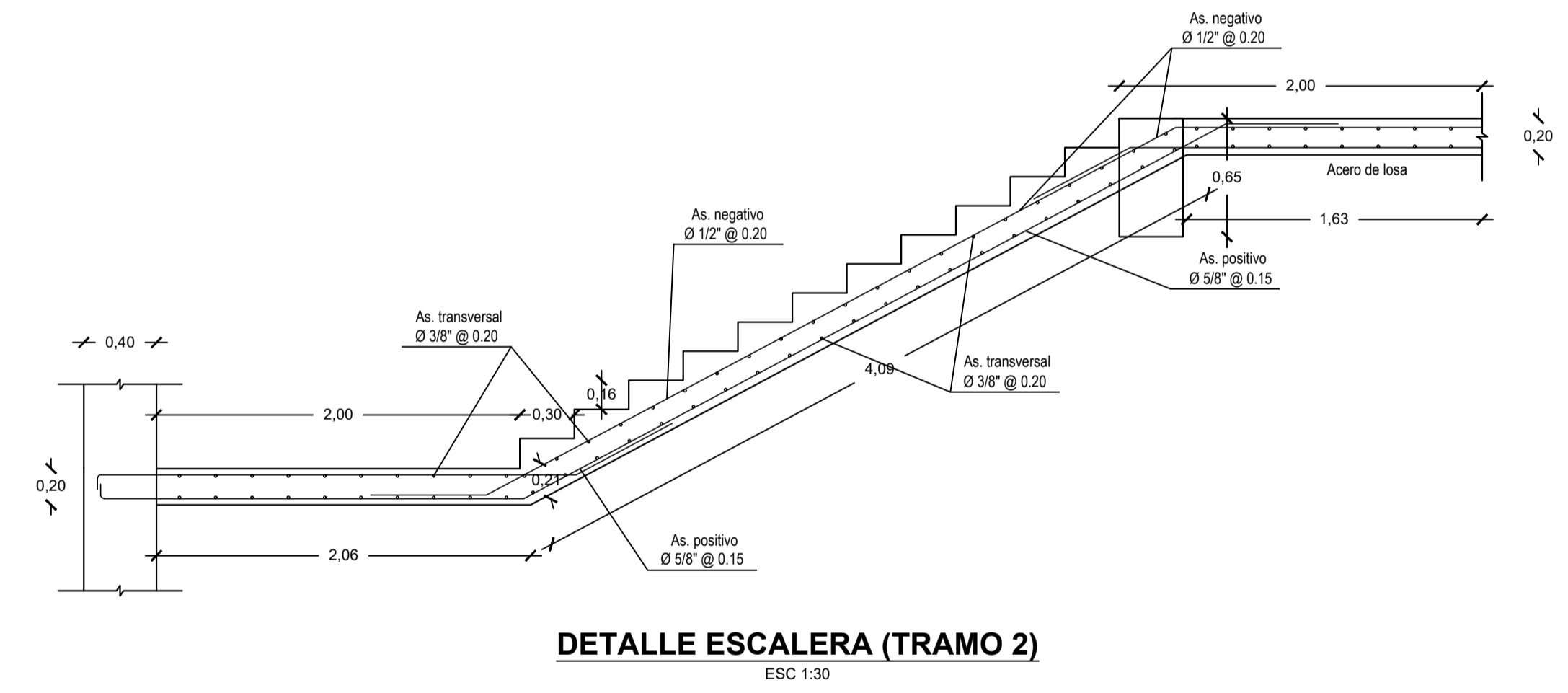
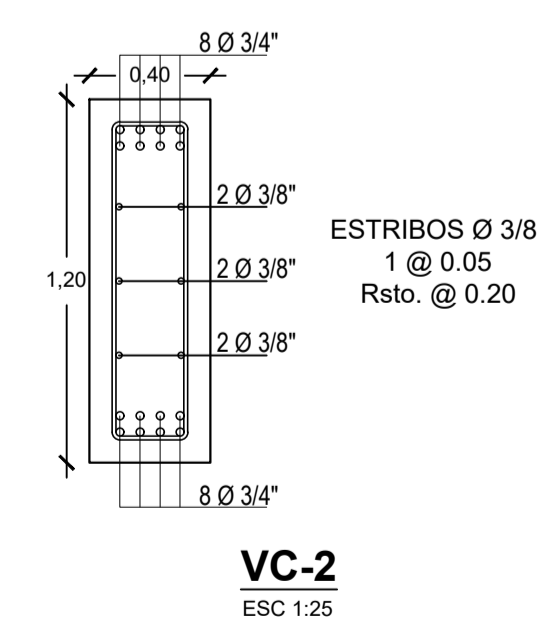
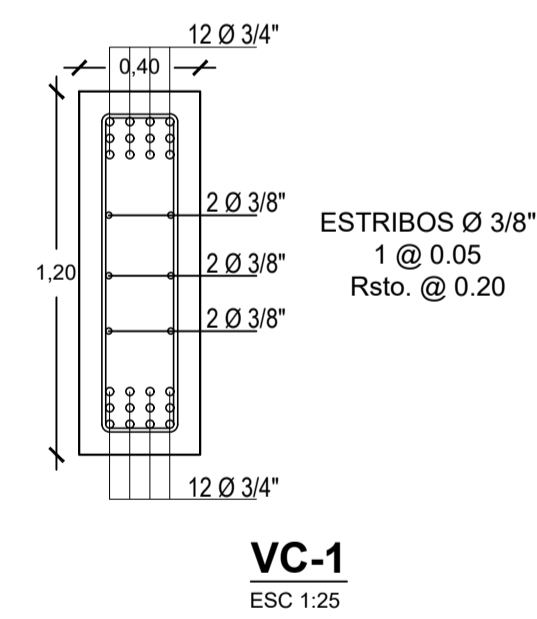
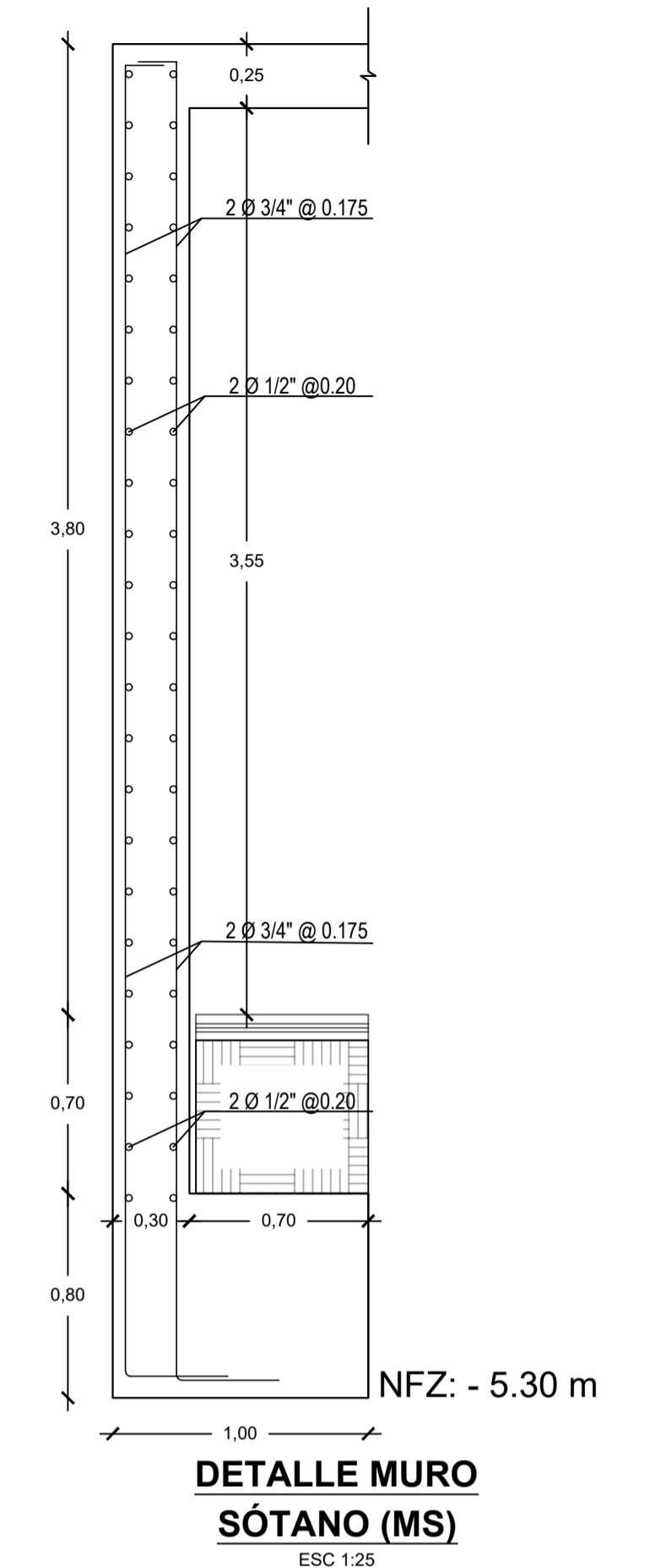
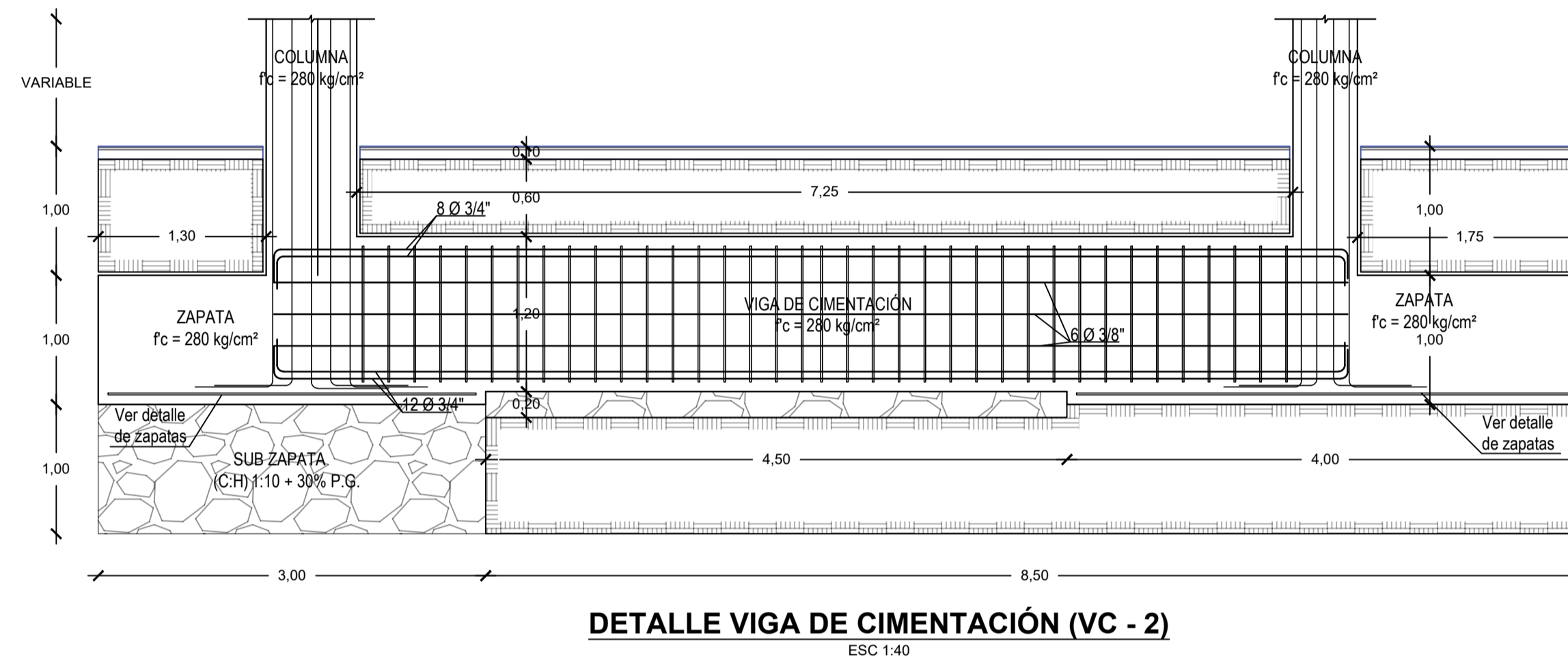
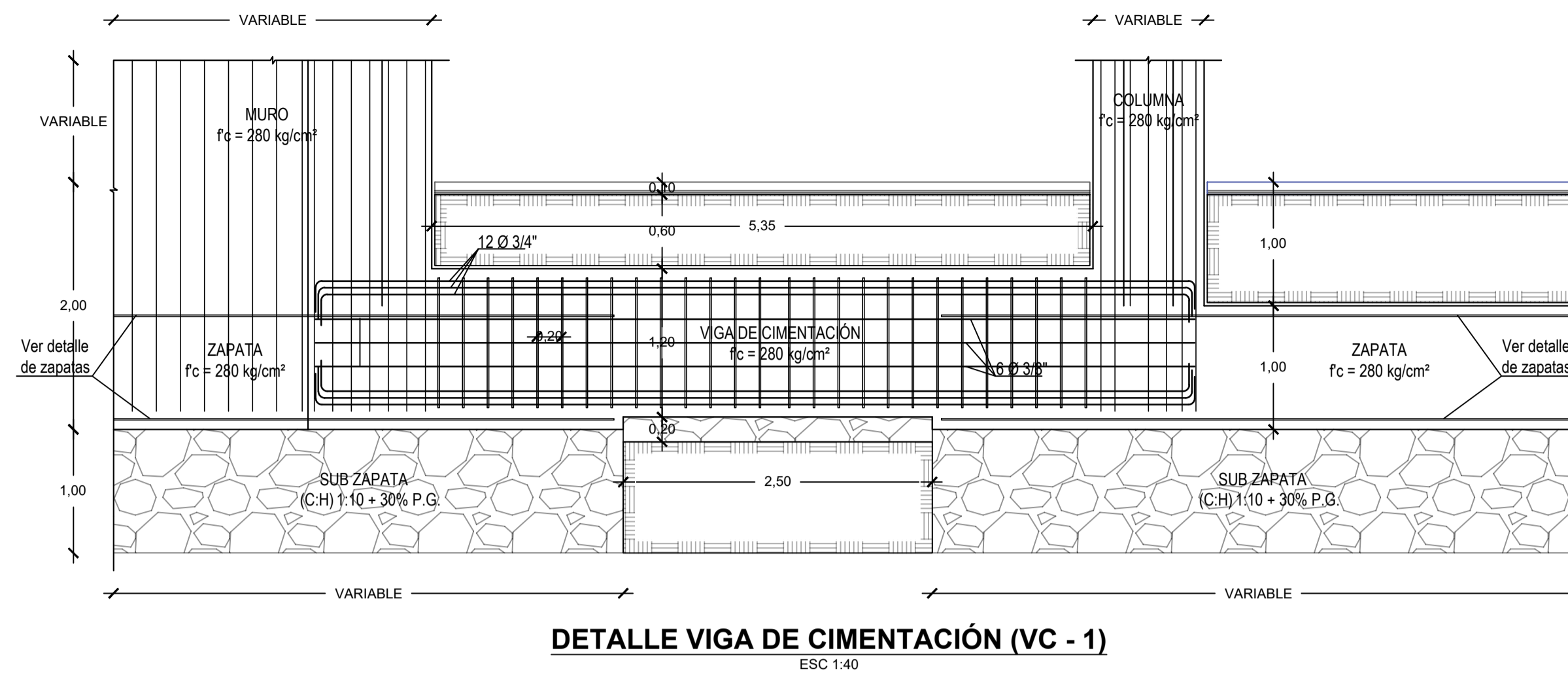
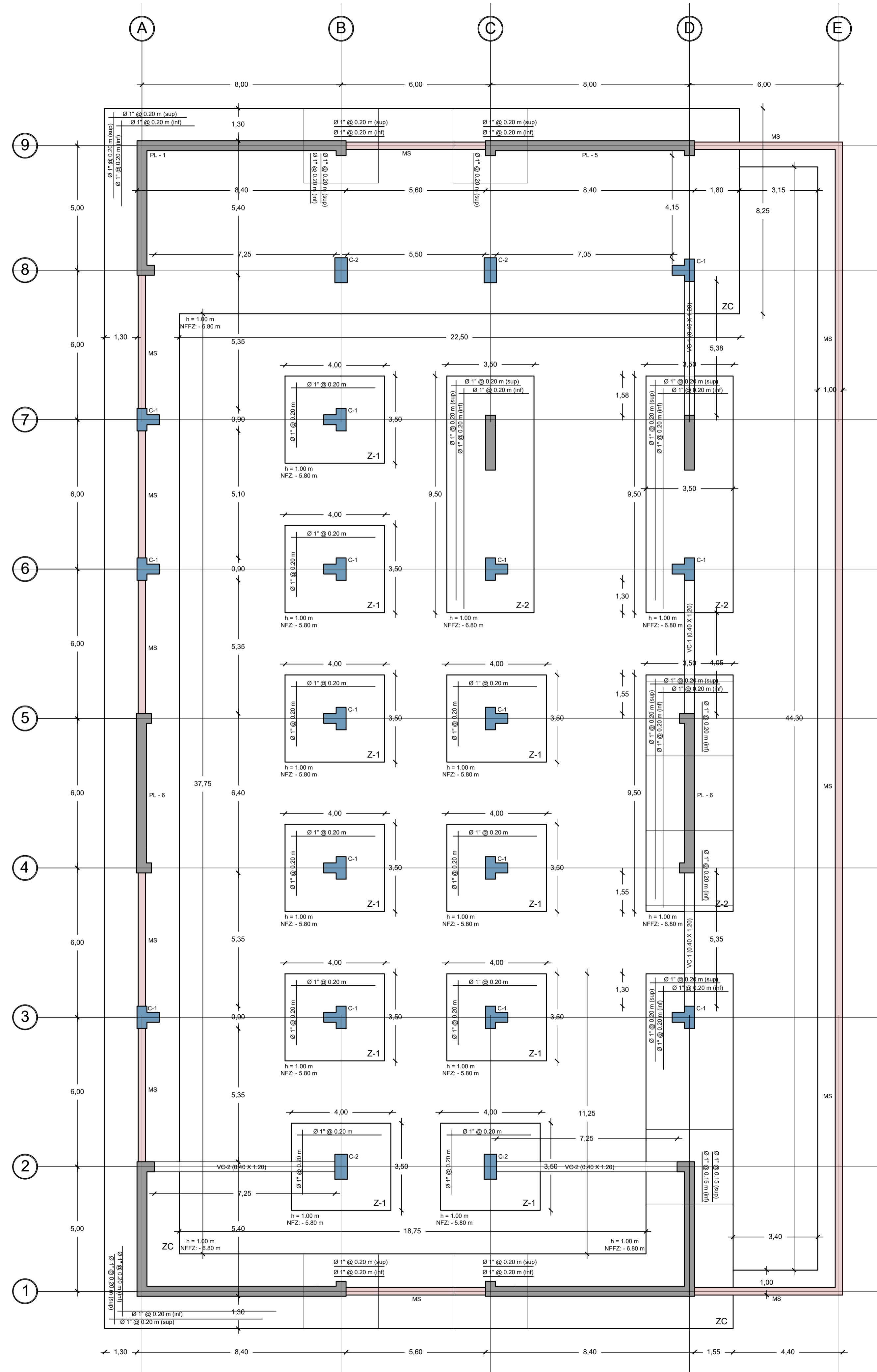
ESPECIALIDAD:
ESTRUCTURAS

PLANO:
ELEMENTOS ESTRUCTURALES II

ESCALA: INDICADA FECHA: FEBRERO 2025

DIBUJO CAD:

LÁMINA:
E-04



PROYECTO:	APLICACIÓN DE LA EXCENRICIDAD ACCIDENTAL BAJO ENFOQUES ESTÁTICO Y DINÁMICO EN EL ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL DE UNA EDIFICACIÓN, TACNA 2024
ESPECIALIDAD:	ESTRUCTURAS
PLANO:	DETALLE DE CIMENTACIONES
ESCALA:	INDICADA
FECHA:	FEBRERO 2025
DIBUJO CAD:	
LÁMINA:	E-05