

PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ
FACULTAD DE CIENCIAS E INGENIERÍA



**DISEÑO ESTRUCTURAL EN CONCRETO ARMADO DE
UN EDIFICIO DE VIVIENDA MULTIFAMILIAR DE
CINCO PISOS Y UN SEMISÓTANO EN EL DISTRITO DE
SURCO**

Tesis para obtener el título profesional de Ingeniero civil

AUTOR:

Werner Andrés Arizmendi Castro

ASESOR:

Edward Jonathan Soto Oblea

Lima, Setiembre, 2020

Resumen

En el presente documento de tesis, se ha realizado el análisis estructural y diseño estructural en concreto armado de un edificio de departamentos de cinco pisos y un semisótano ubicado en el distrito de Santiago de Surco en la provincia de Lima. Este se encuentra ubicado en una esquina y limita en sus dos frentes con dos viviendas unifamiliares de tres y dos pisos respectivamente.

El edificio cuenta con una zona de estacionamiento al nivel del terreno con capacidad para 2 automóviles y cuenta con un semisótano que posee un área de 286 m² destinado a estacionamientos, con capacidad para seis automóviles, un hall de espera y un baño para la recepción. Asimismo, el primer nivel de la edificación posee un área igual a 233 m² la cual se distribuye en dos departamentos y una zona de parrillas. Además, los cuatro niveles restantes superiores son típicos y poseen un área de 243 m² cada uno y se distribuye en 2 departamentos por piso. Por último, la altura de entrepiso del semisótano es de 2.7 metros y la del primer al quinto piso es de 2.65 metros con lo cual el edificio posee una altura total, desde el nivel de terreno natural, de 14.75 metros.

El edificio está estructurado de manera que esté acorde con las disposiciones del reglamento nacional de edificaciones, en ese sentido, se determinó un sistema de muros y pórticos de concreto armado que soporte las solicitaciones requeridas. Para ello, se realizó un modelo en tres dimensiones del edificio, de manera que se representen los elementos y cargas aplicadas de manera adecuada.

En primer lugar, se realizó una estructuración y pre dimensionamiento de modo que estimaron las ubicaciones y dimensiones de los elementos estructurales que conforman la edificación.

En segundo lugar, se procedió con un análisis sísmico en el que se busca que el edificio satisfaga las disposiciones exigidas por la Norma de Diseño Sismorresistente E. 030. Para ello se debe garantizar que el comportamiento de la estructura sea prácticamente elástico para sismos frecuentes. Asimismo, se acepta que para sismos raros la edificación se encuentre entre los niveles desempeño de resguardo de la vida hasta cerca al colapso, de manera que no superen la ductilidad estructural instalada.

A continuación, se diseñaron los elementos estructurales tales como losas (macizas y aligeradas), vigas, columnas, placas, cimentaciones, muros de sótano, escaleras y cisterna. En el caso de las cimentaciones se consideraron zapatas aisladas, conectadas y combinadas. Todos los elementos estructurales se diseñaron de acuerdo con la norma E. 060 vigente.

Por último, se realizó el dibujo de los planos estructurales de todos los elementos dentro del alcance del presente proyecto.



Gracias a mi madre, padre y hermana por el apoyo incondicional brindado tanto durante la elaboración de esta tesis como a lo largo de toda mi vida.

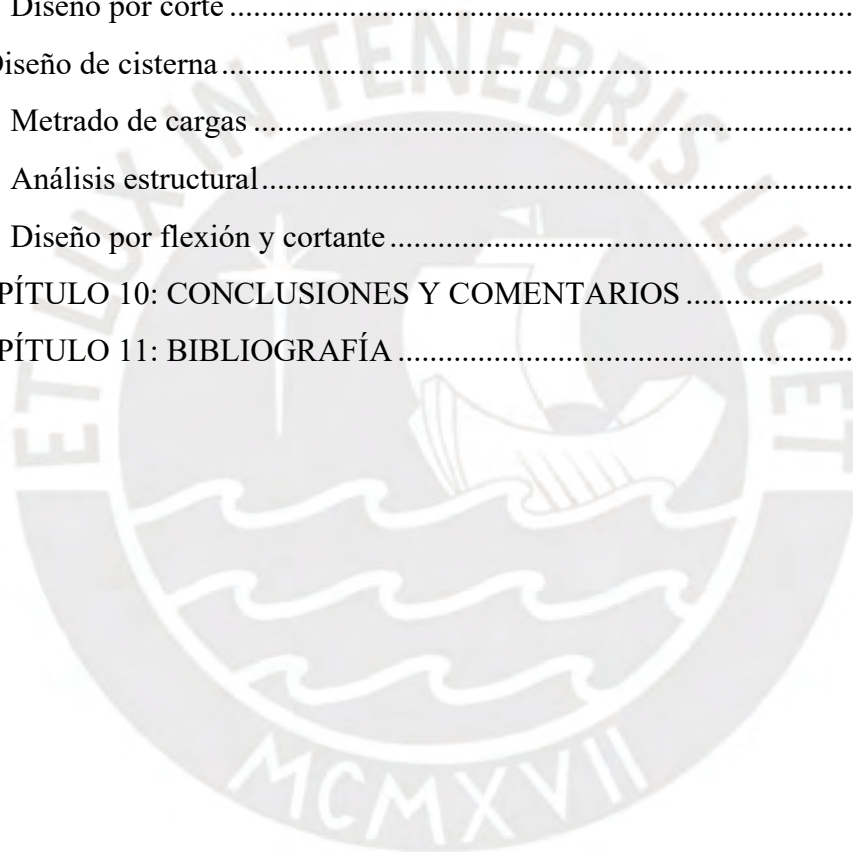
ÍNDICE

1) CAPÍTULO 1: DESCRIPCIÓN GENERAL DEL PROYECTO	1
1.1 Características principales de la edificación	1
1.2 Descripción de la arquitectura del proyecto.....	1
1.3 Normas a utilizar.....	4
1.4 Aspectos generales del diseño por resistencia en concreto armado.....	4
1.5 Propiedades mecánicas de los materiales considerados en el diseño	6
1.6 Cargas utilizadas	8
1.7 Características de los elementos no estructurales del proyecto	9
2) CAPÍTULO 2: ESTRUCTURACIÓN Y PREDIMENSIONAMIENTO	9
2.1 Generalidades.....	9
2.2 Losas aligeradas	9
2.3 Losas macizas	10
2.4 Vigas peraltadas	10
2.5 Vigas chatas	11
2.6 Columnas	11
2.7 Placas o muros de corte.....	13
2.8 Escaleras	14
2.9 Planos de estructuración	15
3) CAPÍTULO 3: ANÁLISIS SÍSMICO.....	16
3.1 Parámetros sísmicos.....	17
3.1.1 Factor de zona “Z”.....	17
3.1.2 Factor de uso “U”	17
3.1.3 Factor de suelo “S”	17
3.1.4 Factor de amplificación sísmica “C”	18
3.1.5 Coeficiente de reducción de fuerzas sísmicas “R”	18
3.2 Peso sísmico.....	19
3.3 Análisis de irregularidades en planta y en altura	20
3.3.1 Irregularidades en altura	20
3.3.2 Irregularidades en planta	21
3.3.3 Verificación de las irregularidades	22

3.3.4	Coeficiente de reducción de fuerzas sísmicas	23
3.4	Centro de masa y centro de rigidez	24
3.5	Modos de vibración.....	25
3.6	Cortante basal dinámico y estático	27
3.6.1	Cortante basal del análisis dinámico	27
3.6.2	Cortante basal del análisis estático.....	28
3.7	Amplificación de fuerzas sísmicas.....	29
3.8	Control de derivas de entrepiso.....	29
3.9	Desplazamientos máximos y junta sísmica.....	30
4)	CAPÍTULO 4: DISEÑO DE LOSAS ALIGERADAS Y MACIZAS	31
4.1	Diseño de losas aligeradas	31
4.1.1	Modelos y análisis estructural para cargas de gravedad	31
4.1.2	Procedimientos de diseño.....	31
4.1.3	Ejemplos de diseño.....	32
4.2	Diseño de losas macizas.....	41
4.2.1	Modelo y análisis estructural para cargas de gravedad	41
4.2.2	Procedimientos de diseño.....	42
4.2.3	Ejemplos de diseño.....	42
5)	CAPÍTULO 5: DISEÑO DE VIGAS	54
5.1	Modelos y análisis estructural.....	54
5.2	Procedimientos de diseño	54
5.3	Ejemplos de diseño de vigas chatas.....	55
5.4	Ejemplos de diseño de vigas peraltadas.....	59
6)	CAPÍTULO 6: DISEÑO DE COLUMNAS.....	71
6.1	Metrado de cargas	72
6.2	Fuerzas internas	72
6.3	Diseño por flexo-compresión.....	74
6.4	Diseño por cortante	77
7)	CAPÍTULO 7: DISEÑO DE PLACAS.....	80
7.1	Metrado de cargas	80
7.2	Fuerzas internas	81
7.3	Diseño por flexo-compresión.....	82

7.3.1	Verificación de requerimiento de núcleos de confinamiento	83
7.3.2	Estimación del refuerzo vertical.....	84
7.3.3	Diagrama de interacción para el diseño por flexo compresión	84
7.4	Diseño por cortante	88
7.4.1	Diseño del refuerzo por cortante	88
7.4.2	Diseño por capacidad	88
7.4.3	Refuerzo transversal en núcleos confinados	90
8)	CAPÍTULO 8: DISEÑO DE LA CIMENTACIÓN.....	91
8.1	Características del suelo de la cimentación	91
8.2	Procedimiento de diseño de cimentaciones	91
8.3	Ejemplo de diseño de una zapata aislada.....	92
8.3.1	Dimensionamiento	92
8.3.2	Verificación de esfuerzos	93
8.3.3	Diseño por punzonamiento.....	94
8.3.4	Diseño por cortante	95
8.3.5	Diseño por flexión.....	96
8.4	Ejemplo de diseño de una zapata conectada	98
8.4.1	Dimensionamiento	99
8.4.2	Verificación de esfuerzos	100
8.4.3	Diseño por punzonamiento.....	102
8.4.4	Diseño por cortante	103
8.4.5	Diseño por flexión.....	103
8.4.6	Diseño de viga de cimentación.....	104
8.4.6.1	Diseño por cortante	105
8.4.6.2	Diseño por flexión.....	105
8.5	Ejemplo de diseño de zapatas de placa	106
8.5.1	Dimensionamiento	107
8.5.2	Verificación de esfuerzos	107
8.5.3	Diseño por punzonamiento.....	108
8.5.4	Diseño por cortante	109
8.5.5	Diseño por flexión.....	109
9)	CAPÍTULO 9: DISEÑO DE ELEMENTOS SECUNDARIOS	110

9.1	Diseño de escaleras	110
9.1.1	Metrado de cargas	111
9.1.2	Análisis estructural.....	113
9.1.3	Diseño por flexión.....	115
9.1.4	Diseño por cortante	116
9.2	Diseño de muros de sótano	117
9.2.1	Metrado de cargas	117
9.2.2	Análisis estructural.....	119
9.2.3	Diseño por flexión.....	120
9.2.4	Diseño por corte	120
9.3	Diseño de cisterna	121
9.3.1	Metrado de cargas	122
9.3.2	Análisis estructural.....	123
9.3.3	Diseño por flexión y cortante	127
10)	CAPÍTULO 10: CONCLUSIONES Y COMENTARIOS	128
11)	CAPÍTULO 11: BIBLIOGRAFÍA	130



ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1.1 Planta de arquitectura de semisótano	2
Figura 1.2 Planta de arquitectura de primer piso	2
Figura 1.3 Planta de arquitectura de piso típico	3
Figura 1.4 Corte transversal de arquitectura.....	3
Figura 1.5 Elevación principal.....	4
Figura 1.6 Bloque equivalente de compresiones	7
Figura 2.1 Estructuración de techo de semisótano	15
Figura 2.2 Estructuración de techo típico	15
Figura 3.1 Modelo 3D de la edificación en el programa ETABS versión 2016.....	17
Figura 3.2 Espectro inelástico de pseudo-aceleraciones	19
Figura 3.3 Derivas en cada dirección comparadas con el máximo exigido por la norma	30
Figura 4.1 Ubicación en planta de las viguetas a diseñar	32
Figura 4.2 Modelo estructural a ejes de la vigueta	33
Figura 4.3 DMF sin considerar alternancia de sobrecarga en en kg.m	34
Figura 4.4 DMF considerando alternancia de sobrecarga en kg.m	34
Figura 4.5 DFC sin considerar alternancia de sobrecarga en kg	34
Figura 4.6 DFC considerando alternancia de sobrecarga en kg	34
Figura 4.7 Cortes de fierro en aligerados	36
Figura 4.8 Momentos de servicio en ton.m	38
Figura 4.9 Disposición de acero de refuerzo en el techo aligerado de la vigueta 1	41
Figura 4.10 Ubicación en planta de las losas macizas a diseñar	42
Figura 4.11 Modelo (lado empotrado) a ejes de la losa maciza 1	44
Figura 4.12 Modelo (lado empotrado) a ejes de la losa maciza 1	44
Figura 4.13 Modelo en elementos finitos de la losa maciza en el programa ETABS....	45
Figura 4.14 Modelo en elementos finitos de la losa maciza en el programa SAP2000 .	45
Figura 4.15 DMF (lado empotrado) en la dirección X de la losa maciza 1.....	46
Figura 4.16 DMF (lado apoyado) en la dirección X de la losa maciza 1	46
Figura 4.17 DMF (lado empotrado) en la dirección Y de la losa maciza 1.....	47
Figura 4.18 DMF (lado apoyado) en la dirección Y de la losa maciza 1	47
Figura 4.19 DFC (lado empotrado) en la dirección X de la losa maciza 1	48
Figura 4.20 DFC (lado empotrado) en la dirección Y de la losa maciza 1	48
Figura 4.21 Tabla de Kalmanok tres lados empotrados un lado apoyado	49
Figura 4.22 Tabla de Kalmanok tres lados empotrados un lado apoyado	50
Figura 4.23 Modelo estructural a ejes de la losa maciza 2	51
Figura 4.24 DMF en la dirección más corta de la losa maciza 2.....	51
Figura 4.25 DFC en la dirección más corta de la losa maciza 2.....	51
Figura 4.26 Disposición de acero de refuerzo en la losa maciza 1	53
Figura 4.27 Disposición de acero de refuerzo en la losa maciza 2.....	53
Figura 5.1 Ubicación en planta de la viga chata a diseñar	55

Figura 5.2 Modelo estructural a ejes de viga chata	56
Figura 5.3 DMF de viga chata	56
Figura 5.4 DFC de viga chata	57
Figura 5.5 Distribución final de la viga chata VSCH-1	58
Figura 5.6 Ubicación en planta de la viga peraltada VS-8 a diseñar.....	59
Figura 5.7 Cargas últimas de la losa maciza en viga 1 mediante el método del sobre...	62
Figura 5.8 Modelo estructural a ejes de la viga VS-8	64
Figura 5.9 DMF de la viga VS-8	65
Figura 5.10 DFC de la viga VS-8	65
Figura 5.11 Distribución de refuerzo en la viga VS-8.....	71
Figura 6.1 Ubicación en planta de la columna C1 (30 x 50) a diseñar.....	71
Figura 6.2 Ejes locales considerados en las columnas	73
Figura 6.3 Diagrama de interacción en la dirección M33 de la columna C1 en la sección crítica del primer piso	75
Figura 6.4 Diagrama de interacción en la dirección M22 de la columna C1 en la sección crítica del primer piso	76
Figura 6.5 Diagrama de interacción en la dirección M33 de la columna C1 en la sección crítica del tercer piso.....	76
Figura 6.6 Diagrama de interacción en la dirección M22 de la columna C1 en la sección crítica del tercer piso.....	77
Figura 6.7 Disposición final de aceros en la columna C1 para todos los pisos.....	79
Figura 7.1 Ubicación en planta de la placa a diseñar	80
Figura 7.2 Ejes locales considerados en la placa PL-1.....	81
Figura 7.3 Disposición de los núcleos de confinamiento en la placa PL-1	84
Figura 7.4 Diagrama de interacción en la dirección M33 de la placa PL-1 en la sección crítica del primer piso	85
Figura 7.5 Diagrama de interacción en la dirección M22 de la placa PL-1 en la sección crítica del primer piso	85
Figura 7.6 Diagrama de interacción en la dirección M33 de la placa PL-1 en la sección crítica del tercer piso.....	86
Figura 7.7 Diagrama de interacción en la dirección M22 de la placa PL-1 en la sección crítica del tercer piso.....	86
Figura 7.8 Disposición de acero colocado en la placa PL-1.....	91
Figura 8.1 Ejes de referencia considerados para los momentos en la zapata aislada	92
Figura 8.2 Sección crítica de corte por punzonamiento en zapatas aisladas (Harmsen, 2002).....	95
Figura 8.3 Sección crítica de corte por flexión en zapatas aisladas (Harmsen, 2002) ...	96
Figura 8.4 Sección crítica por flexión en zapatas aisladas (Harmsen, 2002)	97
Figura 8.5 Diseño de acero en la zapata Z-5	98
Figura 8.6 Ejes de referencia considerados para los momentos en las zapatas conectadas (Z-7 a la izquierda y Z-8 a la derecha)	99
Figura 8.7 Modelo de fuerzas simplificado de las zapatas conectadas	99

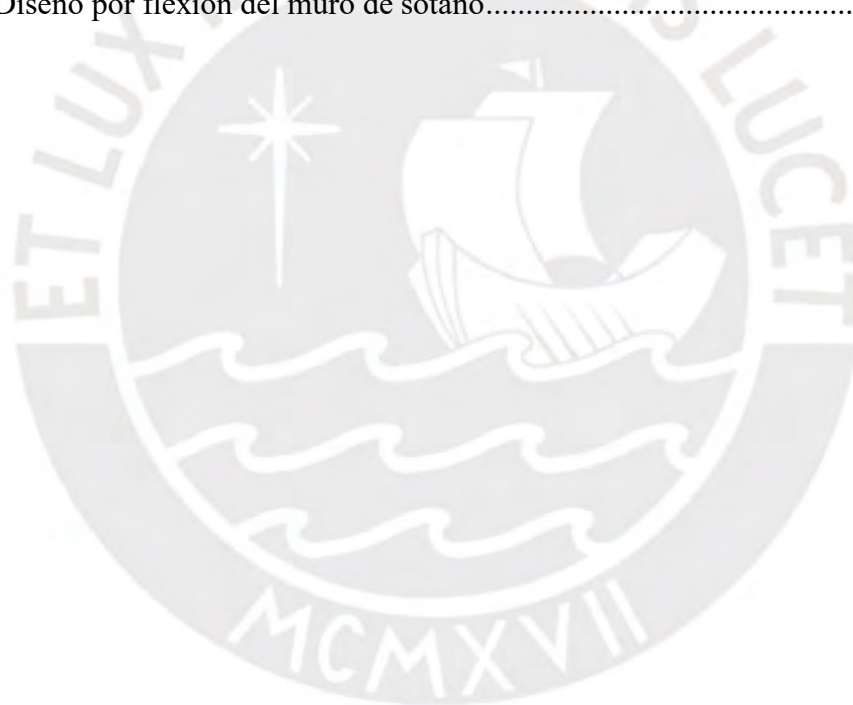
Figura 8.8 Disposición de acero en las zapatas conectadas Z-7 y Z-8	104
Figura 8.9 Envoltiente de DFC de la viga de cimentación VC-1 (ton)	104
Figura 8.10 Envoltiente de DMF de la viga de cimentación VC-1 (ton.m)	105
Figura 8.11 Disposición de acero de la viga de cimentación VC-1	106
Figura 8.12 Ejes de referencia considerados para los momentos en la zapata aislada .	107
Figura 8.13 Disposición de acero de refuerzo en la zapata Z-9	110
Figura 9.1 Vista en elevación de los tramos de escalera típica	111
Figura 9.2 Vista en planta de los tramos de escalera típica	111
Figura 9.3 Cargas aplicadas (ton/m) en los tramos cuarto y sexto típicos	114
Figura 9.4 DMF (ton.m) de los tramos cuarto y sexto típicos.....	114
Figura 9.5 DFC (ton) de los tramos cuarto y sexto típicos.....	114
Figura 9.6 Cargas aplicadas (ton/m) en el tramo quinto típico	114
Figura 9.7 DMF (ton.m) del tramo quinto típico.....	115
Figura 9.8 DFC (ton) del tramo quinto típico.....	115
Figura 9.9 Disposición de acero del cuarto tramo de la escalera	116
Figura 9.10 Disposición de acero del quinto tramo de la escalera	117
Figura 9.11 Disposición de acero del sexto tramo de la escalera	117
Figura 9.12 Esquema de fuerzas aplicadas en los muros de sótano	118
Figura 9.13 Cargas últimas aplicadas en el muro de sótano (ton/m).....	119
Figura 9.14 Diagrama de momento flector en el muro de sótano (ton.m)Ecuación 4.2	119
Figura 9.15 Diagrama de fuerza cortante en el muro de sótano (ton)Ecuación 4.2	120
Figura 9.16 Disposición de los aceros colocados en una sección del muro de sótano .	121
Figura 9.17 Diagrama de fuerza cortante en el muro de sótano (ton)Ecuación 4.2	122
Figura 9.18 Diagrama de momento flector en la estructura de la cisterna dirección vertical M11 (ton.m).....	124
Figura 9.19 Diagrama de momento flector en la base en la dirección M11 (ton.m)....	124
Figura 9.20 Diagrama de momento flector en la base en la dirección M22 (ton.m)....	125
Figura 9.21 Diagrama de momento flector en el techo en la dirección M11 (ton.m) ..	125
Figura 9.22 Diagrama de momento flector en el techo en la dirección M22 (ton.m) ..	126
Figura 9.23 Diagrama de momento flector en el muro más esforzado en la dirección M11 (ton.m)	126
Figura 9.24 Diagrama de momento flector en el muro más esforzado en la dirección M22 (ton.m)	127
Figura 9.25 Disposición de acero en muro de cisterna.....	128

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1.1 Combinación de carga para cada caso de carga según la norma E. 060	5
Tabla 1.2 Factor de reducción para cada solicitación de la sección según la norma E. 060	5
Tabla 2.1 Parámetros asumidos para estimar la cortante en la base	13
Tabla 3.1 Factores de amplificación.....	18
Tabla 3.2 Resumen de parámetros sísmicos en ambas direcciones.....	18
Tabla 3.3 Pesos sísmicos por piso	19
Tabla 3.4 Verificación de irregularidad de rigidez en la dirección X-X.....	22
Tabla 3.5 Verificación de irregularidad de rigidez en la dirección Y-Y.....	22
Tabla 3.6 Verificación de irregularidad torsional en X-X.....	23
Tabla 3.7 Verificación de irregularidad torsional en Y-Y.....	23
Tabla 3.8 Porcentaje del cortante en el base tomado por los muros en cada dirección..	24
Tabla 3.9 Centros de masa y rigidez sin considerar excentricidad accidental	24
Tabla 3.10 Centros de masa y rigidez considerando excentricidad accidental de -5% en ambas direcciones.....	25
Tabla 3.11 Centros de masa y rigidez considerando excentricidad accidental de +5% en ambas direcciones.....	25
Tabla 3.12 Resultados del análisis modal en considerando 3 GDL	26
Tabla 3.13 Resultados del análisis modal en X-X en traslación pura	26
Tabla 3.14 Resultados del análisis modal en Y-Y en traslación pura	27
Tabla 3.15 Fuerzas cortantes acumuladas por piso a partir del análisis dinámico en dos direcciones.....	27
Tabla 3.16 Distribución de la fuerza sísmica estática para cada entrepiso en la dirección X-X.....	28
Tabla 3.17 Distribución de la fuerza sísmica estática para cada entrepiso en la dirección Y-Y	29
Tabla 3.18 Factores de amplificación en cada dirección.....	29
Tabla 3.19 Derivas máximas inelásticas en la dirección X-X.....	29
Tabla 3.20 Derivas máximas inelásticas en la dirección Y-Y	30
Tabla 3.21 Junta necesaria en la dirección X-X.....	31
Tabla 3.22 Junta necesaria en la dirección Y-Y	31
Tabla 4.1 Cargas de gravedad a considerar en vigueta.....	32
Tabla 4.2 Valores a considerar para la sección de la vigueta	34
Tabla 4.3 Cálculo del acero mínimo negativo	35
Tabla 4.4 Diseño por flexión de la vigueta 1	36
Tabla 4.5 Diseño por cortante en la vigueta 1	37
Tabla 4.6 Control de fisuración en el segundo tramo de la vigueta 1	38
Tabla 4.7 Comparación de momentos de servicio y momentos de agrietamiento en cada sección.....	39
Tabla 4.8 Cargas de gravedad a considerar en losa maciza 1.....	43

Tabla 4.9 Cargas de gravedad considerados en losa maciza 2	43
Tabla 4.10 Valores a considerar para el diseño en flexión de las losas macizas.....	52
Tabla 4.11 Diseño por flexión en X de la losa maciza 1	52
Tabla 4.12 Diseño por flexión en Y de la losa maciza 1	52
Tabla 4.13 Diseño por flexión de la losa maciza 2.....	52
Tabla 5.1 Valores a considerar para la sección de viga chata	57
Tabla 5.2 Diseño por flexión de viga chata	57
Tabla 5.3 Cálculo del área de acero máximo y acero mínimo para la viga VS-8	65
Tabla 5.4 Diseño por flexión de la viga VS-8	66
Tabla 5.5 Diseño por cortante de viga VS-8	66
Tabla 5.6 Control de fisuración en el tramo 2 de la viga VS-8	67
Tabla 5.7 Momentos de servicio y momentos de agrietamiento para cada sección	68
Tabla 6.1 Metrado de cargas en la columna C1	72
Tabla 6.2 Fuerzas internas en la columna C1	73
Tabla 6.3 Cargas y momentos últimos amplificados en el primer nivel de acuerdo con las combinaciones de la norma E. 060 en la columna C1	74
Tabla 6.4 Cargas y momentos últimos amplificados en el tercer nivel de acuerdo con las combinaciones de la norma E. 060 en la columna C1	74
Tabla 6.5 Fuerzas cortantes últimas considerando un factor de amplificación de sismo de 2.5	78
Tabla 6.6 Resistencia a cortantes del concreto en columnas para cada dirección de análisis	78
Tabla 7.1 Metrado de cargas de gravedad de la placa PL-1	81
Tabla 7.2 Fuerzas internas en la placa PL-1	81
Tabla 7.3 Cargas y momentos últimos amplificados en el primer nivel de acuerdo con las combinaciones de la norma E. 060 en la placa PL-1	82
Tabla 7.4 Cargas y momentos últimos amplificados en el tercer nivel de acuerdo con las combinaciones de la norma E. 060 en la placa PL-1	83
Tabla 8.1 Cargas en servicio aplicadas sobre la zapata Z-5	92
Tabla 8.2 Esfuerzos máximos y mínimos en el suelo de la zapata Z-5.....	93
Tabla 8.3 Combinaciones de diseño para la zapata Z-5	94
Tabla 8.4 Cargas en servicio aplicadas sobre la zapata interior Z-7	98
Tabla 8.5 Cargas en servicio aplicadas sobre la zapata exterior Z-8.....	98
Tabla 8.6 Esfuerzos máximos, mínimos y la correspondiente reacción R1 en la zapata interior Z-7.....	100
Tabla 8.7 Esfuerzos máximos, mínimos y la correspondiente reacción R2 en la zapata exterior Z-8.....	101
Tabla 8.8 Combinaciones de diseño para la zapata interior Z-7	101
Tabla 8.9 Combinaciones de diseño para la zapata exterior Z-8.....	102
Tabla 8.10 Diseño por punzonamiento de la zapata interior Z-7	102
Tabla 8.11 Diseño por punzonamiento de la zapata exterior Z-8.....	102
Tabla 8.12 Diseño por cortante en la zapata interior Z-7	103

Tabla 8.13 Diseño por cortante en la zapata exterior Z-8	103
Tabla 8.14 Diseño por flexión de la zapata interior Z-7.....	103
Tabla 8.15 Diseño por flexión de la zapata exterior Z-8.....	104
Tabla 8.16 Diseño por cortante de la viga de cimentación VC-1	105
Tabla 8.17 Diseño por flexión de la viga de cimentación VC-1	105
Tabla 8.18 Cargas aplicadas en la zapata Z-9	106
Tabla 8.19 Esfuerzos máximo y mínimos en la zapata Z-9 con las dimensiones iniciales	107
Tabla 8.20 Esfuerzos máximos por Meyerhoff en la zapata Z-9.....	108
Tabla 8.21 Esfuerzos máximos de diseño para la zapata Z-9.....	108
Tabla 8.22 Diseño por punzonamiento de la zapata Z-9	109
Tabla 8.23 Diseño por cortante en la zapata Z-9.....	109
Tabla 8.24 Diseño por flexión de la zapata interior Z-9.....	110
Tabla 9.1 Diseño por flexión de los tramos segundo y cuarto de la escalera	115
Tabla 9.2 Diseño por flexión del tercer tramo de la escalera	115
Tabla 9.3 Diseño por flexión del muro de sótano.....	120



ÍNDICE DE ECUACIONES

Ecuación 1.1 Módulo de rotura del concreto.....	6
Ecuación 1.2 Módulo de elasticidad del concreto	7
Ecuación 2.1 Resistencia al corte de las placas debido al aporte del concreto.....	13
Ecuación 2.2 Resistencia al corte de las placas debido al aporte del acero.....	14
Ecuación 3.1 Pseudo-aceleración de la Norma E. 030 (2018)	18
Ecuación 3.2 Coeficiente de reducción de fuerzas sísmicas	23
Ecuación 4.1 Resistencia a cortante del concreto en vigas.....	37
Ecuación 4.2 Cortante a “d” de la cara.....	37
Ecuación 4.3 Parámetro Z (kg/cm).....	38
Ecuación 4.4 Esfuerzo de tracción bajo cargas de servicio.....	38
Ecuación 4.5 Cálculo de inercia efectiva para tramo interior de viga continua (Ottazzi, 2016).....	39
Ecuación 4.6 Cálculo de deflexión inmediata para cargas repartidas (Ottazzi, 2016)... ..	39
Ecuación 5.1 Parámetro Z (kg/cm).....	68
Ecuación 5.2 Inercia efectiva en tramo intermedio	68
Ecuación 5.3 Deflexión elástica para carga puntual centrada en viga doblemente empotrada	69
Ecuación 5.4 Deflexión diferida.....	69
Ecuación 6.1 Resistencia última en compresión pura en columnas	75
Ecuación 6.2 Resistencia a cortante del concreto en elementos sometidos a compresión	78
Ecuación 7.1 Esfuerzo máximo debido a las cargas aplicadas.....	83
Ecuación 7.2 Cuantía mínima vertical para cortante.....	84
Ecuación 7.3 Resistencia a cortante del concreto en placas	88
Ecuación 7.4 Cortante último por capacidad.....	88
Ecuación 7.5 Máxima resistencia nominal a cortante	89
Ecuación 8.1 Esfuerzos máximos y mínimo en el suelo de la zapata	93
Ecuación 8.2 Cortante último de punzonamiento.....	94
Ecuación 8.3 Resistencia al corte de punzonamiento del concreto	94
Ecuación 8.4 Cortante último por flexión	95
Ecuación 8.5 Resistencia al corte por flexión del concreto.....	96
Ecuación 8.6 Momento último en zapata	97
Ecuación 8.7 Reacción del suelo en la zapata interior Z-7.....	99
Ecuación 8.8 Reacción del suelo en la zapata exterior Z-8.....	99
Ecuación 8.9 Esfuerzos máximos y mínimos en el suelo de las zapatas.....	100
Ecuación 8.10 Esfuerzo máximo de redistribución según el método de Meyerhoff....	108
Ecuación 9.1 Peso propio de escalera en tramos inclinados.....	111

1) CAPÍTULO 1: DESCRIPCIÓN GENERAL DEL PROYECTO

1.1 Características principales de la edificación

El proyecto desarrollado es un edificio de departamentos de cinco pisos y un semisótano ubicado en el distrito de Santiago de Surco en la provincia de Lima. Este se encuentra ubicado en una esquina y limita en sus dos frentes con dos viviendas unifamiliares de tres y dos pisos respectivamente.

1.2 Descripción de la arquitectura del proyecto

El edificio posee un área del terreno total de 348 m². El edificio cuenta con una zona de estacionamiento al nivel del terreno con capacidad para dos automóviles y cuenta con un semisótano que posee un área de 286 m² destinado a estacionamientos, con capacidad para seis automóviles, un hall de espera y un baño para la recepción. Asimismo, el primer nivel de la edificación posee un área igual a 233 m² la cual se distribuye en 2 departamentos y una zona de parrillas. Por último, los cuatro niveles restantes son típicos y poseen un área de 243 m² cada uno y se distribuye en dos departamentos por piso.

La altura de entrepiso del semisótano es de 2.7 metros y la del primer al quinto piso es de 2.65 metros con lo cual el edificio posee una altura total, desde el nivel de terreno natural, de 14.75 metros. El acceso a la edificación se realiza mediante una escalera que dirige hacia el hall de recepción ubicado en el semisótano, luego se accede verticalmente mediante un ascensor ubicado en el centro de la edificación una escalera ubicada junto a este.

A continuación, se muestran los planos de planta semisótano, planta primer piso, planta típica, elevación principal y corte longitudinal de la arquitectura:

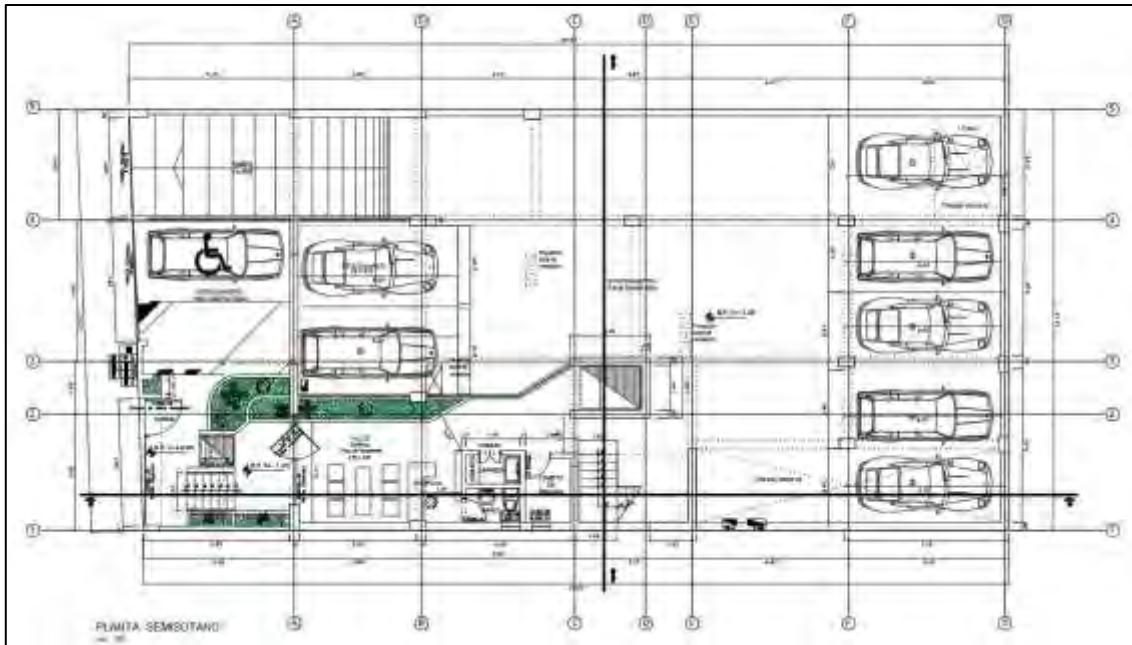


Figura 1.1 Planta de arquitectura de semisótano

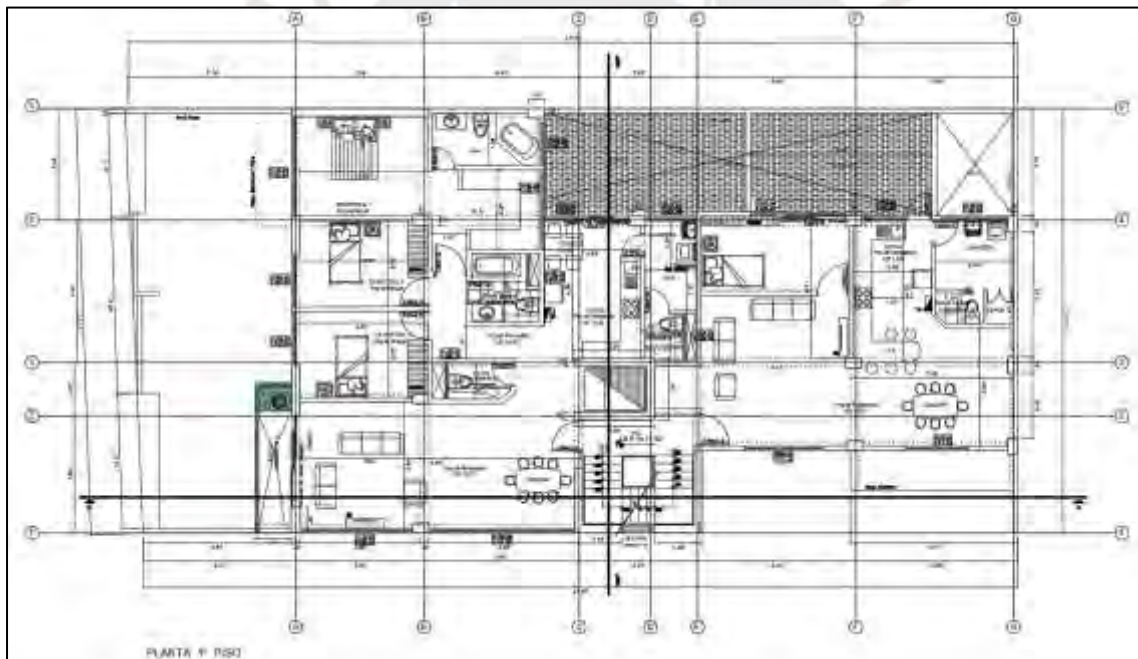


Figura 1.2 Planta de arquitectura de primer piso

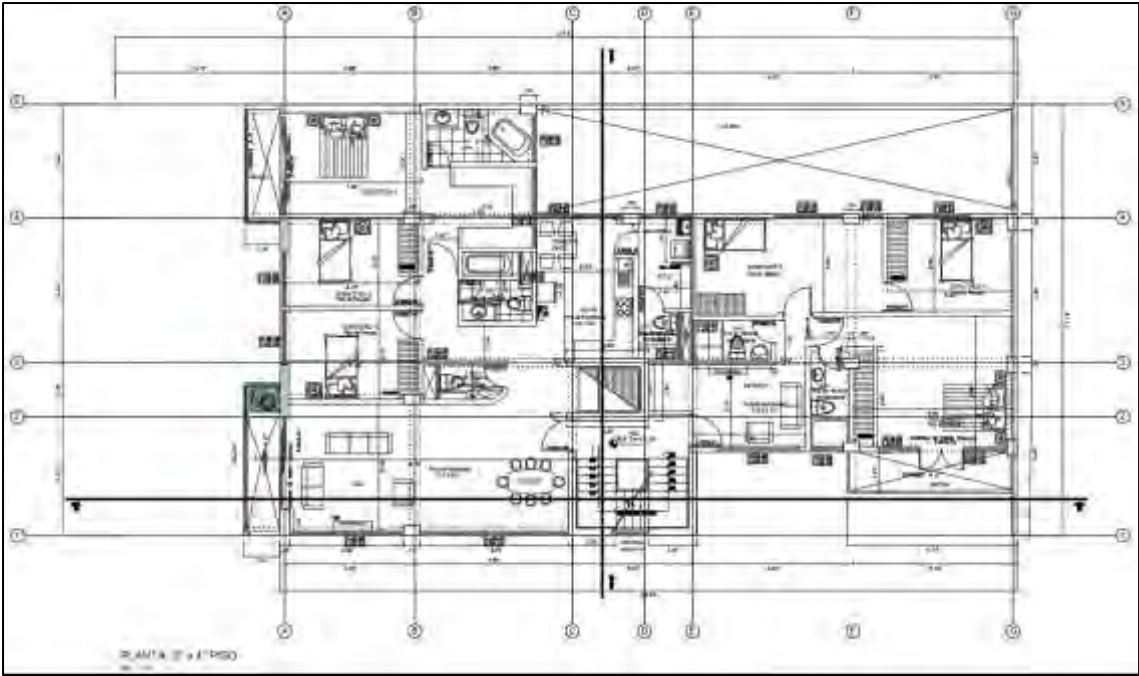


Figura 1.3 Planta de arquitectura de piso típico

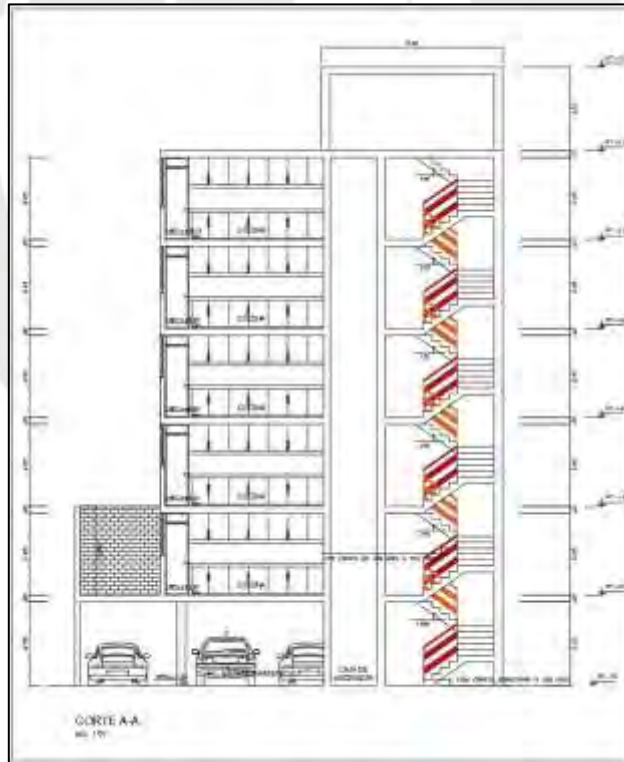


Figura 1.4 Corte transversal de arquitectura



Figura 1.5 Elevación principal

1.3 Normas a utilizar

Las normas utilizadas se encuentran en el RNE (Reglamento Nacional de Edificación) las cuales se especifican a continuación:

- Norma E. 020 Cargas (2006)
- Norma E. 030 Diseño sismorresistente (2018)
- Norma E. 050 Suelos y cimentaciones (2018)
- Norma E. 060 Concreto armado (2009)

1.4 Aspectos generales del diseño por resistencia en concreto armado

Históricamente, existen dos métodos de diseño en concreto armado propuestos por el código del ACI (American Concrete Institute): el diseño elástico o por cargas de servicio y el diseño a la rotura o por resistencia. El primero fue usado hasta mediados del siglo XX y el segundo se ha convertido en el más utilizado en los últimos 50 años (Teodoro E. Harmsen, 2002). En la presente tesis, se utilizará el diseño a la rotura o diseño por resistencia, el cual está permitido en la norma E. 060 de concreto armado del Reglamento Nacional de Edificaciones del Perú.

El diseño por resistencia busca estimar la carga que ocasiona la falla del elemento en estudio y analiza el modo de colapso de este. Asimismo, este método considera el comportamiento inelástico del concreto y el acero; por tanto, se estima con mayor precisión la capacidad de carga de la pieza. Las ventajas de esta metodología de diseño, de acuerdo con Teodoro E. Harmsen, se precisan a continuación:

- Permite controlar el modo de falla de una estructura compleja considerando la resistencia última de las diversas partes del sistema. Así, es posible diseñar con menor margen de seguridad algunos elementos, con el objetivo de inducir su falla primero.
- Permite obtener un diseño más eficiente, considerando la distribución de esfuerzos que se presentan en el rango inelástico.
- Permite evaluar la ductilidad de la estructura mediante el análisis del diagrama Momento-Curvatura (este análisis no está incluido en el alcance de esta tesis).
- Permite utilizar coeficientes de seguridad distintos para los diferentes tipos de carga.

En ese sentido, el diseño por resistencia introduce el factor de seguridad de diseño a través de dos mecanismos: amplificación de las cargas de servicio y reducción de la resistencia teórica del elemento (Teodoro E. Harmsen, 2002).

Con estas consideraciones, en el capítulo 9 de la norma E. 060 del año 2009 de concreto armado se especifica que las estructuras y los elementos estructurales deberán diseñarse para obtener en todas sus secciones resistencias de diseño (ΦR_n) por lo menos iguales a las resistencias requeridas (R_u); es decir, $\Phi R_n \geq R_u$. A continuación, se indican los valores de R_u y Φ exigidos por la norma considerados en la presente tesis en la Tabla 1.1 y la Tabla 1.2:

Tabla 1.1 Combinación de carga para cada caso de carga según la norma E. 060

Casos de carga	Combinación de carga
Cargas muertas y cargas vivas	1.4 CM + 1.7 CV
Cargas muertas, vivas y cargas de sismo	1.25 (CM + CV) ± CS 0.9 (CM) ± CS
Cargas muertas, vivas y empuje de los suelos	1.4 CM + 1.7 CV + 1.7 CE
Cargas muertas, viva y presión de líquidos	1.4 CM + 1.7 CV + 1.4 CL

Tabla 1.2 Factor de reducción para cada sollicitación de la sección según la norma E. 060

Solicitación en la sección	Factor de reducción (Φ)
Flexión sin carga axial	0.9
Carga axial de tracción con o sin flexión	0.9
Carga axial en compresión con o sin flexión con estribos	0.7
Cortante y torsión	0.85

1.5 Propiedades mecánicas de los materiales considerados en el diseño

El material de diseño en la presente tesis es el concreto armado; por ello, se detallan a continuación las siguientes propiedades mecánicas consideradas tanto del concreto como del acero.

Concreto

El concreto es un material compuesto que está constituido por un material cementante, agregados y agua. Generalmente, el agregado representa entre el 60 al 75% del volumen total del concreto estructural, el cemento entre un 7 al 15% y el aire atrapado entre 1 al 3%. (Ottazzi, 2016)

- El valor de resistencia a compresión (f'_c) se determina a partir de ensayos de laboratorio en probetas estándar cargadas axialmente. Este depende de diferentes factores tales como la resistencia del cemento hidratado (matriz), la resistencia matriz agregado, la relación agua – cemento (w/c), el aire incorporado, el tipo de cemento, la gradación, textura y origen de los agregados, las condiciones de humedad y temperatura durante el curado entre otros. En este diseño, se considerará una resistencia a la compresión del concreto de $210 \frac{kg}{cm^2}$, la cual debe ser corroborada en obra mediante ensayos de probetas en laboratorios autorizados.
- La resistencia a tracción directa o tracción por flexión es una magnitud variable; por ello, esta se estima a partir del ajuste de un gran número de resultados experimentales. El ACI y la Norma Peruana definen el módulo de rotura del concreto mediante la Ecuación 1.1. En ese sentido, se observa que la resistencia a tracción del concreto es baja; por ello, en los cálculos de diseño por resistencia suele despreciarse, aunque si se tiene en cuenta en condiciones de servicio.

$$f_r = 2\sqrt{f'_c} \left(\frac{kg}{cm^2} \right)$$

Ecuación 1.1 Módulo de rotura del concreto

- El módulo de elasticidad del concreto depende principalmente del módulo de elasticidad de la pasta de cemento y del módulo de elasticidad de los agregados. Este se puede estimar, según el ACI y la Norma E. 060, mediante la Ecuación 1.2 . Esta expresión corresponde al módulo de elasticidad secante del concreto, medido al 45% de f'_c aproximadamente y asumiendo un peso de $2300 \frac{kg}{cm^2}$. Sin embargo, se debe tener en cuenta que la dispersión es amplia debido a que no se consideró el tipo de agregado en los ensayos realizados (Ottazzi, 2016).

$$E_c = 15000\sqrt{f'c} \left(\frac{kg}{cm^2}\right)$$

Ecuación 1.2 Módulo de elasticidad del concreto

- El ACI y la Norma E. 060 permiten reemplazar el diagrama de esfuerzo versus deformación “real” del concreto por un bloque equivalente de compresiones. Esta simplificación adoptada por el ACI es conocida con el nombre de bloque equivalente de compresiones o Rectángulo de Whitney y se muestra en la Figura 1.6.

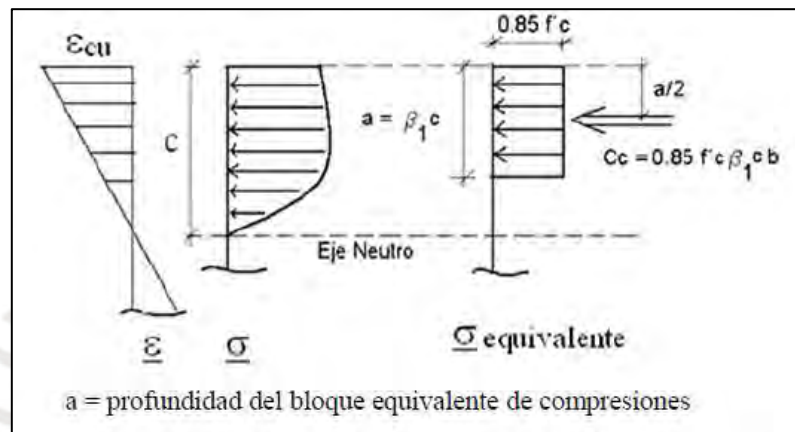


Figura 1.6 Bloque equivalente de compresiones

Fuente: Apuntes del curso de concreto armado 1 (Ottazzi, 2016)

- Asimismo, se adopta normalmente un Módulo de Poisson (μ) igual a 0.15, lo cual es válido para concretos por debajo de 75 % a 80% de $f'c$ (Ottazzi, 2016).

En la presente tesis los valores adoptados serán los siguientes:

- Resistencia a la compresión $f'c = 210 \frac{kg}{cm^2}$
- Módulo de elasticidad $E = 217000 \frac{kg}{cm^2}$
- Módulo de Poisson $\nu = 0.15$

Acero

Para el acero se considerarán varillas corrugadas de sección circular, las corrugaciones deben ser las adecuadas para proveer de la suficiente adherencia entre el acero y el concreto. En nuestro medio solo se utiliza el acero corrugado grado 60 cuyo esfuerzo de fluencia es $f_y = 4200 \frac{kg}{cm^2}$ y la resistencia mínima a la tracción a la rotura es $f_s = 6300 \frac{kg}{cm^2}$.

Por tanto, considerando un comportamiento elastoplástico perfecto, los valores adoptados son los siguientes:

- Esfuerzo de fluencia $f_y = 4200 \frac{kg}{cm^2}$

- Esfuerzo último $f_u = 4200 \frac{kg}{cm^2}$
- Módulo de elasticidad $E = 2 \times 10^6 \frac{kg}{cm^2}$
- Deformación unitaria de fluencia $\varepsilon_y = 0.0021$

Tabiquería

La tabiquería solamente será considerada como carga muerta en la edificación y está tendrá un peso específico de $1.35 \frac{ton}{m^3}$.

1.6 Cargas utilizadas

De acuerdo con lo especificado en la norma E. 020 se consideran los siguientes tipos de cargas.

- Carga muerta:

En la cual se incluyen los pesos de los materiales, elementos de servicio, equipos, tabiques y otros componentes soportados por la edificación incluyendo el peso propio de esta. A continuación, se indican las cargas muertas consideradas:

- Concreto armado: $2400 \frac{kg}{m^3}$
- Losa aligerada de $h = 20 \text{ cm}$: $300 \frac{kg}{m^2}$
- Piso terminado: $100 \frac{kg}{m^2}$
- Tabiquería (unidades huecas tubulares): $1350 \frac{kg}{m^3}$

- Carga viva:

En la cual se considera el peso de las personas, materiales, equipos, muebles y otros elementos movibles soportados por la edificación. A continuación, se indican las cargas vivas consideradas:

- Sobrecarga de viviendas: $200 \frac{kg}{m^2}$
- Sobrecarga en escaleras: $200 \frac{kg}{m^2}$
- Sobrecarga en azotea: $100 \frac{kg}{m^2}$
- Sobrecarga de ascensor: $500 \frac{kg}{m^2}$

- Cargas de sismo:

Las cargas amplificadas del sismo dinámico de acuerdo a la Norma E. 030 en los elementos que soportan la acción sísmica (vigas que forman pórticos, columnas y placas).

1.7 Características de los elementos no estructurales del proyecto

Debido a que la arquitectura está totalmente definida, se considerarán las cargas muertas en los elementos que soporten tabiquería de acuerdo a los planos de arquitectura, teniendo en cuenta separar estos elementos no estructurales de la edificación para que no aumenten la rigidez de la estructura. Para ello, se aplicarán las cargas repartidas en el área de las losas macizas y en los aligerados cuyas viguetas sean perpendiculares a los tabiques. Asimismo, se colocarán vigas chatas debajo de los tabiques en el caso de que estos estén el mismo sentido de los aligerados. Por último, se aplicarán cargas distribuidas en las vigas que carguen tabiques y en las vigas de cierre de los parapetos en los balcones.

2) CAPÍTULO 2: ESTRUCTURACIÓN Y PREDIMENSIONAMIENTO

2.1 Generalidades

De acuerdo con los criterios de estructuración en un edificio sismorresistente, se busca, por un lado, dimensionar los elementos que van a transmitir las cargas de gravedad hacia la cimentación y posteriormente al suelo. Por ello, se busca que tanto el espesor de las losas y escaleras, el peralte de las vigas y el área de las columnas y placas sean las adecuadas para resistir las cargas de gravedad. Por otro lado, se busca que los principales elementos estructurales aporten la rigidez y resistencia necesarias para soportar las cargas sísmicas. Debido a esto, las dimensiones de algunos elementos estructurales importantes estarán determinados por requisitos de rigidez y no por los requisitos de cargas de gravedad. Así, las dimensiones y la distribución de los elementos deben satisfacer los requisitos de derivas máximas permisibles, irregularidades torsionales y de rigidez en planta y en altura, entre otros.

En ese sentido, se busca simetría entre los elementos verticales que aportan rigidez (placas y columnas) y se busca que las vigas formen pórticos de manera que aporten rigidez a la estructura. Asimismo, se busca en la medida de lo posible la simetría en planta de los elementos estructurales para evitar una excesiva separación entre el centro de rigidez y el centro de masa. Por último, se debe tener en cuenta no modificar en lo posible la arquitectura inicial del proyecto.

A continuación, se explicará el pre dimensionamiento de los elementos estructurales del proyecto, para ello se tuvo en cuenta los criterios y recomendaciones del libro “Estructuración y Diseño de Edificaciones de Concreto Armado” del ingeniero Antonio Blanco Blasco.

2.2 Losas aligeradas

En el edificio se utilizarán losas aligeradas en los ambientes destinados a dormitorios, salas, cocinas y azotea para disminuir el peso de la edificación.

El pre dimensionamiento se consideraron los espesores de losa según la luz libre de los paños ln , en el cual el espesor del aligerado h es $ln/25$ aproximadamente. (válido para sobrecargas máximas de entre 300 a 350 kilogramos por metro cuadrado). Dado que las luces de los paños en todos pisos están entre 3.2 metros y 5.3 metros, tenemos espesores de cálculo de 13 cm hasta 21 cm. Por ello, se optó por un espesor de 20 cm en todas las losas aligeradas.

2.3 Losas macizas

Se utilizaron losas macizas en los ambientes destinados a baños (para facilitar la colocación de las tuberías de agua y desagüe y la colocación de ductos), losas contiguas al ascensor (para aportar rigidez en esa zona) y en un paño de la azotea para soportar la carga del tanque elevado y del ascensor.

Se tiene una losa maciza en una dirección, que se encuentra en el techo del semisótano. La longitud en la menor dirección de esta losa es de 3.2 metros y considerando $ln/30$ se tiene un espesor mínimo recomendado de losa es de 11 cm.

El resto de losas macizas son en 2 direcciones. La mayor dimensión de las losas en 2 direcciones es 6.3 metros. Considerando $ln/40$ tenemos un espesor mínimo recomendado de 16 cm. Sin embargo, buscando similitud en espesor con los aligerados, se optó por un espesor de losa maciza de 20 cm.

2.4 Vigas peraltadas

Las vigas son elementos horizontales que se encargan tanto de transmitir las cargas de gravedad desde las losas y de otras vigas hacia las columnas y placas, como de aportar rigidez lateral a la edificación formando pórticos. En ese sentido se dimensionarán por gravedad el peralte de las vigas y se verificará más adelante sus dimensiones para efectos sísmicos.

Se debe considerar que de acuerdo a la Norma A. 010 de condiciones generales de diseño en el Artículo 24 se expresa que las vigas y dinteles deben estar a una altura mínima de 2.10 metros sobre el piso terminado. Dado que el semisótano y el resto de pisos tienen una altura libre de 2.5 metros y 2.4 metros respectivamente, se permiten peraltes máximos de 60 cm en el semisótano y 50 cm en los pisos típicos y la azotea.

En la edificación se tienen luces libres desde 3.2 metros hasta 6.3 metros en todos los pisos, considerando $ln/10$ y $ln/12$ se tiene un peralte recomendado de 63 y 53 cm respectivamente, sin embargo, es factible considerar $ln/14$ para anchos iguales a 0.5 veces el peralte. Con esta última recomendación, el peralte mínimo de pre dimensionamiento es de 45 cm., Por ello, se consideró la recomendación de un ancho de 0.5 veces el peralte y no menor a 25 para vigas que formen pórticos. Teniendo en cuenta los valores de pre dimensionamiento y las restricciones arquitectónicas, se optó por vigas de 25x50 cm en todos los ejes excepto en el eje de 6.3 metros

de luz, en la cual se optó por vigas de 30x50 cm. En todos los casos, se verificará posteriormente que se cumpla con los requisitos de sismo y de deflexiones en servicio.

2.5 Vigas chatas

Las vigas chatas se utilizan generalmente para soportar tabiques paralelos a la dirección del aligerado y para cerrar ductos tanto en losas macizas como en aligeradas.

En este proyecto, se utilizarán vigas chatas de 10x20 para el cierre de los ductos en losas macizas en los baños desde el piso del semisótano hasta el cuarto piso. En la azotea se están utilizando solamente losas aligeradas, por lo que se usarán vigas chatas de 20x20 para el cierre de ductos. Asimismo, se utilizarán vigas chatas de 30x20 para soportar los tabiques paralelos a los aligerados y para el encuentro entre la escalera y la losa maciza.

2.6 Columnas

Las columnas son elementos verticales cuya función es transmitir las cargas de las vigas hacia la cimentación y que aportan rigidez lateral frente acciones sísmicas. Por ello, las dimensiones de este pre dimensionamiento deberán ser revisadas posteriormente frente a efectos de sismo. La dimensión mínima recomendada en condiciones sísmicas es de 25 cm, además el ancho de vigas es de 25 y 30 cm; por ello, el ancho mínimo que se considerará en las columnas será de 25 cm en general, y de 30 en la que colinden con las vigas del mismo ancho.

El edificio poseerá placas en ambas direcciones, por lo que la rigidez lateral y la resistencia van estar controladas por estos. En ese sentido, se consideraron las áreas aproximadas máximas derivadas de la teoría de diseño por esfuerzos admisibles, las cuales utilizan las siguientes fórmulas presentadas en libro “Estructuración y Diseño de Edificaciones de Concreto Armado” del ingeniero Antonio Blanco Blasco:

Para columnas centrales

$$A_g = \frac{P_{servicio}}{0.45f'_c}$$

Para columnas esquineras o exteriores

$$A_g = \frac{P_{servicio}}{0.35f'_c}$$

donde:

P servicio: Carga axial en servicio sobre el área tributaria de la columna (kg)

f'c: Resistencia a compresión del concreto (kg/cm²)

A continuación, se mostrará un ejemplo del pre dimensionamiento de una columna central:

- Columna central entre el eje F y el eje 3

En esta columna se obtuvo un área tributaria de 17.12 m², así tenemos (dado que se tienen 6 niveles y se considera 1 ton/m²)

$$A_g = \frac{6 \times 1 \times 17.12 \times 1000}{0.45 \times 210} = 1087 \text{ cm}^2$$

Por lo que se optó por columnas de 30 x 50 (A=1500 cm²)

Con el objetivo de determinar si estas secciones estarán sobredimensionadas para el diseño, se puede estimar la cuantía necesaria en estas columnas por cargas gravedad.

Se considera una carga de tabiquería de 200 kg/m² estimada a partir de los tabiques de arquitectura con peso específico igual a 1800 kg/cm³.

- Para la columna de 30 x 50 tenemos lo siguiente:

La reducción por carga viva no aplica, debido a que el área de influencia (34 m²) es menor a 40 m² (norma E. 0.20).

$$P_u \text{ (ton)} = (P_{col} + P_{tab} + P_{losas} + P_{vigas}) \times 1.4 + (P_{viva}) \times 1.7$$

$$P_u \text{ (ton)} = 6 \times ((2.4 \times 14.5 \times 0.5 \times 0.3 + 0.20 \times 17.12 + 0.58 \times 17.12 + 0.25 \times 0.3 \times (3.5 + 4.9) \times 2.4) \times 1.4 + (0.2 \times 17.12) \times 1.7)$$

$$P_u = 204 \text{ ton}$$

Utilizamos la expresión de la máxima resistencia a compresión pura presente en la Norma E. 060, ya que se está considerando que los momentos en las columnas serán bajos porque el edificio posee placas en ambas direcciones.

$$P_u \text{ max} = \phi \times 0.8 \times P_o = 0.7 \times 0.8 \times (0.85 \times f'c \times (A_g - A_{st}) + f_y \times A_{st})$$

Entonces

$$204000 \text{ kg} = 0.7 \times 0.8 \times (0.85 \times 210 \times (50 \times 30 - A_{st}) + 4200 \times A_{st})$$

$$A_{st} = 24 \text{ cm}^2$$

Donde la cuantía resulta

$$\rho = \frac{24}{50 \times 30} = 1.6 \%$$

Por tanto, se aceptan las dimensiones, ya que para fines prácticos es adecuado una cuantía mayor al 1% y menor al 3% (Ottazzi, 2016).

2.7 Placas o muros de corte

Con el objetivo de asegurar la rigidez del edificio en ambas direcciones, se colocarán muros de corte o placas (nombre común en nuestro medio) en ambas direcciones. Estas tomarán la mayor cantidad de la fuerza cortante en la base, por lo que el edificio será Dual tipo I o de muros estructurales.

El edificio posee placas en las zonas del ascensor y en la zona de la escalera, esto con el objetivo de aportar rigidez y de acercar el centro de rigidez al centro de masa. Asimismo, se han agregado 2 placas en dirección Y en el eje A y se agregó una placa en la dirección X para controlar las derivas en esas direcciones y compensar la torsión con las placas del ascensor.

Para el pre dimensionamiento, se comparó la resistencia a cortante de la longitud total de las placas con un ancho de 25 cm con la cortante ultima debido al sismo en la base tal como se muestra a continuación:

Asumiendo 1 ton/m^2 para obtener el peso total y utilizando la ecuación de la norma E. 030 para hallar la cortante basal se obtiene

Z: Zona 4

U: Tipo C

C: 2.5 (asumiendo un periodo principal de la estructura menor a 0.6 segundos)

S: Suelo 2

R: De muros con irregularidad en planta de esquinas entrante $6 \times 0.9 = 5.4$

Tabla 2.1 Parámetros asumidos para estimar la cortante en la base

Parámetros sísmicos					Peso total (ton)	V basal (ton)	Muros 90%Vbasal
Z	U	C	S	R			
0.45	1	2.5	1.05	5.4	1213	265	239

Hallando las resistencias al corte:

Para las placas en la dirección X-X se tienen 12.15 metros de placas, por tanto:

$$\phi V_c = \frac{0.85 \times 0.53 \times \sqrt{f'_c} \times b \times 0.8 \times l \text{ placas}}{1000}$$

Ecuación 2.1 Resistencia al corte de las placas debido al aporte del concreto

$$\phi V_c = \frac{0.85 \times 0.53 \times \sqrt{210} \times 25 \times 0.8 \times 1215}{1000} = 159 \text{ ton}$$

Considerando el área de acero mínimo de refuerzo horizontal en placas

$$As_{min} = 0.0025xbxh = 0.0025x25x100 = 6.25 \text{ cm}^2$$

Asumiendo una malla doble con acero de 3/8 de pulgada de diámetro cada 22.5 cm se obtiene 6.3 cm^2 , entonces:

$$\phi V_s = \frac{0.85 \times A_v \times f_y \times 0.8 \times l \text{ placas}}{s}$$

Ecuación 2.2 Resistencia al corte de las placas debido al aporte del acero

$$\phi V_s = \frac{0.85 \times 2 \times 0.71 \times 4200 \times 0.8 \times 1215}{1000 \times 22.5} = 219 \text{ ton}$$

Por tanto

$$\phi V_n = 159 + 219 = 378 \text{ ton}$$

Para las placas en la dirección Y-Y se tienen 9.25 metros de placas, por tanto:

$$\phi V_c = \frac{0.85 \times 0.53 \times \sqrt{210} \times 25 \times 0.8 \times 925}{1000} = 121 \text{ ton}$$

Asumiendo la misma cantidad de acero que en X-X se obtiene:

$$\phi V_s = \frac{0.85 \times 2 \times 0.71 \times 4200 \times 0.8 \times 925}{1000 \times 22.5} = 167 \text{ ton}$$

Por tanto

$$\phi V_n = 121 + 167 = 288 \text{ ton}$$

Se observa que la resistencia al corte de la longitud de placas asumida (378 ton en la dirección XX y 288 ton en la dirección YY) supera a la cortante última en la base asumida para ambas direcciones (239 ton), por lo cual, este pre dimensionamiento es suficiente. Es preciso mencionar que este método es bastante aproximado, ya que no considera el aporte de los demás elementos que aportan rigidez como columnas y vigas que forman pórticos.

2.8 Escaleras

Los tramos de escalera están determinados según la arquitectura con tres tramos y dos descansos por entepiso, estos se apoyan en las placas que rodean la escalera y en una viga chata dentro de una loza maciza. Debido a que la longitud libre máxima de la escalera es de 2.4 metros, se optó por una garganta de 15 cm.

2.9 Planos de estructuración

Finalmente, se obtienen los planos de estructuración con las dimensiones obtenidas durante este capítulo, estas serán corroboradas considerando los máximos permitidos por norma a partir del análisis sísmico estático y dinámico a realizarse.

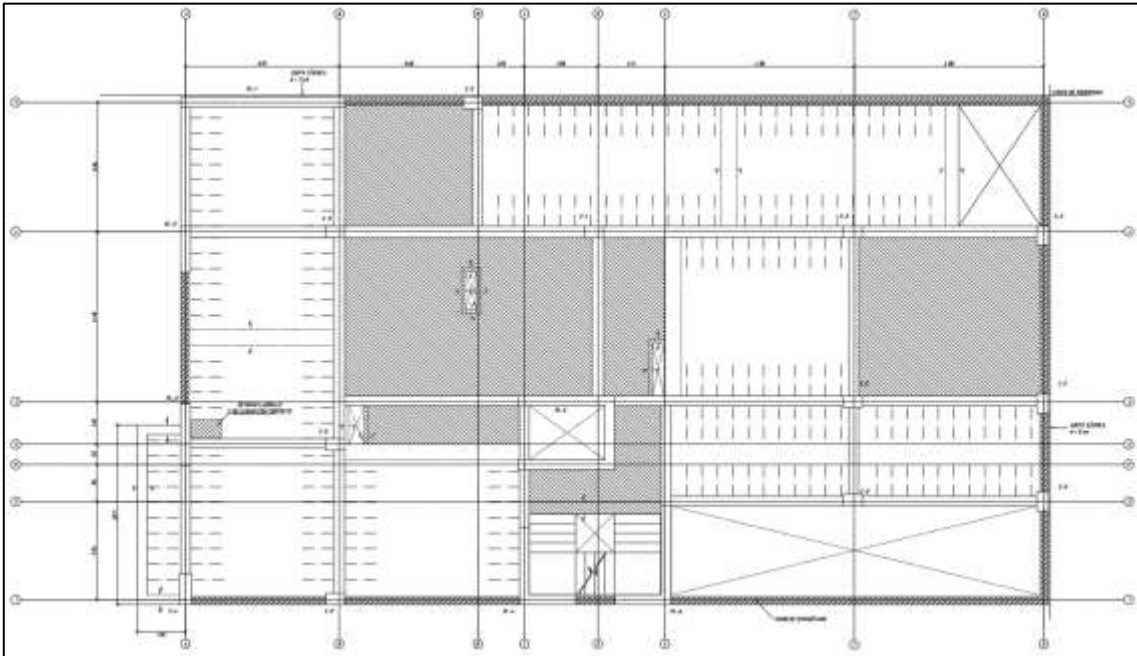


Figura 2.1 Estructuración de techo de semisótano

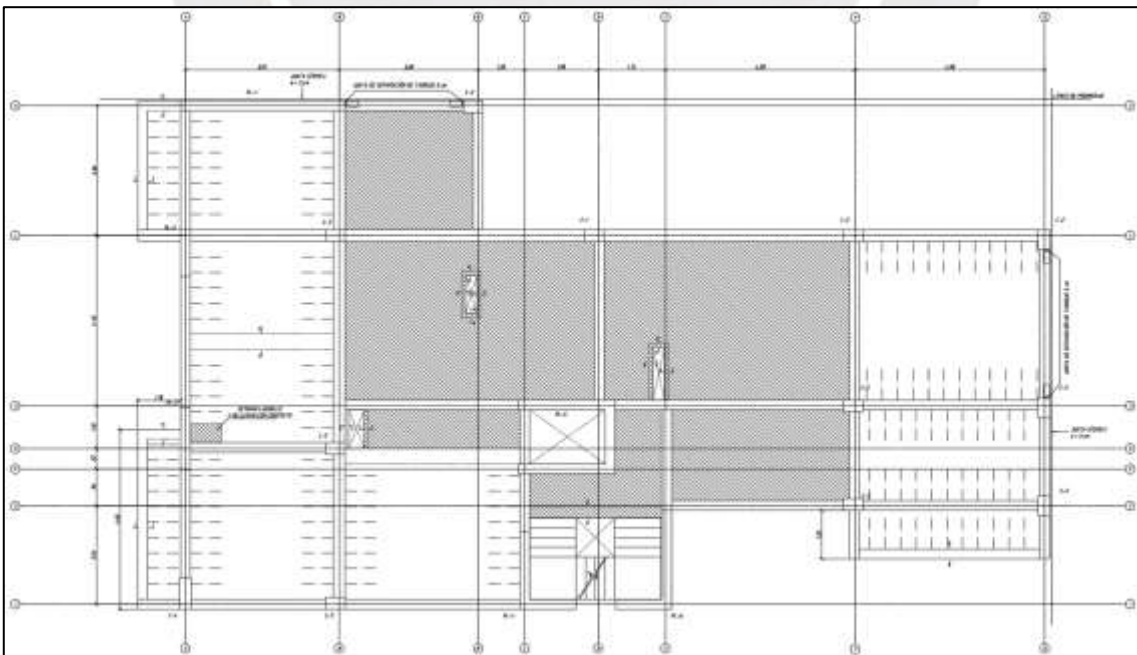


Figura 2.2 Estructuración de techo típico

3) CAPÍTULO 3: ANÁLISIS SÍSMICO

En el análisis sísmico se busca que el edificio cumpla con los requisitos exigidos por la Norma de Diseño Sismorresistente E. 030 del año 2018, para ello se buscará que la estructura cumpla con los parámetros de rigidez, ductilidad y resistencia de manera que se debe garantizar que el comportamiento de la estructura sea prácticamente elástico para sismos frecuentes. Asimismo, se acepta que para sismos raros la edificación se encuentre entre los niveles desempeño de resguardo de la vida hasta cerca al colapso, de manera que no superen la ductilidad estructural que instale en la estructura.

La edificación ha sido modelada utilizando el programa ETABS 2016 versión 16.2, de modo que se realizó un análisis estático y un análisis dinámico modal espectral. Para este último se realizaron un análisis en traslación pura, tanto en la dirección Y como en la dirección X, y un análisis considerando tres grados de libertad por piso. Así se pudo observar el efecto de la torsión en las derivas, los desplazamientos, los periodos y el porcentaje de masa participante en cada modo de vibración.

Para la construcción del modelo no se consideró discretización por elementos finitos (mesh) ni de las losas ni de las placas. En el caso de las losas, se asume que las losas no aportan a la rigidez global de la estructura; por tanto, no soportan momentos por sismo. Esta asunción se debe a que no se realizará el diseño de las losas bajo los criterios de ductilidad sismorresistente, solamente para cargas de gravedad. Se han modelado como elementos “membrane” o membrana en una dirección para las losas aligeradas y como “shell” o cáscara para las losas macizas). Asimismo, no se consideró necesario aplicar el “mesh” a los muros, porque se busca solamente determinar el aporte en la rigidez y las fuerzas de entrepiso, el diseño se realizará aparte de manera manual con el uso de hojas de cálculo.

Por otro lado, se han modelado las vigas y como elementos “frame” y se consideraron como brazos rígidos los nudos (uniones entre vigas y columnas).

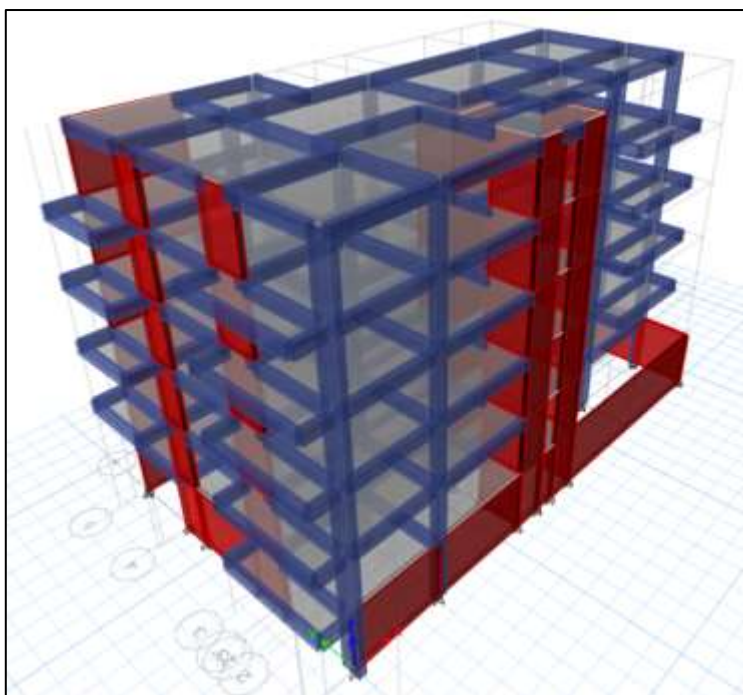


Figura 3.1 Modelo 3D de la edificación en el programa ETABS versión 2016

3.1 Parámetros sísmicos

3.1.1 Factor de zona “Z”

El valor del factor “Z” está dado como una fracción de la aceleración horizontal máxima en suelo rígido considerando una probabilidad de excedencia del 10 % en un periodo de exposición de 50 años (Muñoz, 2018). Dado que el edificio se encuentra ubicado en el distrito de Santiago de Surco en Lima se encuentra en zona 4, por lo que le corresponde un valor de “Z” igual a 0.45.

3.1.2 Factor de uso “U”

La edificación tendrá un uso de viviendas; por ello, se trata de un edificio de categoría C (edificaciones comunes), por lo que corresponde un valor de “U” igual a 1.

3.1.3 Factor de suelo “S”

De acuerdo al estudio de suelos efectuado en la zona, se determinó que el terreno es una grava arenosa natural (GP), por lo que corresponde a un perfil de suelo tipo S2. Con lo cual se tiene un factor de suelo “S” de 1.05, y valores de los periodos T_p igual a 0.6 segundos y T_l igual a 2 segundos.

3.1.4 Factor de amplificación sísmica “C”

Dadas las condiciones de sitio, se tiene el factor de amplificación sísmica “C” depende del periodo principal de la estructura “T” el cual se muestra en la Tabla 3.1:

Tabla 3.1 Factores de amplificación

Periodo “T” (s)	Factor de amplificación “C”
$T < 0.6$	2.5
$0.6 < T < 2$	$1.5/T$
$T > 2$	$3/T^2$

3.1.5 Coeficiente de reducción de fuerzas sísmicas “R”

Dado que el edificio es de concreto armado y que se asume que las placas soportarán más del 70% de la cortante basal en ambas direcciones, el edificio será de “Muros Estructurales” en ambas direcciones. Por tanto, el valor del coeficiente básico de reducción R_0 será igual a 6 en las direcciones X e Y. Posteriormente, se analizarán las irregularidades en planta y en altura y se aplicarán los factores I_p y I_a para obtener los coeficientes de reducción de fuerzas sísmicas R_{XX} y R_{YY} .

En síntesis, los parámetros sísmicos obtenidos se resumen en la Tabla 3.2 :

Tabla 3.2 Resumen de parámetros sísmicos en ambas direcciones

Parámetro sísmico	X-X	Y-Y
Z	0.45	0.45
U	1	1
S	1.05	1.05
R_0	6	6

Por último, utilizando una hoja de cálculo, se determinaron valores del factor de amplificación sísmica “C” para varios periodos y se aplicó la Ecuación 3.1 del artículo 29 de la Norma E. 030 para realizar la realizar el espectro inelástico de pseudo-aceleraciones versus el periodo. Este último se observa en la Figura 3.2 :

$$\frac{ZUCS}{R} \times g = Sa$$

Ecuación 3.1 Pseudo-aceleración de la Norma E. 030 (2018)

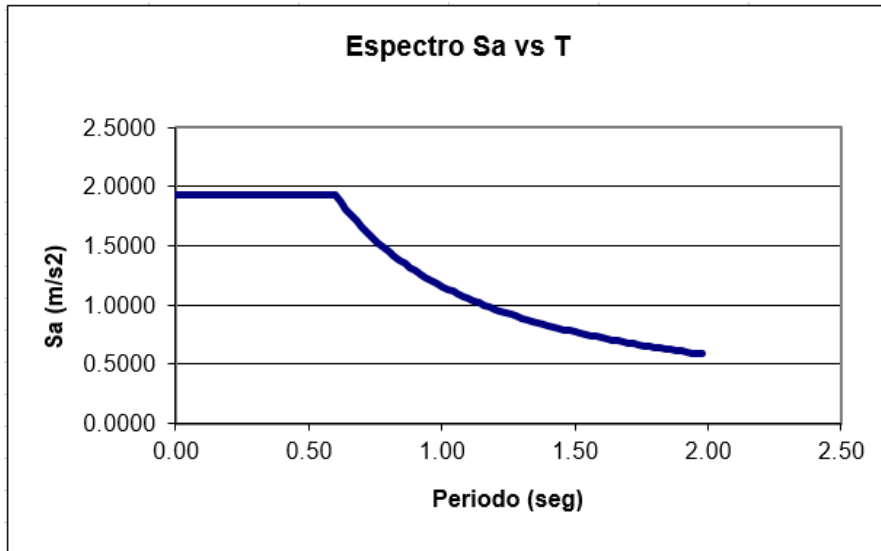


Figura 3.2 Espectro inelástico de pseudo-aceleraciones

Este espectro se utilizó en el programa ETABS para realizar el análisis dinámico modal espectral, posteriormente se actualizará de acuerdo a las irregularidades que se encuentren en la edificación.

3.2 Peso sísmico

El peso considerado en el análisis sísmico, de acuerdo a la Norma E. 030 para una edificación de categoría C, se calcula considerando el peso total de la carga muerta más el 25% de la carga viva, ya que la probabilidad de carga viva completa es muy remota.

Para determinar el peso sísmico de la edificación, se realizó un metrado por piso, en el cual se consideraron las losas y vigas por nivel más la mitad de la altura de los elementos verticales de los pisos adyacentes. Es preciso señalar que no se consideró el peso del semisótano como peso sísmico, ya que se encuentra 1.15 m metros del suelo y está rodeado de muros de semisótano que lo rigidizan.

Así se obtuvo la Tabla 3.3 con los pesos de la edificación por piso, la cual se muestra a continuación:

Tabla 3.3 Pesos sísmicos por piso

Piso	Peso (ton)	Área techada (m ²)	Peso (ton/m ²)
5	156.29	221.4	0.71
4	263.36	240.1	1.10
3	263.36	240.1	1.10
2	263.36	240.1	1.10
1	263.36	240.1	1.10
Total	1209.73	1181.8	1.02

Se observa que el último nivel está considerablemente por debajo de 1 ton/m^2 (lo estimado en edificios de viviendas y oficinas), esto se debe a que en este nivel se tienen casi en su totalidad losas aligeradas y a la sobrecarga reducida al tratarse de una azotea. Asimismo, los pisos típicos están por encima de 1 ton/m^2 , esto se debe al uso de losas macizas y la cantidad considerable de tabiquería presente en la arquitectura del proyecto.

3.3 Análisis de irregularidades en planta y en altura

La irregularidad estructural en una edificación provoca que la acción sísmica ocurra en la dirección más desfavorable. De esta forma, la distribución de fuerzas en la edificación es más difícil de estimar con respecto de una estructura regular y provoca que mientras mayor sea la irregularidad mayor será la incertidumbre de los métodos de análisis. Dado que la irregularidad estructural en un edificio es un parámetro que depende de muchos factores, se han adoptado en la Norma E. 030 factores de irregularidad estructural. Estos buscan considerar, de manera conservadora, el efecto de las irregularidades en el análisis.

Los valores del factor de irregularidad tanto en planta (I_p) e como en altura (I_a) han sido determinados en dos instancias. En la primera, se determinan las irregularidades de fácil verificación, las cuales solo dependen de la geometría y las masas de la edificación, asimismo se asumen el resto con factores de irregularidad igual a uno. Posteriormente, se realiza un análisis mediante el programa ETABS y corrigen los factores de irregularidad asumidos.

3.3.1 Irregularidades en altura

- **Irregularidad de Rigidez – Piso blando**

Esta irregularidad depende de la relación entre las rigideces de entrepiso y será evaluada después de realizar el análisis en el programa ETABS.

- **Irregularidad de Resistencia – Piso Débil**

Dado que los elementos resistentes son continuos e iguales a lo largo de todos los pisos, no se tiene irregularidad de resistencia.

- **Irregularidad de Masa o Peso**

De acuerdo con la Tabla 3.3 se observa que los pisos típicos superan a 1.5 veces el nivel cinco; sin embargo, este criterio no aplica para azoteas ni sótanos. Por tanto, no se tiene irregularidad de masa o peso.

- **Irregularidad de Geometría Vertical**

En la Figura 1.5 se observa que en el edificio las dimensiones de la planta que resiste las cargas laterales no son mayores a 1.3 veces a la dimensión correspondiente un piso adyacente. Por tanto, no existe irregularidad de geometría vertical.

- **Discontinuidad en los Sistemas resistentes**

Dado que los elementos verticales resistentes, columnas y muros de corte, son continuos a lo largo de toda la altura del edificio; por ello, no se tiene irregularidad de sistemas resistentes.

3.3.2 Irregularidades en planta

- **Irregularidad torsional**

Para determinar esta irregularidad es necesario conocer las derivas de entrepiso; por ello, esta verificará después realizar el análisis en el programa.

- **Esquinas entrantes**

En la Figura 1.3 se observa que tanto en la dirección X como en la dirección Y la esquina entrante posee dimensiones mayores al 20% de las dimensiones totales en planta respectiva. El cálculo se muestra a continuación:

$$\frac{\text{Dimensión en X de esquina entrante}}{\text{Dimensión total en X}} = \frac{14.65 \text{ m}}{22.5 \text{ m}} = 65.1\% > 20\%$$

$$\frac{\text{Dimensión en Y de esquina entrante}}{\text{Dimensión total en Y}} = \frac{5.88 \text{ m}}{13 \text{ m}} = 45.2\% > 20\%$$

Por ello, la edificación posee irregularidad de esquinas entrantes $I_p = 0.9$.

Si bien se tiene irregularidad por esquina entrante, no es tan importante como para no comportarse como un diafragma rígido. Además, la zona de cambio de dimensión se consideran losas macizas de 20 cm que rigidizan el diafragma.

- **Discontinuidad de diafragma**

La edificación posee ductos de ventilación y un ducto para el ascensor; sin embargo, ninguno de estos supera el 50 % del área bruta del diafragma. Por tanto, no se tiene irregularidad de discontinuidad de diafragma.

- **Sistemas no paralelos**

Tanto en las direcciones X e Y los elementos resistentes son paralelos entre sí. Por tanto, no existe irregularidad de sistemas no paralelos.

3.3.3 Verificación de las irregularidades

Considerando el factor de irregularidad en planta, se realizó el análisis sísmico en el programa ETABS 2016. Así se verificaron las irregularidades de rigidez y torsional, las cuales se muestran a continuación:

- **Verificación de irregularidad de rigidez**

De acuerdo con la norma E. 030, esta irregularidad se da cuando, en cualquiera de las direcciones de análisis en un entrepiso, la rigidez lateral es menor al 70% de la rigidez lateral del entrepiso inmediato superior o es menor que el 80% de la rigidez lateral promedio de los tres niveles superiores adyacentes. En ese sentido en la Tabla 3.4 y la Tabla 3.5 se muestran las rigideces obtenidas en las direcciones X-X e Y-Y respectivamente. Estas se hallaron al dividir la fuerza cortante de entrepiso entre el desplazamiento relativo de entrepiso del centro de masas.

Tabla 3.4 Verificación de irregularidad de rigidez en la dirección X-X

Piso	Fuerza cortante de entrepiso X-X (ton)	Desplazamiento relativo de entrepiso del CM X-X (mm)	Rigidez ton/mm
5	40.85	1.70	24.0
4	44.18	2.02	42.1
3	31.2	2.12	55.0
2	21.02	1.89	72.5
1	11.56	1.14	130.8
Semisótano	4.58	No aplica	No aplica

La condición de la norma se mantiene al largo de todos los niveles; por tanto, no existe irregularidad de rigidez o de piso blando en la dirección X-X.

Tabla 3.5 Verificación de irregularidad de rigidez en la dirección Y-Y

Piso	Fuerza cortante de entrepiso Y-Y (ton)	Desplazamiento relativo de entrepiso del CM Y-Y (mm)	Rigidez ton/mm
5	47.91	2.28	21.0
4	53.79	2.63	38.7
3	38.94	2.87	49.1
2	26.5	2.68	62.4
1	14.62	1.71	106.0
Semisótano	5.09	No aplica	No aplica

Aplicando el mismo procedimiento que el realizado para la dirección X-X se observa que no existe irregularidad de rigidez o de piso blando en Y-Y; por tanto, no existe esta irregularidad en el edificio.

- **Verificación de irregularidad torsional**

Según la norma E. 030 esta irregularidad se da cuando, en alguna de las direcciones de análisis, el máximo desplazamiento relativo de entrepiso es mayor que 1.3 veces el desplazamiento relativo promedio. Esto solo aplica si el desplazamiento relativo de entrepiso es mayor que el 50% del desplazamiento relativo permisible (0.007/2). En la Tabla 3.6 y la Tabla 3.7 se muestran las verificaciones de irregularidad torsional correspondientes a las direcciones X-X e Y-Y respectivamente. Se ha considerado, tal como indica la norma E. 030 que los pisos se comportan como diafragmas rígidos y una excentricidad accidental del 5%.

Tabla 3.6 Verificación de irregularidad torsional en X-X

Piso	Δ máx. inelástica	Δ máx. perm	¿ Δ máx. > 0.5 Δ perm?	Máximo desplazamiento (cm)	Desplazamiento promedio en los extremos (cm)	Ratio
5	0.0045	0.0035	SI	0.26	0.21	1.24
4	0.0049	0.0035	SI	0.28	0.22	1.27
3	0.0050	0.0035	SI	0.29	0.22	1.28
2	0.0044	0.0035	SI	0.25	0.195	1.28
1	0.0025	0.0035	NO	-	-	-

Tabla 3.7 Verificación de irregularidad torsional en Y-Y

Piso	Δ máx. inelástica	Δ máx. perm	¿ Δ máx. > 0.5 Δ perm?	Máximo desplazamiento (cm)	Desplazamiento promedio en los extremos (cm)	Ratio
5	0.0046	0.0035	SI	0.26	0.23	1.16
4	0.0051	0.0035	SI	0.28	0.24	1.14
3	0.0054	0.0035	SI	0.30	0.26	1.15
2	0.0051	0.0035	SI	0.28	0.24	1.16
1	0.0031	0.0035	NO	-	-	-

Se observa que en ambas direcciones el valor de la ratio (máximo desplazamiento entre desplazamiento promedio en los extremos) es menor a 1.3; por tanto, no existe irregularidad torsional en planta

3.3.4 Coeficiente de reducción de fuerzas sísmicas

Dado que se tiene solamente una irregularidad en planta por esquinas entrantes los factores de reducción son $I_a=1$ y $I_p=0.9$. Por tanto, el factor de reducción de fuerzas sísmicas R se calcula con la Ecuación 3.2 :

$$R = R_0 \times I_p \times I_a$$

Ecuación 3.2 Coeficiente de reducción de fuerzas sísmicas

En el modelo se determinaron la fuerza cortante total en la base, mediante un análisis dinámico modal espectral con combinación modal CQC, y la cortante que toman los muros estructurales para ambas direcciones y se obtuvo la Tabla 3.8:

Tabla 3.8 Porcentaje del cortante en el base tomado por los muros en cada dirección

Caso	V total	V muros	V muros / V total %
SD XX	149	134	90
SD YY	181	164	91

Dado que en ambos casos los porcentajes exceden el 70% se corroboró que el R_0 es igual a 6.

Por tanto, el factor de reducción de fuerzas sísmicas R será

$$R = 6 \times 0.9 \times 1 = 5.4$$

3.4 Centro de masa y centro de rigidez

Se observa que los valores de la ratio en la verificación de irregularidad torsional son cercanos a 1.3, esto implica que la torsión es importante en el edificio. Esto se debe a que la distribución de las placas no es simétrica en planta; por tanto, la separación entre las coordenadas del centro de masa y del centro de rigidez es considerable. En ese sentido, en la Tabla 3.9 , la

Piso	Centro de Masas		Centro de rigidez		Excentricidad	
	XCCM (m)	YCCM (m)	XCR (m)	YCR (m)	e_x (m)	e_y (m)
1	8.14	5.19	9.74	7.00	-1.60	-1.81
2	8.14	5.19	9.63	7.45	-1.49	-2.26
3	8.14	5.19	9.44	7.47	-1.30	-2.27
4	8.16	5.19	9.21	7.29	-1.05	-2.10
5	8.41	5.34	8.99	6.94	-0.58	-1.60
			Promedio		-1.20	-2.01

Tabla 3.10 y la Tabla 3.11 se muestran las coordenadas del centro de masas y el centro de rigidez de la estructura sin considerar excentricidad accidental, considerando una excentricidad accidental de -5% y considerando una excentricidad accidental de +5% respectivamente. Así se ha realizado la estructuración inicial considerando el más desfavorable de estos casos, tal como indica la norma E. 030.

Tabla 3.9 Centros de masa y rigidez sin considerar excentricidad accidental

Piso	Centro de Masas		Centro de rigidez		Excentricidad	
	XCCM (m)	YCCM (m)	XCR (m)	YCR (m)	e_x (m)	e_y (m)
1	8.14	5.19	9.74	7.00	-1.60	-1.81
2	8.14	5.19	9.63	7.45	-1.49	-2.26
3	8.14	5.19	9.44	7.47	-1.30	-2.27
4	8.16	5.19	9.21	7.29	-1.05	-2.10
5	8.41	5.34	8.99	6.94	-0.58	-1.60
Promedio					-1.20	-2.01

Tabla 3.10 Centros de masa y rigidez considerando excentricidad accidental de -5% en ambas direcciones

Piso	Centro de Masas		Centro de rigidez		Excentricidad	
	XCCM (m)	YCCM (m)	XCR (m)	YCR (m)	e_x (m)	e_y (m)
1	9.35	5.83	9.74	7.00	-0.39	-1.17
2	9.35	5.83	9.63	7.45	-0.27	-1.62
3	9.35	5.83	9.44	7.47	-0.09	-1.64
4	9.38	5.82	9.21	7.29	0.17	-1.47
5	9.52	5.98	8.99	6.94	0.53	-0.96
Promedio					-0.01	-1.37

Tabla 3.11 Centros de masa y rigidez considerando excentricidad accidental de +5% en ambas direcciones

Piso	Centro de Masas		Centro de rigidez		Excentricidad	
	XCCM (m)	YCCM (m)	XCR (m)	YCR (m)	e_x (m)	e_y (m)
1	10.57	6.46	9.74	7.00	0.83	-0.54
2	10.57	6.47	9.63	7.45	0.94	-0.99
3	10.57	6.47	9.44	7.47	1.13	-1.00
4	10.59	6.46	9.21	7.29	1.38	-0.83
5	10.63	6.61	8.99	6.94	1.64	-0.32
Promedio					1.18	-0.74

Se observa que cuando no se considera excentricidad accidental las excentricidades disminuyen, esto es porque el centro de masa se acerca al centro de rigidez; sin embargo, cuando se consideran excentricidades accidentales de +5% y -5% las excentricidades aumentan como se esperaba. Dado que el más crítico de los casos es el de -5% de excentricidad se ha considerado este para la estructuración.

3.5 Modos de vibración

El análisis dinámico modal espectral se realizó considerando 3 grados de libertad por piso (3GDL). Asimismo, el efecto de la torsión es considerable en el edificio; por ello, en la Tabla 3.12 , la Tabla 3.13 y la Tabla 3.14 se comparan los análisis considerando 3 GDL con los análisis en traslación pura en ambas direcciones.

Tabla 3.12 Resultados del análisis modal en considerando 3 GDL

Modo	Periodo (segundos)	% Masa participante XX	% Masa participante acumulada XX	% Masa participante YY	% Masa participante acumulada YY
1	0.443	27.37	27.37	20.33	20.33
2	0.374	16.13	43.5	44.75	65.08
3	0.311	18.21	61.7	0.43	65.51
4	0.111	3.96	65.66	7.04	72.55
5	0.093	4.69	70.35	9.01	81.56
6	0.073	8.94	79.29	0.22	81.77
7	0.05	1.1	80.39	4.14	85.92
8	0.043	1.77	82.16	3.13	89.05
9	0.034	4.88	87.04	0.02	89.06
10	0.031	0.43	87.47	3.65	92.71
11	0.027	0.9	88.38	1.19	93.91
12	0.022	0.23	88.6	2.5	96.4
13	0.022	4.1	92.7	0.33	96.74
14	0.021	0.02	92.72	0.00	96.74
15	0.02	0.13	92.86	0.19	96.93
16	0.018	0.14	92.99	1.56	98.49
17	0.017	4.04	97.04	0.02	98.51
18	0.015	1.34	98.38	0.5	99.02

Tabla 3.13 Resultados del análisis modal en X-X en traslación pura

Modo	Periodo (segundos)	% Masa participante XX	% Masa participante acumulada XX
1	0.372	61.89	61.89
2	0.084	17.64	79.53
3	0.037	7.48	87.01
4	0.023	4.96	91.97
5	0.018	3.90	95.87
6	0.015	3.24	99.11
7	0.011	0.00	99.11
8	0.01	0.00	99.11
9	0.009	0.73	99.84
10	0.006	0.16	100.00
11	0.003	0.00	100.00
12	0.003	0.00	100.00
13	0.002	0.00	100.00
14	0.002	0.00	100.00
15	0.005	0.00	100.00
16	0.003	0.00	100.00
17	0.003	0.00	100.00
18	0.002	0.00	100.00

Se observa que el periodo en la dirección X varía considerablemente 0.44 segundos con 3GDL a 0.37 segundos en traslación pura. Asimismo, la masa participante varía de 27.4 % a 61.9 %, lo cual implica que el efecto de la torsión es importante y determinante para el periodo de la edificación en esa dirección.

Tabla 3.14 Resultados del análisis modal en Y-Y en traslación pura

Modo	Periodo (segundos)	% Masa participante YY	% Masa participante acumulada YY
1	0.388	64.96	64.96
2	0.098	16.01	80.97
3	0.046	7.10	88.08
4	0.029	5.20	93.27
5	0.021	3.92	97.19
6	0.021	0.34	97.53
7	0.018	2.36	99.89
8	0.011	0.08	99.97
9	0.009	0.03	100.00
10	0.008	0.00	100.00
11	0.007	0.00	100.00
12	0.003	0.00	100.00
13	0.003	0.00	100.00
14	0.002	0.00	100.00
15	0.002	0.00	100.00
16	0.005	0.00	100.00
17	0.003	0.00	100.00
18	0.003	0.00	100.00

Por otro lado, se observa que en la dirección Y, el periodo varía de 0.37 segundos (en el modo 2, el cual es el más importante) considerando 3 GDL a 0.39 segundos considerando traslación pura, además las masas participantes varían de 44.8 % a 64.96 %. Esto implica que efecto de la torsión es también importante en esta dirección.

Por último, con estos resultados, se corrobora los altos valores de la ratio obtenidos durante el análisis de irregularidad torsional en planta y los valores de excentricidad en ambas direcciones entre el centro de rigidez y el centro de masa.

3.6 Cortante basal dinámico y estático

3.6.1 Cortante basal del análisis dinámico

Del programa ETABS se obtuvieron los valores de fuerza cortante acumulados para ambas direcciones, los cuales se muestran a continuación en la Tabla 3.15:

Tabla 3.15 Fuerzas cortantes acumuladas por piso a partir del análisis dinámico en dos direcciones

Piso	Cortante acumulada en X-X (ton)	Cortante acumulada en Y-Y (ton)
5	40	47
4	83	100
3	113	139
2	133	165
1	144	180
Semisótano	148	185

Por tanto, ya que no se toma en cuenta al semisótano, la cortante basal dinámica en la dirección X-X es 144 toneladas y en la dirección Y-Y es 180 toneladas.

3.6.2 Cortante basal del análisis estático

La fuerza cortante en la base mediante análisis estático se determinará de acuerdo al artículo 28 de la norma E. 030. Para ello se considerarán los periodos principales obtenidos del análisis modal en traslación pura obtenidos en la Tabla 3.13 y la Tabla 3.14. Asimismo, se considerará el peso por piso de la Tabla 3.3.

- Cortante basal en la dirección X-X

$$T_{xx} = 0.362 s < T_p = 0.6 \Rightarrow C = 2.5$$

$$\frac{C}{R} = \frac{2.5}{5.4} = 0.46 > 0.11 \text{ si cumple}$$

$$V_{basal} = \frac{ZUCS}{R} \times P = \frac{0.45 \times 1 \times 2.5 \times 1.05}{5.4} \times 1213 = 265 \text{ ton}$$

El valor de k, dado que el periodo es menor a 0.5 segundos, es igual a 1. Se obtiene la Tabla 3.16 en la cual se muestra la distribución de fuerzas de entrepiso en la dirección X-X.

Tabla 3.16 Distribución de la fuerza sísmica estática para cada entrepiso en la dirección X-X

Piso	hi (m)	Pi (ton)	Pi.hi ^k (ton.m ²)	α i	Fi (ton)
5	14.75	156.3	2305.3	0.2122	56
4	12.1	263.4	3186.7	0.2933	78
3	9.45	263.4	2488.8	0.2291	61
2	6.8	263.4	1790.9	0.1648	44
1	4.15	263.4	1092.9	0.1006	27
		1209.7	10864.5	1	265

- Cortante basal en la dirección Y-Y

$$T_{YY} = 0.393 \text{ s} < T_p = 0.6 \Rightarrow C = 2.5$$

$$\frac{C}{R} = \frac{2.5}{5.4} = 0.46 > 0.11 \text{ si cumple}$$

$$V_{basal} = \frac{ZUCS}{R} \times P = \frac{0.45 \times 1 \times 2.5 \times 1.05}{5.4} \times 1213 = 265 \text{ ton}$$

El valor de k, dado que el periodo es menor a 0.5 segundos, es igual a 1. Se obtiene la Tabla 3.17 en la cual se muestra la distribución de fuerzas de entrepiso en la dirección Y-Y.

Tabla 3.17 Distribución de la fuerza sísmica estática para cada entrepiso en la dirección Y-Y

Piso	hi (m)	Pi (ton)	Pi.hi ^k (ton.m ²)	α i	Fi (ton)
5	14.75	156.3	2305.3	0.2122	56
4	12.1	263.4	3186.7	0.2933	78
3	9.45	263.4	2488.8	0.2291	61
2	6.8	263.4	1790.9	0.1648	44
1	4.15	263.4	1092.9	0.1006	27
		1209.7	10864.5	1	265

3.7 Amplificación de fuerzas sísmicas

La norma E. 030 exige una fuerza cortante mínima, la cual es igual al 90% de la fuerza cortante del primer entrepiso en estructuras irregulares y al 80% en estructuras regulares. Por ello, se escalará proporcionalmente la fuerza cortante de manera que se cumpla con los mínimos señalados. Esto no afecta a las derivas ni desplazamientos, solamente a las fuerzas y momentos con las que se efectuará el diseño. A continuación, se muestran los factores de escala para cada dirección:

Tabla 3.18 Factores de amplificación en cada dirección

Dirección	V estática (ton)	V dinámica (ton)	90% V estática (ton)	f
X-X	265	144	238	1.66
Y-Y	265	180	238	1.32

3.8 Control de derivas de entrepiso

La norma E. 030 establece que para estructuras irregulares las derivas de entrepiso se obtienen al multiplicar por 0.85 R los resultados obtenidos del análisis lineal elásticos. En este caso, el valor a multiplicar es $0.85 \times 5.4 = 4.59$. Asimismo, las máximas derivas de entrepiso en estructuras de concreto armado es 0.007. Los resultados se muestran a continuación:

Tabla 3.19 Derivas máximas inelásticas en la dirección X-X

Piso	Punto en el modelo	Deriva máxima elástica (0/00)	Deriva máxima inelástica (0/00)
5	26	0.991	4.55
4	56	1.071	4.92
3	56	1.086	4.98
2	56	0.953	4.37
1	56	0.544	2.50

Tabla 3.20 Derivas máximas inelásticas en la dirección Y-Y

Piso	Punto en el modelo	Deriva máxima elástica (0/00)	Deriva máxima inelástica (0/00)
5	40	1.012	4.65
4	60	1.111	5.10
3	60	1.186	5.44
2	60	1.104	5.07
1	60	0.683	3.13

La deriva máxima se da en la dirección X se dan en el punto 56 del tercer nivel del modelo, el cual se encuentra en la parte inferior media de la planta. Por otro lado, la máxima deriva en Y se da en el punto 60 del tercer nivel del modelo que se encuentra en la parte inferior izquierda de la planta.

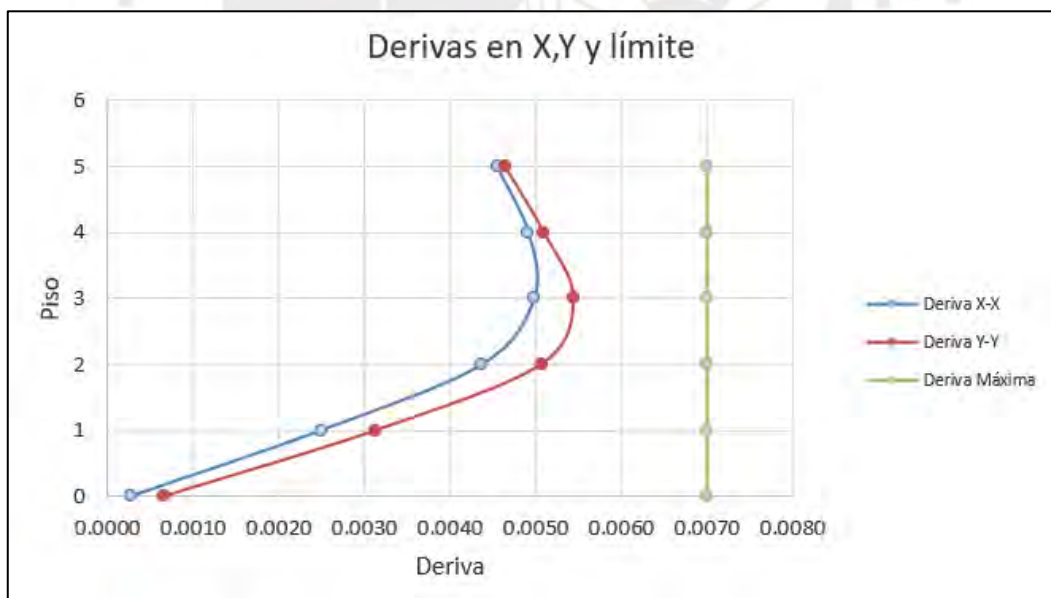


Figura 3.3 Derivas en cada dirección comparadas con el máximo exigido por la norma

En la Figura 3.3 se observa que las derivas inelásticas no superan la deriva máxima permisible; por tanto, el edificio cumple con lo exigido por la norma E. 030.

3.9 Desplazamientos máximos y junta sísmica

La junta sísmica tiene como principal objetivo evitar el choque de la edificación con estructuras vecinas. En ese sentido, la norma exige que los edificios estén separados una distancia mínima s . Esta debe ser mayor que $s=0.006h$ ni menor a 3 cm. En la Tabla 3.21 y la Tabla 3.22 se muestra el cálculo de junta necesaria (considerando que la edificación vecina también deja la junta reglamentaria) en ambas direcciones.

$$s = 0.006 \times 14.75 = 8.85 \text{ cm} \Rightarrow \frac{s}{2} = 4.43 \text{ cm}$$

Tabla 3.21 Junta necesaria en la dirección X-X

Piso	Desplazamiento calculado (cm)	Altura del edificio (m)	2/3 Desplazamiento calculado (cm)	Junta necesaria (s/2) (cm)
5	5.69	14.75	3.80	4.43

Tabla 3.22 Junta necesaria en la dirección Y-Y

Piso	Desplazamiento calculado (cm)	Altura del edificio (m)	2/3 Desplazamiento calculado (cm)	Junta necesaria (s/2) (cm)
5	6.10	14.75	4.07	4.43

Por tanto, la junta necesaria en ambas direcciones en términos prácticos se redondea a 5 cm.

4) CAPÍTULO 4: DISEÑO DE LOSAS ALIGERADAS Y MACIZAS

4.1 Diseño de losas aligeradas

4.1.1 Modelos y análisis estructural para cargas de gravedad

Los techos del semisótano y del piso típico están conformados por losas aligeradas en la zona de los dormitorios y otros ambientes que no requieren el paso de instalaciones sanitarias importantes. Las losas aligeradas son convencionales de 20 centímetros de espesor; es decir, que las viguetas están espaciadas 40 cm y poseen una sección en forma de T, en la cual el ala tiene un espesor de 5 centímetros y un alma de 10 centímetros de espesor y se rellena el resto de la losa con ladrillo de techo de bajo peso.

Se considerará que las viguetas están simplemente apoyadas sobre las vigas y muros de semisótano (de 20 cm) y se considerará apoyos empotrados cuando se tenga la longitud de anclaje suficiente para desarrollar la adherencia. Por ello, se considerarán empotradas las viguetas perpendiculares a las losas macizas.

4.1.2 Procedimientos de diseño

Dado que las losas aligeradas no toman los esfuerzos de sismo, están se diseñan por cargas de gravedad de acuerdo a la norma E. 060. Para ello, se realizará un metrado de cargas y se aplicarán los factores de amplificación correspondientes. Luego, se realizará un modelo idealizado para realizar el análisis estructural. A continuación, se realizará el diseño en concreto armado de acuerdo a la norma. Por último, se verificará el comportamiento de la losa en condiciones de servicio; es decir, agrietamiento y deflexiones.

4.1.3 Ejemplos de diseño

En la Figura 4.1 se muestran las viguetas de las cuales se detallará en proceso de diseño. Las tres viguetas se encuentran en el techo del semisótano.

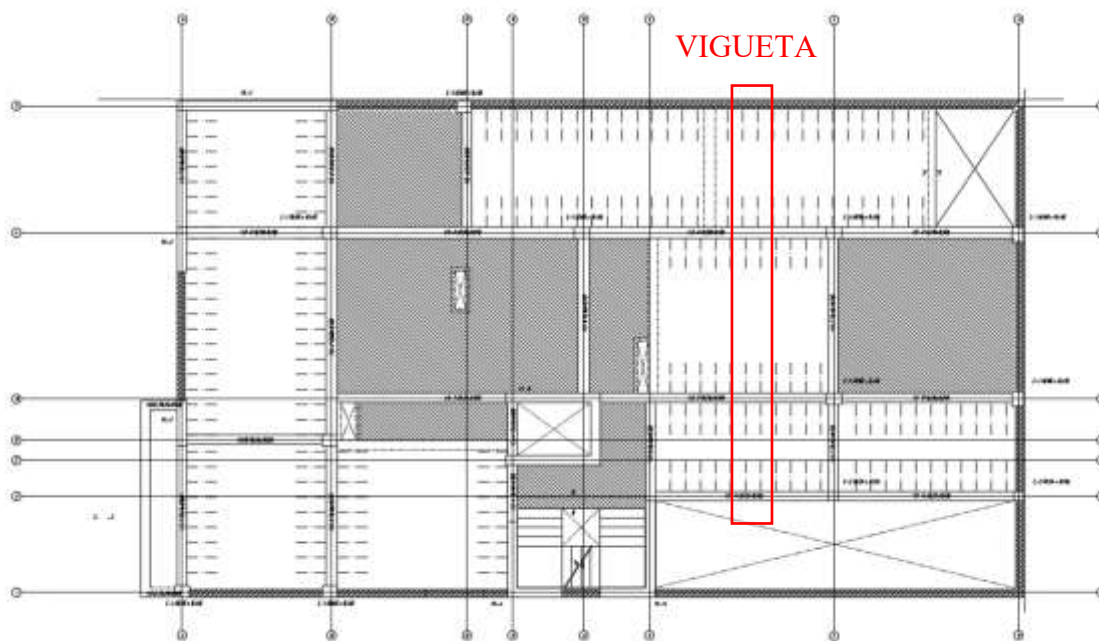


Figura 4.1 Ubicación en planta de las viguetas a diseñar

4.1.3.1 Metrado de cargas

En el metrado, se consideraron como cargas muertas el peso propio, el piso terminado y los tabiques de ladrillo pandereta perpendiculares a las viguetas de 15 cm de espesor. Por otro lado, la carga viva considerada es una sobrecarga de vivienda de 200 kg/m^2 .

Tabla 4.1 Cargas de gravedad a considerar en vigueta

	CM	CV
Peso propio	300 kg/m ²	-
Piso terminado	100 kg/m ²	-
Tabiquería	202.5 kg/m ²	-
Sobrecarga	-	200 kg/m ²

Por tanto, considerando un ancho tributario de vigueta igual a 40 cm se tiene lo siguiente

$$w_{CMservicio} = 0.4 \times 300 + 0.4 \times 100 = 160 \frac{kg}{m}$$

$$P_{CMservicio} = 2.45 \times 0.4 \times 202.5 = 198.5 \text{ kg}$$

$$w_{CVservicio} = 0.4 \times 200 = 80 \frac{kg}{m}$$

$$w_s = 160 + 80 = 240 \frac{kg}{m}$$

Amplificando las cargas se obtienen las cargas últimas

$$w_u = 1.4 \times w_{CM} + 1.7 \times w_{CV} = 360 \frac{kg}{m}$$

$$P_u = 1.4 \times P_{CM} = 278 \text{ kg}$$

Asimismo, el valor de w_u/w_s es igual a 1.5 lo cual se encuentra dentro del rango de valores esperados para el metrado en edificios comunes.

4.1.3.2 Análisis estructural

Mediante las cargas calculadas, se realizó un modelamiento estructural a ejes como se muestra en la Figura 4.2

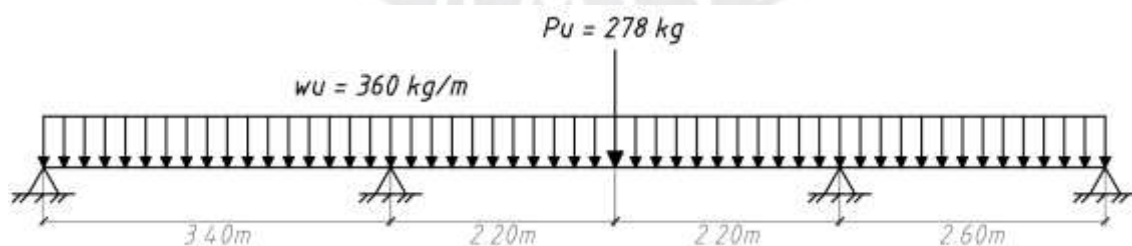


Figura 4.2 Modelo estructural a ejes de la vigueta

Debido a que el aligerado es continuo y de tres tramos, se realizó alternancia de sobrecarga para determinar los máximos positivos y negativos en cada tramo de la vigueta. Asimismo, en la Figura 4.3, la Figura 4.4, la Figura 4.5 y la Figura 4.6 se observan los DMF y DFC obtenidos a la cara sin considerar alternancia y considerando alternancia.

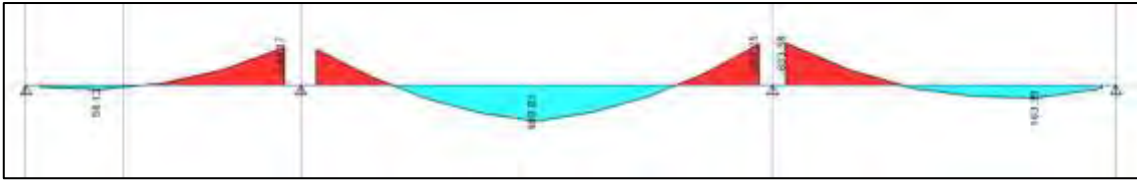


Figura 4.3 DMF sin considerar alternancia de sobrecarga en en kg.m

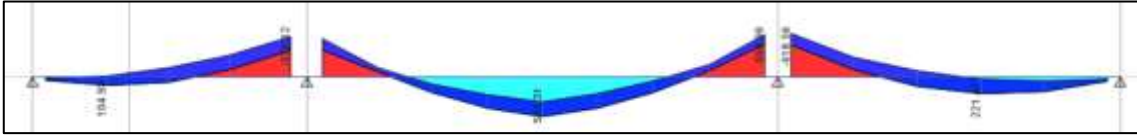


Figura 4.4 DMF considerando alternancia de sobrecarga en kg.m

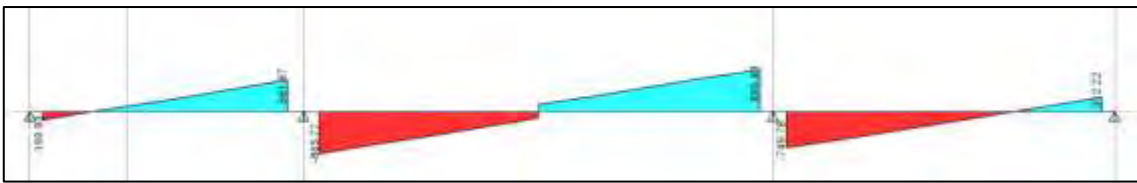


Figura 4.5 DFC sin considerar alternancia de sobrecarga en kg

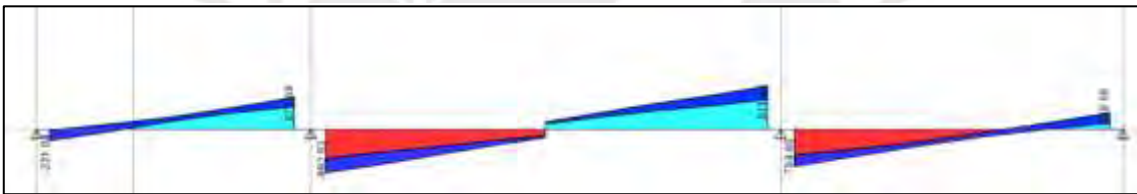


Figura 4.6 DFC considerando alternancia de sobrecarga en kg

Se observa que; por ejemplo, el momento máximo positivo considerando alternancia (546 kg.m) y el momento máximo positivo sin considerando alternancia (500 kg.m) varían en aproximadamente un 9% y en el caso del máximo momento negativo se observa una variación del 3 % (de 618 kg.m a 600 kg.m). Asimismo, el máximo valor de cortante varía en un 1.7 % (de 911 kg a 896 kg).

4.1.3.3 Diseño por flexión

Acero mínimo y máximo

Dado a que en todas las losas se tienen viguetas T de 20 cm de peralte, se pueden determinar el acero mínimo positivo y negativo de la sección, estos se muestran a continuación:

Tabla 4.2 Valores a considerar para la sección de la vigueta

Peralte h (cm)	20
Peralte efectivo d (cm)	17
Ancho de la sección en compresión b (cm)	40 para flexión positiva y 10 para flexión negativa

Para el cálculo del área de acero mínimo en flexión positiva la norma E. 060 permite considerar un factor igual 1.5 veces el momento de agrietamiento M_{cr} , así se obtiene el acero mínimo para momento positivo

$$As_{min}^+ = \frac{0.7 \times \sqrt{210} \times 10 \times 17}{4200} = 0.41 \text{ cm}^2$$

Para el cálculo del área de acero mínimo en flexión negativa se realizó la siguiente tabla en la cual se considera como factor de seguridad 1.2 veces el momento de agrietamiento M_{cr} , así se obtiene la siguiente tabla:

Tabla 4.3 Cálculo del acero mínimo negativo

Ig (cm4)	Mcr (ton.m)	a min (cm)	As min ⁻ (cm ²)
11800	0.504	2.38	1.01

Sin embargo, en algunos casos el área de acero mínimo negativo puede resultar alto, por ello, la norma E. 060 permite limitar el acero mínimo como 1.33 veces el acero de cálculo.

El acero máximo se calcula considerando el 75 % del área de acero que produce la falla balanceada, el valor de la altura del neutro balanceado se calcula (para valores de $\epsilon_c=0.003$, $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$ y $E_s=2 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2$) como

$$a_b = 0.85 \times 0.588 \times d = 8.5 \text{ cm}$$

En el caso de la flexión positiva, se observa que el valor de a_b está por encima del ancho del ala (5 cm); por ello, el área de acero máximo será

$$As_{max}^+ = 0.75 \times \frac{(0.85 \times 210 \times (5 \times 40 + (8.5 - 5) \times 10))}{4200} = 7.49 \text{ cm}^2$$

En el caso de la flexión negativa, el valor de a_b es menor a 15 cm; por tanto, el valor del acero máximo será

$$As_{max}^- = 0.75 \times \frac{(0.85 \times 210 \times 8.5 \times 10)}{4200} = 2.71 \text{ cm}^2$$

Dado que estos valores son relativamente altos, no se tienen generalmente problemas de acero máximo en viguetas si es que se han pre dimensionado correctamente.

Diseño por flexión de la vigueta 1

Utilizando los valores de f'_c y f_y mencionados en la página 6, el valor de factor de reducción (ϕ) la Tabla 1.2 y las dimensiones de la Tabla 4.2 se realizó el diseño de la vigueta 1, el cual se muestran a continuación en las siguientes tablas:

Tabla 4.4 Diseño por flexión de la vigueta 1

Mu (ton.m)	b (cm)	a (cm)	As cálculo (cm ²)	As min (cm ²)	φ instalado	As instalado (cm ²)	Exceso (%)
0.10	40	0.09	0.16	0.41	1φ3/8"	0.71	73
-0.58	10	2.28	0.97	1.01	1φ1/2"	1.29	28
0.55	40	0.51	0.87	0.41	2φ3/8"	1.42	63
-0.62	10	2.45	1.04	1.01	1φ1/2"	1.29	24
0.22	40	0.20	0.34	0.41	1φ3/8"	0.71	73

Se verificaron los cortes de fierro como la longitud del punto teórico de corte más el mayor valor entre d , $12 d_b$ y $l_n/16$; sin embargo, para uniformizar el corte de fierro y de manera conservadora se utilizarán los valores mostrados en la Figura 4.7. Asimismo, se considera que en las viguetas que presenten inversión de momento se correrá el fierro superior en esa zona (Ottazzi, 2016).

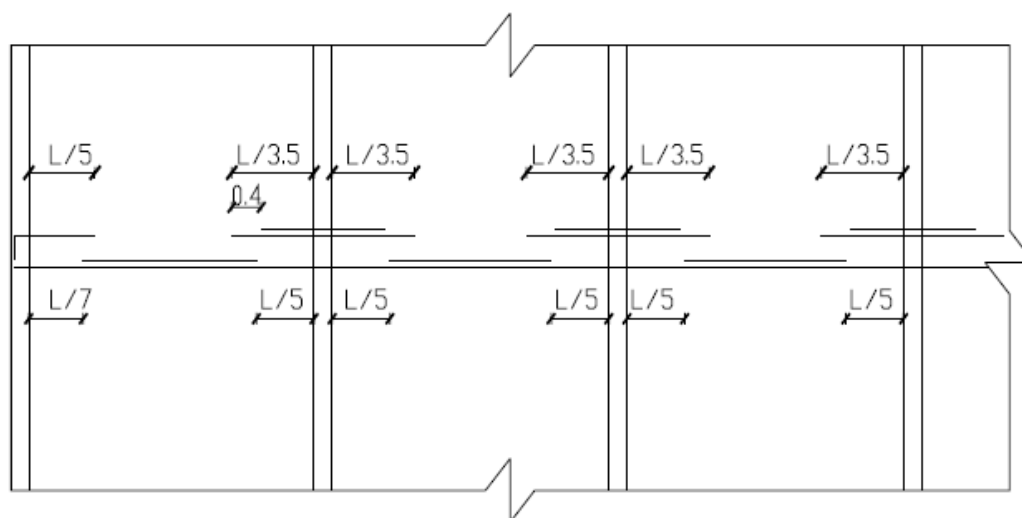


Figura 4.7 Cortes de fierro en aligerados

4.1.3.4 Diseño por cortante

En el diseño por cortante se calculan las fuerzas cortante últimas a “ d ” de la cara, estas deben menores que la resistencia a cortante del concreto solo (no se acostumbra utilizar estribos en las viguetas); es decir, $V_u \leq \phi V_c$.

El aporte de la resistencia a corte del concreto está dado por la siguiente expresión:

$$\phi V_c = \phi_{\text{corte}} \times 0.53 \times \sqrt{f'_c} \times b_w \times d$$

Ecuación 4.1 Resistencia a cortante del concreto en vigas

Asimismo, la norma E. 060 permite para techos aligerados y losas nervadas se tenga un incremento del 10 % en V_c .

Así, con los valores de la Tabla 1.2 y las dimensiones de la Tabla 4.2 se tiene que la resistencia a cortante es

$$\phi V_c = \frac{1.1 \times 0.85 \times 0.53 \times \sqrt{210} \times 10 \times 17}{1000} = 1.22 \text{ ton}$$

Diseño por cortante de la vigueta 1

Los cortantes a “d” de la cara (V_{ud}) se obtienen (debido a que varía linealmente) mediante la siguiente expresión:

$$V_{ud} = V_u - w_u \times d$$

Ecuación 4.2 Cortante a “d” de la cara

Estos se comparan con la resistencia a corte del concreto y se determina si se requiere o no ensanche.

Tabla 4.5 Diseño por cortante en la vigueta 1

V_u (ton)	V_{u d} (ton)	φV_c (ton)	¿Ensanche?
0.23	0.17	1.22	NO
0.67	0.61	1.22	NO
0.89	0.83	1.22	NO
0.91	0.85	1.22	NO
0.75	0.69	1.22	NO
0.36	0.30	1.22	NO

Como se observa en ningún caso se requiere ensanche; es decir, las viguetas resisten las fuerzas cortantes últimas.

4.1.3.5 Control de fisuración

Este se realizará en el segundo tramo de la vigueta 1, la cual posee la mayor luz libre igual a 4.40 metros. La norma E. 060 no controla directamente el ancho de las grietas, sino se realiza un control de manera indirecta a través el parámetro “Z” donde $Z_{\text{max}} = 26000 \text{ kg/cm}$ (estimado para una predicción de ancho de grieta máxima de 0.34 mm). (Ottazzi, 2016)

En ese sentido, el parámetro Z se determina mediante la siguiente ecuación

$$Z = fs \times \sqrt[3]{dc \times Act}$$

Ecuación 4.3 Parámetro Z (kg/cm)

Donde

$$fs = \frac{Ms}{0.9 \times d \times As}$$

Ecuación 4.4 Esfuerzo de tracción bajo cargas de servicio

dc: es la distancia entre la fibra extrema en tracción y el centroide del acero más cercano a esta (Ottazzi, 2016).

Act: es el área efectiva del concreto en tracción que rodea al acero de refuerzo en tracción y que tiene el mismo centroide que el acero de refuerzo (Ottazzi, 2016).

Asimismo, se obtuvieron los momentos en servicio para las condiciones de servicio los cuales se observan a continuación:

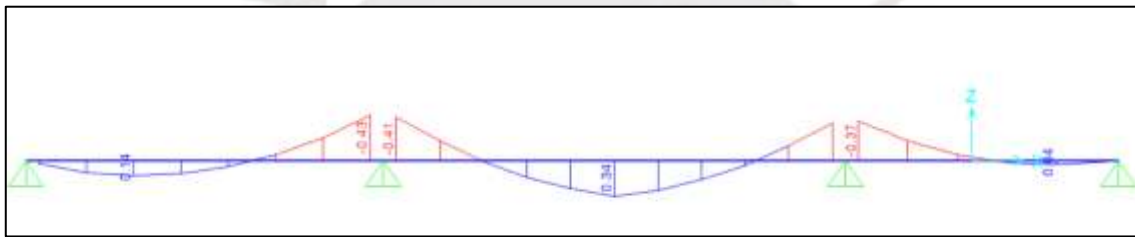


Figura 4.8 Momentos de servicio en ton.m

Así se obtuvo la siguiente tabla donde se calcularon los valores de Z en las correspondientes secciones de momento positivo y negativo

Tabla 4.6 Control de fisuración en el segundo tramo de la vigueta 1

Sección	As (cm ²)	dc (cm)	d (cm)	N barras	Act (cm ²)	Ms (ton.m)	fs (kg/cm ²)	Z (kg/cm)
Izq.Sup	1.29	3.14	17	1	250.8	0.41	2094	19327
Centro	1.42	2.98	17	2	29.8	0.34	1563	6966
Der.Sup	1.29	3.14	17	1	250.8	0.36	1839	16970

Tal como se muestra en la Tabla 4.6 ninguno de los valores de “Z” excede a 26000 kg/cm; por tanto, se concluye que la cantidad y la distribución del acero en flexión son adecuadas para que no se produzcan fisuras excesivas.

4.1.3.6 Control de deflexiones

El control de deflexiones se realizará en el mismo tramo que el control de la fisuración (tramo 2 de la vigueta 1), dado que es el de mayor luz libre (L=4.40 m). A continuación, en la Tabla 4.7 se comparan los momentos de servicio con los momentos de agrietamiento.

Tabla 4.7 Comparación de momentos de servicio y momentos de agrietamiento en cada sección

Sección	Mm (ton.m)	Mm (Pm) (ton.m)	Mv (ton.m)	Ms (ton.m)	Mcr (ton.m)
Izq.Sup	0.21	0.08	0.12	0.41	0.504
Centro	0.13	0.14	0.07	0.34	0.259
Der.Sup	0.19	0.07	0.10	0.36	0.504

Se observa que los momentos de servicio superan a los momentos de agrietamiento, por tanto, en la norma E. 060 se indica que la inercia efectiva (I_{ef}) a tomar en cuenta está dada, para tramos interiores de vigas continuas, por la siguiente ecuación:

$$I_{ef} = \frac{I^-_{cri} + I^-_{crd} + 2I^+_{cr}}{4}$$

Ecuación 4.5 Cálculo de inercia efectiva para tramo interior de viga continua (Ottazzi, 2016).

A continuación, se determina la deflexión inmediata debido a la carga muerta. Dado que es un tramo interior, se puede considerar la siguiente ecuación para hallar la deflexión inmediata bajo cargas repartidas

$$\Delta i = \frac{5 L^2}{48 E c I_{ef}} (M^+_{cl} - 0.1(M_i + M_d))$$

Ecuación 4.6 Cálculo de deflexión inmediata para cargas repartidas (Ottazzi, 2016).

Donde

$$M^+_{cl} = \frac{w l^2}{8} - \frac{1}{2} (M_i + M_d)$$

Asimismo, debido que se tiene una carga puntual ($P_m = 0.198$ ton) debido a un tabique, se puede determinar la deflexión inmediata para una viga doblemente empotrada mediante la siguiente expresión:

$$\Delta i = \frac{P L^3}{192 E I_{ef}}$$

Así, considerando los momentos por carga muerta en las tres secciones, carga muerta repartida ($w_{cm} = 0.16$ ton/m), carga viva repartida (0.08 ton/m) y carga muerta puntual en centro ($P_{cm} = 0.198$ ton) se obtienen las siguientes deflexiones inmediatas:

Debido a carga muerta repartida

$$I_{ef} = \frac{2121 + 2121 + 2(2921)}{4} = 2521 \text{ cm}^4$$

$$M^+_{cl} = \frac{0.16 (4.40)^2}{8} - \frac{1}{2}(0.21 + 0.19) = 0.19 \text{ ton.m}$$

$$\Delta i = \frac{5 (4.40)^2}{48 \times 217000 \times 2521} (0.19 - 0.1(0.21 + 0.19)) \times 10^9 = 0.54 \text{ cm}$$

$$\Delta i \text{ CM (w repartida)} = 0.54 \text{ cm}$$

Debido a carga viva repartida

$$\Delta i \text{ CV} = 0.54 \frac{(0.08)}{0.16} = 0.27 \text{ cm}$$

Debido a la carga puntual (Pm = 0.198 ton)

$$\Delta i \text{ CM (P puntual)} = \frac{0.198 \times (4.4)^3 \times 10^9}{192 \times 217000 \times 2521} = 0.16 \text{ cm}$$

Deflexión por carga muerta total

$$\Delta i \text{ CM (w repartida)} + \Delta i \text{ CM (P puntual)} = 0.70 \text{ cm}$$

Seguidamente, se obtienen las deflexiones diferidas mediante la siguiente expresión

$$\text{Deflexión diferida} = \lambda (\text{Deflexión inmediata})$$

Donde

$$\lambda = \frac{\zeta}{1 + 50\rho'}$$

ρ' : Es la cuantía del acero en compresión

ζ : Es un parámetro que se puede considerar igual a 2 para más de 5 años de duración de carga (Ottazzi, 2016).

En este caso, para la sección de deflexión positiva, no existe acero en compresión.

Por tanto, la deflexión diferida (considerando el 30 % de la carga viva que actuará permanentemente sobre el elemento) es igual a

$$\text{Deflexión diferida} = 2 (0.70 + 0.30 \times 0.27) = 1.57 \text{ cm}$$

Debido a que se trata de un piso que carga elementos no estructurales susceptible a ser dañado (tabiques), la deflexión considerada es igual a la suma de la deflexión diferida debida a todas

cargas permanentes más la deflexión inmediata debido a la carga viva debe ser menor que $(L/480)$

$$(1.54 + 0.27) = 1.84 \text{ cm} > \frac{L}{480} = \frac{440}{480} = 0.92 \text{ cm (No cumple)}$$

Se observa que el valor de deflexión total es mayor al máximo permitido por la norma, por tanto, se deben tomar medidas adecuadas para prevenir daños en los elementos susceptibles a daños. Una medida adecuada es considerar una contra flecha de 1 cm en el centro de la vigueta. Asimismo, debido a que la deflexión diferida actúa a lo largo del tiempo mediante el flujo plástico (creep) y la retracción, se puede evaluar colocar acero en compresión (acero superior) en el centro del paño para controlar la deflexión.

Por último, se muestra en planta el refuerzo de los aligerados diseñados

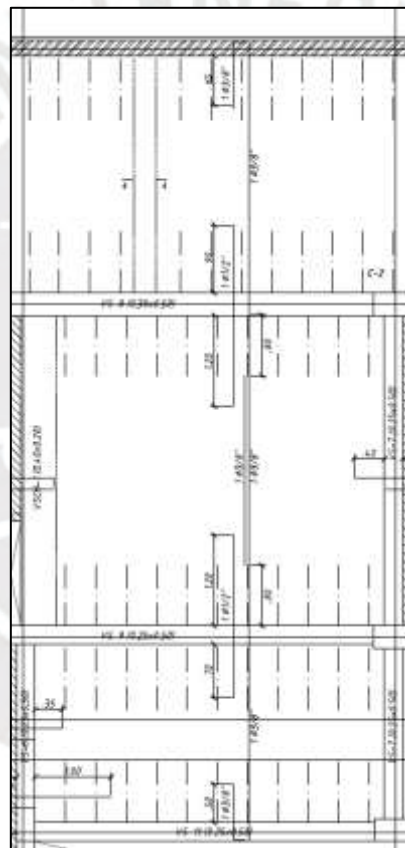


Figura 4.9 Disposición de acero de refuerzo en el techo aligerado de la vigüeta 1

4.2 Diseño de losas macizas

4.2.1 Modelo y análisis estructural para cargas de gravedad

Las losas macizas a diseñar se muestran en la Figura 4.10. Dado que en la losa maciza 1 se tiene una relación de lados $(6.4/4.1=1.56)$ menor a dos trabaja en las dos direcciones. Por otro

lado, la losa maciza 2 tiene una relación de lados ($4.1/1.55=2.65$) mayor a dos, por lo que trabaja solo en la dirección más corta.

Las losas macizas tienen un espesor de 20 cm y se considerarán como empotrados los lados que colinden con otra losa maciza y los lados que colinden con viguetas perpendiculares. Asimismo, se considerarán como apoyados los lados que colinden con vigas chatas, aligerados cuyas viguetas sean paralelos al lado y placas.

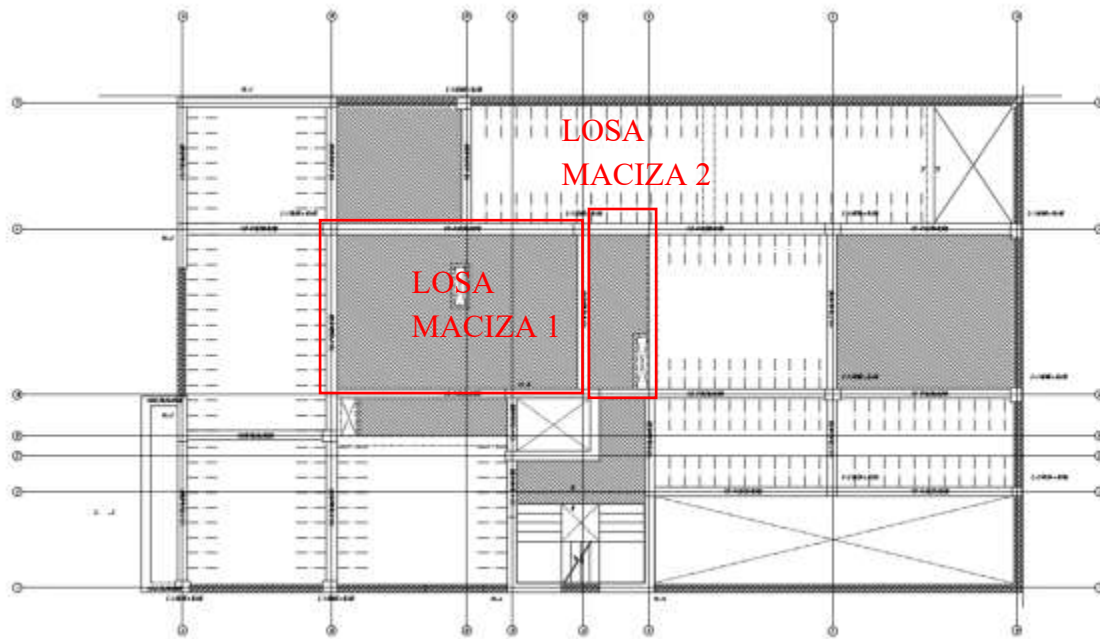


Figura 4.10 Ubicación en planta de las losas macizas a diseñar

4.2.2 Procedimientos de diseño

Se realizará un metrado de cargas de gravedad para determinar las cargas últimas aplicadas sobre las losas, además se considerarán los tabiques como una carga distribuida en el área. Para el análisis estructural en la losa maciza 1 se realizará un modelo utilizando elementos finitos en el programa ETABS y para la losa maciza 2 se analizará como una viga con 1 metro de ancho.

4.2.3 Ejemplos de diseño

4.2.3.1 Metrado de cargas

Losa maciza 1

En la losa maciza 1 se tiene el siguiente metrado de cargas:

Tabla 4.8 Cargas de gravedad a considerar en losa maciza 1

	CM	CV
Peso propio	0.48 ton/m ²	-
Piso terminado	0.10 ton/m ²	-
Tabiquería	0.16 ton/m ²	-
Sobrecarga	-	0.2 ton/m ²

Amplificando las cargas obtiene la carga distribuida última en la losa maciza la cual se muestra continuación:

$$w_u = 0.74 \times 1.4 + 0.2 \times 1.7 = 1.38 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2}$$

Losa maciza 2

En la losa maciza 2 se tiene el siguiente metrado de cargas:

Tabla 4.9 Cargas de gravedad considerados en losa maciza 2

	CM	CV
Peso propio	0.48 kg/m ²	-
Piso terminado	0.1 kg/m ²	-
Tabiquería	0.14 kg/m ²	-
Sobrecarga	-	0.2 kg/m ²

Por tanto, considerando un ancho tributario igual a 1 m se tiene lo siguiente

$$w_{CM\text{servicio}} = 1 \times 0.48 + 1 \times 0.1 + 1 \times 0.14 = 0.72 \frac{\text{ton}}{\text{m}}$$

$$w_{CV\text{servicio}} = 1 \times 0.2 = 0.2 \frac{\text{ton}}{\text{m}}$$

$$w_s = 0.92 \frac{\text{kg}}{\text{m}}$$

Amplificando las cargas se obtienen las cargas últimas

$$w_u = 1.4 \times w_{CM} + 1.7 \times w_{CV} = 1.35 \frac{\text{ton}}{\text{m}}$$

Asimismo, el valor de w_u/w_s es igual a 1.47 lo cual se encuentra dentro del rango de valores esperados para el metrado en edificios comunes.

4.2.3.2 Análisis estructural

Losa maciza 1

El modelo de la losa maciza se idealizó a ejes como se observa a continuación:

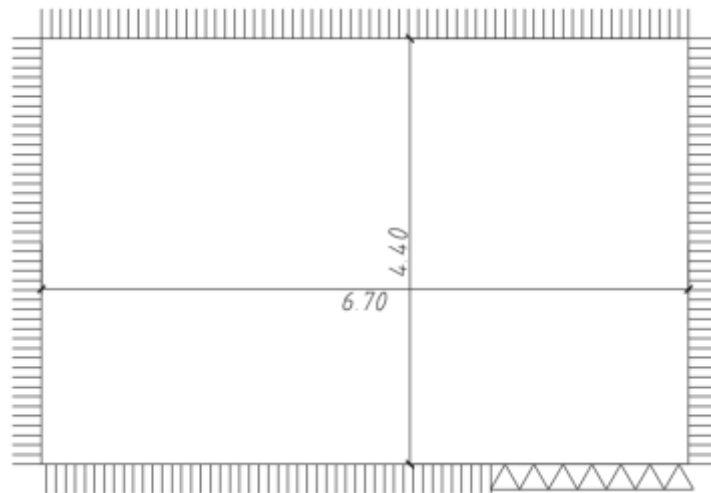


Figura 4.11 Modelo (lado empotrado) a ejes de la losa maciza 1

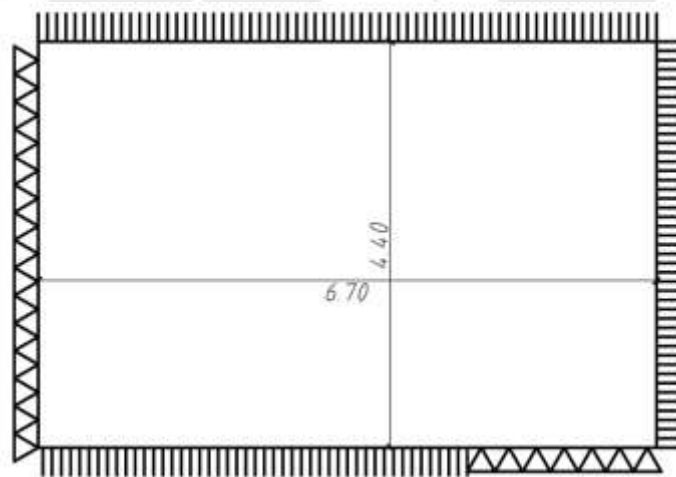


Figura 4.12 Modelo (lado empotrado) a ejes de la losa maciza 1

Como se observa, se han definido como empotrados los lados adyacentes a losas macizas y a losas aligeradas con viguetas perpendiculares al lado. Sin embargo, se puede considerar que en la intersección de la losa aligerada y la losa maciza no se rigidiza lo suficiente debido al ladrillo. En ese sentido, se considera alternativamente como apoyado en ese lado para obtener el máximo momento en el centro.

El elemento con el lado empotrado se dividió en cuadrados de 0.1 por 0.1 en el programa ETABS, a continuación, se observa el modelo de la losa maciza.

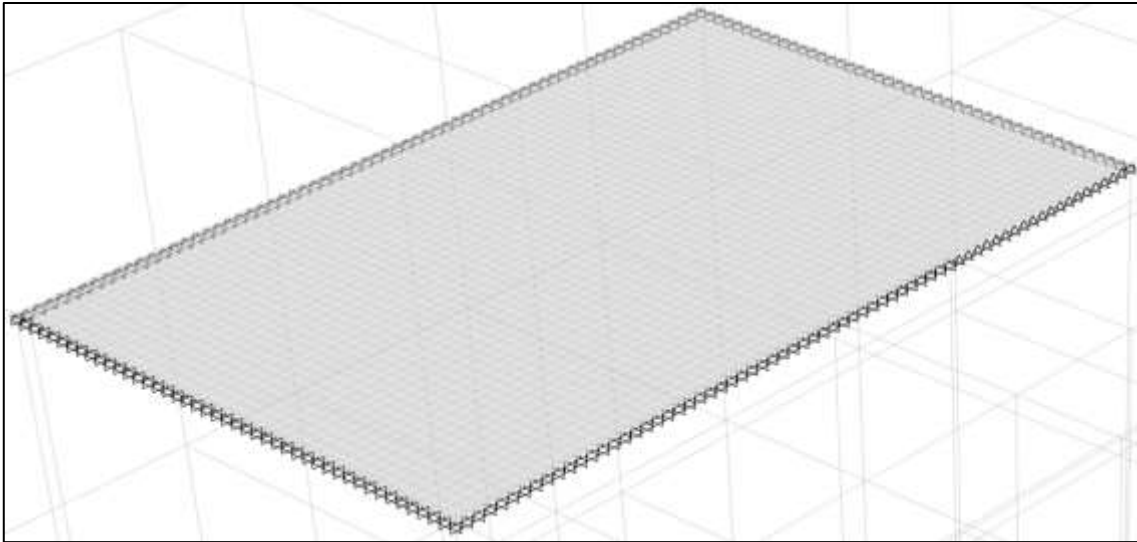


Figura 4.13 Modelo en elementos finitos de la losa maciza en el programa ETABS

Asimismo, el elemento se dividió en cuadrados de 0.5 por 0.5 en el programa SAP2000, a continuación, se observa el modelo de la losa maciza.

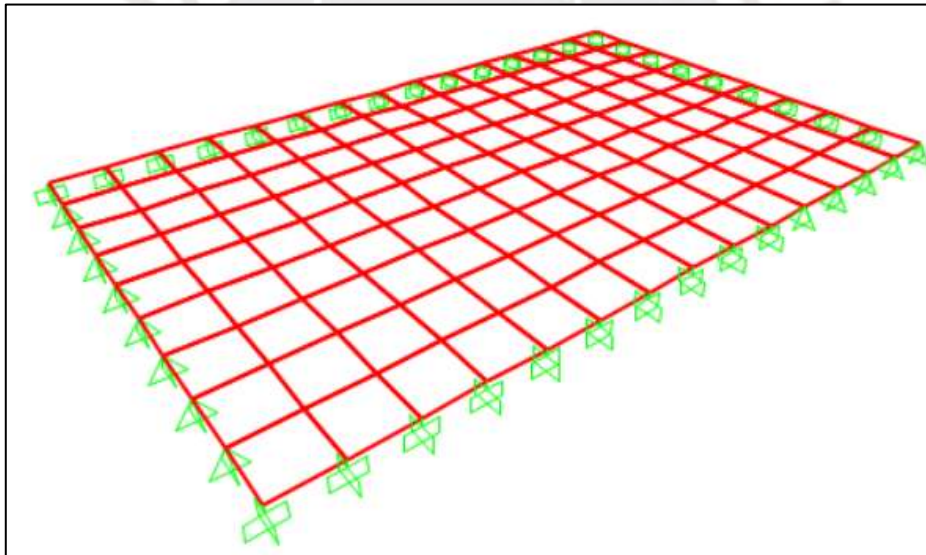


Figura 4.14 Modelo en elementos finitos de la losa maciza en el programa SAP2000

Así, se obtuvo la distribución de momentos flectores y de fuerzas cortantes en la losa, tanto en la dirección X como en la dirección Y, estos se muestran a continuación:

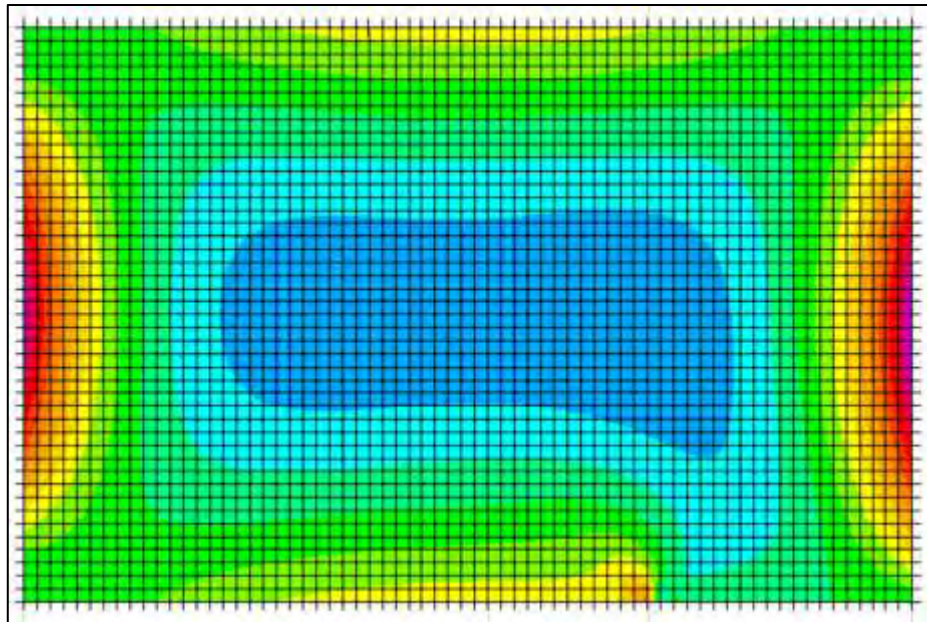


Figura 4.15 DMF (lado empotrado) en la dirección X de la losa maciza 1

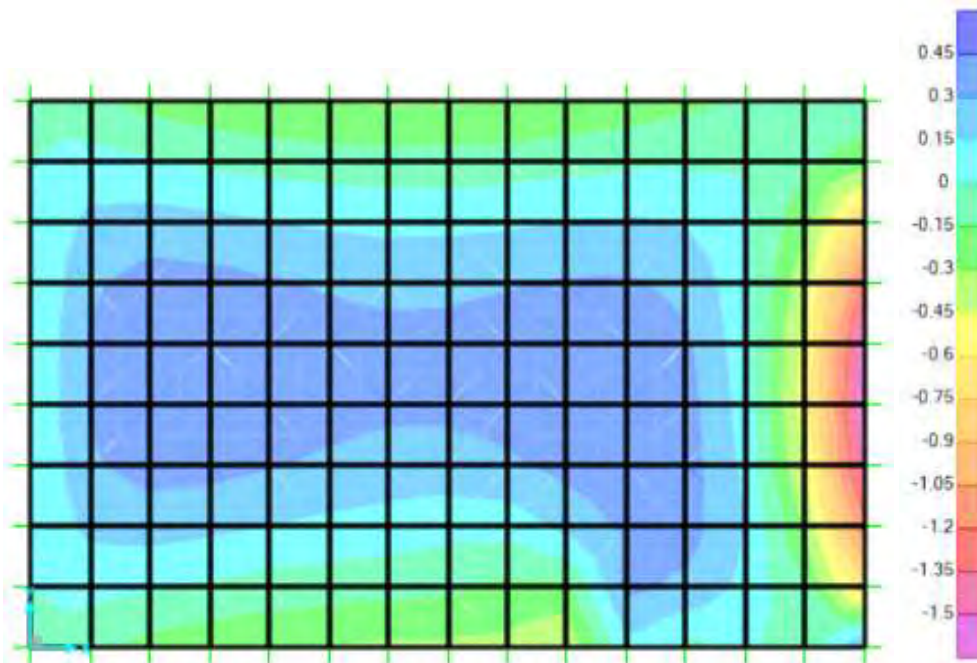


Figura 4.16 DMF (lado apoyado) en la dirección X de la losa maciza 1

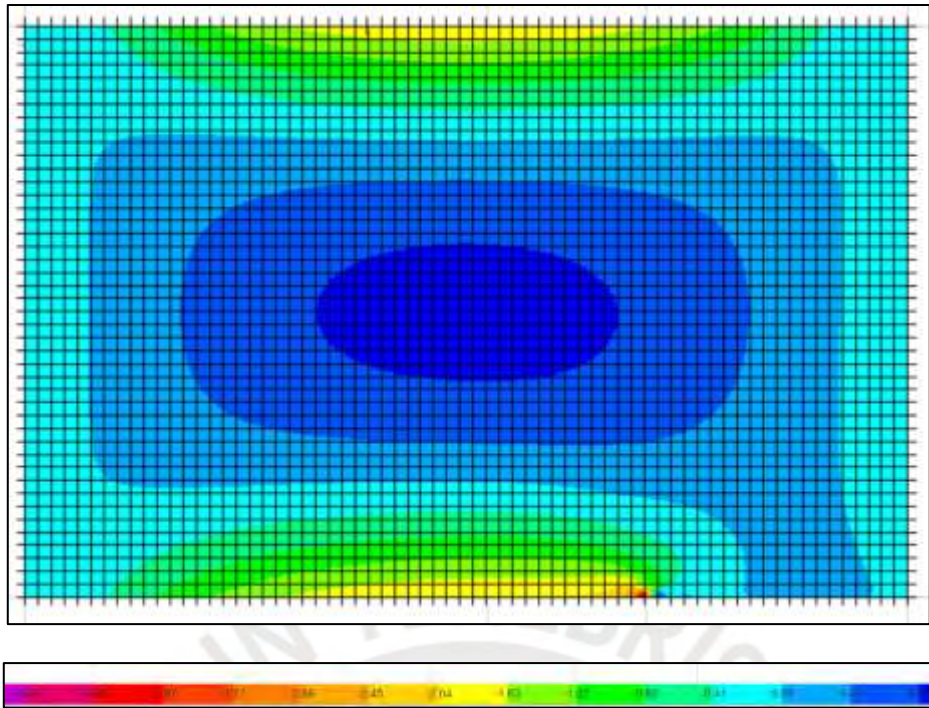


Figura 4.17 DMF (lado empotrado) en la dirección Y de la losa maciza 1

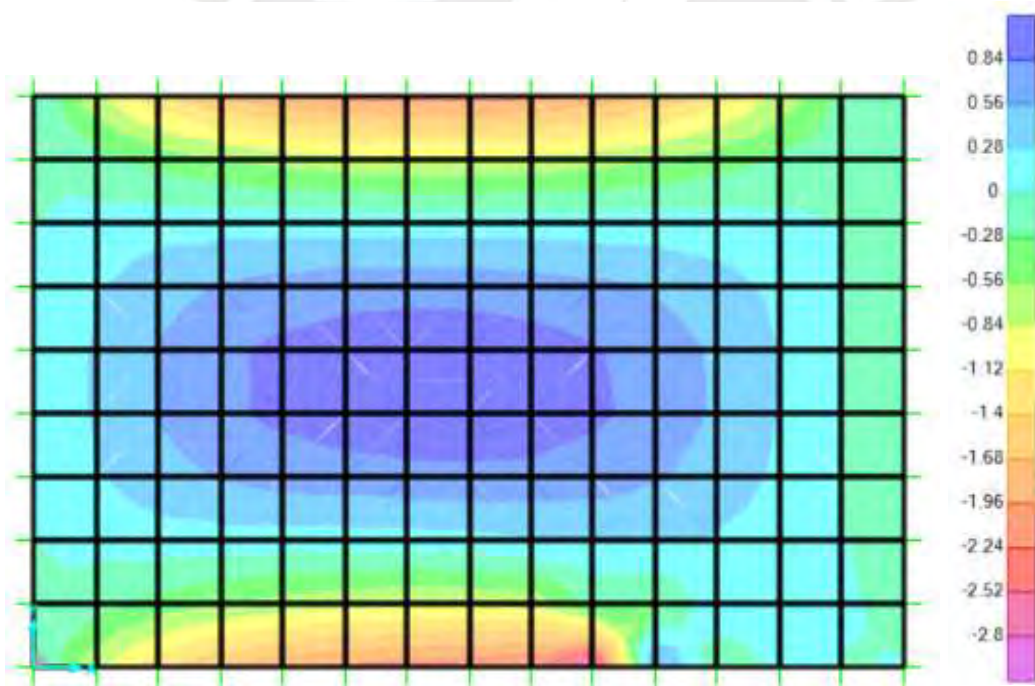


Figura 4.18 DMF (lado apoyado) en la dirección Y de la losa maciza 1

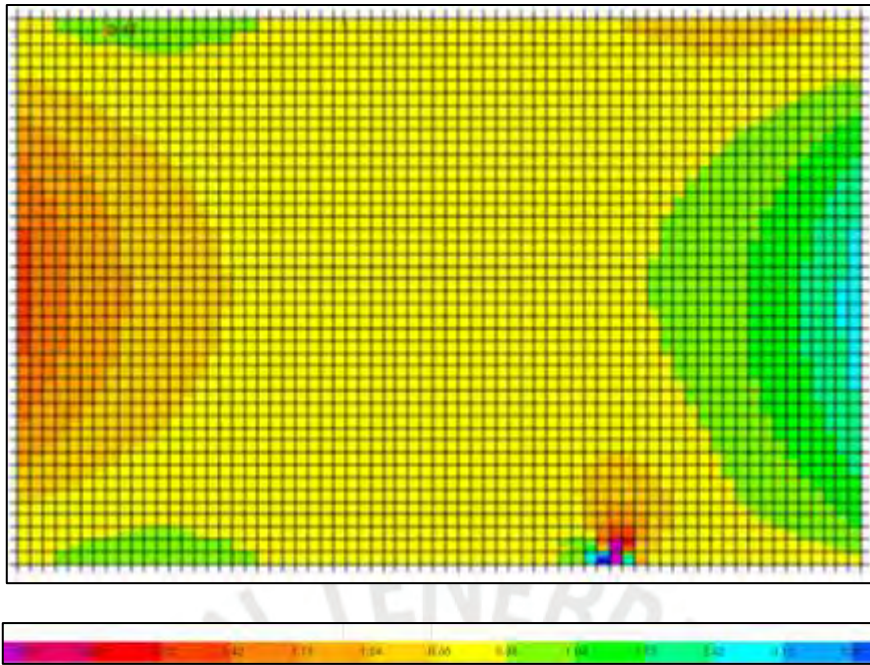


Figura 4.19 DFC (lado empotrado) en la dirección X de la losa maciza 1

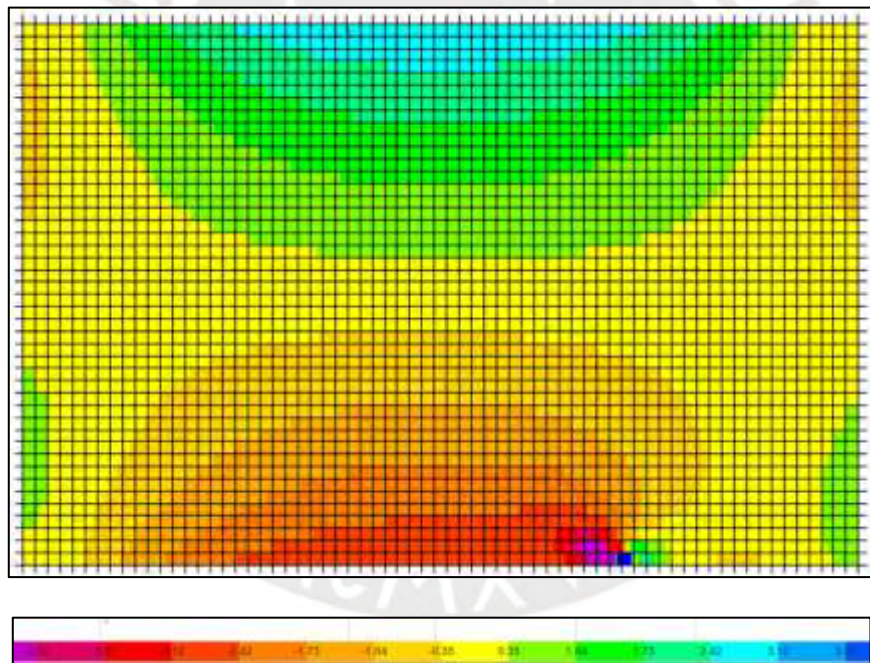
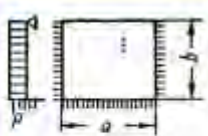


Figura 4.20 DFC (lado empotrado) en la dirección Y de la losa maciza 1

Esto se puede corroborar utilizando las tablas de Kalmanok 16 y 17 del libro de Análisis Estructural 2 del ingeniero Muñoz.

Tabla 16. — Placa rectangular, fibrenente apoyada en un sólo lado y empotrada en los tres restantes, solicitada por una carga uniformemente distribuida.



	w_{cp}	M_x^+	M_x^-	M_y^+	M_y^-	R_{23}	R_{45}	R_b
0.30	0.00254	-0.0830	-0.0563	0.0409	0.0028	0.254	0.100	0.823
0.55	0.00249	-0.0820	-0.0564	0.0398	0.0041	0.254	0.100	0.736
0.60	0.00242	-0.0813	-0.0566	0.0385	0.0059	0.255	0.099	0.657
0.65	0.00233	-0.0796	-0.0569	0.0370	0.0075	0.257	0.099	0.591
0.70	0.00224	-0.0774	-0.0572	0.0352	0.0091	0.259	0.100	0.535
0.75	0.00215	-0.0748	-0.0571	0.0333	0.0107	0.260	0.100	0.487
0.80	0.00205	-0.0720	-0.0568	0.0313	0.0123	0.261	0.101	0.445
0.85	0.00194	-0.0691	-0.0564	0.0292	0.0138	0.262	0.101	0.408
0.90	0.00183	-0.0660	-0.0560	0.0270	0.0151	0.263	0.102	0.374
0.95	0.00170	-0.0628	-0.0556	0.0249	0.0161	0.264	0.103	0.343
1.00	0.00157	-0.0596	-0.0551	0.0228	0.0167	0.265	0.105	0.315
0.95	0.00160	-0.0626	-0.0569	0.0230	0.0193	0.293	0.120	0.320
0.90	0.00204	-0.0655	-0.0652	0.0231	0.0222	0.325	0.136	0.325
0.85	0.00330	-0.0682	-0.0710	0.0229	0.0254	0.362	0.154	0.330
0.80	0.00257	-0.0706	-0.0773	0.0224	0.0269	0.405	0.175	0.334
0.75	0.00286	-0.0727	-0.0839	0.0214	0.0327	0.456	0.202	0.337
0.70	0.00317	-0.0743	-0.0907	0.0198	0.0368	0.515	0.235	0.340
0.65	0.00329	-0.0755	-0.0978	0.0177	0.0411	0.584	0.274	0.342
0.60	0.00384	-0.0765	-0.1046	0.0153	0.0452	0.662	0.320	0.343
0.55	0.00417	-0.0774	-0.1101	0.0127	0.0492	0.752	0.375	0.344
0.50	0.00459	-0.0782	-0.1140	0.0098	0.0535	0.860	0.442	0.345

Figura 4.21 Tabla de Kalmanok tres lados empotrados un lado apoyado

Así, se obtiene considerando un lado apoyado y los otros tres lados empotrados (longitud a la cara) $a/b = 4.1/6.4 = 0.64$

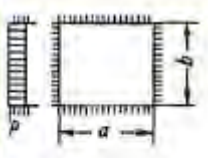
Momento máximo positivo en la dirección X: $0.0075 \cdot 4.1 \cdot 4.1 \cdot 1.38 = 0.17 \text{ ton.m}$

Momento máximo negativo en la dirección X: $0.0569 \cdot 4.1 \cdot 4.1 \cdot 1.38 = 1.32 \text{ ton.m}$

Momento máximo positivo en la dirección Y: $0.037 \cdot 4.1 \cdot 4.1 \cdot 1.38 = 0.86 \text{ ton.m}$

Momento máximo negativo en la dirección Y: $0.0796 \cdot 4.1 \cdot 4.1 \cdot 1.38 = 1.85 \text{ ton.m}$

Tabla 17. — Placa rectangular, empotrada en todo el contorno, solicitada por una carga uniformemente distribuida.



	w_{cp}	M_x^c	M_y^c	M_x^{cp}	M_y^{cp}	μ_x	μ_y	
$\frac{a}{b}$	0,50	0,00251	-0,0826	-0,0560	0,0401	0,0038	0,241	0,759
	0,55	0,00245	-0,0806	-0,0561	0,0395	0,0055	0,242	0,667
	0,60	0,00235	-0,0784	-0,0562	0,0387	0,0076	0,244	0,589
	0,65	0,00222	-0,0759	-0,0565	0,0346	0,0096	0,247	0,522
	0,70	0,00209	-0,0731	-0,0568	0,0322	0,0114	0,249	0,466
	0,75	0,00197	-0,0698	-0,0564	0,0297	0,0129	0,250	0,417
	0,80	0,00184	-0,0661	-0,0558	0,0271	0,0143	0,251	0,374
	0,85	0,00170	-0,0620	-0,0550	0,0246	0,0156	0,251	0,337
	0,90	0,00156	-0,0580	-0,0540	0,0222	0,0167	0,251	0,305
	0,95	0,00142	-0,0543	-0,0527	0,0193	0,0173	0,251	0,276
1,00	0,00127	-0,0511	-0,0511	0,0176	0,0176	0,250	0,250	
$\frac{b}{a}$	0,95	0,00142	-0,0527	-0,0543	0,0173	0,0198	0,276	0,251
	0,90	0,00156	-0,0540	-0,0580	0,0167	0,0222	0,305	0,251
	0,85	0,00170	-0,0550	-0,0620	0,0156	0,0246	0,337	0,251
	0,80	0,00184	-0,0558	-0,0661	0,0143	0,0271	0,374	0,251
	0,75	0,00197	-0,0564	-0,0698	0,0129	0,0297	0,417	0,250
	0,70	0,00209	-0,0566	-0,0731	0,0114	0,0322	0,466	0,249
	0,65	0,00222	-0,0555	-0,0759	0,0096	0,0346	0,522	0,247
	0,60	0,00235	-0,0562	-0,0784	0,0076	0,0367	0,589	0,244
	0,55	0,00245	-0,0561	-0,0806	0,0055	0,0385	0,667	0,242
	0,50	0,00251	-0,0560	-0,0826	0,0038	0,0401	0,759	0,241

Figura 4.22 Tabla de Kalmanok tres lados empotrados un lado apoyado

Considerando todos los lados empotrados (longitud a la cara) $b/a = 4.1/6.4 = 0.64$

Momento máximo positivo en la dirección X: $0.0096*6.4*6.4*1.38=0.54$ ton.m

Momento máximo negativo en la dirección X: $0.0565*6.4*6.4*1.38=3.19$ ton.m

Momento máximo positivo en la dirección Y: $0.0346*6.4*6.4*1.38=1.96$ ton.m

Momento máximo negativo en la dirección Y: $0.0759*6.4*6.4*1.38=4.29$ ton.m

Dentro de estos métodos se ha elegido el mayor de todos ellos para el diseño.

Losa maciza 2

A partir del metrado de cargas, se realizó el modelo estructural a ejes, como se observa en la Figura 4.23:

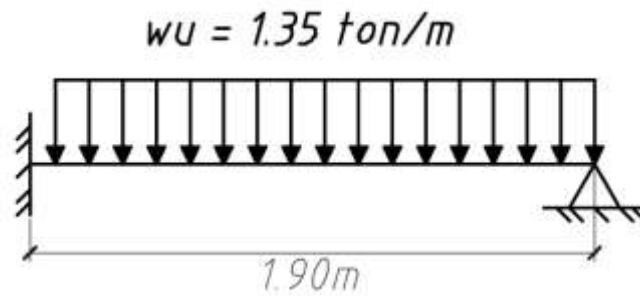


Figura 4.23 Modelo estructural a ejes de la losa maciza 2

Luego, se determina el DMF y el DFC los cuales se muestran a continuación:

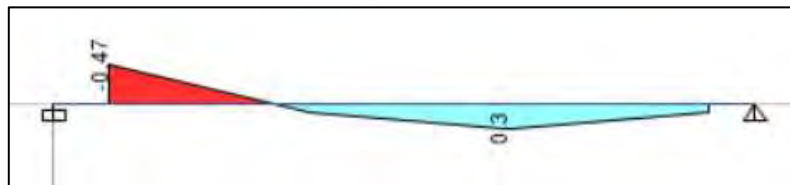


Figura 4.24 DMF en la dirección más corta de la losa maciza 2



Figura 4.25 DFC en la dirección más corta de la losa maciza 2

4.2.3.3 Diseño por flexión

Acero mínimo

Dado a que en todas las losas suelen presentar problemas de agrietamiento por retracción y temperatura, la norma exige que la cuantía a lo largo de toda la sección no sea menor a 0.0018 y que cuando se distribuya el acero en las dos caras la mínima cuantía en la cara de tracción debido a flexión no debe ser menor a 0.0012.

Por ello, en la zona central del paño el acero mínimo será

$$As_{min} = 0.0018 \times b \times h = 0.0018 \times 100 \times 20 = 3.6 \text{ cm}^2$$

Asimismo, el acero mínimo en las zonas de tracción por flexión será

$$As_{min} = 0.0012 \times b \times h = 0.0012 \times 100 \times 20 = 2.4 \text{ cm}^2$$

Es preciso señalar que el acero mínimo 3.6 cm^2 se suele correr a lo largo de toda la longitud; por tanto, en las secciones de tracción negativa siempre se tendrá 6 cm^2 como mínimo.

Tabla 4.10 Valores a considerar para el diseño en flexión de las losas macizas

Peralte h (cm)	20
Peralte efectivo d (cm)	17
Ancho de la sección en compresión b (cm)	100

Diseño por flexión de las losas macizas 1 y 2

Utilizando los valores de $f'c$ y f_y mencionados en la página 6, el valor de ϕ la Tabla 1.2 y las dimensiones de la Tabla 4.10 se realizó el diseño de las losas macizas 1 y 2, los cuales se muestran a continuación en las siguientes tablas:

Tabla 4.11 Diseño por flexión en X de la losa maciza 1

Mu (ton.m)	b (cm)	a (cm)	As cálculo (cm²)	As min (cm²)	ϕ instalado	As instalado (cm²)	Exceso (%)
-3.19	100	1.21	5.14	2.4	1 ϕ 1/2" @ 25	5.16	0
0.54	100	0.2	0.85	3.6	1 ϕ 3/8" @ 20	3.55	0
-3.19	100	1.21	5.14	2.4	1 ϕ 1/2" @ 25	5.16	0

Tabla 4.12 Diseño por flexión en Y de la losa maciza 1

Mu (ton.m)	b (cm)	a (cm)	As cálculo (cm²)	As min (cm²)	ϕ instalado	As instalado (cm²)	Exceso (%)
-4.29	100	1.65	7.01	2.4	1 ϕ 1/2" @ 17.5	7.37	5.1
1.96	100	0.73	3.11	3.6	1 ϕ 3/8" @ 20	3.55	0
-4.29	100	1.65	7.01	2.4	1 ϕ 1/2" @ 17.5	7.37	5.1

Tabla 4.13 Diseño por flexión de la losa maciza 2

Mu (ton.m)	b (cm)	a (cm)	As cálculo (cm²)	As min (cm²)	ϕ instalado	As instalado (cm²)	Exceso (%)
0.47	100	0.17	0.74	2.4	1 ϕ 3/8" @ 30	2.37	0
0.30	100	0.11	0.47	3.6	1 ϕ 3/8" @ 20	3.55	0

Las longitudes de corte de fierro serán las misma de la Figura 4.7, las cuales fueron corroboradas al ser mayores que el punto teórico de corte más "d".

4.2.3.4 Diseño por cortante

El diseño por cortante se realiza de manera análoga a las viguetas; sin embargo, en las losas macizas se considera un ancho de 100 cm y ya no aplica ningún incremento a la resistencia. Por tanto, la resistencia a cortante es

$$\phi V_c = 0.85 \times 0.53 \times \sqrt{210} \times 100 \times 17 = 11.1 \text{ ton}$$

El cortante máximo último encontrado en todas las losas se da en el tramo inferior de la losa maciza 1 en la dirección Y (Figura 4.20). Este es igual a 3.6 ton lo cual es bastante menor a 11.1 ton, por lo que se verifica que el peralte de 20 cm es suficiente para resistir los esfuerzos cortantes.

Finalmente, se muestra la disposición del acero de refuerzo colocado tanto en la losa maciza 1 y la losa maciza 2.

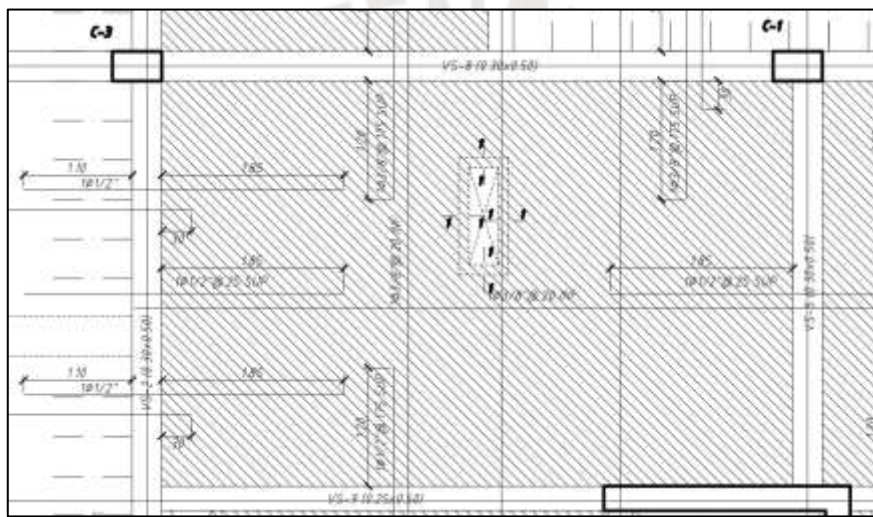


Figura 4.26 Disposición de acero de refuerzo en la losa maciza 1

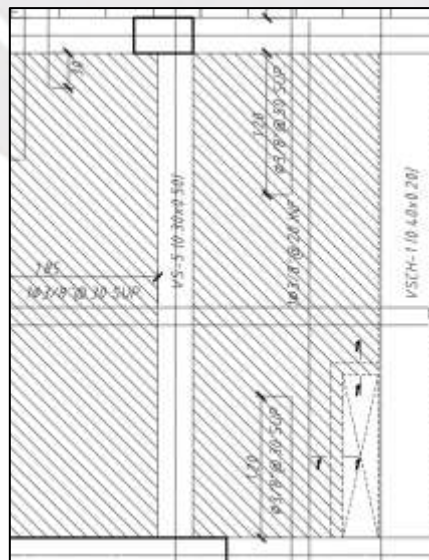


Figura 4.27 Disposición de acero de refuerzo en la losa maciza 2

5) CAPÍTULO 5: DISEÑO DE VIGAS

5.1 Modelos y análisis estructural

Se han utilizado vigas chatas para cargar tabiques paralelos al aligerado, para los ductos en las losas macizas y para el apoyo de la escalera sobre la losa maciza. Se tienen vigas chatas de ancho de 10, 20 y 40 cm, estos se determinaron de acuerdo a la carga que soporta cada una de ellas. Dado que estos elementos trabajan solamente por cargas de gravedad, se considera el modelo idealizado como vigas simplemente apoyadas.

En el caso de las vigas peraltadas, el peralte máximo en todas es de 50 cm debido a restricciones arquitectónicas y los anchos son de 25 y 30 cm. Se han modelado como apoyados en los nudos extremos (donde el ancho con columnas y placas de 30 y 25 cm respectivamente), ya que no logra alcanzar la longitud mínima de anclaje en gancho. Asimismo, se consideró un modelo de columnas empotradas para el resto de nudos.

5.2 Procedimientos de diseño

Las vigas chatas se diseñan para resistir las cargas de gravedad; por ello, se realizará un metrado de cargas y se realizará un modelo idealizado para realizar el análisis estructural. Luego, se realizará el diseño por flexión y cortante.

En el caso de las vigas peraltadas, se deben considerar las cargas de sismo dinámicas amplificadas al 90% de la cortante estática (de acuerdo con el criterio de la norma peruana para el factor de amplificación de fuerzas sísmicas indicado en el capítulo tres del presente documento) . Por ello, se realizará un metrado por cargas de gravedad y se agregarán los momentos del sismo amplificados con las combinaciones de la norma E. 060. A continuación, se realizará la envolvente de las combinaciones para hallar los momentos y cortantes máximos. El diseño por flexión se realizará con las ecuaciones especificadas en la norma y el diseño por cortante se realizará de acuerdo a lo especificado en el capítulo 21 de la norma E. 060. Por último, se verificará el control de fisuración y deflexiones debido a las cargas en servicio.

5.3 Ejemplos de diseño de vigas chatas

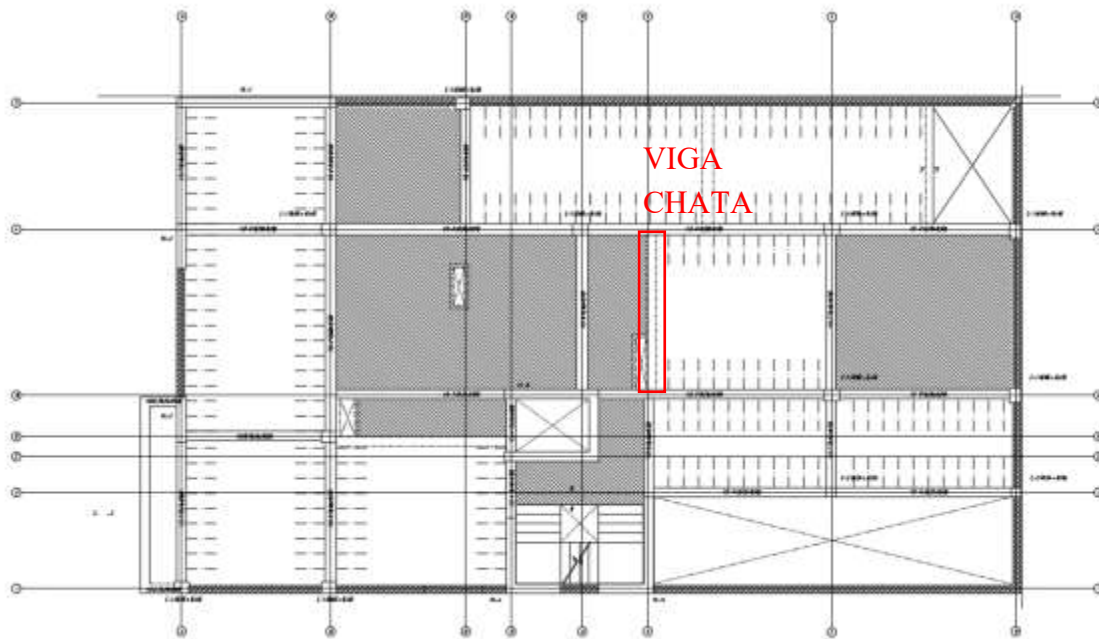


Figura 5.1 Ubicación en planta de la viga chata a diseñar

5.3.1.1 Metrado de cargas

En el metrado se consideraron como cargas muertas el peso propio (40 x 20 cm), el piso terminado (5cm), el peso de losa maciza de acuerdo al área tributaria y el tabique de 15 cm de ancho a lo largo de la viga chata. Por otro lado, la carga viva considerada es una sobrecarga de vivienda de 200 kg/m². Por tanto, se tiene lo siguiente:

$$w_{pp} = 2.4 \times 0.2 \times 0.4 = 0.2 \frac{\text{ton}}{\text{m}}$$

$$w_{p\text{term}} = 0.1 \times (0.4 - 0.15) = 0.025 \frac{\text{ton}}{\text{m}}$$

$$w_{\text{tab}} = 1.35 \times 0.15 \times 2.45 = 0.5 \frac{\text{ton}}{\text{m}}$$

$$w_{\text{maciza}} = 0.58 \times 0.8 = 0.46 \frac{\text{ton}}{\text{m}}$$

$$w_{CV} = 0.2 \times (0.8 + (0.4 - 0.15)) = 0.21 \frac{\text{ton}}{\text{m}}$$

$$w_{CM} = 1.19 \frac{\text{ton}}{\text{m}}$$

$$w_{CV} = 0.21 \frac{\text{ton}}{\text{m}}$$

$$w_s = 1.4 \frac{\text{ton}}{\text{m}}$$

Amplificando las cargas se obtienen las cargas últimas

$$w_u = 1.4 \times w_{CM} + 1.7 \times w_{CV} = 2 \frac{\text{ton}}{\text{m}}$$

Asimismo, el valor de w_u/w_s es igual a 1.44 lo cual se encuentra dentro del rango de valores esperados para el metrado en edificios de viviendas.

5.3.1.2 Análisis estructural

Considerando las cargas obtenidas, se realizó el modelo estructural a ejes como se observa en la siguiente figura

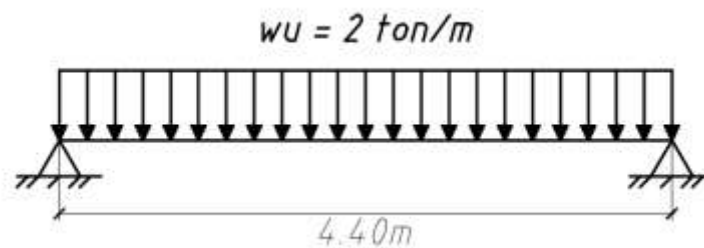


Figura 5.2 Modelo estructural a ejes de viga chata

El máximo momento en el centro se puede hallar mediante la siguiente expresión

$$M_u = w_u \times \frac{l^2}{8} = 2 \times \frac{4.4^2}{8} = 4.84 \text{ ton.m}$$

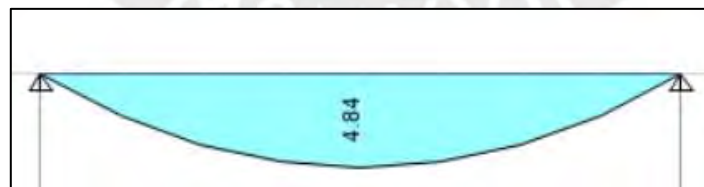


Figura 5.3 DMF de viga chata

Asimismo, el cortante se halla mediante la siguiente expresión

$$V_u = w_u \times \frac{l}{2} = 4.4 \text{ ton}$$

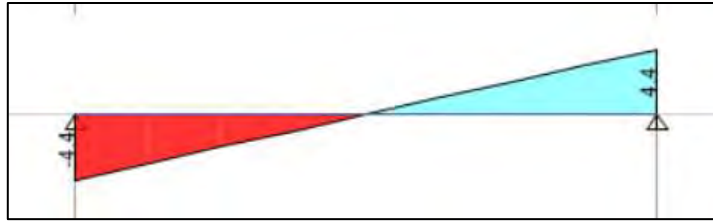


Figura 5.4 DFC de viga chata

5.3.1.3 Diseño por flexión

Acero mínimo y máximo

La viga chata es de 50 cm de ancho por 20 cm de peralte, además se considera un recubrimiento de 3 cm. Con estos parámetros se determinó el acero mínimo y máximo, los cuales se muestran a continuación:

Tabla 5.1 Valores a considerar para la sección de viga chata

Peralte h (cm)	20
Peralte efectivo d (cm)	17
Ancho de la sección en compresión b (cm)	50

$$As_{min} = \frac{0.7 \times \sqrt{210} \times 40 \times 17}{4200} = 1.64 \text{ cm}^2$$

$$As_{max} = 0.75 \times \frac{(0.85 \times 210 \times 0.85 \times 0.588 \times 17 \times 40)}{4200} = 10.83 \text{ cm}^2$$

Diseño por flexión

Utilizando los valores de $f'c$ y f_y mencionados en la página 6, el valor de ϕ la Tabla 1.2 y las dimensiones de la Tabla 5.1 se realizó el diseño por flexión de la viga chata, el cual se muestra a continuación en la siguiente tabla:

Tabla 5.2 Diseño por flexión de viga chata

Mu (ton.m)	b (cm)	a (cm)	As cálculo (cm²)	As min (cm²)	ϕ instalado	As instalado (cm²)	Exceso (%)
4.84	40	5.24	8.9	1.64	4 ϕ 5/8"+1 ϕ 1/2"	9.29	4

Se observa que la viga chata requiere una cantidad de acero considerable (91% $As_{m\acute{a}x.}$). Esto era de esperarse debido a que posee una luz importante y a que carga un tabique a lo largo de esta.

Debido a que la longitud de la viga chata es importante, se realizará el corte de fierro de los bastones. Dado que se corren 2 fierros de 5/8", se cortarán dos fierros de 5/8" y un fierro 1/2" a la misma longitud.

$$2 \phi 5/8" + 1 \phi 1/2" \Rightarrow \phi M_n = 3.09 \text{ ton. m}$$

De la Figura 5.3 se determina que este momento se da a 0.75 m desde la cara los extremos, por tanto, se halla la distancia de corte desde los extremos "L"

$$L = 0.75 - 0.17 = 0.58 \Rightarrow 0.55 \text{ m}$$

Se puede corroborar esto con los valores de la Figura 4.7 en la cual indica que el valor en apoyos extremos es $l_n/7$; es decir, $4.1/7 = 0.58 \Rightarrow 0.55 \text{ m}$.

5.3.1.4 Diseño por cortante

Para realizar el diseño por corte hallamos el cortante a "d" de la cara mediante la Ecuación 4.2

$$V_{ud} = 4.4 - 2 \times (0.20 + 0.17) = 3.66 \text{ ton}$$

Se determina la resistencia a cortante del concreto

$$\phi V_c = \frac{0.85 \times 0.53 \times \sqrt{210} \times 40 \times 17}{1000} = 4.4 \text{ ton}$$

Dado que $0.5 \phi V_c < V_u < \phi V_c$, se colocarán solamente estribos mínimos de 8mm de diámetro para el montaje

$$S_{max} = \frac{A_v \times f_y}{3.5 b_w}$$

$$S_{max} = \frac{2 \times 0.5 \times 4200}{3.5 \times 40} = 30 \text{ cm}$$

Por tanto, dado que se tiene una gran luz y se busca controlar el agrietamiento, se colocarán 1 estribo de 8 mm 1@10, resto a 20 en cada extremo.

Finalmente, se obtiene la distribución final de la viga chata, la cual se muestra en la siguiente figura:

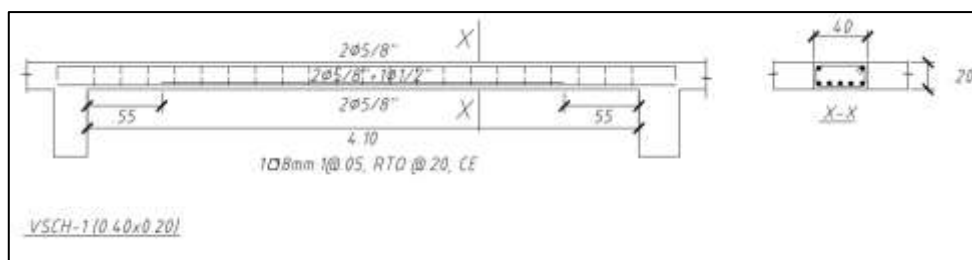


Figura 5.5 Distribución final de la viga chata VSCH-1

5.4 Ejemplos de diseño de vigas peraltadas

En la siguiente imagen se muestra la viga VS-8 de la cual se desarrollará el diseño sismorresistente, la viga VS-8 se encuentra en el techo del semisótano.

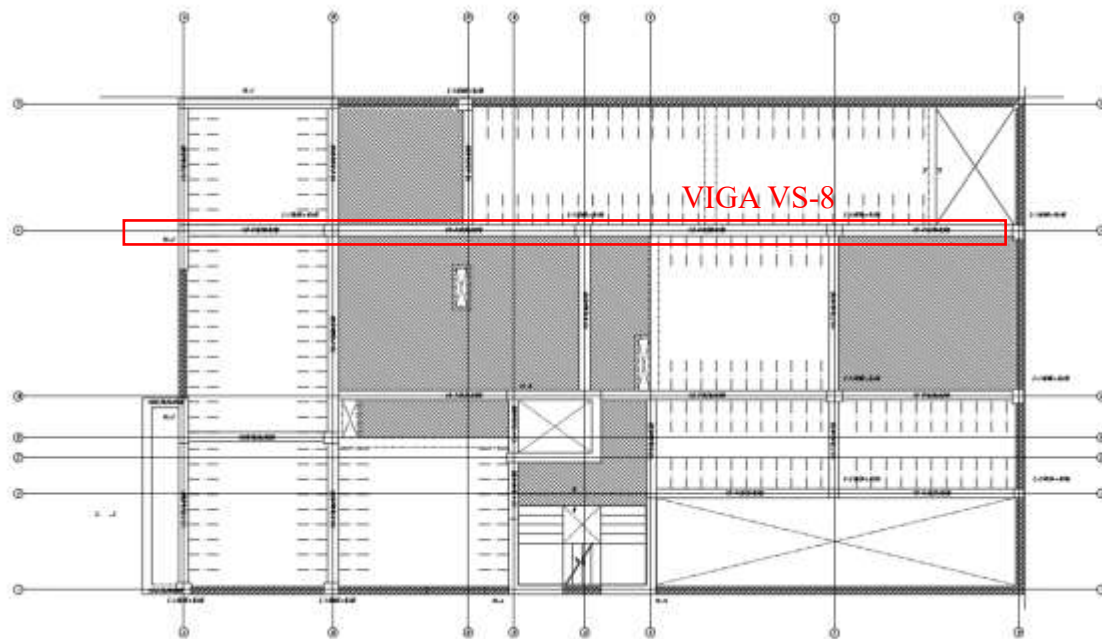


Figura 5.6 Ubicación en planta de la viga peraltada VS-8 a diseñar

5.4.1.1 Metrado de cargas

Las cargas de gravedad en la provienen del peso propio, peso del piso terminado (5 cm), peso de tabiques sobre la viga, el peso de aligerado a partir del área tributaria, vigas peraltadas y chatas que se apoyan sobre la viga y losas macizas.

Por tanto, se tiene lo siguiente:

Viga VS-8

La viga VS-8 posee una sección de 30 x 50 cm; por tanto, se tiene para cada tramo (contando los tramos de derecha a izquierda)

- **Tramo 1**

En el tramo 1 se tiene tabiquería aplicada directamente sobre la viga y el peso propio.

Las cargas aplicadas directamente en la viga son

$$w_{pp} = 2.4 \times 0.3 \times 0.5 = 0.36 \frac{\text{ton}}{\text{m}}$$

$$w_{p_{term}} = 0.1 \times (0.3 - 0.15) = 0.015 \frac{\text{ton}}{\text{m}}$$

$$w_{tab} = 1.35 \times 2.45 \times 0.15 = 0.5 \frac{\text{ton}}{\text{m}}$$

Asimismo, se aplica una sobrecarga de 0.2 ton/m² sobre la viga, por tanto

$$w_{CV} = (0.2) \times (0.3 - 0.15) = 0.03 \frac{\text{ton}}{\text{m}}$$

Por tanto, las cargas últimas uniformes son

$$w_{CM} = 0.875 \frac{\text{ton}}{\text{m}}$$

$$w_{CV} = 0.03 \frac{\text{ton}}{\text{m}}$$

$$w_u = 1.4 \times w_{CM} + 1.7 \times w_{CV} = 1.3 \frac{\text{ton}}{\text{m}}$$

- **Tramo 2**

En este tramo se tienen cargas provenientes de losa maciza, losa aligerada y otra viga, además de las cargas de peso propio, peso del piso terminado y tabiquería aplicada directamente sobre la viga (esta última solamente sobre la mitad del tramo 2). Asimismo, se aplica el método del sobre para hallar las cargas transmitidas por la losa maciza. Por tanto, se tiene lo siguiente

La carga uniforme que se aplica en todo el tramo proveniente del peso propio y piso terminado sobre la misma viga es

$$w_{pp+p_{term}} = 2.4 \times 0.3 \times 0.5 + 0.1 \times (0.3 - 0.15) = 0.38 \frac{\text{ton}}{\text{m}}$$

La carga uniforme aplicada en la distancia de 3.6 metros del tramo proviene de la tabiquería aplicada directamente y la carga proveniente del peso propio y el piso terminado hallados anteriormente

$$w_{CMtab+pp+p_{term}} = 1.35 \times 2.45 \times 0.15 + 0.38 = 0.88 \frac{\text{ton}}{\text{m}}$$

Por tanto, la carga última uniforme en la longitud de 3.6 metros del tramo 2 será

$$w_u = 1.4 \times 0.88 = 1.23 \frac{\text{ton}}{\text{m}}$$

La carga triangular de la primera losa maciza se debe al peso propio, piso terminado, carga viva y 0.14 ton/m² de tabiquería

$$w_{CM\ lm} = (0.48 + 0.1 + 0.14) \times \frac{3.2}{2} = 1.15 \frac{\text{ton}}{\text{m}}$$

$$w_{CV\ lm} = 0.2 \times \left(\frac{3.2}{2}\right) = 0.32 \frac{\text{ton}}{\text{m}}$$

Por tanto, ya que las dimensiones del paño son muy similares y es prácticamente cuadrada, las cargas últimas triangulares utilizando el método del sobre son

$$w_u = 1.4 \times w_{CM} + 1.7 \times w_{CV} = 2.2 \frac{\text{ton}}{\text{m}}$$

Entonces el tope de carga última trapezoidal es igual a en la longitud de 3.6 m

$$w_u = 1.23 + 2.2 = 3.4 \frac{\text{ton}}{\text{m}}$$

La carga uniforme aplicada en una distancia de 3.1 metros del tramo proviene de losa aligerada, tabiquería aplicada directamente y la carga proveniente del peso propio y el piso terminado hallados anteriormente

$$w_{CM\ alig+tab+pp+p\ term} = 0.4 \times \left(\frac{3.2}{2}\right) + 1.35 \times 2.45 \times 0.15 + 0.38 = 1.52 \frac{\text{ton}}{\text{m}}$$

$$w_{CV\ alig} = 0.2 \times \left(\frac{3.2}{2}\right) = 0.32 \frac{\text{ton}}{\text{m}}$$

Por tanto, la carga última uniforme en la longitud de 3.1 metros del tramo 2 será

$$w_u = 1.4 \times 1.52 + 1.7 \times 0.32 = 2.7 \frac{\text{ton}}{\text{m}}$$

La carga triangular de la segunda losa maciza, se aplica a lo largo de todo el tramo, se debe al peso propio, piso terminado, carga viva y 0.16 ton/m² de tabiquería

$$w_{CM\ lm} = (0.48 + 0.1 + 0.16) \times \frac{4.1}{2} = 1.52 \frac{\text{ton}}{\text{m}}$$

$$w_{CV\ lm} = 0.2 \times \left(\frac{4.1}{2}\right) = 0.41 \frac{\text{ton}}{\text{m}}$$

Por tanto, las cargas últimas trapezoidales son

$$w_u = 1.4 \times w_{CM} + 1.7 \times w_{CV} = 2.8 \frac{\text{ton}}{\text{m}}$$

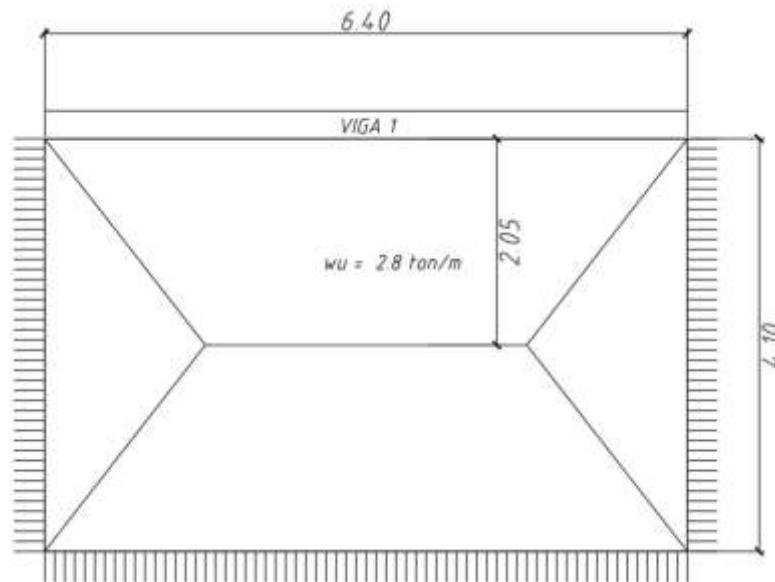


Figura 5.7 Cargas últimas de la losa maciza en viga 1 mediante el método del sobre

Por último, se tiene cargas debido a otra viga, de esta se realizó un metrado, se amplificaron las cargas y se obtuvo la siguiente carga aplicada en la mitad del tramo

$$Pu_{viga} = 3.4 \text{ ton}$$

- **Tramo 3**

En este tramo, se tiene las cargas triangulares de losa maciza, cargas uniformes de peso propio, piso terminado, tabiquería y aligerados, por último, la carga proveniente de una viga chata que carga un tabique.

Se tiene la carga uniforme igual a

$$w_{CM \text{ pp+pterm+tab}} = 0.36 + 0.015 + 0.5 = 0.875 \frac{\text{ton}}{\text{m}}$$

$$w_{CM \text{ alig1}} = 0.4 \times \frac{3.2}{2} = 0.64$$

$$w_{CV \text{ alig1}} = 0.2 \times \frac{3.2}{2} = 0.32$$

$$w_{CM \text{ alig2}} = 0.4 \times \frac{4.1}{2} = 0.82$$

$$w_{CV \text{ alig2}} = 0.2 \times \frac{4.1}{2} = 0.41$$

Por tanto, la carga última uniforme es igual a

Hasta una distancia de 2 metros

$$w_u = 1.4 \times (0.875 + 0.64) + 1.7 \times (0.32) = 2.67 \frac{\text{ton}}{\text{m}}$$

En la longitud de 4.65 la carga última uniforme es igual a

$$w_u = 1.4 \times (0.875 + 0.64 + 0.82) + 1.7 \times (0.32 + 0.41) = 4.5 \frac{\text{ton}}{\text{m}}$$

Se tiene la carga triangular para una distancia de 2 metros

$$w_{CM \text{ lm}} = (0.48 + 0.1 + 0.14) \times \frac{1.55}{2} = 0.56$$

$$w_{CV \text{ lm}} = 0.2 \times \frac{1.55}{2} = 0.16$$

Por tanto, la carga última triangular es igual a

$$w_u = 1.4 \times (0.56) + 1.7 \times (0.16) = 1.1 \frac{\text{ton}}{\text{m}}$$

Entonces el tope de carga última trapezoidal es igual a en la longitud de 2 m

$$w_u = 2.67 + 1.1 = 3.77 \frac{\text{ton}}{\text{m}}$$

Por último, se tiene una carga aplicada última por parte de una viga chata la cual se obtiene de la Figura 5.4

$$P_u = 4.4 \text{ ton}$$

- **Tramo 4**

En este tramo, se tienen las cargas de peso propio, piso terminado, tabiquería, losa aligerada y losa maciza. Por tanto, se tiene lo siguiente

Se tiene la carga uniforme igual a

$$w_{CM \text{ pp+pterm+tab}} = 0.36 + 0.015 + 0.5 = 0.875 \frac{\text{ton}}{\text{m}}$$

$$w_{CM \text{ alig1}} = 0.4 \times \frac{3.2}{2} = 0.64$$

$$w_{CV \text{ alig1}} = 0.2 \times \frac{3.2}{2} = 0.32$$

Por tanto, la carga última uniforme es igual a

$$w_u = 1.4 \times (0.875 + 0.64) + 1.7 \times (0.32) = 2.7 \frac{\text{ton}}{\text{m}}$$

Se tiene la carga triangular igual a

$$w_{CM\ lm} = (0.48 + 0.1 + 0.15) \times \frac{4.1}{2} = 1.5 \frac{\text{ton}}{\text{m}}$$

$$w_{CV\ lm} = 0.2 \times \frac{4.1}{2} = 0.41 \frac{\text{ton}}{\text{m}}$$

Por tanto, la carga última triangular es igual a

$$w_u = 1.4 \times (1.5) + 1.7 \times (0.41) = 2.8 \frac{\text{ton}}{\text{m}}$$

Así, con las cargas indicadas en el metrado, se obtienen los modelos estructurales presentados a continuación.

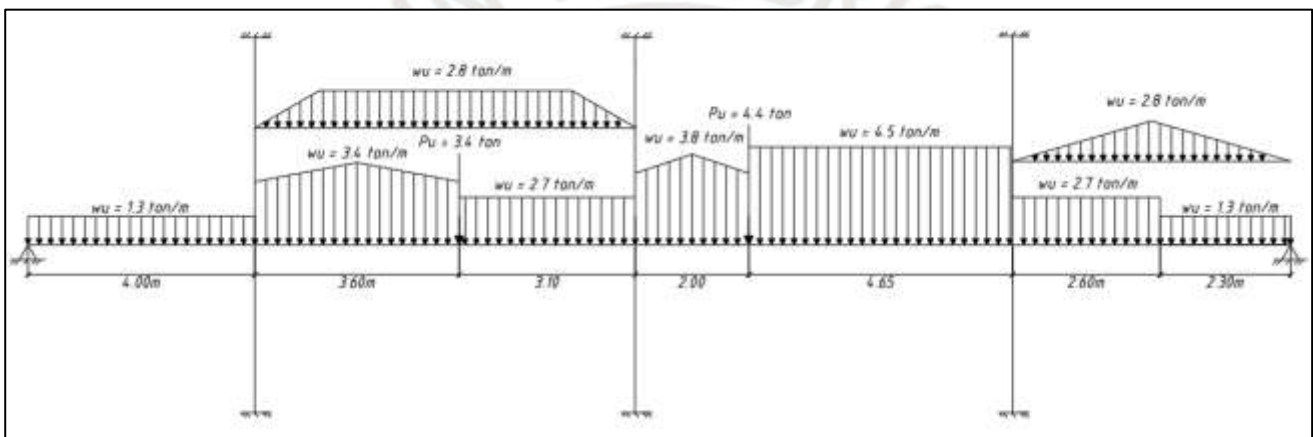


Figura 5.8 Modelo estructural a ejes de la viga VS-8

5.4.1.2 Análisis estructural

Para realizar el modelo idealizado de las vigas se ha considerado apoyado en los extremos de placas y columnas, ya que en estas no se tiene la distancia necesaria para desarrollar la longitud de anclaje. Asimismo, se consideró un modelo de columnas empotradas en los nudos de vigas con columnas.

Posteriormente, se incluyeron las cargas provenientes del sismo dinámico amplificado y se realizó la envolvente de las combinaciones tal como se indica en la norma E .060. Los DMF (ton.m) y DFC (ton) de las tres vigas, con los valores a la cara de las columnas, se muestran a continuación:

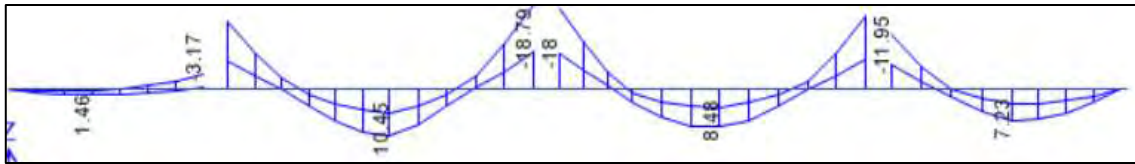


Figura 5.9 DMF de la viga VS-8

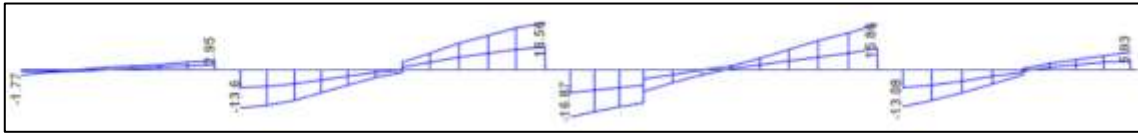


Figura 5.10 DFC de la viga VS-8

5.4.1.3 Diseño por flexión

Acero mínimo y máximo

Se determina los aceros máximos y mínimos se considera un recubrimiento de 6 cm. Con estos parámetros se determinó el acero mínimo y máximo, los cuales se muestran a continuación:

$$A_s \text{ min} = \frac{0.7 \times \sqrt{210} \times 30 \times 44}{4200} = 3.19 \text{ cm}^2$$

$$A_s \text{ max} = 0.75 \times \frac{(0.85 \times 210 \times 0.85 \times 0.588 \times 44 \times 30)}{4200} = 21.03 \text{ cm}^2$$

Tabla 5.3 Cálculo del área de acero máximo y acero mínimo para la viga VS-8

	VIGA 1
Peralte h (cm)	50
Peralte efectivo d (cm)	44
Ancho de la sección en compresión b (cm)	30
Acero mínimo (cm²)	3.19
Acero máximo (cm²)	21.03

Diseño por flexión

Utilizando los valores de f'_c y f_y mencionados en la página 6, el valor de ϕ la Tabla 1.2 y las dimensiones de la Tabla 5.1 se realizó el diseño por flexión de la viga 1, el cual se muestra a continuación en la siguiente tabla:

Tabla 5.4 Diseño por flexión de la viga VS-8

Mu (ton.m)	a (cm)	As cálculo (cm ²)	As min (cm ²)	φ corrido	φ bastones	As instalado (cm ²)	Exceso (%)
1.46	0.69	0.88	3.19	2φ3/4"	-	5.68	78
-14.93	7.72	9.84	3.19	2φ3/4"	1φ1"	10.78	10
10.45	5.24	6.68	3.19	2φ3/4"	1φ3/4"	8.52	28
-18.79	10	12.75	3.19	2φ3/4"	1φ3/4"+1φ1"	13.62	7
8.48	4.2	5.35	3.19	2φ3/4"	-	5.68	6
-16.22	8.46	10.79	3.19	2φ3/4"	1φ1"	10.78	0
7.23	3.55	4.53	3.19	2φ3/4"	-	5.68	25

Como se observa, se consideró solamente el mayor momento negativo de ambas caras en los nudos. Esto debido a que la longitud de anclaje directo de las barras supera el ancho de las columnas; por tanto, se coloca el bastón del mayor momento ambas caras. El corte de fierro en las vigas se realizará mediante el cálculo del punto teórico de corta más el peralte efectivo, ya que los cortes mostrados en la Figura 4.7 no son aplicables para vigas sísmicas.

5.4.1.4 Diseño por cortante

De acuerdo al capítulo 21 de la norma E. 060, la fuerza cortante de diseño tanto de las vigas como de columnas que resistan efectos sísmicos debe ser mayor al menor valor entre: el cortante asociado al desarrollo de los momentos nominales (V capacidad) y al cortante máximo obtenido a partir de las combinaciones de carga de diseño considerando un factor de amplificación para los valores de sismo igual a 2.5.

Tabla 5.5 Diseño por cortante de viga VS-8

Tramo	Mn i (ton.m)	Mn d (ton.m)	Ln (m)	V est (ton)	V cap (ton)	Vu amp (ton)	Vu diseño (ton)
1	9.86	17.62	3.5	2.7	10.6	3.34	3.34
2	9.86	27.7	6.2	14.31	20.4	17.22	17.22
3	27.7	9.86	6.2	14.74	20.8	17.47	17.47
4	17.62	9.86	4.5	11.3	17.41	13.4	13.4

Dado que el edificio clasificado como de muros estructurales, la norma E. 060 exige que los estribos no estén separados en la zona de confinamiento una distancia no menor a los siguientes valores:

$$\frac{d}{4} = \frac{44}{4} = 11cm \text{ pero no es necesario que sea menor a } 15 \text{ cm}$$

$$10 \text{ db barra de menor diámetro (5/8")} = 10 \times 1.588 = 15.9 \text{ cm}$$

$$24 \text{ db estribo de confinamiento (3/8")} = 24 \times 0.953 = 22.9 \text{ cm}$$

$$s_{max} = 30 \text{ cm}$$

Por tanto, el espaciamiento máximo en la zona de confinamiento es 15 cm.

Además, el espaciamiento a lo largo de toda la longitud no debe ser mayor a $0.5d$ lo que es igual a 22 cm.

Por último, la norma específica que la zona de confinamiento debe ser mayor o igual a dos veces la altura de la viga; por ende, la longitud de confinamiento es igual a 1 m.

Con estas consideraciones, la resistencia a cortante de la sección será igual a lo siguiente:

Para la viga 1, considerando un espaciamiento de 15 cm y un estribo de $3/8''$ se tiene

$$\phi V_c = 0.85 \times \left(\frac{0.53 \times \sqrt{210} \times 30 \times 44}{1000} \right) = 8.62 \text{ ton}$$

$$\phi V_s = 0.85 \times \left(\frac{2 \times 0.71 \times 4200 \times 44}{15 \times 1000} \right) = 14.87 \text{ ton}$$

$$\phi V_n = \phi(V_c + V_s) = 23.49 \text{ ton}$$

Comparando este valor con los cortantes últimos de diseño de la Tabla 5.5, notamos que

$$\phi V_n = 23.49 \text{ ton} > V_u = 17.47 \text{ ton}$$

Por tanto, la distribución de las tres vigas será la siguiente:

estribos de $\phi 3/8''$: 1@5, 7@15, resto a 20 cm en cada extremo

5.4.1.5 Control de fisuración

Se realizará el mismo procedimiento realizado en las viguetas de los aligerados; es decir, se evalúa la fisuración para el tramo de viga de mayor luz, la cual es el tramo 2 de la viga 1 y se utiliza la Ecuación 4.3 y la Ecuación 4.4 para rellenar la siguiente tabla:

Tabla 5.6 Control de fisuración en el tramo 2 de la viga VS-8

Sección	As (cm ²)	dc (cm)	d (cm)	N barras	Act (cm ²)	Ms (ton.m)	fs (kg/cm ²)	Z (kg/cm)
Izq.Sup	10.78	5.91	44	2	167.6	10.29	2405	23971
Centro	8.52	5.91	44	3	118.1	7.21	2132	18910
Der.Sup	13.62	5.91	44	3	132.7	12.93	2392	22052

Notamos que los valores de Z son menores al valor máximo de 26000 kg/cm exigido por la norma E. 060, por tanto, la fisuración y los anchos de grieta están controlados.

Mediante la siguiente expresión se puede obtener el ancho de grieta (w).

$$w = 1.1 \times \beta \times fs \times \sqrt[3]{dc \times Act}$$

Ecuación 5.1 Parámetro Z (kg/cm)

Así se obtiene los anchos de grieta para cada sección

Sección	Z (kg/cm)	c (cm)	w (ancho de grieta mm)
Izq.Sup	23971	7.45	0.306
Centro	18910	5.89	0.240
Der.Sup	22052	9.41	0.284

5.4.1.6 Control de deflexiones

En primer lugar, determinamos el momento de agrietamiento (M_{cr}) de la sección para ello se tiene lo siguiente:

$$M_{cr} = I_g \times \frac{fr}{yt} = 30 \times \frac{50^3}{12} \times \frac{2 \times \sqrt{210}}{25} = 3.62 \text{ ton.m}$$

Tabla 5.7 Momentos de servicio y momentos de agrietamiento para cada sección

Sección	Mm (ton.m)	Mm (P) (ton.m)	Mv (ton.m)	Mv (P) (ton.m)	Ms (ton.m)	Mcr (ton.m)
Izq.Sup	6.8	1.76	1.53	0.2	10.29	3.6
Centro	7.96	1.76	0.99	0.2	10.91	3.6
Der.Sup	8.85	1.76	2.12	0.2	12.93	3.6

Cálculo de deflexiones inmediatas

Notamos que el momento en condiciones de servicio es superior al momento de agrietamiento; por tanto, la inercia efectiva para tramos interiores está dada por la siguiente expresión (Ottazzi, 2016):

$$I_{ef} = \frac{I_{cr1} + I_{cr2} + 2 \times I_{cr3}}{4}$$

Ecuación 5.2 Inercia efectiva en tramo intermedio

Por tanto, la inercia efectiva es igual a

$$I_{ef} = \frac{120129 + 143648 + 2 \times 99750}{4} = 115819 \text{ cm}^4$$

Dado que se tienen distintas cargas repartidas trapezoidales, se considerará una carga repartida equivalente total ($w_m = 3 \text{ ton/m}$, $w_v = 0.44 \text{ ton/m}$) y una carga puntual centrada de ($P_m = 2.1 \text{ ton}$, $P_v = 0.24 \text{ ton}$)

Por tanto, se obtiene el momento Mcl mediante la siguiente expresión:

$$M^{+cl} = \frac{w \times L^2}{8} - \frac{1}{2}(M_i + M_d) = 3 \times \frac{6.7^2}{8} - \frac{1}{2}(6.8 + 8.85) = 9.01 \text{ ton.m}$$

Luego, se obtiene la deflexión inmediata por carga muerta repartida mediante la Ecuación 4.6

$$\Delta iCM \text{ repartida} = \frac{5 (6.7)^2}{48 (217371)(115819)} (9.01 - 0.1(6.8 + 8.85)) \times 10^9 = 1.38 \text{ cm}$$

Asimismo, se obtiene la deflexión inmediata proveniente de la carga muerta puntual centrada mediante la siguiente expresión

$$\Delta iCM \text{ puntual} = \frac{1}{192} P \times \frac{L^3}{EI}$$

Ecuación 5.3 Deflexión elástica para carga puntual centrada en viga doblemente empotrada

$$\Delta iCM \text{ puntual} = \frac{1}{192} \times 2.1 \times \frac{6.7^3}{217371 \times 115819} \times 10^9 = 0.13 \text{ cm}$$

$$\Delta iCM \text{ total} = \Delta iCM \text{ repartida} + \Delta iCM \text{ puntual} = 1.51 \text{ cm}$$

Dado que se tratan de deflexiones elásticas, se puede determinar la deflexión inmediata por carga viva manteniendo la misma proporción. Por tanto, se tiene lo siguiente

$$\Delta iCV \text{ repartida} = \Delta iCM \text{ repartida} \times \frac{wcv}{wcm} = 1.38 \times \frac{0.44}{3} = 0.2 \text{ cm}$$

$$\Delta iCV \text{ puntual} = \Delta iCM \text{ puntual} \times \frac{Pcv}{Pcm} = 0.13 \times \frac{0.24}{2.1} = 0.015 \text{ cm}$$

$$\Delta iCV \text{ total} = \Delta iCV \text{ repartida} + \Delta iCV \text{ puntual} = 0.22 \text{ cm}$$

Cálculo de deflexiones diferidas

La deflexión diferida se determina a partir de la siguiente expresión

$$\text{Deflexión diferida} = \lambda (\text{Deflexión inmediata})$$

Ecuación 5.4 Deflexión diferida

Donde el valor de λ es igual a

$$\lambda = \frac{\zeta}{1 + 50\rho'}$$

El valor del parámetro ζ se estima igual a 2 para una duración de cinco años o más

Asimismo, el parámetro ρ' es la cuantía del acero en compresión es igual a

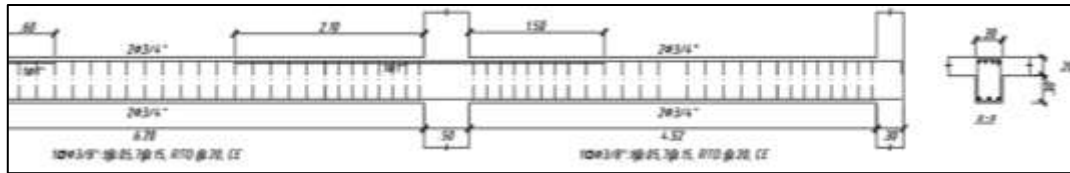


Figura 5.11 Distribución de refuerzo en la viga VS-8

6) CAPÍTULO 6: DISEÑO DE COLUMNAS

Las columnas se diseñan para soportar las cargas axiales y momentos flectores máximos provenientes de las cargas amplificadas, asimismo se considera la condición de carga que produzca la máxima excentricidad.

Debido a la esbeltez de las columnas en esta edificación, se considera que trabajan como columnas cortas; es decir, que solamente están sometidas a momentos primarios o de primer orden. Por ello, no se consideran los momentos de segundo orden en el análisis estructural.

Debido que se considera la acción simultánea de las fuerzas axiales con los momentos de primer orden, se determinará el diagrama de interacción de la sección con el acero escogido. A continuación, se verificará que las combinaciones de carga axial y de momento estén dentro del diagrama de interacción tal como indica la norma E. 060. Por último, se realizará el diseño por cortante de acuerdo con las disposiciones sísmicas de la norma E. 060.

Se realizará el diseño de la columna C1 ubicada en la intersección de los ejes D y 4.

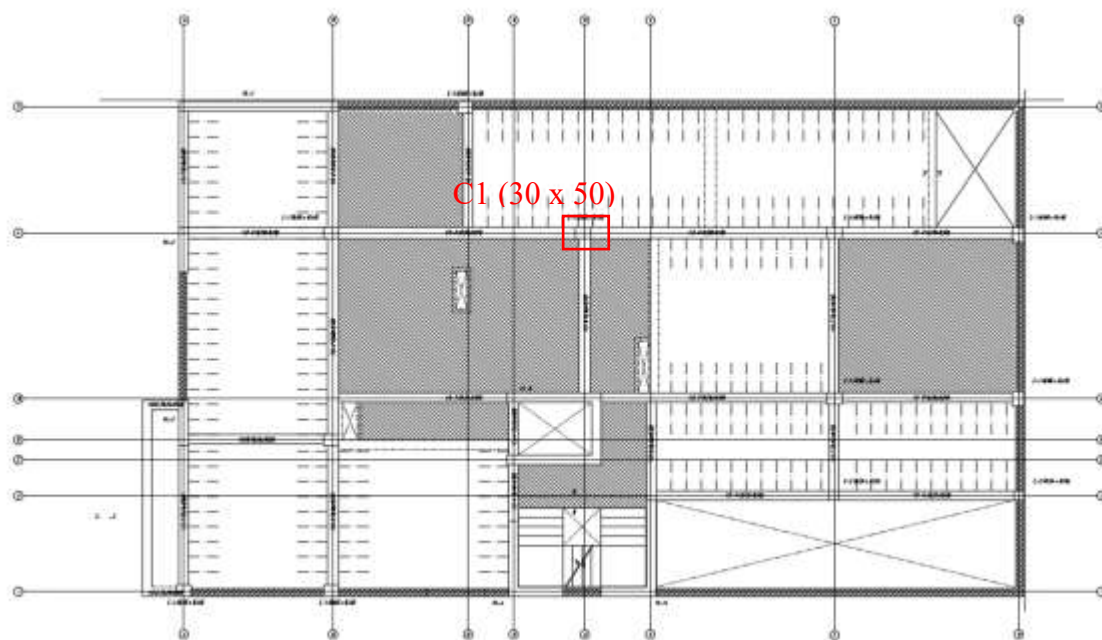


Figura 6.1 Ubicación en planta de la columna C1 (30 x 50) a diseñar

6.1 Metrado de cargas

En primer lugar, se determina el área tributaria de la columna y el área de influencia con un factor de carga viva de $k=2$ de acuerdo con la norma E. 020. Así, considerando que la sobrecarga es de 0.1 ton/m^2 en el nivel cinco y de 0.2 ton/m^2 en los demás niveles, se determina la carga viva reducido total aplicada en cada nivel en la columna. Asimismo, se determina la carga muerta considerando los elementos incluidos en el área tributaria de la columna en análisis. Esto es el peso de total de las vigas, losas aligeradas, losas macizas, tabiquería, piso terminado y su peso propio. Este procedimiento se muestra a continuación en la siguiente tabla:

Columna C1 (0.3 x 0.5 m)

Tabla 6.1 Metrado de cargas en la columna C1

Piso	P cm (ton)	At (m ²)	A i (m ²)	f red	S/C (ton/m ²)	P cv (ton)	P cv red (ton)	P cv red/ P cv
5	11.6	16.2	32.3	NO APLICA	0.1	1.6	1.6	1.00
4	30.2	32.3	64.6	0.82	0.2	4.8	4.3	0.88
3	48.7	48.5	96.9	0.72	0.2	8.1	6.6	0.82
2	67.3	64.6	129.2	0.65	0.2	11.3	8.7	0.77
1	85.8	80.8	161.5	0.61	0.2	14.5	10.7	0.73
Semisótano	111.5	111.1	222.28	0.56	0.2	20.6	14.1	0.68

Se observa que se han tenido en cuenta las restricciones de la norma E. 020 para la reducción de sobrecarga. Estos es que no aplica el factor de reducción para áreas de influencia mayores a 40 m^2 y que en ningún caso la carga viva reducida es menor a 0.5 veces la carga viva total.

Por otro lado, se compararon las cargas obtenidas en el metrado (la carga muerta más la carga viva sin reducir) con las obtenidas en el modelo y se obtuvieron valores bastante cercanos (con variaciones máximas de entre una y tres toneladas). Estas últimas se deben a que no se dibujaron las vigas chatas que cargan en el modelo más sí se consideraron en el metrado manual.

6.2 Fuerzas internas

Las fuerzas internas se obtuvieron del programa ETABS, estas provienen de las cargas muertas (CM), cargas vivas (CV), sismo dinámico en la dirección X (SD X) y sismo dinámico en la dirección Y (SD Y). Las cargas axiales en compresión se consideran positivas y los momentos se determinaron de acuerdo con el siguiente sistema de referencia para todas las columnas en análisis:

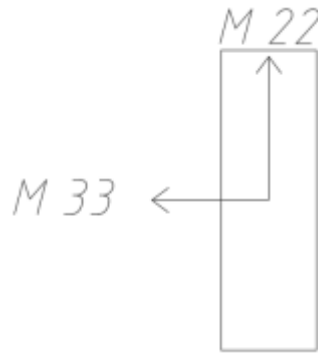


Figura 6.2 Ejes locales considerados en las columnas

Las fuerzas internas obtenidas para la columna se observan a continuación:

Tabla 6.2 Fuerzas internas en la columna C1

		P (ton)	V2 (ton)	V3 (ton)	M2 (ton.m)	M3 (ton.m)
Piso 5	CM	11.87	0.12	0.01	0.03	0.15
	CV	1.6	0.17	0.01	0.03	0.2
	SD X	0.09	6.05	0.05	0.14	5.87
	SD Y	0.06	3.02	0.08	0.2	2.93
Piso 4	CM	31.58	0.17	0.06	0.06	0.18
	CV	4.85	0.23	0.07	0.07	0.24
	SD X	0.16	4.7	0.04	0.08	5.17
	SD Y	0.12	2.37	0.06	0.11	2.6
Piso 3	CM	51.22	0.15	0.05	0.06	0.16
	CV	8.08	0.2	0.05	0.06	0.21
	SD X	0.23	4.89	0.04	0.1	5.49
	SD Y	0.17	2.46	0.06	0.13	2.76
Piso 2	CM	70.89	0.17	0.04	0.04	0.2
	CV	11.31	0.22	0.06	0.07	0.25
	SD X	0.28	4.2	0.08	0.24	5.14
	SD Y	0.21	2.15	0.1	0.32	2.64
Piso 1	CM	90.56	0.02	0.07	0.11	-0.07
	CV	14.53	0.1	0.06	0.08	0.04
	SD X	0.31	2.81	0.17	0.64	4.18
	SD Y	0.23	1.35	0.25	0.94	2.03
Semisótano	CM	116	0.11	0.23	0.2	0.08
	CV	19.67	-0.07	0.03	0.02	-0.06
	SD X	0.35	0.6	0.26	0.14	0.22
	SD Y	0.26	0.28	0.38	0.11	0.21

Se observa que al comparar los valores provenientes del metrado manual por cargas de gravedad (Tabla 6.1) con los valores provenientes del programa (Tabla 6.2) se obtienen valores

cercanos. La variación proviene de que la consideración del proceso constructivo en el programa, el número de decimales considerados, etc.

6.3 Diseño por flexo-compresión

En primer lugar, se determinan las combinaciones de diseño especificadas en la norma E. 060. Esto se determinó para el primer nivel y para el tercer nivel, ya que se realizará un diseño para los niveles del semisótano, primer y segundo nivel y otro diseño para el tercer, cuarto y quinto nivel. A continuación, se indican las siguientes tablas con las fuerzas amplificadas:

Tabla 6.3 Cargas y momentos últimos amplificados en el primer nivel de acuerdo con las combinaciones de la norma E. 060 en la columna C1

	P (ton)	V2 (ton)	V3 (ton)	M2 (ton.m)	M3 (ton.m)
1.4 CM+1.7 CV	195.8	0.0	0.4	0.3	0.0
1.25(CM+CV) +SX	169.9	0.7	0.6	0.4	0.2
1.25(CM+CV) -SX	169.2	-0.6	0.1	0.1	-0.2
0.9 CM+SX	104.8	0.7	0.5	0.3	0.3
0.9 CM-SX	104.1	-0.5	-0.1	0.0	-0.1
1.25(CM+CV) +SY	169.8	0.3	0.7	0.4	0.2
1.25(CM+CV) -SY	169.3	-0.2	-0.1	0.2	-0.2
0.9 CM+SY	104.7	0.4	0.6	0.3	0.3
0.9 CM-SY	104.1	-0.2	-0.2	0.1	-0.1

Tabla 6.4 Cargas y momentos últimos amplificados en el tercer nivel de acuerdo con las combinaciones de la norma E. 060 en la columna C1

	P (ton)	V2 (ton)	V3 (ton)	M2 (ton.m)	M3 (ton.m)
1.4 CM+1.7 CV	85.4	0.6	0.2	0.2	0.6
1.25(CM+CV) +SX	74.4	5.3	0.2	0.3	6.0
1.25(CM+CV) -SX	73.9	-4.5	0.1	0.1	-5.0
0.9 CM+SX	46.3	5.0	0.1	0.2	5.6
0.9 CM-SX	45.9	-4.8	0.0	0.0	-5.3
1.25(CM+CV) +SY	74.3	2.9	0.2	0.3	3.2
1.25(CM+CV) -SY	74.0	-2.0	0.1	0.0	-2.3
0.9 CM+SY	46.3	2.6	0.1	0.2	2.9
0.9 CM-SY	45.9	-2.3	0.0	-0.1	-2.6

Tanto en la Tabla 6.3 como en la Tabla 6.4 se observa que los momentos son considerablemente bajos con respecto de las fuerzas axiales. Esto se debe a que los muros de corte del edificio toman la mayor a cantidad de momentos provenientes del sismo. Por tanto, la columna trabaja prácticamente a compresión pura.

Así, se puede estimar el acero transversal necesario en la columna mediante la Ecuación 6.1 que estima la resistencia a compresión pura

Ecuación 6.1 Resistencia última en compresión pura en columnas

$$P_u = \Phi \times \alpha \times (0.85 \times f'_c \times (A_g - A_{st}) + f_y \times A_{st})$$

Dado que se trata de una columna rectangular con estribos se tiene que $\Phi = 0.7$ y $\alpha = 0.8$. Asimismo, el valor de $f'_c = 210 \frac{kg}{cm^2}$, $A_g = 30 \times 50 = 1500 \text{ cm}^2$; por tanto:

C1 (pisos 1, 2 y semisótano)

De la Tabla 6.3, se tiene un $P_u = 195.8 \text{ ton}$, por tanto, con los datos obtenidos reemplazados en la Ecuación 6.1 se obtiene un área de acero estimado de 20.4 cm^2 . Comparando con la cuantía mínima de 1% (15 cm^2) se determina colocar 8 barras de 3/4" (22.72 cm^2).

Considerando esta cantidad de acero se construyen los diagramas de interacción (con el factor de reducción incluido) en las direcciones M22 y M33 que se muestran a continuación:

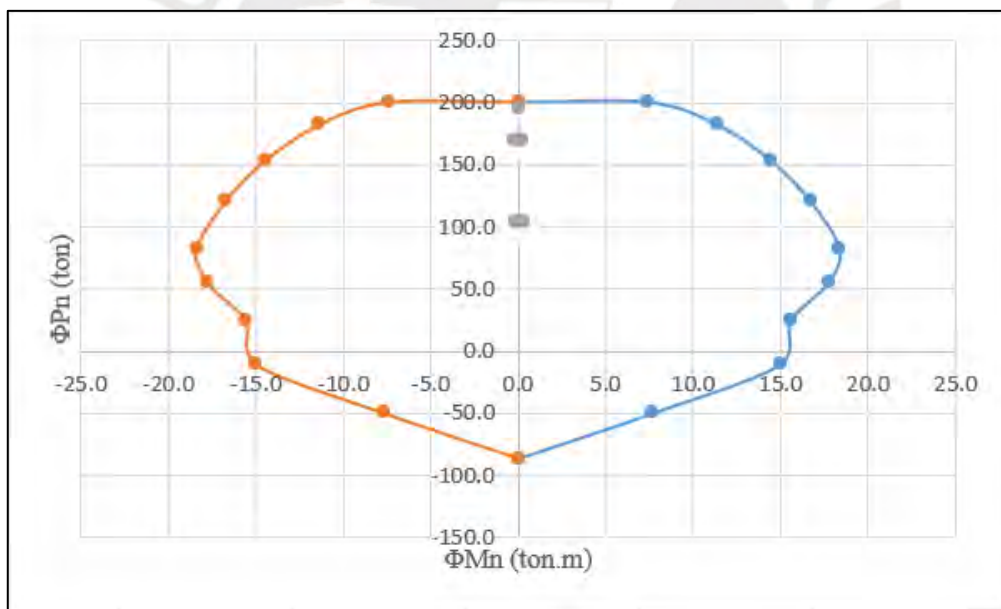


Figura 6.3 Diagrama de interacción en la dirección M33 de la columna C1 en la sección crítica del primer piso

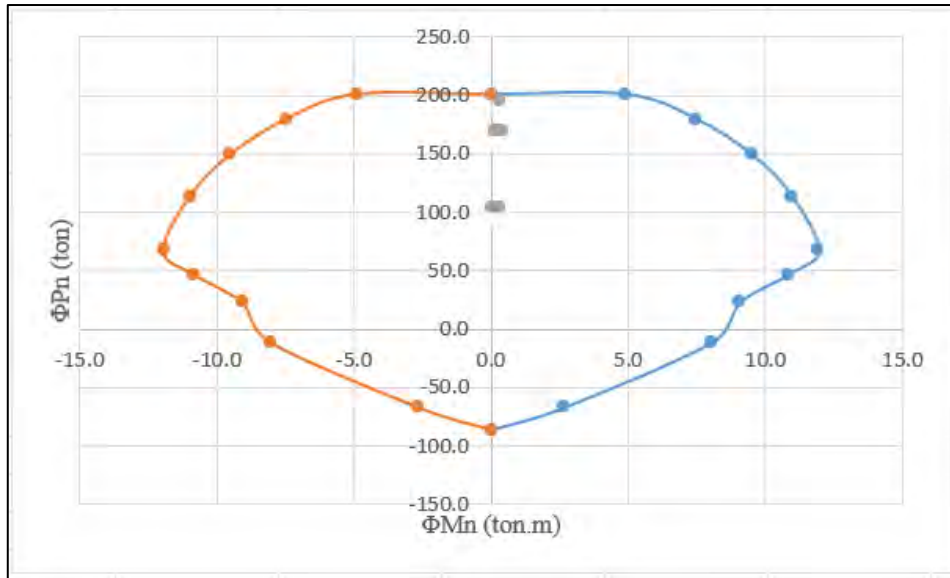


Figura 6.4 Diagrama de interacción en la dirección M22 de la columna C1 en la sección crítica del primer piso

Se observa que en ambas direcciones las fuerzas y momentos se están dentro del diagrama de interacción, se corrobora que los momentos son considerablemente bajos con respecto de las cargas axiales. Por tanto, el refuerzo longitudinal de 8 barras de 3/4" es correcto para los pisos 1, 2 y semisótano.

C1 (pisos 3, 4 y 5)

De la misma manera, coloca una cuantía mínima de 8 barras de 5/8" (16 cm²) si se determinan los diagramas de interacción en la dirección M22 y M33.

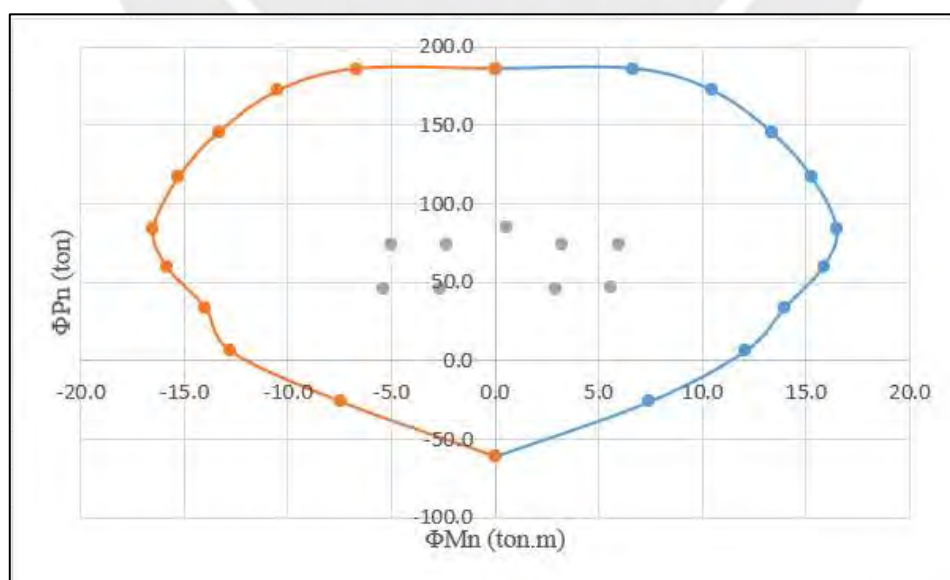


Figura 6.5 Diagrama de interacción en la dirección M33 de la columna C1 en la sección crítica del tercer piso

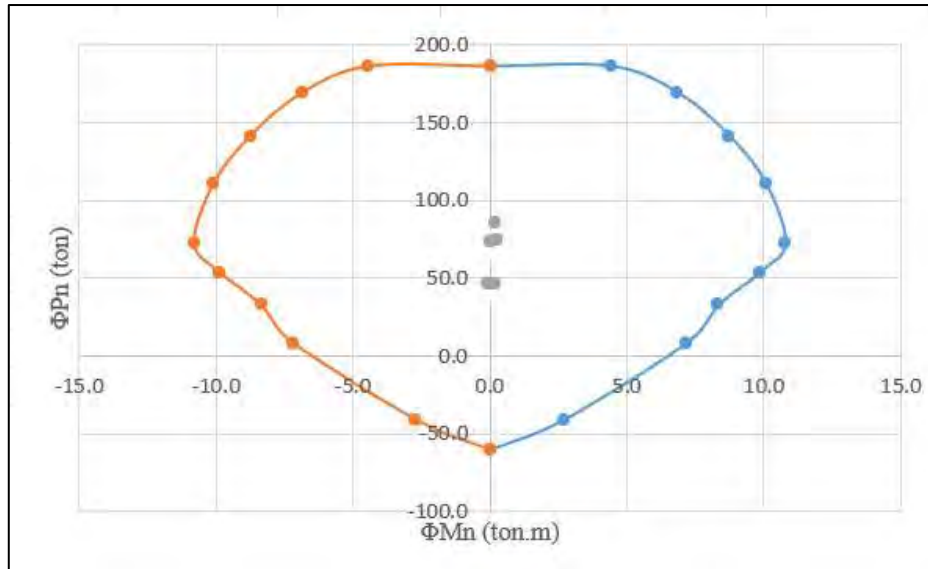


Figura 6.6 Diagrama de interacción en la dirección M22 de la columna C1 en la sección crítica del tercer piso

Dado que las cargas en el tercer nivel se están dentro del diagrama de interacción; por ello, el refuerzo de 8 barras de 5/8" es correcto. Por tanto, se colocará este refuerzo desde el tercer hasta el quinto piso, ya que en los pisos cuarto y quinto las cargas disminuyen.

6.4 Diseño por cortante

En el capítulo 21 de la norma de concreto armado E. 060, se especifica que el diseño se realiza considerando el menor valor del cortante por capacidad y el cortante máximo obtenido a partir de las combinaciones amplificando 2.5 veces los valores de sismo.

Diseño por capacidad

El cortante por capacidad se determina por la siguiente expresión:

$$Vu = \frac{Mni + Mns}{Hn}$$

Donde el valor de Hn es 2.45 m, el valor de Mni y Mns son los correspondientes a la fuerza axial Pu cuyo resultado es el mayor momento nominal. Para el diagrama de interacción M33 el valor de Pu = 104 ton corresponde a Mni = Mns = 25 ton.m y para el diagrama interacción M22 el valor de Pu = 16.4 ton corresponde a Mni = Mns = 16.4 ton.m. Por tanto, los valores de cortante por capacidad son los siguientes:

$$Vu_{33} = \frac{25 + 25}{2.45} = 20.4 \text{ ton}$$

$$Vu_{22} = \frac{16.4 + 16.4}{2.45} = 13.4 \text{ ton}$$

Diseño amplificando 2.5 veces los valores de sismo

A continuación, se observa los cortante últimos considerando un factor de amplificación de 2.5 al sismo:

Tabla 6.5 Fuerzas cortantes últimas considerando un factor de amplificación de sismo de 2.5

Combinación	P (ton)	V22 (ton)	V33 (ton)
1.4 CM+1.7 CV	195.8	0.0	0.4
1.25(CM+CV) +2.5SX	170.5	1.6	1.0
1.25(CM+CV) -2.5SX	168.7	-1.5	-0.3
0.9 CM+2.5SX	105.3	1.6	0.9
0.9 CM-2.5SX	103.5	-1.4	-0.4
1.25(CM+CV) +2.5SY	170.2	0.8	1.3
1.25(CM+CV) -2.5SY	168.9	-0.7	-0.6
0.9 CM+2.5SY	105.1	0.8	1.2
0.9 CM-2.5SY	103.8	-0.6	-0.7

Dado que V22 y V33 son menores a los valores obtenidos por capacidad, se realiza el diseño con estos valores.

La resistencia a cortante del concreto para columnas tiene en cuenta el aporte de la carga axial y se calcula mediante la siguiente expresión:

Ecuación 6.2 Resistencia a cortante del concreto en elementos sometidos a compresión

$$\phi V_c = 0.85 \times 0.53 \times \sqrt{f'_c} \times \left(1 + \frac{P_u}{140A_g}\right) \times b \times d$$

Así se obtiene la resistencia a cortante del concreto en cada dirección para cada combinación de carga axial como se muestra a continuación:

Tabla 6.6 Resistencia a cortantes del concreto en columnas para cada dirección de análisis

Combinación	P (ton)	ϕV_c 22 (ton)	ϕV_c 33 (ton)
1.4 CM+1.7 CV	195.8	16.7	15.1
1.25(CM+CV)+2.5SX	170.5	15.6	14.2
1.25(CM+CV)-2.5SX	168.7	15.5	14.1
0.9 CM+2.5SX	105.3	12.9	11.8
0.9 CM-2.5SX	103.5	12.9	11.7
1.25(CM+CV)+2.5SY	170.2	15.6	14.2
1.25(CM+CV)-2.5SY	168.9	15.5	14.1
0.9 CM+2.5SY	105.1	12.9	11.8
0.9 CM-2.5SY	103.8	12.9	11.7

Al comparar los valores de la Tabla 6.5 y de la Tabla 6.6 se observa que $\Phi V_c > V_u$ por lo que solamente se requiere colocar estribos mínimos de acuerdo con el capítulo 21 de la norma E. 060.

En la zona de confinamiento (de acuerdo con la norma E. 0.60) se exige un espaciamiento S_o no debe ser mayor que el menor de los siguientes valores: ocho veces el diámetro de la barra longitudinal de menor diámetro (15.2 cm), la mitad de la menor dimensión de la sección transversal (15 cm) y 10 cm. Asimismo, se exige que la longitud de confinamiento L_o debe ser menor que el mayor de los siguientes valores: una sexta parte de la luz libre (41 cm), la mayor dimensión de la sección transversal del elemento (50 cm) y 50 cm. Por último, fuera de la longitud L_o se exige un espaciamiento máximo de 30 cm y en zona de los nudos un espaciamiento máximo de 15 cm.

Por tanto, se colocan estribos de $\Phi 3/8''$ 1@5cm, 5 @ 10 cm resto a 20 cm en cada extremo de columna, la distribución refuerzo longitudinal y cantidad de estribos se muestra a continuación:

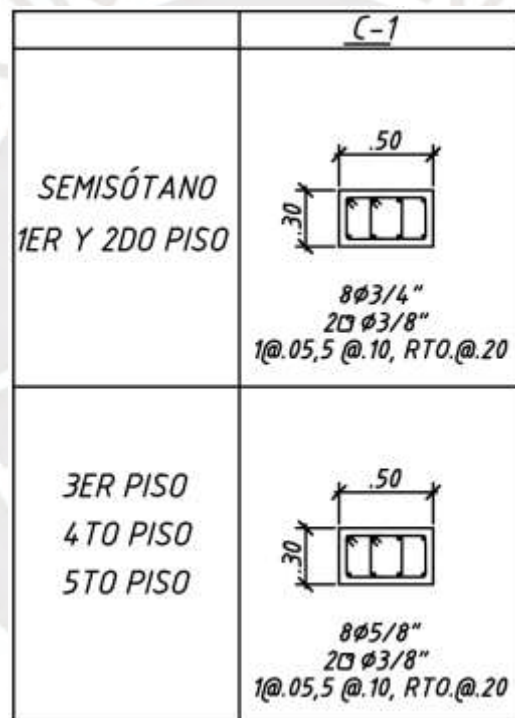


Figura 6.7 Disposición final de aceros en la columna C1 para todos los pisos

7) CAPÍTULO 7: DISEÑO DE PLACAS

En esta edificación, las placas son los elementos verticales que otorgan mayor rigidez a la estructura tal como se observa en la Tabla 3.8.

Dadas las dimensiones de altura y longitud de las placas, se trata de muros esbeltos ($H/L \geq 2$). Por ello, se realizará un diseño por flexo compresión y se calcularán los esfuerzos correspondientes a compresión máximos en las fibras extremas para evaluar los requerimientos de núcleos de confinamiento. Asimismo, se realizará el diseño por cortante por capacidad tal como se establece en el capítulo 21 de la norma E. 060.

A continuación, se detalle el procedimiento de diseño de la placa PL-1 que se ubica en el eje 5.

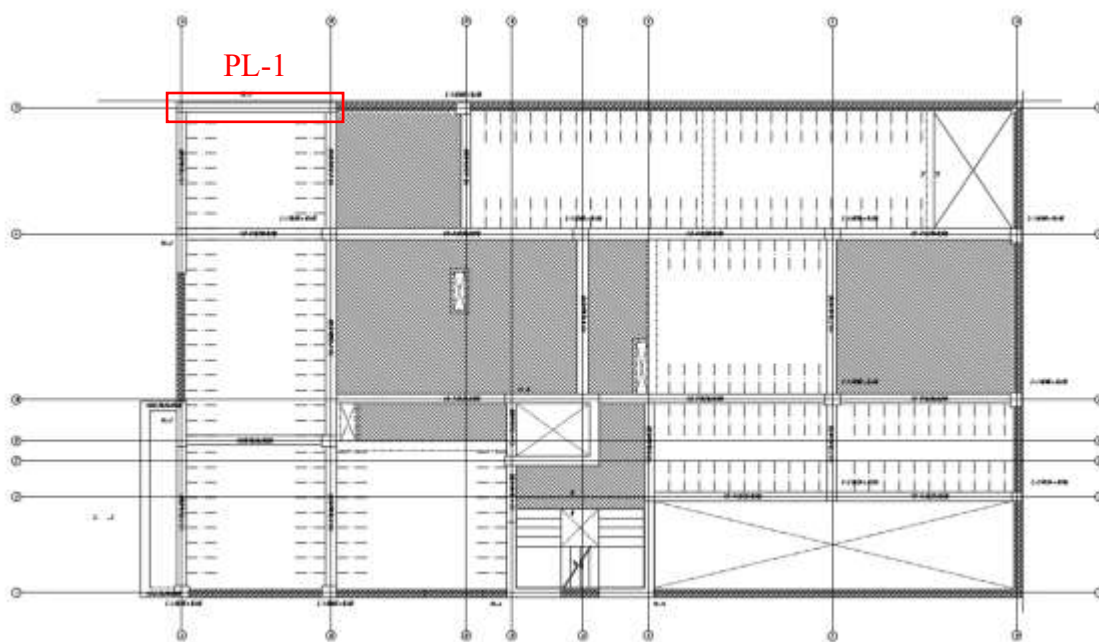


Figura 7.1 Ubicación en planta de la placa a diseñar

7.1 Medrado de cargas

En primer lugar, se determina el área tributaria de la placa y se está considerado, de manera similar a las columnas, un área de influencia con un factor de carga viva de $k=2$ de acuerdo con la norma E. 020. Así, considerando que la sobrecarga es de 0.1 ton/m^2 en el nivel cinco y de 0.2 ton/m^2 en los demás niveles, se determina la carga viva reducido total aplicada en cada nivel. Asimismo, se determina la carga muerta considerando los elementos incluidos en el área tributaria de la placa en análisis. Esto es el peso de total de las vigas, losas aligeradas, losas macizas, tabiquería, piso terminado y su peso propio. Este procedimiento se muestra a continuación en las siguientes tablas:

Placa PL-1 (0.25 x 4.25 m)

Tabla 7.1 Metrado de cargas de gravedad de la placa PL-1

Piso	P cm (ton)	At (m ²)	A i (m ²)	f red	S/C (ton/m ²)	P cv (ton)	P cv red (ton)	P cv red/P cv
5	12.3	9.3	18.6	NO APLICA	0.1	0.9	0.9	1.00
4	28.9	20.6	41.1	0.97	0.2	3.2	3.1	0.98
3	45.5	31.8	63.7	0.83	0.2	5.4	5.0	0.91
2	62.1	43.1	86.2	0.75	0.2	7.7	6.7	0.87
1	78.8	54.4	108.7	0.69	0.2	9.9	8.2	0.83
Semisótano	90.6	60.5	120.9	0.67	0.2	11.2	9.0	0.81

7.2 Fuerzas internas

A partir del metrado de cargas realizado y de las fuerzas de sismo determinadas en el análisis dinámico amplificado, se obtuvieron las fuerzas internas por piso para cada placa. Así, en la Tabla 7.2 se muestran las fuerzas internas de la placa PL-1.

Asimismo, se ha considerado positivo en compresión para las cargas axiales y los momentos de flexión mostrado se han determinado de acuerdo con los ejes de referencia mostrados en la Figura 7.2.

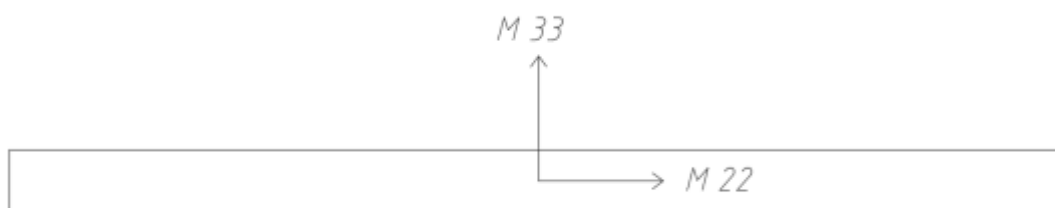


Figura 7.2 Ejes locales considerados en la placa PL-1

Tabla 7.2 Fuerzas internas en la placa PL-1

		P (ton)	V2 (ton)	V3 (ton)	M22 (ton.m)	M33 (ton.m)
Piso 5	CM	13.45	-3.87	-0.01	-0.02	-4
	CV	1.4	-1.1	0.00	-0.01	-1.7
	SD X	7.92	31.39	0.52	1.39	81.35
	SD Y	4.27	19.19	0.46	1.25	51.8
Piso 4	CM	29.89	-1.17	0.01	0.01	-3.29
	CV	3.59	0.02	0.01	0.02	-1.1
	SD X	17.6	49.88	0.37	0.67	125.54
	SD Y	9.5	20.13	0.35	0.69	58.9

Piso 3	CM	46.6	-1.37	0.01	0.02	-2.83
	CV	5.74	-0.07	0.00	0.02	-0.79
	SD X	27.22	72.94	0.31	0.59	242.79
	SD Y	14.75	29.49	0.29	0.63	100.84
Piso 2	CM	63.21	-1.1	0.01	0.06	-1.89
	CV	7.81	0.08	0.01	0.04	-0.19
	SD X	36.09	98.97	0.99	2.87	439.64
	SD Y	19.61	42.78	0.83	2.37	180.68
Piso 1	CM	79.39	-1.74	0.00	0.07	-3.11
	CV	9.78	-0.34	0.01	0.06	-0.78
	SD X	42.89	106.46	0.62	4.33	679.63
	SD Y	23.48	35.66	0.68	3.96	262.24
Semisótano	CM	91.26	0.56	-0.1	0.02	-11.66
	CV	10.69	0.83	-0.02	0.01	-1.32
	SD X	148.85	60.18	1.44	0.68	250.68
	SD Y	61.91	27.96	1.11	1.03	129.57

En la placa PL-1, se observa que los mayores momentos se dan en la dirección XX, dado que la mayor rigidez de la placa está en esa dirección. Asimismo, se observa que en la placa PL-1 los momentos en las direcciones YY y XX respectivamente son considerablemente altos. Esto evidencia el efecto de la torsión en cada una de las placas, las cargas de gravedad consideradas fueron obtenidas del programa ETABS.

7.3 Diseño por flexo-compresión

En primer lugar, se determinan las fuerzas y momentos últimos de acuerdo con las combinaciones de la norma E. 060. Se considerará para el diseño las cargas aplicadas en el primer nivel, ya que las cargas del semisótano trabajan junto con el muro de sótano y está por debajo del nivel de terreno. En ese sentido, las cargas más críticas se encuentran en el primer nivel.

Tabla 7.3 Cargas y momentos últimos amplificados en el primer nivel de acuerdo con las combinaciones de la norma E. 060 en la placa PL-1

	P (ton)	V2 (ton)	V3 (ton)	M2 (ton.m)	M3 (ton.m)
1.4 CM+1.7 CV	127.8	-3.0	0.0	0.2	-5.7
1.25(CM+CV)+SX	154.4	103.9	0.6	4.5	674.8
1.25(CM+CV)-SX	68.6	-109.1	-0.6	-4.2	-684.5
0.9 CM+SX	114.3	104.9	0.6	4.4	676.8
0.9 CM-SX	28.6	-108.0	-0.6	-4.3	-682.4
1.25(CM+CV)+SY	134.9	33.1	0.7	4.1	257.4
1.25(CM+CV)-SY	88.0	-38.3	-0.7	-3.8	-267.1
0.9 CM+SY	94.9	34.1	0.7	4.0	259.4
0.9 CM-SY	48.0	-37.2	-0.7	-3.9	-265.0

Tabla 7.4 Cargas y momentos últimos amplificados en el tercer nivel de acuerdo con las combinaciones de la norma E. 060 en la placa PL-1

	P (ton)	V2 (ton)	V3 (ton)	M2 (ton.m)	M3 (ton.m)
1.4 CM+1.7 CV	75.0	-2.0	0.0	0.1	-5.3
1.25(CM+CV)+SX	92.6	71.1	0.3	0.6	238.3
1.25(CM+CV)-SX	38.2	-74.7	-0.3	-0.5	-247.3
0.9 CM+SX	69.2	71.7	0.3	0.6	240.2
0.9 CM-SX	14.7	-74.2	-0.3	-0.6	-245.3
1.25(CM+CV)+SY	80.2	27.7	0.3	0.7	96.3
1.25(CM+CV)-SY	50.7	-31.3	-0.3	-0.6	-105.4
0.9 CM+SY	56.7	28.3	0.3	0.6	98.3
0.9 CM-SY	27.2	-30.7	-0.3	-0.6	-103.4

7.3.1 Verificación de requerimiento de núcleos de confinamiento

A continuación, se realiza la verificación exigida por la norma E .060 de la necesidad de núcleos de confinamiento. Para ello, se determina el esfuerzo máximo de las cargas últimas y se compara con $0.2 f'c$; en caso sea mayor, se requerirán núcleos de confinamiento. Posteriormente, con la distribución de acero requerida, se corroborará la longitud de confinamiento mediante el análisis de la altura del eje neutro.

PL-1

Dado que la placa es un elemento rectangular se tiene las siguientes propiedades de la sección:

Área (m ²)	X c (m)	Y c (m)	I xx (m ⁴)	I yy (m ⁴)
1.06	2.125	0.125	5.53x10 ⁻³	1.599

Por tanto, el esfuerzo en compresión máximo esta dado por la siguiente expresión

Ecuación 7.1 Esfuerzo máximo debido a las cargas aplicadas

$$\sigma c \text{ máx} = \frac{Pu}{A} + \frac{Mxx \times Yc}{Ixx} + \frac{Myy \times Xc}{Iyy}$$

Así, se tiene lo siguiente

$$\sigma c \text{ máx} = \frac{154.4}{1.06} + \frac{4.5 \times 0.125}{0.00553} + \frac{674.8 \times 2.125}{1.599} = 114.3 \frac{kg}{cm^2}$$

Así, dado que $\sigma c \text{ máx}$ es mayor que $0.2 f'c = 42 \frac{kg}{cm^2}$, la placa requiere núcleos de confinamiento. El espesor de estos núcleos se considera igual al ancho de la placa y el peralte

se aproximará como 15% del largo total de la placa. En ese sentido, se consideró un ancho de 25 cm y un peralte de 65 cm para los núcleos de confinamiento.

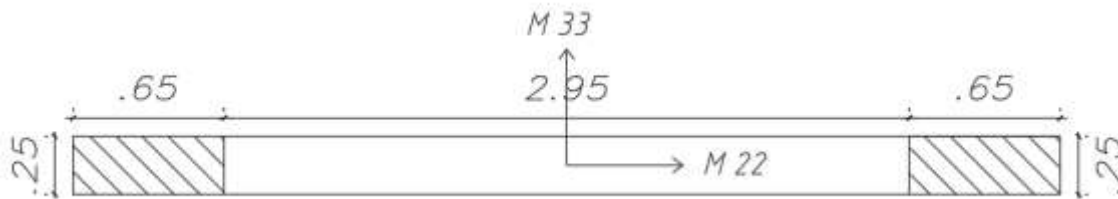


Figura 7.3 Disposición de los núcleos de confinamiento en la placa PL-1

7.3.2 Estimación del refuerzo vertical

PL-1

En primer lugar, la norma E. 060 especifica una cuantía mínima para el refuerzo vertical repartido para cortante que está dada por la siguiente expresión:

Ecuación 7.2 Cuantía mínima vertical para cortante

$$\rho_v = 0.0025 + 0.5 \left(2.5 - \frac{hm}{lm} \right) (\rho_h - 0.0025) \geq 0.0025$$

Considerando que se colocará una cuantía mínima horizontal de 0.0025 y dado que la altura del muro $hm = 13.25$ y la longitud del muro $lm = 4.25$, se tiene la siguiente cuantía mínima vertical

$$\rho_v = 0.0025 + 0.5 \left(2.5 - \frac{13.25}{4.25} \right) (0.0025 - 0.0025) = 0.0025 \geq 0.0025$$

Por tanto, la cuantía vertical requerida es igual a 0.0025, así el acero necesario por metro es igual a $0.0025 \times 100 \times 25 = 5 \text{ cm}^2$, así que se colocó $2\Phi 3/8'' @ 22.5 \text{ cm}$ en todos los pisos.

En los núcleos confinados no se tiene una cuantía mínima especificada. En este caso, se considera una cuantía de mínima similar a la de las columnas de 1% inicialmente; es decir, $6\Phi 3/4''$.

7.3.3 Diagrama de interacción para el diseño por flexo compresión

PL-1 (pisos 1, 2 y semisótano)

Se realizó el diagrama de interacción con la disposición inicial del refuerzo en las cabezas; sin embargo, esta disposición no era suficiente para soportar las cargas. Por ello, se aumentó el refuerzo en las cabezas y se colocaron $4\Phi 1'' + 6\Phi 3/4''$ lo que equivale a una cuantía de cabeza

igual a 2.3%. A continuación, se muestra el diagrama de interacción con la nueva disposición de acero.

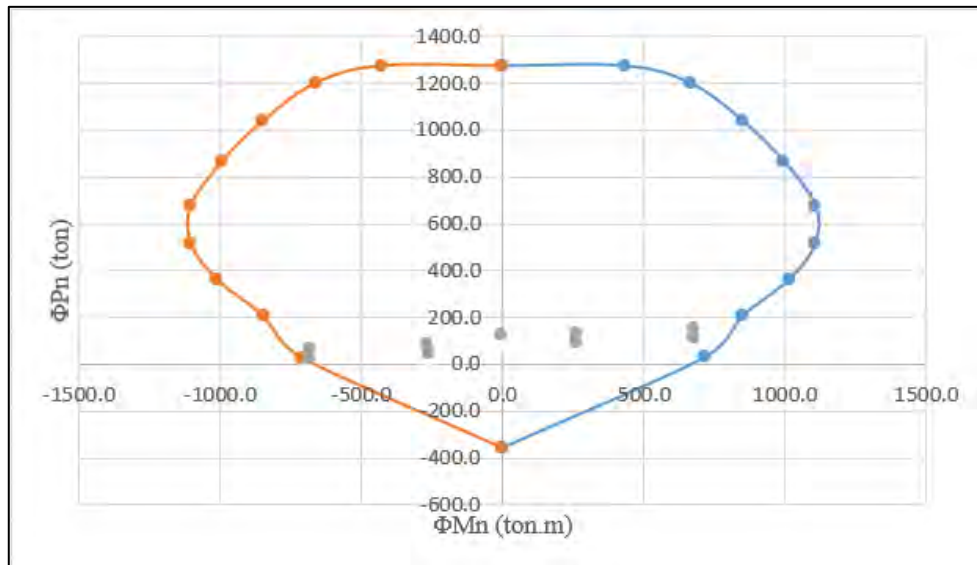


Figura 7.4 Diagrama de interacción en la dirección M33 de la placa PL-1 en la sección crítica del primer piso

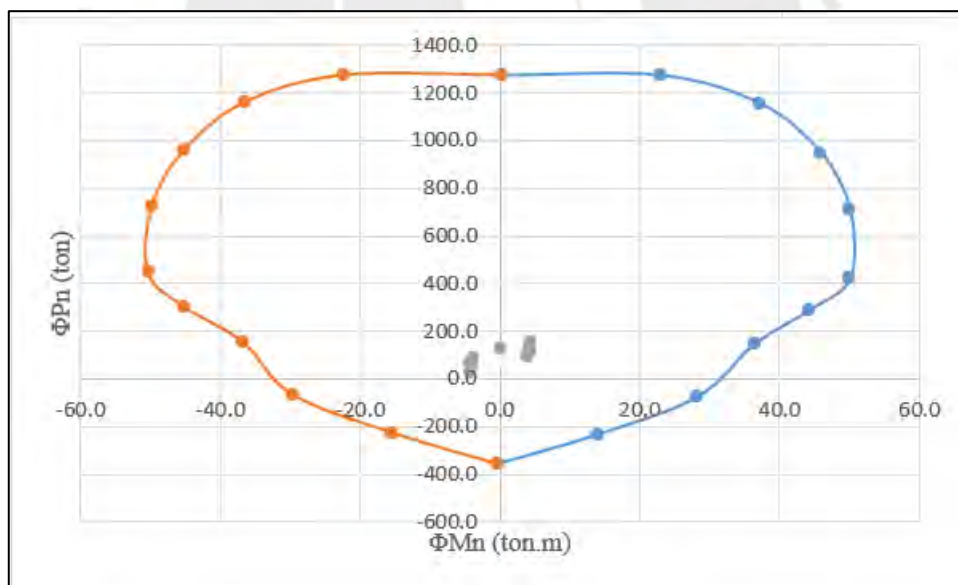


Figura 7.5 Diagrama de interacción en la dirección M22 de la placa PL-1 en la sección crítica del primer piso

Se observa que todas las combinaciones se encuentran caen dentro del diagrama de interacción. Es decir, se verifica que la disposición de refuerzo longitudinal de $2\Phi 3/8'' @ 20$ repartida y $4\Phi 1'' + 6\Phi 3/4''$ en las cabezas es correcta.

PL-1 (pisos 3,4 y 5)

Se realizó una reducción del armado longitudinal en las cabezas, ya que las fuerzas y momentos se reducen a partir del tercer piso. Por ello, se colocaron $2\Phi 3/8'' @ 22.5 \text{ cm}$ repartida y $4\Phi 3/4'' + 6\Phi 5/8''$ en las cabezas. A continuación, se muestran las combinaciones en el tercer nivel y el diagrama de interacción.

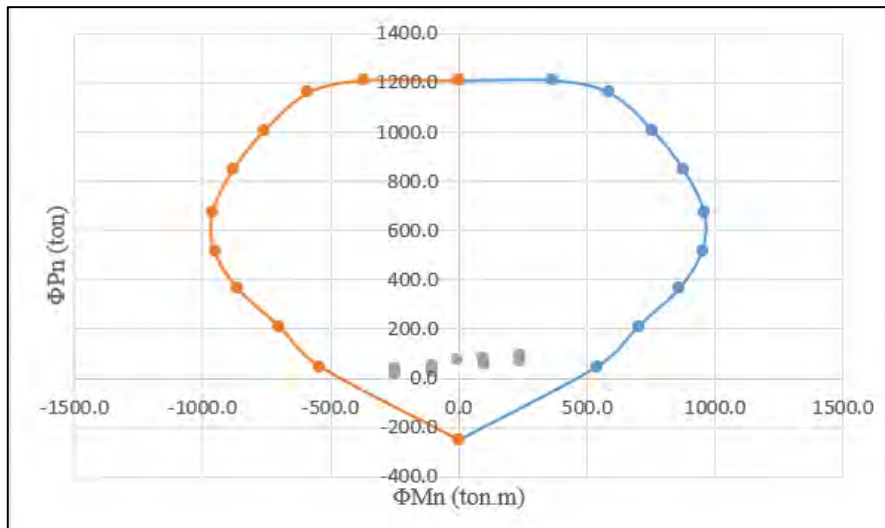


Figura 7.6 Diagrama de interacción en la dirección M33 de la placa PL-1 en la sección crítica del tercer piso

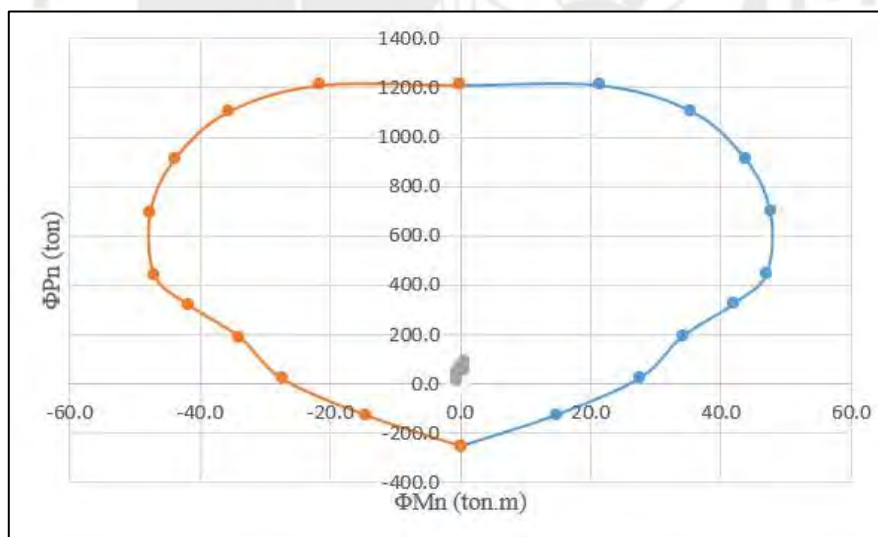


Figura 7.7 Diagrama de interacción en la dirección M22 de la placa PL-1 en la sección crítica del tercer piso

Corroboración de profundidad de núcleo de confinamiento

Se determinó por equilibrio la profundidad del bloque de compresiones “c” y es igual a 71 cm. Asimismo, el desplazamiento de diseño δu en la parte superior de la placa es igual a 0.0329 m. En ese sentido, considerando la altura del muro h_m igual a 13.25 m y la longitud del muro l_m igual a 4.25 m, se obtiene el valor de c límite a continuación:

$$\frac{\delta u}{hm} = \frac{0.0329}{13.25} = 0.00248$$

Dado que es menor a 0.005 se considera este valor en la siguiente ecuación

$$c \text{ lim} = \frac{lm}{600\left(\frac{\delta u}{hm}\right)} = \frac{4.25}{600(0.005)} = 1.42 \text{ m}$$

Dado que el valor de la profundidad del núcleo de compresiones ($c= 71\text{cm}$) es menor que el c límite según este criterio no se requieren núcleos confinados. Sin embargo, se han considerado de acuerdo al criterio de presiones mencionado anteriormente.

Por otro lado, la longitud de confinamiento debe ser mayor que los siguientes valores:

$$c - 0.1 \text{ lm} = 71 - 0.1(425) = 28.5 \text{ cm}$$

$$\frac{c}{2} = \frac{71}{2} = 35.5 \text{ cm}$$

Dado que la longitud de confinamiento (65 cm) es mayor a los valores mencionados esta se mantiene.

Por último, esta los núcleos de confinamiento deben mantenerse hasta una altura no menor a los siguientes mostrados

$$lm = 4.25 \text{ m}$$

$$0.25 \times \frac{Mu}{Vu} = 0.25 \times \frac{674.8}{103.9} = 1.62 \text{ m}$$

Por tanto, se requieren los núcleos de confinamiento hasta una altura no menor a los dos primeros pisos.

Asimismo, se determina el esfuerzo en el tercer nivel con la segunda combinación de la Tabla 7.4 como se observa a continuación:

$$\sigma c \text{ máx} = \frac{92.6}{1.06} + \frac{0.6 \times 0.125}{0.00553} + \frac{238.3 \times 2.125}{1.599} = 41.8 \frac{kg}{cm^2}$$

Así, dado que $\sigma c \text{ máx}$ es mayor que $0.15 f'c = 31.5 \frac{kg}{cm^2}$, la placa requiere núcleos de confinamiento en el tercer nivel. De manera conservadora, se mantendrán los núcleos de confinamiento en toda la altura de la placa y se disminuirá el acero en las cabezas en los pisos superiores.

7.4 Diseño por cortante

Dado que la placa está sometida a efectos de sismo, el diseño por cortante se realiza por capacidad y con las consideraciones del diseño por resistencia.

7.4.1 Diseño del refuerzo por cortante

En primer lugar, se determina la resistencia a cortante del concreto mediante la Ecuación 7.3

$$\Phi V_c = \Phi \times A_{cw} \times (\alpha \sqrt{f'_c})$$

Ecuación 7.3 Resistencia a cortante del concreto en placas

PL-1

De acuerdo con el capítulo 11 de la norma E. 060, el valor de α varía de acuerdo con el valor de h_m/l_m . Dado que el valor de h_m es igual a 13.25 metros y l_m es igual a 4.25 metros, el valor de h_m/l_m es igual a 3.1. Por tanto, el valor de α es igual a 0.53. Asimismo, se considera como peralte efectivo (para el cálculo de A_{cw}) el 80 % de la longitud del muro.

Así la resistencia a cortante del concreto es igual a lo siguiente

$$\Phi V_c = 0.85 \times 0.8 \times 425 \times 25 \times (0.53 \sqrt{210}) = 55.5 \text{ ton}$$

7.4.2 Diseño por capacidad

En el capítulo 21 de la norma E. 060, se indica que se debe realizar un diseño por capacidad. Este consiste en escalar cortante último al momento nominal colocado, de manera que la sección falle por flexión antes que por cortante.

Para ello, el cortante último de capacidad V_{cap} está dado por la siguiente expresión:

Ecuación 7.4 Cortante último por capacidad

$$V_u = V_{ua} \times \frac{M_n}{M_{ua}}$$

Donde V_{ua} y M_{ua} con los valores de cortante y momento último provenientes de las combinaciones y además se debe cumplir que M_n/M_{ua} debe ser menor al factor de reducción de fuerzas sísmicas R (en este caso 5.4). Esta disposición se extenderá desde la sección crítica hasta una distancia no menor al mayor de los valores entre l_m , $M_u/4V_u$ y la altura de los dos primeros pisos.

PL-1 (pisos 1, 2 y semisótano)

De la Tabla 7.3 se obtienen los valores de $M_{ua} = 674.8 \text{ ton.m}$ y $V_{ua} = 103.9 \text{ ton}$. El valor de $P_u = 154.4 \text{ ton}$ corresponde en el diagrama de interacción a un valor de $M_n = 1155.3 \text{ ton}$.

Por tanto, la relación M_n/M_{ua} es igual a 1.71 (es menor a $R=5.4$). Luego, el valor de V_u capacidad es igual a $103.9 \times 1.71 = 177.8 \text{ ton}$.

El valor de $\Phi V_n \text{ max}$ está dado por la siguiente expresión

Ecuación 7.5 Máxima resistencia nominal a cortante

$$\Phi V_n \text{ max} = 0.85 \times 2.6 \times \sqrt{f'_c} \times A_{cw}$$

Por tanto, el valor $\Phi V_n \text{ max}$ es igual a lo siguiente

$$\Phi V_n \text{ max} = 0.85 \times 2.6 \times \sqrt{210} \times 0.8 \times 425 \times 25 = 272.2 \text{ ton}$$

Se cumple que el valor de $V_u \text{ cap}$ es menor que $\Phi V_n \text{ max} = 272.2 \text{ ton}$.

Dado que $V_u \text{ cap}$ es mayor a ΦV_c el valor de V_s es igual a

$$V_s = \frac{177.8}{0.85} - \frac{55.5}{0.85} = 143.9 \text{ ton}$$

Por tanto, la cuantía horizontal necesaria es igual a

$$\rho_h = \frac{143900}{25 \times 0.8 \times 425 \times 4200} = 0.0040$$

La cuantía obtenida es mayor al mínimo de 0.0025 exigido por norma, por tanto, si se consideramos dos mallas de 1/2" se requiere un espaciamiento máximo igual a

$$s_{\text{requerido}} = \frac{2 \times 1.29}{0.0040 \times 100 \times 25} = 25.6 \text{ cm}$$

Por tanto, se colocó como refuerzo horizontal $2\Phi 1/2'' @ 22.5 \text{ cm}$ hasta los primeros dos pisos y semisótano.

PL-1 (pisos 3,4 y 5)

En estos niveles no se requiere un diseño por capacidad; por ello, se considera el máximo cortante último proveniente de las combinaciones de diseño. De la Tabla 7.4 se tiene un cortante último de $V_u = 71.1 \text{ ton}$.

Dado que V_u es mayor a ΦV_c el valor de V_s es igual a

$$V_s = \frac{71.1}{0.85} - \frac{55.5}{0.85} = 18.4 \text{ ton}$$

Por tanto, la cuantía horizontal necesaria es igual a

$$\rho_h = \frac{18400}{25 \times 0.8 \times 425 \times 4200} = 0.00051$$

La cuantía obtenida es menor al mínimo de 0.0025 exigido por norma, por tanto, si se consideramos dos mallas de 3/8" se requiere un espaciamiento máximo igual a

$$s_{requerido} = \frac{2 \times 0.71}{0.0025 \times 100 \times 25} = 22.72 \text{ cm}$$

Por tanto, se colocó como refuerzo horizontal 2 Φ 3/8" @ 22.5 cm para el tercer, cuarto y quinto piso.

7.4.3 Refuerzo transversal en núcleos confinados

De acuerdo con la norma E. 060, se deben utilizar estribos de 3/8" y el espaciamiento máximo entre los estribos de los núcleos de confinamiento no debe exceder del menor de los siguientes tres valores:

Diez veces el diámetro de la barra longitud de menor diámetro:

Del semisótano al segundo nivel:

$$10 \text{ db} = 10 \times 2.54 \times \frac{3}{4} = 19.05 \text{ cm}$$

Del tercer al quinto nivel:

$$10 \text{ db} = 10 \times 2.54 \times \frac{5}{8} = 15.88 \text{ cm}$$

La menor dimensión del elemento de borde (25 cm) y 25 cm.

Por tanto, se ha optado por colocar Φ 3/8" @ 17.5 cm desde el semisótano hasta el segundo piso y Φ 3/8" @ 15 cm desde el tercer al quinto nivel.

Finalmente, se muestra a continuación la disposición de los aceros colocados

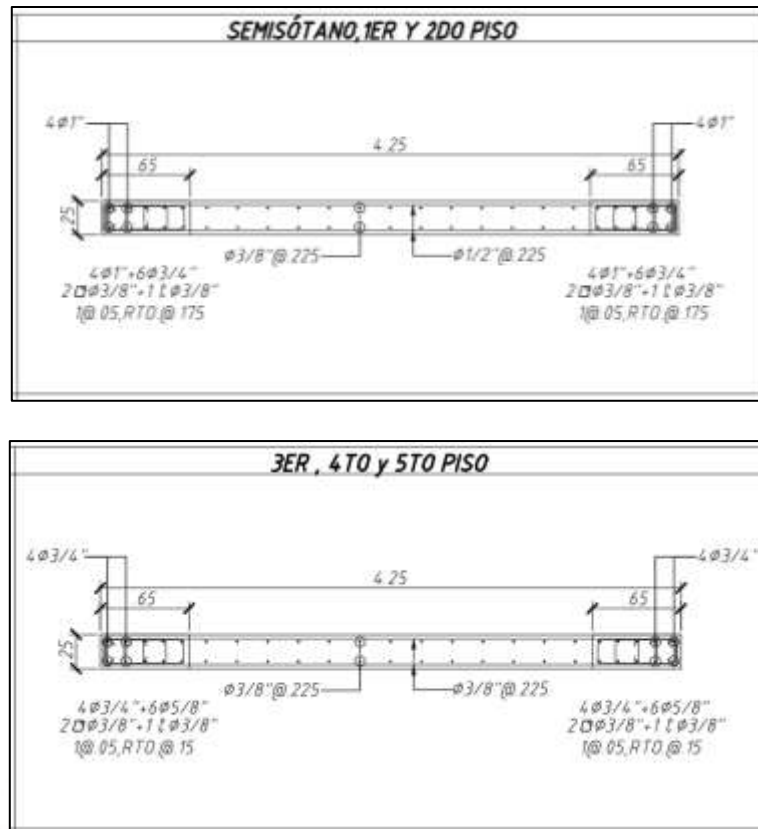


Figura 7.8 Disposición de acero colocado en la placa PL-1

8) CAPÍTULO 8: DISEÑO DE LA CIMENTACIÓN

Los elementos estructurales de la cimentación tienen la función de transmitir las cargas de los elementos verticales (columnas y placas) al terreno. Dado que la resistencia del terreno es en general menor que la resistencia del concreto, los elementos de la cimentación deben tener un área superior a su respectiva columna o placa, en ese sentido se reducen los esfuerzos que son transmitidos al terreno. (Harmsen, 2002).

En este caso, se utilizan cimentaciones superficiales tales como zapatas aisladas, conectadas, combinadas y cimientos corridos.

8.1 Características del suelo de la cimentación

De acuerdo con los datos del estudio de suelos, el proyecto se encuentra sobre una grava arenosa mal gradada (GP) de tipo S2 (de acuerdo con la norma E. 030), posee una capacidad portante de $3.6 \frac{kg}{cm^2}$ para zapatas aisladas y $2.8 \frac{kg}{cm^2}$ para cimientos corridos. Asimismo, se especificó una profundidad de cimentación de 1.1 metros con respecto del nivel del semisótano. La densidad del suelo para efectos del cálculo se estima como $2 \frac{ton}{m^3}$.

8.2 Procedimiento de diseño de cimentaciones

En todos los casos, se realizó el dimensionamiento utilizando las cargas de gravedad y de sismo en condiciones de servicio y des amplificadas. Luego, se procede a verificar los que los esfuerzos sean menores a los máximos permisibles. Por último, se realiza el diseño en concreto armado por corte de punzonamiento, flexión y cortante de acuerdo con la norma E. 0.60.

8.3 Ejemplo de diseño de una zapata aislada

Se realizará el diseño de la zapata Z-5 que soporta la columna C-1 (0.30 x 0.50 m). El sistema de referencia utilizado para ambos casos se muestra a continuación:

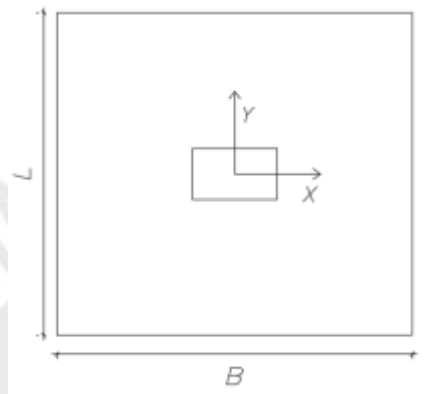


Figura 8.1 Ejes de referencia considerados para los momentos en la zapata aislada

De acuerdo con el capítulo 15 de la norma E. 060, las cargas sísmicas podrán reducirse al 80%, ya que están especificadas al nivel de resistencia de la estructura. Así se obtienen la Tabla 8.2, en las cuales se muestran las cargas en servicio (provenientes del programa ETABS) para la zapata.

Asimismo, se agregó el peso de la zapata, peso de la tierra y el peso de la columna enterrada.

Tabla 8.1 Cargas en servicio aplicadas sobre la zapata Z-5

Cargas en servicio	P (ton)	Mx (ton.m)	My (ton.m)
CM	126.8	0.2	0.1
CV	19.7	0.0	-0.1
0.8 SX	0.3	0.1	0.2
0.8 SY	0.2	0.1	0.2

Se observa que los momentos en ambas direcciones para las dos zapatas son bastantes menores con respecto de las cargas axiales. Esto se debe a que la mayor cantidad de momento es tomado por las placas.

8.3.1 Dimensionamiento

En primer lugar, no se consideran los momentos para la estimación del área tentativa, en cambio se toman en cuenta las cargas axiales muerta y viva en servicio.

Zapata Z-5

$$A_{tentativa} = \frac{(126.8 + 19.7)}{36} = 4.07 \text{ m}^2$$

Dado que por simplicidad en el posterior diseño se busca tener volados iguales y los lados de la columna se diferencian en 20 cm. Se considera una zapata de 2 x 2.2 m (4.4 m²) con volados iguales de 0.85 m.

8.3.2 Verificación de esfuerzos

Se realiza la suposición de que la zapata es rígida y que el suelo es homogéneo, elástico y aislado del suelo circundante, así la distribución de la reacción del suelo frente a las cargas transmitidas se considera lineal, lo cual ha demostrado ser más conservador (Harmsen, 2002) considerando el tipo de suelo de este proyecto. Los esfuerzos se determinan de acuerdo con las siguientes ecuaciones:

Ecuación 8.1 Esfuerzos máximos y mínimo en el suelo de la zapata

$$\sigma_1 = \frac{P}{A} + \frac{6M_x}{BL^2} + \frac{6M_y}{LB^2} < \sigma_{adm}$$

$$\sigma_2 = \frac{P}{A} - \frac{6M_x}{BL^2} + \frac{6M_y}{LB^2} < \sigma_{adm}$$

$$\sigma_3 = \frac{P}{A} + \frac{6M_x}{BL^2} - \frac{6M_y}{LB^2} < \sigma_{adm}$$

$$\sigma_4 = \frac{P}{A} - \frac{6M_x}{BL^2} - \frac{6M_y}{LB^2} < \sigma_{adm}$$

Así se obtuvieron los siguientes valores de presiones considerando el sismo en las direcciones X e Y.

Zapata Z-5

Tabla 8.2 Esfuerzos máximos y mínimos en el suelo de la zapata Z-5

	CM+CV	CM+CV+0.8SX	CM+CV-0.8SX	CM+CV+0.8SY	CM+CV-0.8SY
σ 1 (ton/m2)	33.4	33.7	33.2	33.6	33.2
σ 2 (ton/m2)	33.2	33.3	33.0	33.3	33.1
σ 3 (ton/m2)	33.4	33.4	33.4	33.4	33.4
σ 4 (ton/m2)	33.1	33.0	33.3	33.0	33.3

Se observa que, en ningún caso, se tienen presiones negativas. Asimismo, ninguna de los esfuerzos de cargas de gravedad supera el esfuerzo admisible de suelo σ_{adm} ($36 \frac{ton}{m^2}$) y los esfuerzos provenientes de las cargas de gravedad más sismo no superan el máximo de $1.3 \sigma_{adm}$ ($46.8 \frac{ton}{m^2}$) permitido por la norma E. 060. Por tanto, las dimensiones de 2 x 2.2 m para la zapata Z-5 son adecuadas.

Por último, se determinan el esfuerzo último, considerando las cargas amplificadas, con el que se realizará el diseño. A continuación, se observan las combinaciones realizadas para obtener el máximo esfuerzo de diseño:

Tabla 8.3 Combinaciones de diseño para la zapata Z-5

Combinación	σ 1 (ton/m ²)	σ 2 (ton/m ²)	σ 3 (ton/m ²)	σ 4 (ton/m ²)
1.4CM+1.7CV	48.1	48.1	47.7	47.7
1.25(CM+CV) +SX	42.1	41.6	41.8	41.3
1.25(CM+CV) +SY	42.1	41.6	43.5	41.3
1.25(CM+CV) -SX	41.5	41.3	41.7	41.6
1.25(CM+CV) -SY	41.5	41.3	41.8	41.6

Por tanto, el esfuerzo máximo de diseño para la zapata Z-5 es igual a $\sigma_u = 48.1 \frac{ton}{m^2}$.

8.3.3 Diseño por punzonamiento

De acuerdo con la norma E. 060, los valores de cortante último “Vu” y resistencia al corte del concreto “ ΦV_c ” se calculan en la sección más crítica ubicada a “d/2” de la cara de la columna y están dados por las siguientes expresiones:

Ecuación 8.2 Cortante último de punzonamiento

$$Vu = \sigma_u \times (A_{total} - A_o)$$

Donde A_o es el área de la sección crítica.

Asimismo, la resistencia a corte por punzonamiento está dado por la menor de las siguientes tres expresiones:

Ecuación 8.3 Resistencia al corte de punzonamiento del concreto

$$\Phi V_{c1} = \Phi \times 0.53 \times \left(1 + \frac{2}{\beta}\right) \times \sqrt{f'_c} \times b_o \times d$$

$$\Phi V_{c2} = \Phi \times 0.27 \times \left(\frac{\alpha_s \times d}{b_o} + 2\right) \times \sqrt{f'_c} \times b_o \times d$$

$$\Phi Vc3 = \Phi \times 1.06 \times \sqrt{f'_c} \times b_o \times d$$

Donde b_o es el perímetro de la sección crítica, β es la relación lado largo entre lado corto de la sección de la sección de la columna y α_s es 40 para columnas interiores, 30 para columnas de borde y 20 para columnas de esquina.

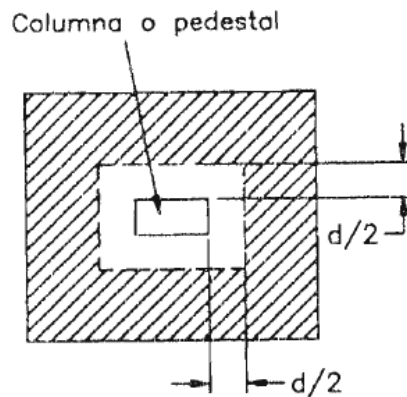


Figura 8.2 Sección crítica de corte por punzonamiento en zapatas aisladas (Harmsen, 2002)

Zapata Z-5

Considerando un peralte de 60 cm, se tiene un $d = 60 - 10 = 50 \text{ cm}$, por tanto, se tiene lo siguiente:

$$Vu = 48.1 \times (2 \times 2.2 - (0.3 + 0.5) \times (0.5 + 0.5)) = 173.3 \text{ ton}$$

$$b_o = (2 \times (30 + 50) + 2 \times (50 + 50)) = 360 \text{ cm}$$

$$\Phi Vc1 = 0.85 \times 0.53 \times \left(1 + \frac{2}{50/30}\right) \times \sqrt{210} \times 360 \times \frac{50}{1000} = 258.5 \text{ ton}$$

$$\Phi Vc2 = 0.85 \times 0.27 \times \left(\frac{40 \times 50}{360} + 2\right) \times \sqrt{210} \times 360 \times \frac{50}{1000} = 452.3 \text{ ton}$$

$$\Phi Vc3 = 0.85 \times 1.06 \times \sqrt{210} \times 360 \times \frac{50}{1000} = 235 \text{ ton}$$

Dado que $\Phi Vc3 > Vu$, el peralte de 60 cm es adecuado para resistir los efectos de punzonamiento.

8.3.4 Diseño por cortante

De acuerdo con la norma E. 060, los valores de cortante último “Vu” y resistencia al corte del concreto “ ΦVc ” se calculan en la sección crítica ubicada a “d” de la cara de la columna y están dados por las siguientes expresiones:

Ecuación 8.4 Cortante último por flexión

$$V_u = \sigma_u \times B \times (l - d)$$

Ecuación 8.5 Resistencia al corte por flexión del concreto

$$\Phi V_c = \Phi \times 0.53 \times \sqrt{f'_c} \times b \times d$$

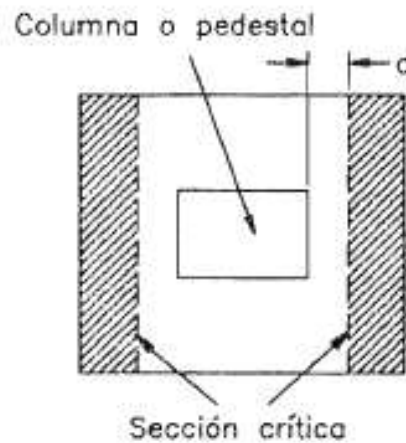


Figura 8.3 Sección crítica de corte por flexión en zapatas aisladas (Harmsen, 2002)

Por tanto, se tiene lo siguiente, analizando por metro de ancho, por cada zapata:

Zapata Z-5

$$V_u = 48.1 \times 1 \times (0.85 - 0.5) = 16.8 \text{ ton}$$

$$\Phi V_c = 0.85 \times 0.53 \times \sqrt{210} \times 100 \times \frac{50}{1000} = 32.6 \text{ ton}$$

Dado que $\Phi V_c > V_u$, el peralte de 60 cm es adecuado para resistir los efectos de corte por flexión.

8.3.5 Diseño por flexión

En el diseño por flexión, se considera un comportamiento de las alas de la zapata como vigas en volado. En ese sentido, la sección crítica se ubica en la cara de la columna tal como se muestra en la siguiente imagen:

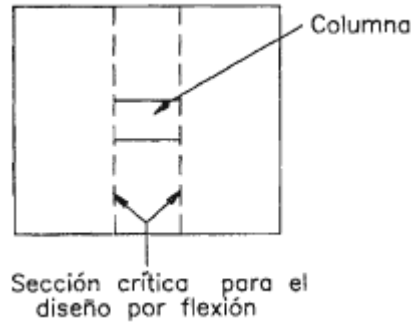


Figura 8.4 Sección crítica por flexión en zapatas aisladas (Harmsen, 2002)

Asimismo, el momento último de diseño esta dado por la Ecuación 8.6

Ecuación 8.6 Momento último en zapata

$$Mu = \sigma_u \times B \times \frac{l^2}{2}$$

Zapata Z-5

Se tiene un volado de 0.85 m y un ancho de 1 metro. Por tanto, el momento último en la zapata Z-5 es igual a

$$Mu = 48.1 \times 1 \times \frac{0.85^2}{2} = 17.4 \text{ ton}$$

Asimismo, la norma específica el acero mínimo como $0.0018 \times b \times h = 0.0018 \times 100 \times 60 = 10.8 \text{ cm}^2$.

Se realiza el diseño como vigas en voladizo tal como se muestra a continuación:

Mu (ton.m)	a (cm)	As cálculo (cm ²)	As min (cm ²)	Φ corrido inferior	As instalado (cm ²)	Exceso (%)
17.4	2.21	9.41	10.8	Φ3/4"@.25m	11.36	5

Por tanto, el refuerzo longitud inferior colocado es Φ3/4"@.25m en ambas direcciones. El refuerzo se muestra a continuación:

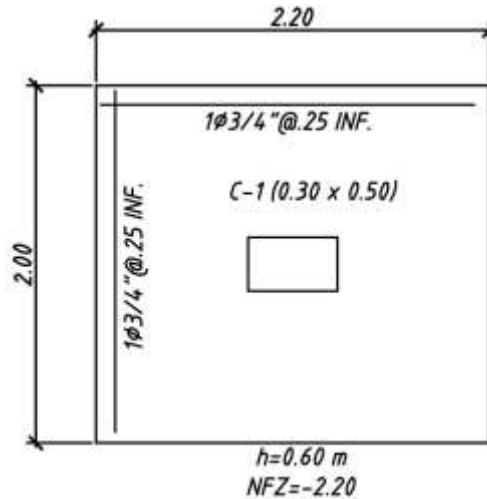


Figura 8.5 Diseño de acero en la zapata Z-5

8.4 Ejemplo de diseño de una zapata conectada

Dado que el edificio posee edificaciones colindantes, es necesario emplear zapatas excéntricas, las cuales están conectadas a zapatas interiores mediante una viga de cimentación. Esto con el objetivo de disminuir los grandes esfuerzos que se generan en la cara externa de la zapata excéntrica. A continuación, se realizará el diseño de las zapatas Z-7 y Z-8 y su respectiva viga de cimentación.

Tabla 8.4 Cargas en servicio aplicadas sobre la zapata interior Z-7

Cargas en servicio	P (ton)	Mx (ton.m)	My (ton.m)
CM	104.4	0.1	0.5
CV	16.7	0.0	0.3
0.8 SX	4.6	0.3	0.2
0.8 SY	4.1	0.2	0.2

Tabla 8.5 Cargas en servicio aplicadas sobre la zapata exterior Z-8

Cargas en servicio	P (ton)	Mx (ton.m)	My (ton.m)
CM	36.6	0.0	-0.1
CV	4.5	0.0	0.0
0.8 SX	3.4	-0.7	0.0
0.8 SY	3.4	-1.0	0.0

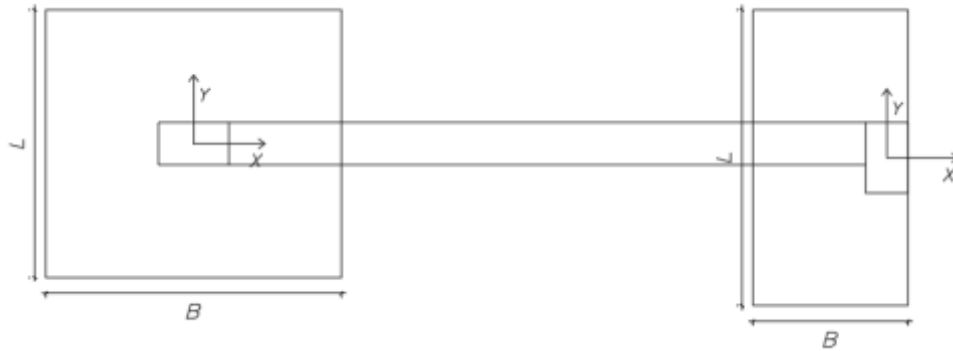


Figura 8.6 Ejes de referencia considerados para los momentos en las zapatas conectadas (Z-7 a la izquierda y Z-8 a la derecha)

Dentro de las cargas axiales se considera el peso de las zapatas, el peso de la tierra y el peso de la columna enterrada. Para estos pesos se consideró un peralte mínimo de 50 cm. Asimismo, se observa que los momentos en ambas zapatas son bastante menores con respecto de las fuerzas axiales, esto se debe a que las placas del edificio toman la gran mayoría de los momentos del edificio.

8.4.1 Dimensionamiento

Para estimar las dimensiones de las zapatas excéntricas Z-8, primero se hallan las reacciones R1 y R2, las cuales son las fuerzas aplicadas en el centro de cada zapata.

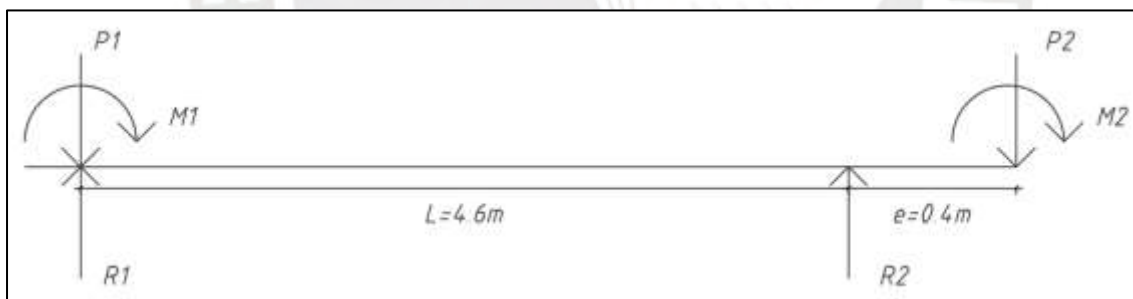


Figura 8.7 Modelo de fuerzas simplificado de las zapatas conectadas

Ecuación 8.7 Reacción del suelo en la zapata interior Z-7

$$R1 = P1 - \frac{P2 \times e}{L} - \frac{M1 + M2}{L}$$

Ecuación 8.8 Reacción del suelo en la zapata exterior Z-8

$$R2 = P2 + \frac{P2 \times e}{L} + \frac{M1 + M2}{L}$$

Considerando las cargas de gravedad, se puede determinar la reacción R1 mediante la Ecuación 8.7.

$$R1 = (102.9 + 16.7) - \frac{(36.6 + 4.5) \times 0.35}{4.6} - \frac{0.5 + 0.3 - 0.1 + 0}{4.6} = 117.8 \text{ ton}$$

$$R2 = (36.1 + 4.5) + \frac{(36.6 + 4.5) \times 0.35}{4.6} + \frac{0.5 + 0.3 - 0.1 + 0}{4.6} = 44.4 \text{ ton}$$

Se dimensiona la zapata interior Z-7 con la reacción R1:

$$A = \frac{117.8}{36} = 3.3 \text{ m}^2$$

Consideramos una zapata de 2.0 x 1.8 m (3.6 m²) para tener volados iguales de 0.75 m en la zapata interior.

Se dimensiona la zapata exterior Z-8 con la reacción R2:

$$A = \frac{44.4}{36} = 1.2 \text{ m}^2$$

Se consideran dimensiones de 1 x 1.4 m (1.4 m²) considerando el volado de 0.7 m en dirección de la viga y volados de 0.45 m en dirección perpendicular a la viga.

8.4.2 Verificación de esfuerzos

Mediante la Ecuación 8.9 se calculan los esfuerzos máximos y mínimos en el suelo de la zapatas, estas se observan en la Tabla 8.6 y la Tabla 8.7.

Ecuación 8.9 Esfuerzos máximos y mínimos en el suelo de las zapatas

$$\sigma_1 = \frac{R_{1,2}}{A} + \frac{6M_x}{BL^2} + \frac{6M_y}{LB^2} < \sigma_{adm}$$

$$\sigma_2 = \frac{R_{1,2}}{A} - \frac{6M_x}{BL^2} + \frac{6M_y}{LB^2} < \sigma_{adm}$$

$$\sigma_3 = \frac{R_{1,2}}{A} + \frac{6M_x}{BL^2} - \frac{6M_y}{LB^2} < \sigma_{adm}$$

$$\sigma_4 = \frac{R_{1,2}}{A} - \frac{6M_x}{BL^2} - \frac{6M_y}{LB^2} < \sigma_{adm}$$

Tabla 8.6 Esfuerzos máximos, mínimos y la correspondiente reacción R1 en la zapata interior Z-7

	CM+CV	CM+CV+0.8SX	CM+CV-0.8SX	CM+CV+0.8SY	CM+CV-0.8SY
R1 (ton)	117.8	122.0	113.5	121.6	114.0
σ 1 (ton/m2)	33.5	35.1	31.9	34.9	32.1
σ 2 (ton/m2)	33.3	34.4	32.2	34.3	32.3
σ 3 (ton/m2)	32.1	33.4	30.9	33.3	31.0
σ 4 (ton/m2)	31.9	32.7	31.1	32.6	31.2

Se observa que el esfuerzo máximo debido a cargas de gravedad es igual a $33.5 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2}$, cual es menor al esfuerzo máximo resistido por el suelo de $36 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2}$. Asimismo, el máximo esfuerzo considerando las acciones del sismo es igual a $35.1 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2}$, lo cual no supera el máximo valor admisible en este caso $1.3\sigma_{adm} = 46.8 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2}$. Por tanto, los valores asumidos de las dimensiones de las zapatas son correctos.

Tabla 8.7 Esfuerzos máximos, mínimos y la correspondiente reacción R2 en la zapata exterior Z-8

	CM+CV	CM+CV+0.8SX	CM+CV-0.8SX	CM+CV+0.8SY	CM+CV-0.8SY
R2 (ton)	44.4	48.1	40.7	48.0	40.7
σ 1 (ton/m²)	31.2	31.8	30.6	31.1	31.4
σ 2 (ton/m²)	31.2	36.3	26.2	37.0	25.5
σ 3 (ton/m²)	32.2	32.4	32.0	31.7	32.7
σ 4 (ton/m²)	32.2	36.8	27.5	37.6	26.8

Se observa que el esfuerzo máximo debido a cargas de gravedad es igual a $32.2 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2}$, cual es menor al esfuerzo máximo resistido por el suelo de $36 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2}$. Asimismo, el máximo esfuerzo considerando las acciones del sismo es igual a $37.6 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2}$, lo cual no supera el máximo valor admisible en este caso $1.3\sigma_{adm} = 46.8 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2}$. Por tanto, los valores asumidos de las dimensiones de las zapatas son correctos.

Asimismo, se determinan los esfuerzos últimos amplificados para el diseño considerando las combinaciones que se indican a continuación:

Tabla 8.8 Combinaciones de diseño para la zapata interior Z-7

Combinación	σ 1 (ton/m ²)	σ 2 (ton/m ²)	σ 3 (ton/m ²)	σ 4 (ton/m ²)
1.4CM+1.7CV	53.5	53.2	51.5	51.1
1.25(CM+CV) +SX	43.9	43.0	41.8	40.9
1.25(CM+CV) +SY	43.6	42.8	41.6	40.8
1.25(CM+CV) -SX	41.0	41.3	39.6	39.9
1.25(CM+CV) -SY	41.2	41.4	39.8	40.0

Tabla 8.9 Combinaciones de diseño para la zapata exterior Z-8

Combinación	σ 1 (ton/m ²)	σ 2 (ton/m ²)	σ 3 (ton/m ²)	σ 4 (ton/m ²)
1.4CM+1.7CV	50.0	50.1	51.4	51.4
1.25(CM+CV) +SX	39.8	45.4	40.5	46.0
1.25(CM+CV) +SY	38.8	46.2	39.6	47.0
1.25(CM+CV) -SX	35.6	30.0	37.3	31.7
1.25(CM+CV) -SY	36.6	29.2	38.2	30.8

Por tanto, ya que no se tienen presiones negativas el esfuerzo máximo de diseño para la zapata Z-7 es igual a $\sigma_u = 53.5 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2}$ y para la zapata Z-8 es igual a $\sigma_u = 51.4 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2}$.

8.4.3 Diseño por punzonamiento

De manera similar a las zapatas aisladas, se procede con el diseño por punzonamiento (considerando el menor valor de las tres expresiones de la Ecuación 8.3) tanto para la zapata Z-7 y la zapata Z-8. Se considera un peralte mínimo de 50 cm para satisfacer la longitud de anclaje en gancho de los aceros longitudinales (de 5/8") provenientes de las columnas. Esto se muestra en las siguientes tablas:

Tabla 8.10 Diseño por punzonamiento de la zapata interior Z-7

Diseño Punzonamiento	
Peralte (cm)	50
d (cm)	40
Ao (m ²)	0.63
bo cm	320
Vu (ton)	159.0
ΦV_c (ton)	167.1

Tabla 8.11 Diseño por punzonamiento de la zapata exterior Z-8

Diseño Punzonamiento	
Peralte (cm)	50
d (cm)	40
Ao (m ²)	0.45
bo cm	280
Vu (ton)	48.9
ΦV_c (ton)	146.2

Dado que en ambos casos la resistencia a cortante del concreto (ΦV_c) es mayor a la cortante última (V_u), los peraltes de 50 cm para la zapata Z-7 y de 50 cm para la zapata Z-8 son adecuados para soportar el corte por punzonamiento.

8.4.4 Diseño por cortante

Similar al procedimiento realizado para las zapatas aisladas, se verifica que el peralte resista la cortante última aplicada. Esto se observa en la tabla a continuación:

Tabla 8.12 Diseño por cortante en la zapata interior Z-7

Diseño por Corte	
Peralte (cm)	50
d (cm)	40
B (m)	1
l (m)	0.75
Vu (ton)	18.7
ΦV_c (ton)	26.1

Tabla 8.13 Diseño por cortante en la zapata exterior Z-8

Diseño por Corte	
Peralte (cm)	50
d (cm)	40
B (m)	1
l (m)	0.7
Vu (ton)	15.4
ΦV_c (ton)	26.1

Dado que en ambos casos la resistencia al corte del concreto (ΦV_c) es mayor a la cortante última (V_u), los peraltes de 50 cm para la zapata Z-7 y de 50 cm para la zapata Z-8 son adecuados para soportar el cortante por flexión.

8.4.5 Diseño por flexión

El diseño por flexión se realiza como una viga en voladizo, considerando $f'c = 210 \frac{kg}{cm^2}$ en la zapata interior Z-7 un volado de 0.7 m y en la zapata exterior una volado de 0.6 m.

Tabla 8.14 Diseño por flexión de la zapata interior Z-7

Mu (ton.m)	a (cm)	As cálculo (cm ²)	As min (cm ²)	Φ corrido inferior	As instalado (cm ²)	Exceso (%)
15.06	2.42	10.27	9	$\Phi 3/4"@.25m$	11.4	11

Tabla 8.15 Diseño por flexión de la zapata exterior Z-8

Para un volado de 0.7 m

Mu (ton.m)	a (cm)	As cálculo (cm ²)	As min (cm ²)	Φ corrido inferior	As instalado (cm ²)	Exceso (%)
12.6	2.01	8.55	9	Φ5/8"@.20m	10	10

Por tanto, la zapata interior Z-7 de 2.0 x 1.8 m requiere un peralte de 50 cm y un refuerzo de Φ3/4"@.25m y la zapata exterior Z-8 de 1 x 1.4 m requiere un peralte de 50 cm y un refuerzo de Φ5/8"@.20m. La disposición de los aceros se muestra a continuación:

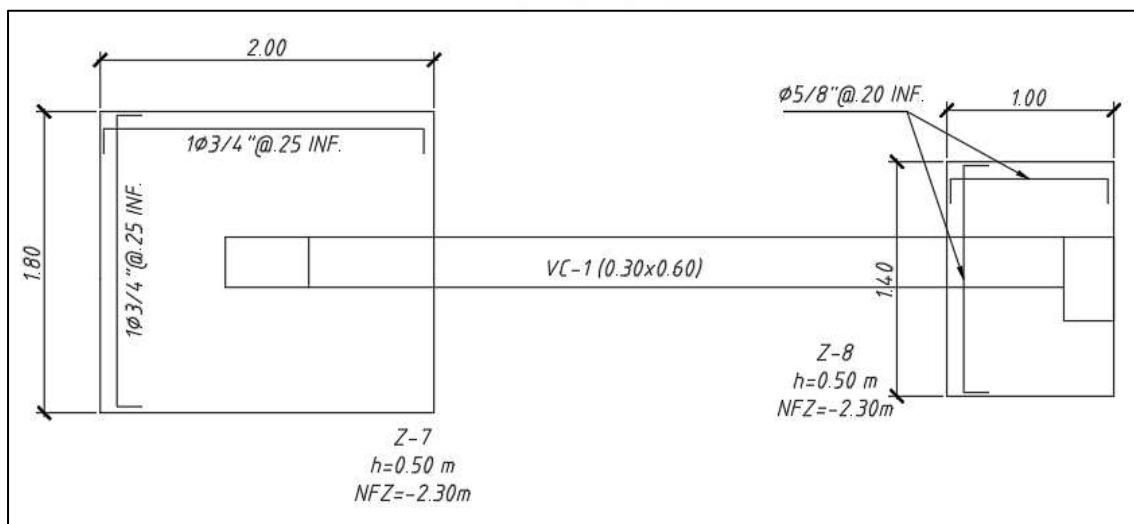


Figura 8.8 Disposición de acero en las zapatas conectadas Z-7 y Z-8

8.4.6 Diseño de viga de cimentación

Se determinan las envolventes de fuerzas cortantes y momentos últimos considerando las combinaciones presentes en la Tabla 8.8 y la Tabla 8.9.

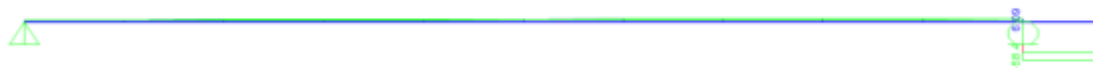


Figura 8.9 Envoltorio de DFC de la viga de cimentación VC-1 (ton)

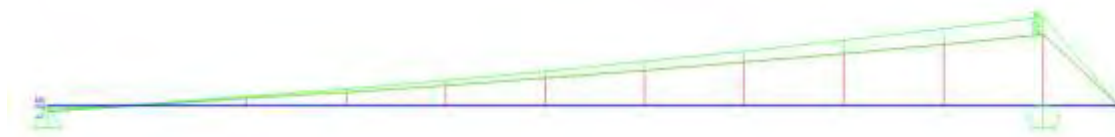


Figura 8.10 Envolvente de DMF de la viga de cimentación VC-1 (ton.m)

La viga VC-1 se pre dimensiona considerando un ancho de 30 cm y un peralte aproximado de $L/7 = 70$ cm.

8.4.6.1 Diseño por cortante

El peralte considerado es igual a 70 cm y el recubrimiento de 10 cm; por tanto, el peralte efectivo d es igual a 60 cm. Así se procede a realizar el diseño de la viga por cortante con los valores de la tabla que se indica a continuación:

Tabla 8.16 Diseño por cortante de la viga de cimentación VC-1

Diseño por Corte VC-1	
Peralte (cm)	70
d (cm)	60
b_w (cm)	30
V_u (ton)	6.1
ΦV_c (ton)	11.8

Tal como se muestra la resistencia a cortante del concreto ΦV_c es mayor a la fuerza cortante última V_u , por tanto, se colocan estribos mínimos con el objetivo de controlar la fisuración y el permitir el montaje de barras longitudinales. Dado que la separación máxima permitida es $d/2$ se opta por colocar estribos de $3/8''@.25m$.

8.4.6.2 Diseño por flexión

Considerando $f'c = 210 \frac{kg}{cm^2}$, un ancho de 30 cm y peralte efectivo de $d = 60$ cm. Se realiza el diseño de la viga de cimentación tal como se observa en la tabla a continuación:

Tabla 8.17 Diseño por flexión de la viga de cimentación VC-1

M_u (ton.m)	a (cm)	A_s cálculo (cm^2)	A_s min (cm^2)	ϕ corrido	A_s instalado (cm^2)
20.4	7.5	9.6	4.35	$2\phi 1''$	10.2

Se optó por colocar $2\phi 1''$ corridos arriba y abajo, ya que esto cubre el máximo momento negativo y además se busca controlar la fisuración en la viga. A continuación, se muestra la disposición de acero de la viga de cimentación VC-1.

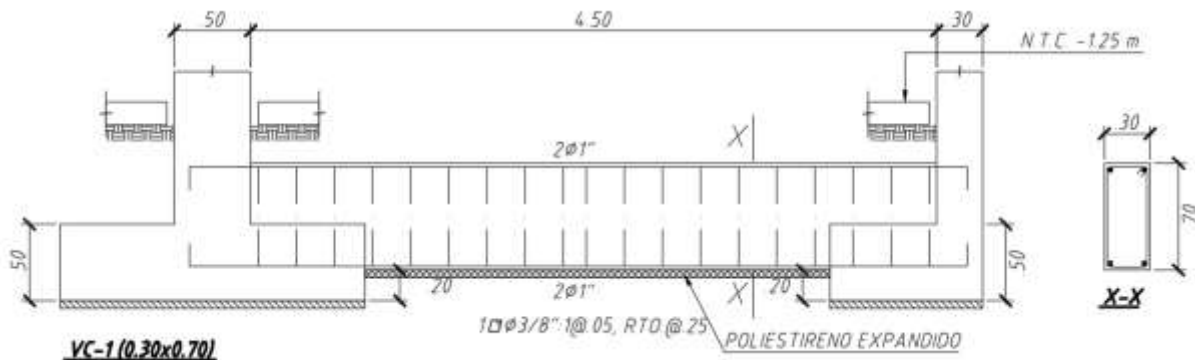


Figura 8.11 Disposición de acero de la viga de cimentación VC-1

8.5 Ejemplo de diseño de zapatas de placa

Se diseña la zapata Z-9 correspondiente a la placa PL-3. Las cargas extraídas del modelo en ETABS, el peso de la zapata (considerando un peralte de 70 cm dado que en la placa PL-3 se tienen barras de 1" de diámetro), el peso de la tierra y el peso de la columna enterrada han sido consideradas para obtener las cargas en servicio aplicadas en la zapata y se muestran a continuación:

Tabla 8.18 Cargas aplicadas en la zapata Z-9

Cargas en servicio	P (ton)	Mx (ton.m)	My (ton.m)
CM	56.7	-0.3	4.6
CV	8.4	0.0	2.0
0.8 SX	43.2	0.1	22.4
0.8 SY	54.3	0.1	32.1

Se observa que en la zapata Z-9 los momentos debidos al sismo en la dirección XX son mucho mayores que en la dirección YY, esto se debe a que la placa tiene mayor rigidez en la dirección de momento YY. Los ejes de referencia son los que se muestran a continuación:

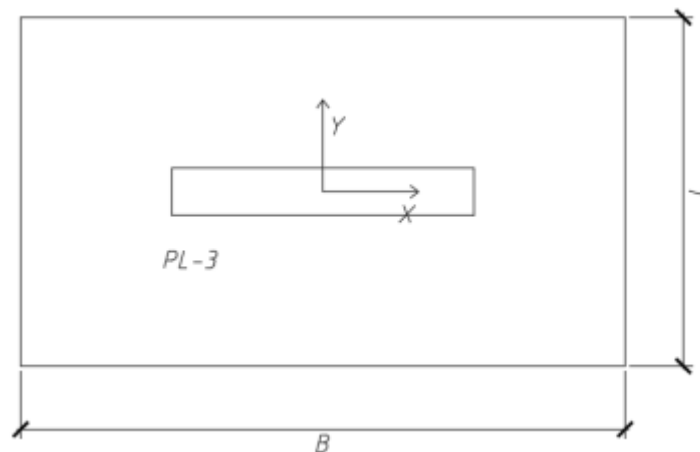


Figura 8.12 Ejes de referencia considerados para los momentos en la zapata aislada

8.5.1 Dimensionamiento

De manera similar a las zapatas aisladas, se dimensiona la zapata de acuerdo con las cargas de gravedad y considerando un factor de 1.3 para considerar los efectos de sismo.

Zapata Z-9

$$A = \frac{(56.7 + 8.4) \times 1.3}{36} = 2.35 \text{ m}^2$$

Teniendo en cuenta el peralte de 70 cm (peralte efectivo de 60 cm), se consideran volados iguales de 65 cm; por tanto, las dimensiones de 1.55 x 2.9 m (4.5 m²).

8.5.2 Verificación de esfuerzos

Con las dimensiones iniciales de las zapatas (B=2.9 m, L=1.55 m), se determinaron los esfuerzos de acuerdo con la Ecuación 8.1 y para todas las combinaciones que se muestran a continuación:

Tabla 8.19 Esfuerzos máximo y mínimos en la zapata Z-9 con las dimensiones iniciales

	CM+CV	CM+CV+0.8SX	CM+CV-0.8SX	CM+CV+0.8SY	CM+CV-0.8SY
$\sigma 1$ (ton/m ²)	17.2	37.2	-2.8	44.1	-9.7
$\sigma 2$ (ton/m ²)	17.8	37.6	-2.0	44.5	-9.0
$\sigma 3$ (ton/m ²)	11.2	10.6	11.8	8.6	13.8
$\sigma 4$ (ton/m ²)	11.7	11.0	12.5	9.0	14.5

Se observa que se presentan esfuerzos negativos en las dos direcciones; por ello, se realiza una redistribución de esfuerzos de acuerdo con lo planteado por Meyerhoff. Las ecuaciones para determinar los esfuerzos se muestran a continuación:

Ecuación 8.10 Esfuerzo máximo de redistribución según el método de Meyerhoff

$$\sigma = \frac{P}{4 \times (0.5B - e_x) \times (0.5L - e_y)}$$

Donde la excentricidad se determina mediante la siguiente expresión:

$$e = \frac{M}{P}$$

Así, se obtienen las excentricidades en cada dirección para cada combinación tal como se indica en la tabla a continuación:

Tabla 8.20 Esfuerzos máximos por Meyerhoff en la zapata Z-9

	CM+CV	CM+CV+0.8SX	CM+CV+0.8SY
ex (m)	0.01	0.00	0.00
ey (m)	0.10	0.27	0.32
σ (ton/m²)	16.7	36.8	45.64

Dado que el esfuerzo por cargas de gravedad es igual a $16.7 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2}$ y no supera $36 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2}$ y el esfuerzo máximo considerando las acciones del sismo es igual a $45.64 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2}$ y no supera $1.3\sigma_{adm} = 46.8 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2}$, las dimensiones estimadas son correctas.

Por último, se determinan el esfuerzo último, considerando las cargas amplificadas, con el que se realizará el diseño. A continuación, se muestran las combinaciones realizadas:

Tabla 8.21 Esfuerzos máximos de diseño para la zapata Z-9

	1.4CM+1.7CV	1.25(CM+CV)+SX	1.25(CM+CV)+SY
ex (m)	0.00	0.00	0.00
ey (m)	0.10	0.27	0.32
σ (ton/m²)	24.1	46.0	57.05

Por tanto, el esfuerzo máximo de diseño para la zapata Z-9 es igual a $\sigma_u = 57.05 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2}$.

8.5.3 Diseño por punzonamiento

De manera similar a las zapatas aisladas, se realiza el diseño por punzonamiento (de acuerdo con la Ecuación 8.5) tanto para la zapata Z-9. Esto se indica en la siguiente tabla:

Tabla 8.22 Diseño por punzonamiento de la zapata Z-9

Diseño Punzonamiento	
Peralte (cm)	70
d (cm)	60
Ao (m ²)	1.87
bo cm	610
Vu (ton)	149.7
ΦVc (ton)	477.9

Dado que en ambos casos la resistencia a cortante del concreto (ΦV_c) es mayor a la cortante última (V_u), el peralte de 70 cm para la zapata Z-9 es adecuado para soportar el corte por punzonamiento.

8.5.4 Diseño por cortante

De manera similar a las zapatas aisladas, se verifica que el peralte resista la cortante última aplicada. Esto se muestra en la tabla a continuación:

Tabla 8.23 Diseño por cortante en la zapata Z-9

Diseño por Corte	
Peralte (cm)	70
d (cm)	60
B (m)	1
l (m)	0.65
Vu (ton)	2.9
ΦVc (ton)	39.2

Dado que en ambos casos la resistencia a cortante del concreto (ΦV_c) es mayor a la cortante última (V_u), el peralte de 70 cm para la zapata Z-9 es adecuado para soportar el cortante por flexión.

8.5.5 Diseño por flexión

El diseño por flexión se realiza como una viga en voladizo, considerando $f'c = 210 \frac{kg}{cm^2}$ y los esfuerzos máximos de la Tabla 8.21 se muestran a continuación para la zapata Z-9 con un volado de 0.65 m.

Tabla 8.24 Diseño por flexión de la zapata interior Z-9

Mu (ton.m)	a (cm)	As cálculo (cm ²)	As min (cm ²)	Φ corrido inferior	As instalado (cm ²)	Exceso (%)
12.05	1.26	5.37	12.60	Φ3/4"@.20m	14.2	13

Por tanto, la zapata Z-9 de 1.55 x 2.9 m requiere un peralte de 70 cm y un refuerzo de Φ3/4"@.20 m. La disposición de los aceros se indica a continuación:

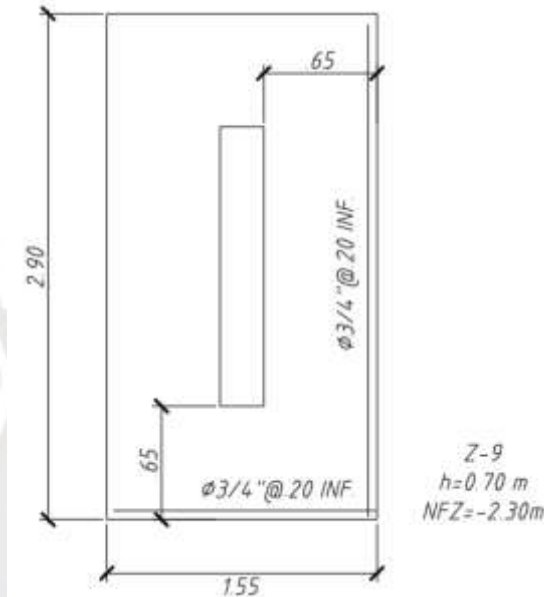


Figura 8.13 Disposición de acero de refuerzo en la zapata Z-9

9) CAPÍTULO 9: DISEÑO DE ELEMENTOS SECUNDARIOS

Como elementos secundarios se consideran principalmente a las escaleras y muros del semisótano, son elementos que trabajan a cargas de gravedad y son complementarios, pero necesarios en la edificación. Las escaleras tienen la función de conectar un nivel con otro y deben tener una inclinación y medidas adecuadas para que el usuario pueda desplazarse sin inconvenientes. Por otro lado, los muros de semisótano tienen la función de soportar el empuje del suelo por debajo del nivel de terreno.

9.1 Diseño de escaleras

Las escaleras se comportan como vigas o losas macizas en una dirección, cuya sección crítica está dada por la garganta de esta. El peso de la escalera se determina con las medidas respectivas mediante una expresión que depende de las medidas del paso, contrapaso y la garganta. En este edificio, se tiene una escalera con 4 tramos distintos. El primer, segundo y tercer tramo que va desde el semisótano hasta el primer nivel y los tramos cuarto, quinto y sexto que son típicos y van desde el primer hasta el quinto nivel. A continuación, a manera de

ejemplo, se realizará el diseño de los tramos cuatro, quinto y sexto típicos. Para ello, se realiza un metrado de cargas actuantes, luego un análisis estructural idealizado y; por último, el diseño a flexión y cortante.

9.1.1 Metrado de cargas

En el metrado de carga muerta se debe considerar el peso propio y el piso terminado de la escalera. El peso propio en los tramos inclinados se calcula mediante la siguiente expresión:

Ecuación 9.1 Peso propio de escalera en tramos inclinados

$$PP \text{ escalera} = 2.4 \times \left(\frac{Cp}{2} + g \times \sqrt{1 + \left(\frac{Cp}{P} \right)^2} \right)$$

En los tramos típicos de la escalera, el segundo y el cuarto son iguales para el diseño y el tercer tramo es de menor longitud. A continuación, se observa una vista en elevación y en planta de la arquitectura de la escalera.

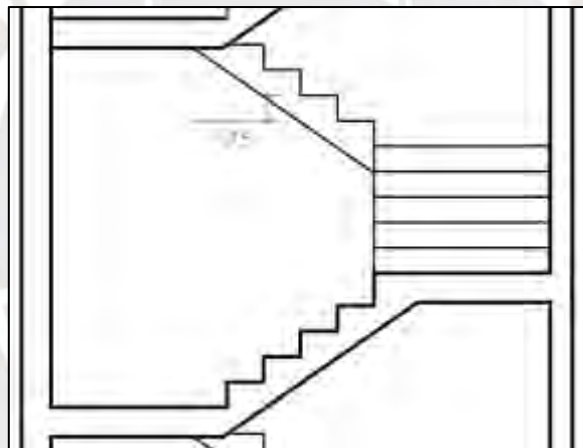


Figura 9.1 Vista en elevación de los tramos de escalera típica

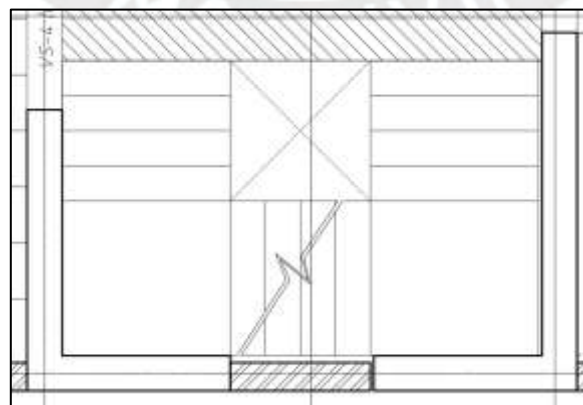


Figura 9.2 Vista en planta de los tramos de escalera típica

En ese sentido, las escaleras tendrán un peso por metro lineal para la zona inclinada y otro peso para la zona de los descansos. Cada tramo se puede analizar de manera independiente trabajando cada uno en una dirección.

Así la carga distribuida aplicada se muestra a continuación:

Carga muerta

- En los tramos cuarto y sexto se tiene lo siguiente:

En el tramo inclinado, se tiene un contrapaso de 17.5 cm, un paso de 25 cm, una garganta de 15 cm y un ancho de 1.2 m de entonces se tiene lo siguiente:

$$PP \text{ escalera} = 2.4 \times \left(\frac{0.175}{2} + 0.15 \times \sqrt{1 + \left(\frac{0.175}{0.25} \right)^2} \right) \times 1.2 = 0.78 \frac{\text{ton}}{\text{m}}$$

En los descansos se tiene lo siguiente como peso propio:

$$PP \text{ descanso} = 2.4 \times 0.2 \times 1.2 = 0.58 \frac{\text{ton}}{\text{m}}$$

Considerando un ancho de escalera de 1.2 m el peso del piso terminado tanto para los tramos inclinados como para los descansos es igual a

$$P_{\text{term escalera}} = 0.1 \times 1.2 = 0.12 \frac{\text{ton}}{\text{m}}$$

- En el tramo quinto se tiene lo siguiente:

En el tramo inclinado, se tiene un contrapaso de 17.5 cm, un paso de 25 cm, una garganta de 15 cm y un ancho de 1.1 m de entonces se tiene lo siguiente:

$$PP \text{ escalera} = 2.4 \times \left(\frac{0.175}{2} + 0.15 \times \sqrt{1 + \left(\frac{0.175}{0.25} \right)^2} \right) \times 1.1 = 0.71 \frac{\text{ton}}{\text{m}}$$

En los descansos se tiene lo siguiente como peso propio:

$$PP \text{ descanso} = 2.4 \times 0.2 \times 1.1 = 0.53 \frac{\text{ton}}{\text{m}}$$

Considerando un ancho de escalera de 1.1 m el peso del piso terminado tanto para los tramos inclinados como para los descansos es igual a

$$P_{\text{term escalera}} = 0.1 \times 1.1 = 0.11 \frac{\text{ton}}{\text{m}}$$

Carga viva

La norma E. 020 especifica que, para corredores y escaleras destinadas a vivienda, la sobrecarga aplicada es de 200 kg/m².

- En los tramos cuarto y sexto se tiene lo siguiente:

$$\text{Sobrecarga} = 0.2 \times 1.2 = 0.24 \frac{\text{ton}}{\text{m}}$$

- En el tramo quinto se tiene lo siguiente:

$$\text{Sobrecarga} = 0.2 \times 1.1 = 0.22 \frac{\text{ton}}{\text{m}}$$

Carga última

- En los tramos cuarto y sexto se tiene lo siguiente:

Por tanto, la carga última aplicada en la zona inclinada es igual a

$$wu = 1.4 \times (0.78 + 0.12) + 1.7 \times (0.24) = 1.65 \frac{\text{ton}}{\text{m}}$$

Asimismo, la carga última aplicada en la zona de descansos es igual a

$$wu = 1.4 \times (0.58 + 0.12) + 1.7 \times (0.24) = 1.39 \frac{\text{ton}}{\text{m}}$$

- En el tramo 3 se tiene lo siguiente:

Por tanto, la carga última aplicada en la zona inclinada es igual a

$$wu = 1.4 \times (0.71 + 0.11) + 1.7 \times (0.22) = 1.52 \frac{\text{ton}}{\text{m}}$$

Asimismo, la carga última aplicada en la zona de descansos es igual a

$$wu = 1.4 \times (0.53 + 0.11) + 1.7 \times (0.22) = 1.27 \frac{\text{ton}}{\text{m}}$$

9.1.2 Análisis estructural

Se modeló en el software SAP2000 los tramos de escalera mencionados. Se consideran, de manera conservadora, como vigas simplemente apoyadas. Las cargas distribuidas aplicadas, diagramas de momento flector y diagramas de fuerza cortante se muestran a continuación:

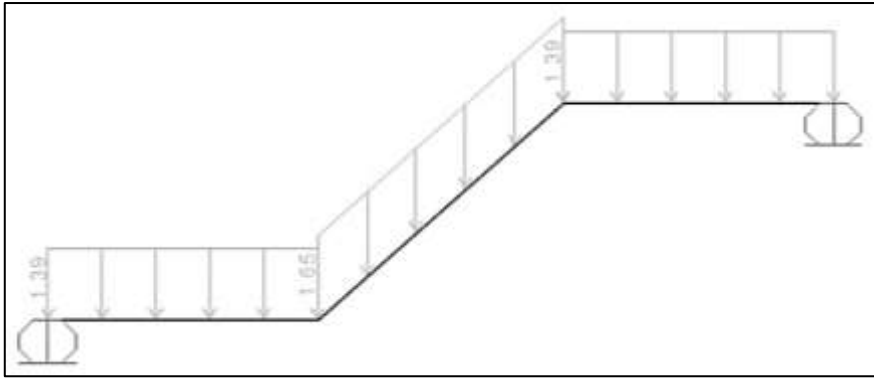


Figura 9.3 Cargas aplicadas (ton/m) en los tramos cuarto y sexto típicos

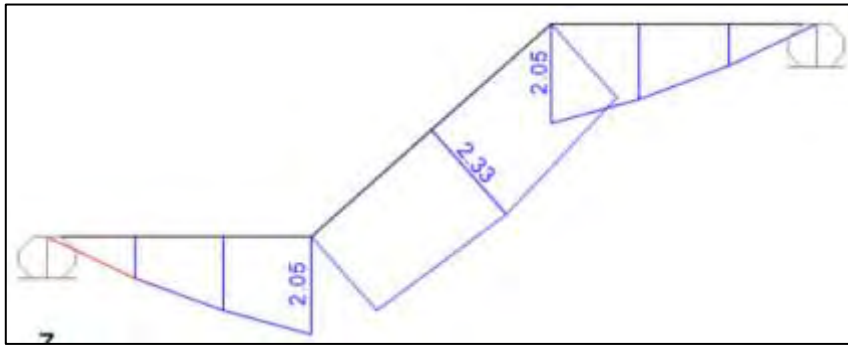


Figura 9.4 DMF (ton.m) de los tramos cuarto y sexto típicos

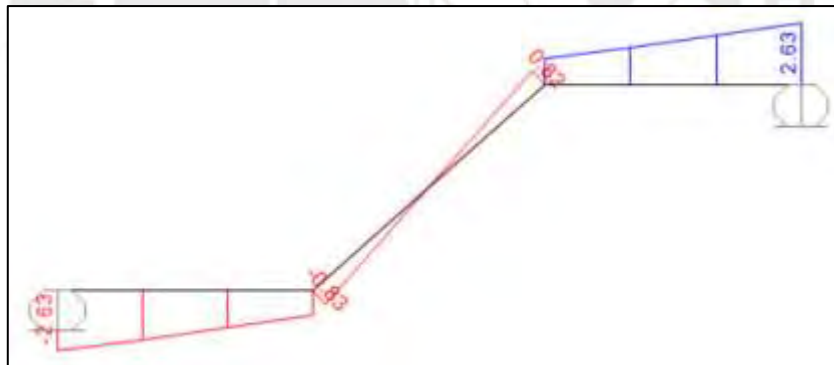


Figura 9.5 DFC (ton) de los tramos cuarto y sexto típicos

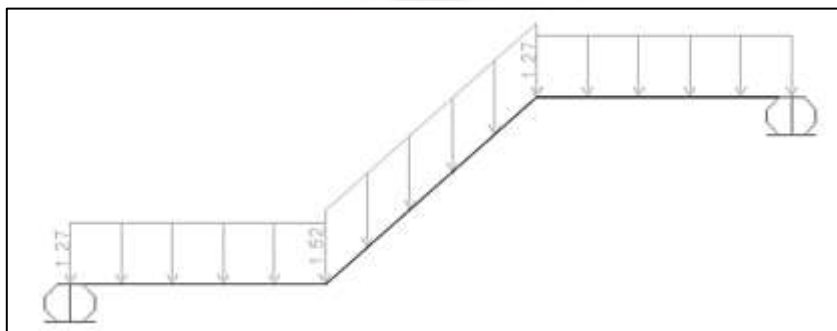


Figura 9.6 Cargas aplicadas (ton/m) en el tramo quinto típico

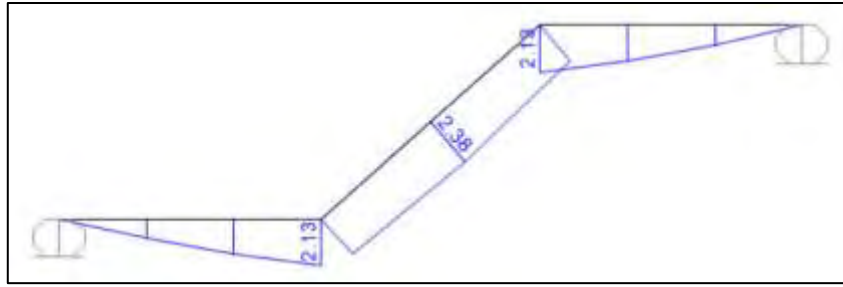


Figura 9.7 DMF (ton.m) del tramo quinto típico

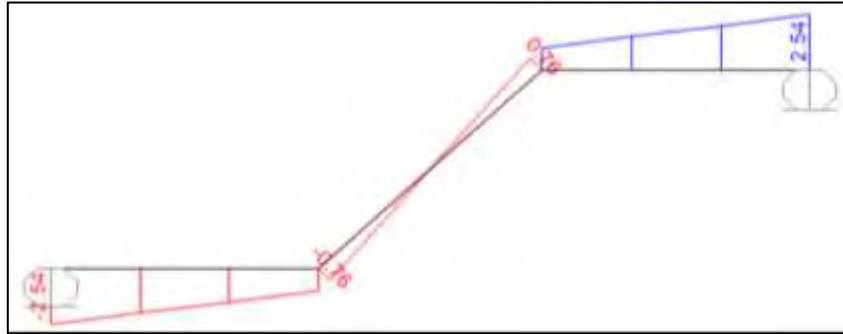


Figura 9.8 DFC (ton) del tramo quinto típico

9.1.3 Diseño por flexión

Con los momentos hallados, se diseña a flexión la escalera considerando la garganta de 15 cm como la altura de una losa en una dirección. Al igual que en el resto del edificio, se estima un esfuerzo máximo del concreto a compresión igual a $f'c = 210\text{kg/cm}^2$.

- En los tramos cuarto y sexto, considerando un ancho de 1.2 m se tiene lo siguiente:

Tabla 9.1 Diseño por flexión de los tramos segundo y cuarto de la escalera

Mu (ton.m)	a (cm)	As cálculo (cm ²)	As min (cm ²)	Φ corrido inferior	As instalado (cm ²)	Exceso (%)
2.33	1.05	5.37	3.24	Φ1/2"@.22.5m (5 barras)	6.45	20

- En el tramo quinto, considerando un ancho de 1.1 m se tiene lo siguiente:

Tabla 9.2 Diseño por flexión del tercer tramo de la escalera

Mu (ton.m)	a (cm)	As cálculo (cm ²)	As min (cm ²)	Φ corrido inferior	As instalado (cm ²)	Exceso (%)
2.38	1.18	5.52	2.97	Φ1/2"@.20m (5 barras)	6.45	17

Para el refuerzo transversal en la zona inclinada, se considera el acero mínimo igual a $0.0018 \times (100) \times (15) = 2.7 \text{ cm}^2$. Es decir, se opta por colocar $3/8'' @ 0.25 \text{ m}$. En la zona de los descansos, se considera acero mínimo en dos capas y se opta por colocar $3/8'' @ 0.25 \text{ m}$.

9.1.4 Diseño por cortante

La resistencia a cortante está dada por el aporte del concreto. Al igual que en el capítulo de losas, la resistencia a corte proporcionada por el concreto está dada por la Ecuación 4.1 y se muestra a continuación:

- En los tramos cuarto y sexto, considerando un ancho de 1.2 m se tiene lo siguiente:

$$\phi V_c = 0.85 \times 0.53 \times \sqrt{210} \times 120 \times 12 = 9.4 \text{ ton}$$

- En el tramo quinto, considerando un ancho de 1.1 m se tiene lo siguiente:

$$\phi V_c = 0.85 \times 0.53 \times \sqrt{210} \times 110 \times 12 = 8.6 \text{ ton}$$

Los cortantes últimos $V_u = 2.63 \text{ ton}$ y $V_u = 2.54 \text{ ton}$ son menores a los valores de resistencia a corte. Es decir, la garganta de 15 cm es suficiente para resistir los esfuerzos de corte.

Por último, se muestra continuación la distribución de acero en los tramos de escalera mencionados:

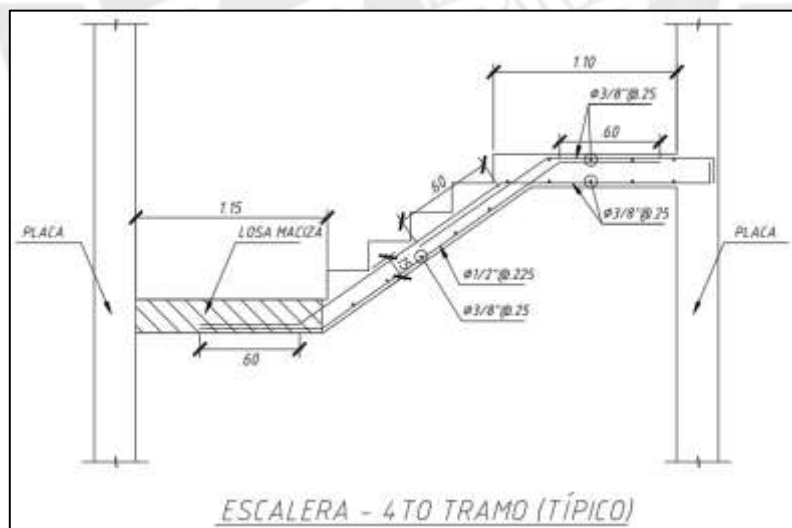


Figura 9.9 Disposición de acero del cuarto tramo de la escalera

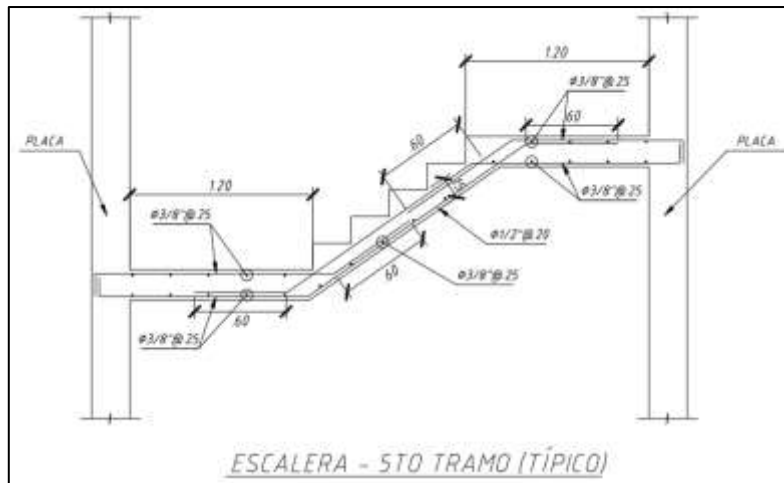


Figura 9.10 Disposición de acero del quinto tramo de la escalera

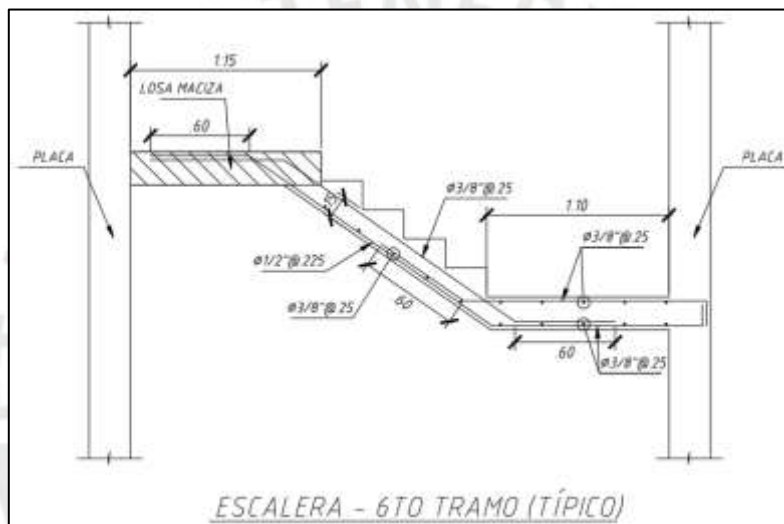


Figura 9.11 Disposición de acero del sexto tramo de la escalera

9.2 Diseño de muros de sótano

En esta edificación, se tiene un muro de semisótano arriostrado por la losa del primer nivel. Las cargas aplicadas son las del suelo y la sobrecarga debido al peso de las edificaciones circundantes.

9.2.1 Metrado de cargas

La carga aplicada debido al suelo se puede determinar a partir de los siguientes parámetros (utilizando la ecuación del método de Coulomb):

$$\gamma_s = 2 \frac{\text{ton}}{\text{m}^3}$$

$$\phi = 37^\circ$$

$$k_a = \tan^2\left(45 - \frac{\phi}{2}\right) = 0.25$$

$$k_o = 1 - \text{sen}(\phi) = 0.4$$

El nivel del suelo se aplica hasta una altura de 1.70 m, tal como se indica en la siguiente imagen:

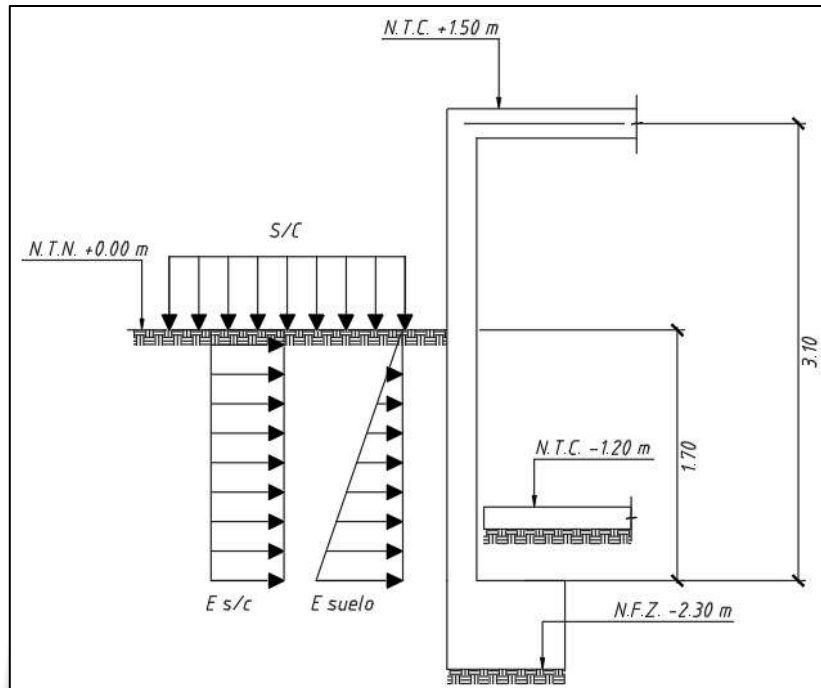


Figura 9.12 Esquema de fuerzas aplicadas en los muros de sótano

De manera conservadora, se considera el coeficiente de presión de suelos en reposo K_o para la transmisión de carga. Por tanto, el empuje máximo de distribución triangular es igual a lo siguiente:

$$E_{suelo} = k_o \times \gamma_s \times h = 0.4 \times 2 \times 1.7 = 1.36 \frac{\text{ton}}{\text{m}}$$

Si se asume un edificio de cinco niveles sin sótanos colindante a la edificación y se considera un peso de 1 ton/m² por cada nivel, se tiene una sobrecarga total por cada metro de ancho de 5 ton/m. En ese sentido, el empuje debido a la sobrecarga es igual a

$$E_{s/c} = k_o \times w \text{ s/c} = 0.4 \times 5 = 2 \frac{\text{ton}}{\text{m}}$$

De acuerdo con la norma E. 060, las cargas últimas trapezoidales aplicadas son iguales a

$$E_{\text{máx}} = 1.36 \times 1.7 + 2 \times 1.7 = 5.71 \frac{\text{ton}}{\text{m}}$$

$$E_{\text{mín}} = 2 \times 1.7 = 3.4 \frac{\text{ton}}{\text{m}}$$

9.2.2 Análisis estructural

Se modela el muro con un comportamiento similar a una viga vertical apoyada por metro de ancho. Se aplican las cargas últimas mencionadas y se determinan los diagramas de momento y cortante tal como se indica a continuación:

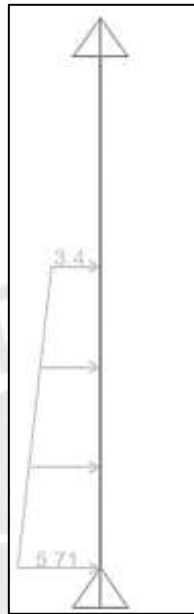


Figura 9.13 Cargas últimas aplicadas en el muro de sótano (ton/m)

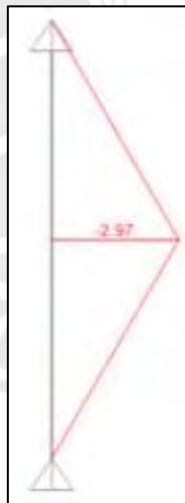


Figura 9.14 Diagrama de momento flector en el muro de sótano (ton.m) Ecuación 4.2

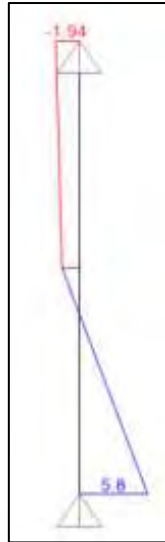


Figura 9.15 Diagrama de fuerza cortante en el muro de sótano (ton) Ecuación 4.2 Ecuación 4.2

9.2.3 Diseño por flexión

Con los momentos hallados, se diseña a flexión considerando un ancho de 20 cm. Al igual que en el resto del edificio, se estima un esfuerzo máximo del concreto a compresión igual a $f'c = 210\text{kg/cm}^2$ y un recubrimiento de 4 cm.

Tabla 9.3 Diseño por flexión del muro de sótano

Mu (ton.m)	a (cm)	As cálculo (cm ²)	As min (cm ²)	Φ corrido cara interior	Φ bastón cara interna	As instalado (cm ²)	Exceso (%)
2.97	1.12	4.8	1.8	Φ3/8"@.30m	Φ3/8"@.25m	5.20	8.3

Por tanto, se considera un refuerzo vertical en la cara interna de 3/8"@.30 m corrido en ambas caras y se colocan bastones Φ3/8"@.25 m en la cara interna. Asimismo, se considera un acero mínimo horizontal de 3/8"@.30 m en dos capas.

9.2.4 Diseño por corte

La resistencia a cortante está dada por el aporte del concreto. Al igual que en el capítulo de losas, la resistencia a corte proporcionada por el concreto está dada por la Ecuación 4.1 y se muestra a continuación:

$$\phi V_c = 0.85 \times 0.53 \times \sqrt{210} \times 100 \times 17 = 11.1 \text{ ton}$$

El cortante último $V_u = 5.8 \text{ ton}$ es menor al valor de resistencia a cortante. Es decir, el ancho del muro es suficiente para resistir los esfuerzos de corte.

Finalmente, se muestra a continuación la disposición de aceros colocados:

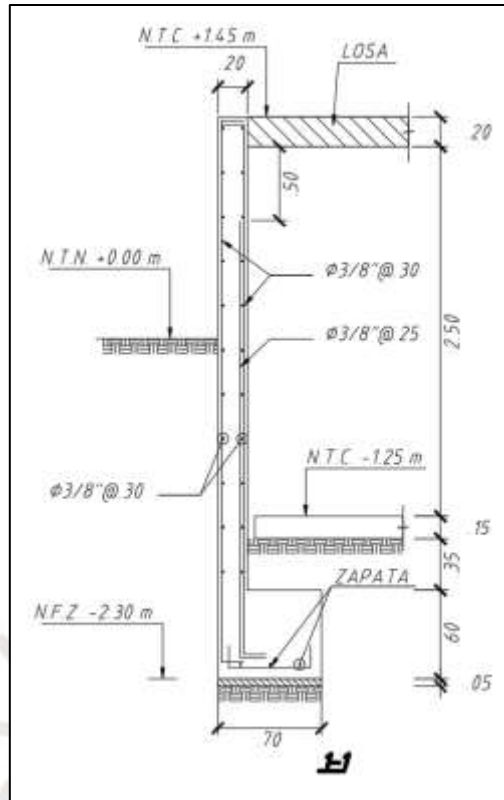


Figura 9.16 Disposición de los aceros colocados en una sección del muro de sótano

9.3 Diseño de cisterna

Debido a que se tiene un sistema de abastecimiento de agua potable que consta de una cisterna con tanque hidroneumático, se dimensionó el volumen de la cisterna de acuerdo a la cantidad de dormitorios por departamento de acuerdo con el RNE para una vivienda multifamiliar. Así se determinó un volumen de agua potable requerido de 12.8 m^3 , además se requiere una cisterna para agua contra incendios de 25 m^3 y un cuarto de máquinas.

La ubicación de las cisternas y el cuarto de máquinas se determinó enterrada debajo los estacionamientos y con un acceso al cuarto de máquinas de $0.9 \times 0.9 \text{ m}$ en el piso del semisótano.

Así, se considera una altura de agua de 1.8 m y una altura libre de 0.45 m , por tanto, se tiene una altura efectiva de 2.25 m . Las dimensiones en planta son tal como se muestran a continuación:

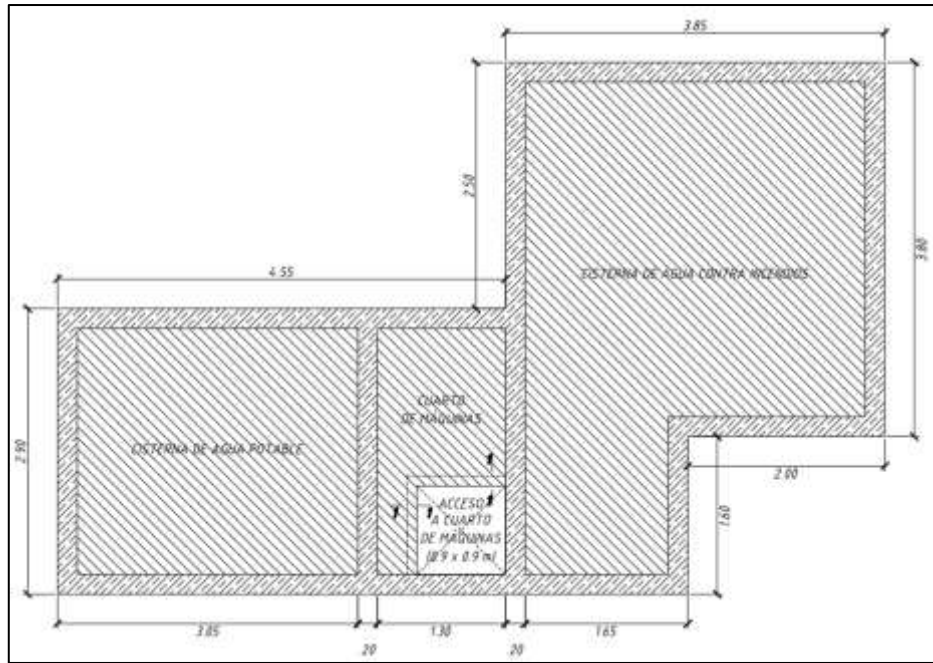


Figura 9.17 Diagrama de fuerza cortante en el muro de sótano (ton) Ecuación 4.2 Ecuación 4.2

9.3.1 Metrado de cargas

Se consideraron las cargas aplicadas de la siguiente manera:

Base

La carga muerta debido al peso de la losa de fondo es la siguiente:

$$CM = 2.4 \frac{\text{ton}}{\text{m}^3} \times 0.2 \text{ m} = 0.48 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2}$$

La carga viva, considerando las personas que eventualmente entrarán a las cisternas a hacer mantenimiento:

$$CV = 0.1 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2}$$

En el caso del cuarto de máquinas, se considera una sobrecarga debido a los equipos como carga viva

$$CV = 1 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2}$$

En el fondo de la losa de las cisternas se consideró el peso del agua para una altura de 1.8 m, por tanto:

$$CA = 1.8 \text{ m} \times 1 \frac{\text{ton}}{\text{m}^3} = 1.8 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2}$$

Por último, se consideró para el modelo en SAP2000 en la base un coeficiente de balasto igual a 7.2 kg/cm²/cm.

Techo

La carga muerta debido al peso de la losa es la siguiente:

$$CM = 2.4 \frac{\text{ton}}{\text{m}^3} \times 0.2 \text{ m} = 0.48 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2}$$

La carga viva, considerando la sobrecarga de estacionamientos

$$CV = 0.25 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2}$$

Muros

Se considera una carga triangular debida al peso del suelo, la actúa de manera triangular en la altura del muro.

$$Ka = \tan^2 \left(45 - \frac{37}{2} \right) = 0.25$$

$$CS = 2 \frac{\text{ton}}{\text{m}^3} \times 2.45 \text{ m} \times 0.25 = 1.23 \frac{\text{ton}}{\text{m}}$$

La sobrecarga debido a los estacionamientos es igual a

$$CV = 0.25 \frac{\text{ton}}{\text{m}} \times 0.25 = 0.06 \frac{\text{ton}}{\text{m}}$$

La carga de agua aplicada que es igual a

$$CA = 1 \frac{\text{ton}}{\text{m}^3} \times 2.45 \text{ m} = 2.45 \frac{\text{ton}}{\text{m}}$$

Cabe indicar que, no se consideró empuje sísmico, porque no está dentro del alcance de esta tesis. Además, la altura de la cisterna no es tan importante (2.25 m) y los aceros mínimos satisfacen holgadamente las cargas aplicadas. Sin embargo, para un análisis más acertado se pueden considerar los factores Ka y Kp sísmicos indicados por, por ejemplo, Mononobe-Okabe.

9.3.2 Análisis estructural

Se realizó un modelo de las dos cisternas y el cuarto de bombas. Se aplicaron cargas mencionadas anteriormente con las combinaciones de carga correspondiente en la norma E. 020. Asimismo, se consideraron los casos de la cisterna con agua y sin agua y se realizó una envolvente de los momentos. Así, se obtuvieron las cargas y momentos últimos tal como se observa a continuación:

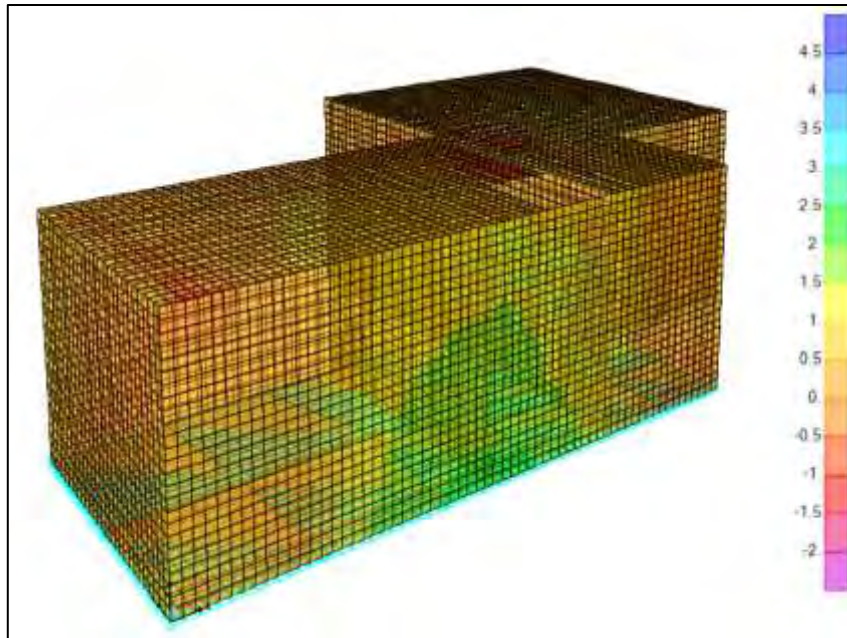


Figura 9.18 Diagrama de momento flector en la estructura de la cisterna dirección vertical M11 (ton.m)

A continuación, se observan las caras principales del modelo y los momentos aplicados en estos:

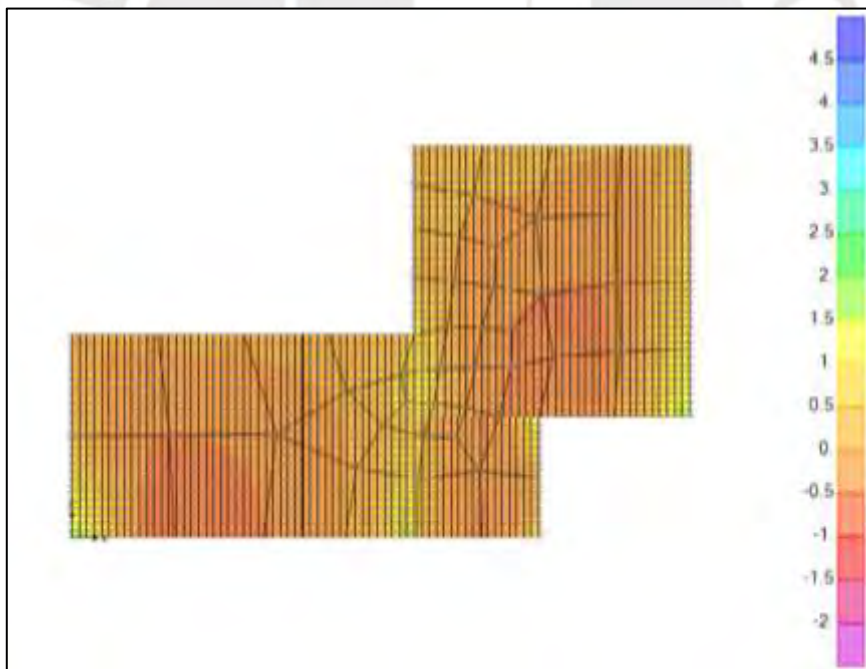


Figura 9.19 Diagrama de momento flector en la base en la dirección M11 (ton.m)



Figura 9.20 Diagrama de momento flector en la base en la dirección M22 (ton.m)

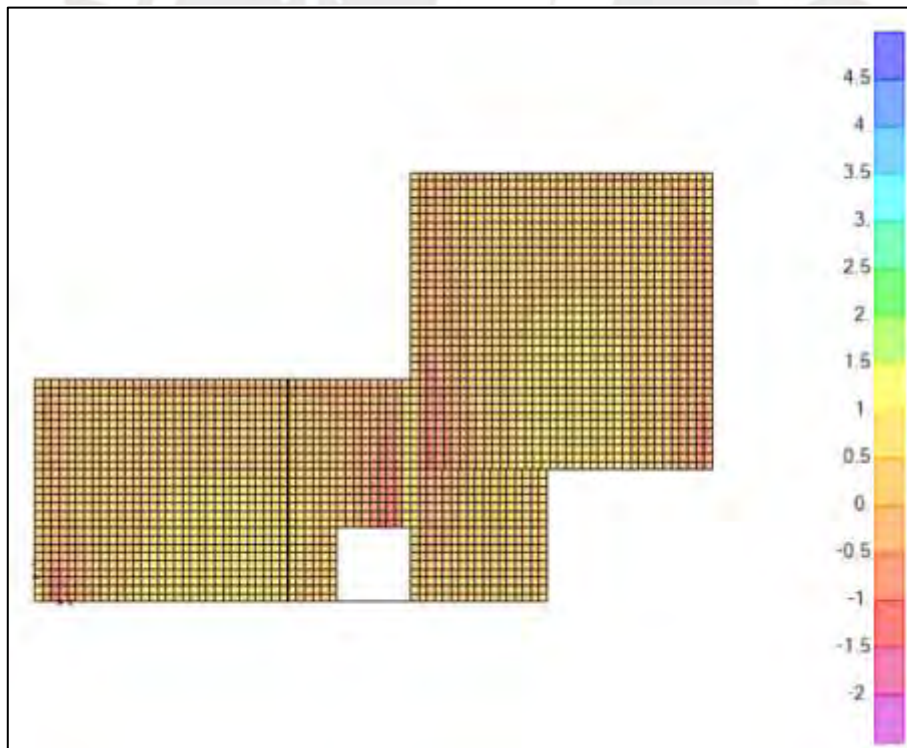


Figura 9.21 Diagrama de momento flector en el techo en la dirección M11 (ton.m)

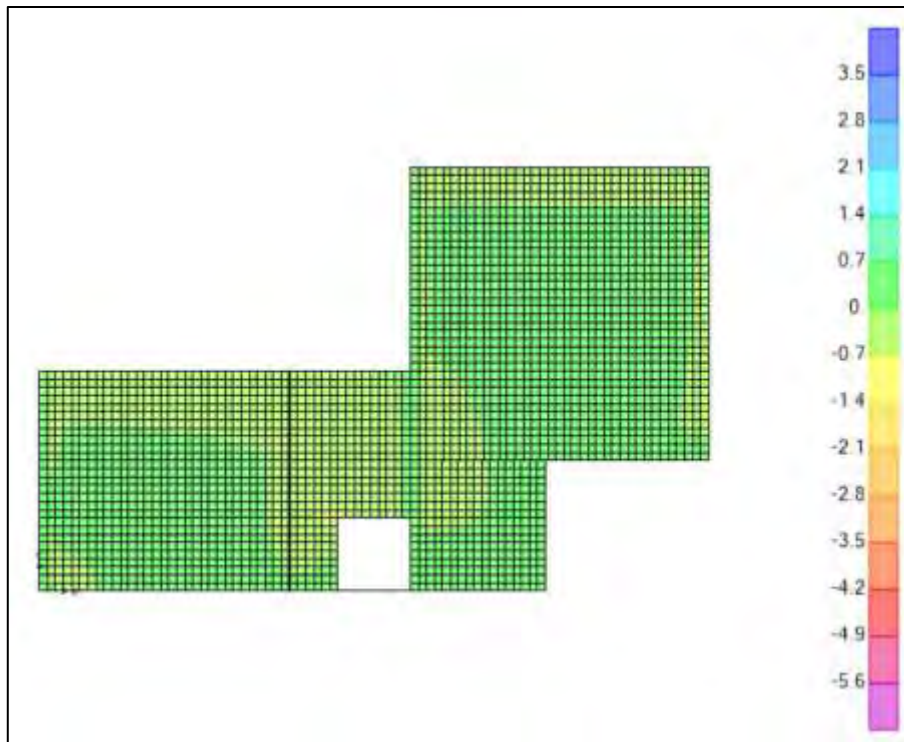


Figura 9.22 Diagrama de momento flector en el techo en la dirección M22 (ton.m)

Debido a que se tienen varios muros con la misma carga, se muestra a continuación el muro más esforzado

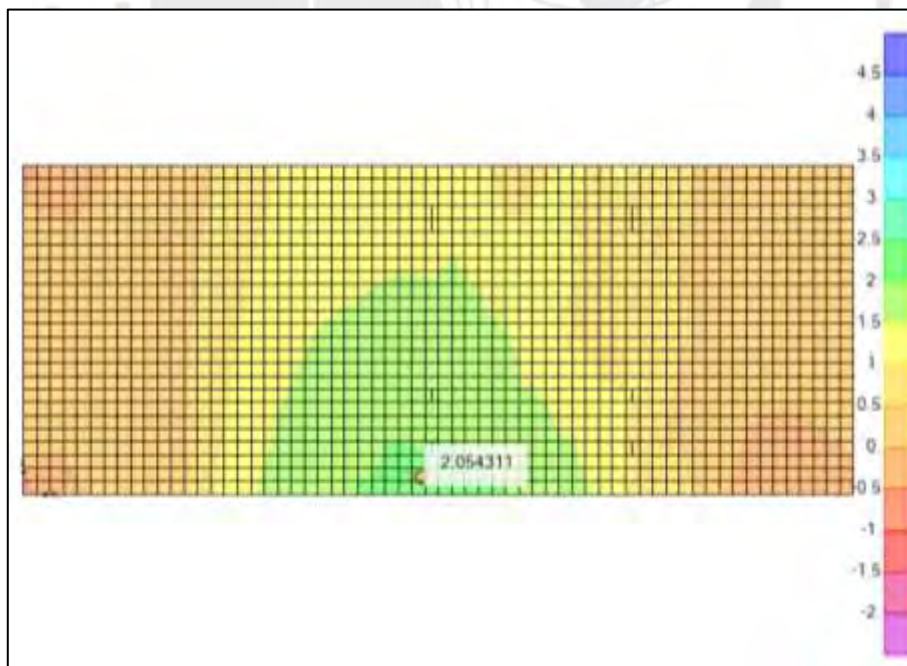


Figura 9.23 Diagrama de momento flector en el muro más esforzado en la dirección M11 (ton.m)

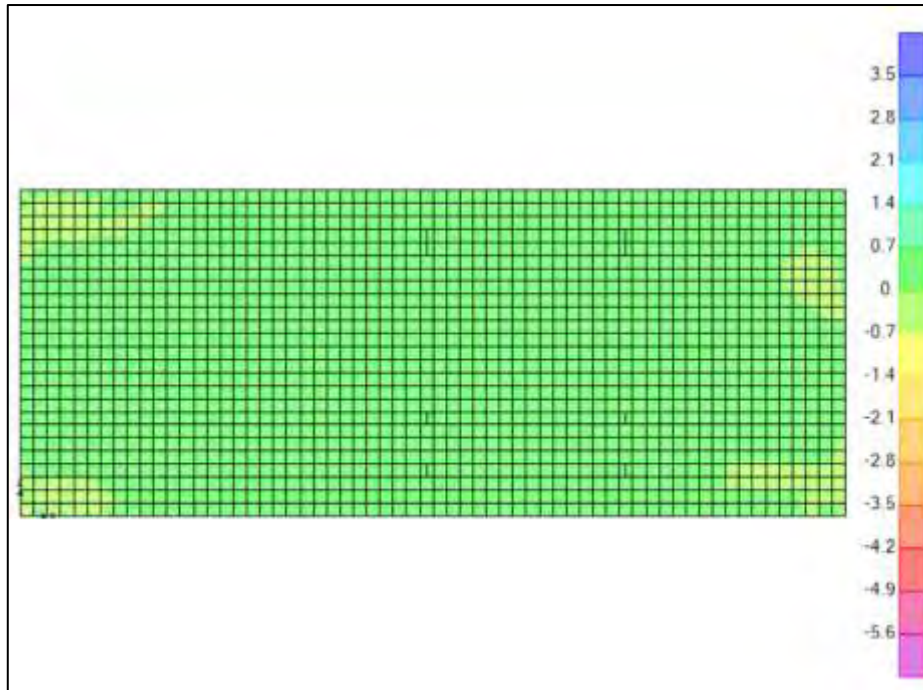


Figura 9.24 Diagrama de momento flector en el muro más esforzado en la dirección M22 (ton.m)

Se consideró una distribución triangular de manera estática tanto del suelo como del líquido. No se ha considerado un análisis de fuerzas convectivas e impulsivas para el líquido porque no es el alcance de esta tesis.

9.3.3 Diseño por flexión y cortante

La cuantía mínima de acero a considerar para controlar el agrietamiento, dado que se trata de una estructura que retiene agua, es de 0.003 en dos capas.

$$As_{min} = 0.003 \times 100 \times 20 = 6 \text{ cm}^2$$

Es decir, cada capa requiere 3 cm^2 de acero, por tanto, se considera $3/8 @ 20$ (3.55 cm^2).

La resistencia a compresión del concreto f'_c considerada en toda la cisterna es igual 280 kg/cm^2 . Considerando además un recubrimiento de 5 cm , la resistencia a flexión otorgada por el acero mínimo ϕMn es igual a 1.97 ton.m . Este valor satisface las cargas últimas aplicadas en la base, en el techo y en los muros excepto por el muro más cargado ($Mu = 2.05 \text{ ton.m}$). Por ello, en ese muro se agregan bastones de $3/8 @ 0.40 \text{ m}$ en la cara externa.

Por último, de acuerdo con la Ecuación 4.1 la resistencia a corte de los muros $\phi Vc = 9.8 \text{ ton}$ es suficiente para resistir las cortantes últimas aplicadas en las dos direcciones de las todas caras mostradas.

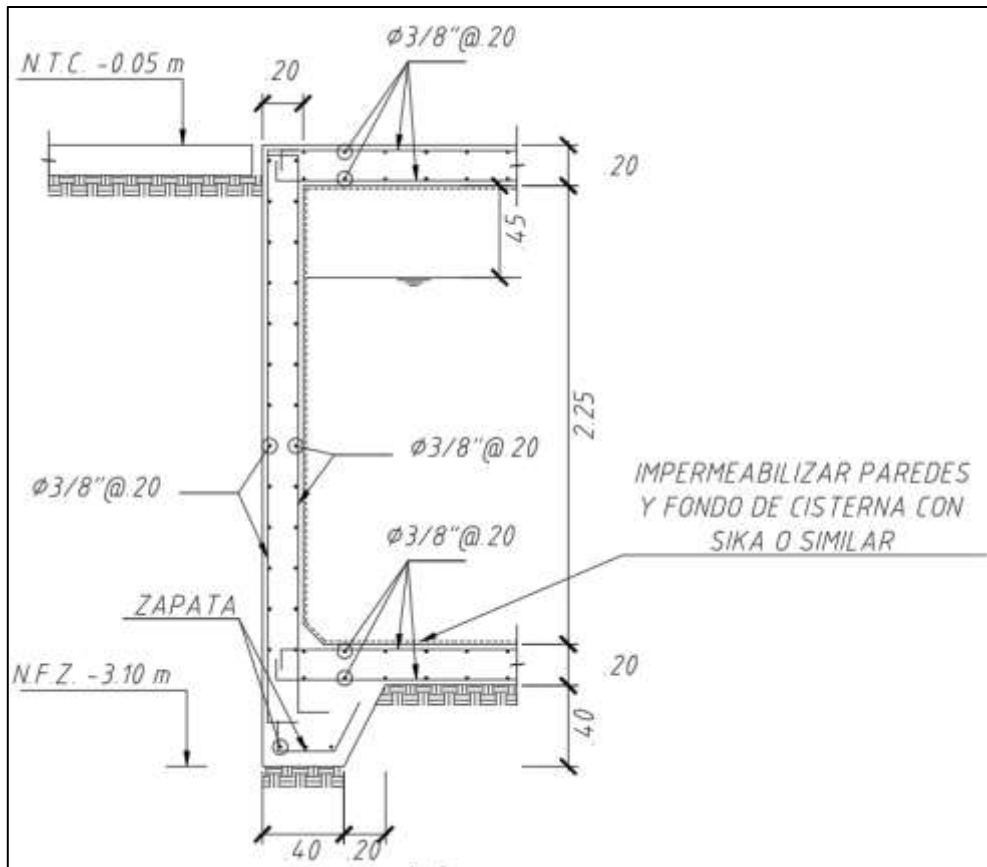


Figura 9.25 Disposición de acero en muro de cisterna

10) CAPÍTULO 10: CONCLUSIONES Y COMENTARIOS

Conclusiones

- El pre dimensionamiento de losas aligeradas y macizas fue correcto, ya que la sección y el acero colocados fueron suficientes para resistir las cargas aplicadas y las condiciones de servicio como deflexiones y fisuración.
- El pre dimensionamiento de las vigas fue suficiente para resistir las cargas aplicadas siguiendo el diseño por capacidad. En las vigas más esforzadas se colocó un acero cercano al acero máximo, esto se debe a las restricciones de altura libre de entrepiso impuestas por la arquitectura que impiden aumentar el peralte. Sin embargo, se cumple con los requerimientos exigidos en la norma.
- En el pre dimensionamiento de las columnas fue suficiente, ya que las cuantías requeridas no superaron el 3% evitando así la congestión de acero. Sin embargo, algunas columnas solo requieren el acero mínimo, ya que se uniformizaron las dimensiones y que las placas toman la mayor parte de las cargas de sismo.
- La estructuración de los muros se realizó de manera que el centro de rigidez se encuentre cerca del centro de masa, sin embargo, debido a las restricciones arquitectónicas, se tuvo una excentricidad de 1.2 m en la dirección XX y 2.01 m en la dirección YY (esto incluye la excentricidad accidental de 5% en la condición más

desfavorable). A pesar de ello, la torsión está dentro de los parámetros exigidos por la norma para que no se considere irregularidad torsional.

- Comparando el periodo y la masa participante del modelo con tres grados de libertad y el modelo en traslación pura se tiene una variación en la dirección XX de 0.44 segundos a 0.37 segundos y de 27.4 % a 61.9 % respectivamente. Asimismo, en la dirección YY se tiene una variación de periodo de 0.37 segundos a 0.39 segundos y 44.8 % a 64.96 %. Esto evidencia la influencia de la torsión en el periodo del edificio.
- Se observa que la deriva máxima inelástica en la dirección XX es de 4.52 y en la dirección YY es de 5.92 lo cual es lógico, ya que en la dirección XX se tiene una mayor concentración de muros de corte.
- El metrado de cargas de la columna y de las placas es aproximado al considerado en el modelo. La diferencia es debida a que en el modelo se considera la influencia del proceso constructivo en las cargas resultantes de diseño.
- Se realizó un diseño considerando los diferentes casos de carga en las zapatas de las vigas de cimentación. Sin embargo, si se realiza un análisis de cada zapata considerando cada zapata independiente y centradas. Luego, el momento debido a la excentricidad es soportado por la viga de cimentación. Se obtienen resultados similares y más conservadores a los obtenidos con el método presentado.

Comentarios

- En la estructuración de las losas se tuvo en cuenta la presencia de baños y sus respectivas tuberías. En estas se colocaron losas macizas para evitar que las tuberías interfieran con las viguetas en caso se coloque una losa aligerada.
- En este proyecto, se modificó en lo posible la arquitectura, de manera que se pueda realizar una estructuración adecuada y evitar irregularidades en planta y altura. En un proyecto real, se debe coordinar con los especialistas y elegir un sistema estructural si es necesario.
- Es importante considerar los estados límites de servicio en el diseño de vigas y losas, en algunos casos se ha agregado más acero del requerido por el diseño por resistencia o se puede considerar incluir contra flechas para controlar las deflexiones excesivas.
- Los componentes estructurales se han diseñado de acuerdo con el diseño por resistencia y procurando que los elementos tengan una falla dúctil y evitar que tengan una falla frágil (es decir que fallen por flexión antes que por cortante).
- Debido a que se tienen zapatas que limitan con los vecinos, se tiene la necesidad de hacerlas excéntricas. En donde fue necesario, se agregaron vigas de cimentación para controlar el momento debido a la excentricidad.
- En el caso de las zapatas que soportan grandes momentos debido a cargas sísmicas, se pre dimensionado y diseñado utilizando el método propuesto por Meyerhoff, el cual es más conservador y asegura un adecuado comportamiento de las zapatas.
- La cisterna de agua potable, de agua contra incendios y cuarto de máquinas se modelaron en el programa SAP2000 versión 20, de manera que se considere el

comportamiento como un solo elemento y se hallaron los momentos y fuerzas utilizando el método de elementos finitos.

- En los muros de semisótano se consideró una sobrecarga debida a edificios colindante de cinco pisos, esto en caso las edificaciones aumenten sus pisos, ya que actualmente son de tres y dos pisos respectivamente.
- La edificación se encuentra en esquina; por tanto, es importante que se respeten las juntas sísmicas indicadas, en caso contrario, el centro de rigidez puede cambiar su posición produciendo así torsiones no concebidas en el diseño.
- La mayoría de las zapatas se realizaron como se ha indicado en este documento, sin embargo, a manera de corroboración, se modeló la zapata Z-10 como en SAP2000 para determinar las presiones del suelo y las fuerzas internas. Se consideraron estos resultados para el diseño de esta zapata.

11) CAPÍTULO 11: BIBLIOGRAFÍA

BLANCO, A. (1997) – Estructuración y Diseño de Edificaciones en Concreto Armado. Segunda edición. Lima.

OTTAZZI, G. (2016) – Apuntes del curso de Concreto armado 1. Pontificia Universidad Católica del Perú. Facultad de Ciencias e Ingeniería. Lima.

MUÑOZ, J. (2018) – Apuntes del curso de Ingeniería Antisísmica, Pontificia Universidad Católica del Perú, Facultad de Ciencias e Ingeniería. Lima.

MUÑOZ, J. (2009) – Apuntes del curso de Análisis estructural 2, Pontificia Universidad Católica del Perú, Facultad de Ciencias e Ingeniería. Lima.

HIGASHI, J. (2018) – Apuntes del curso de Concreto armado 2, Pontificia Universidad Católica del Perú, Facultad de Ciencias e Ingeniería. Lima.

HARMSSEN, T. (2002) – Diseño de estructuras de concreto armado. Tercera Edición. Pontificia Universidad Católica del Perú, Fondo Editorial. Lima.

Norma Técnica de Edificaciones A. 010 – Arquitectura. Reglamento nacional de edificaciones. SENCICO, 2009.

Norma Técnica de Edificaciones E. 020 – Cargas. Reglamento nacional de edificaciones. SENCICO, 2006.

Norma Técnica de Edificaciones E. 030 – Diseño sismorresistente. Reglamento nacional de edificaciones. SENCICO, 2016.

Norma Técnica de Edificaciones E. 050 – Suelos y cimentaciones. Reglamento nacional de edificaciones. SENCICO, 2006.

Norma Técnica de Edificaciones E. 060 – Concreto armado. Reglamento nacional de edificaciones. SENCICO, 2009.

Norma Técnica de Edificaciones E. 070 – Albañilería. Reglamento nacional de edificaciones. SENCICO, 2006.

