

PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ

FACULTAD DE CIENCIAS E INGENIERÍA



**PONTIFICIA
UNIVERSIDAD
CATÓLICA
DEL PERÚ**

DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO DE 4 NIVELES Y 1

SÓTANO UBICADO EN EL DISTRITO DE JESÚS MARÍA

Tesis para optar el título profesional de INGENIERO CIVIL

ABEL ANDRÉS GONZALES TAPIA

ASESOR: Ing. Alejandro Muñoz Peláez

Lima, Agosto, 2020

RESUMEN

El presente proyecto consiste en el desarrollo del análisis y diseño estructural de un edificio multifamiliar de concreto armado de 4 pisos y 1 sótano, ubicado en el distrito de Jesús María, departamento de Lima, sobre un suelo de 40 ton/m² de capacidad portante.

El sistema estructural del edificio es de muros y pórticos de concreto armado. Los techos son aligerados en una dirección salvo en la zona del ascensor donde se usa losa maciza. Las losas, columnas y vigas fueron predimensionadas considerando los criterios indicados en el libro “Estructuración y Diseño de Edificaciones en Concreto Armado” – Antonio Blanco, 1994; mientras que las placas se predimensionaron considerando que el 80% de la fuerza cortante basal estática es resistido únicamente por el concreto de las placas. El predimensionamiento de las zapatas se hizo empleando las cargas de servicio y a una profundidad de -1.20m con respecto al nivel del sótano.

Las viguetas de las losas aligeradas fueron analizadas como elementos unidimensionales en las cuales se consideró alternancia de carga viva y cada una de estas se combinó con la carga muerta para obtener luego una envolvente de combinaciones. Las losas macizas fueron analizadas como elementos bidimensionales con cargas perpendiculares a su plano.

Se desarrolló un modelo 3D en el programa ETABS considerando vigas y columnas como elementos unidimensionales y los muros como elementos bidimensionales. Este modelo sirvió para el análisis de cargas de gravedad y para el análisis sísmico espectral.

Los resultados del análisis modal indicaron periodos de 0.17s y 0.31s en los ejes X e Y, respectivamente. Se obtuvo una deriva máxima de 4.2 ‰ y se comprobó que el sistema era de muros estructurales tal como se había supuesto originalmente. El edificio presentó solo irregularidad de esquinas entrantes.

Se realizó el diseño de cada elemento estructural de concreto armado siguiendo los lineamientos de la NTP E.060. Se pudo verificar que gracias a los criterios de predimensionamiento empleados todos los elementos de concreto armado se pudieron armar sin congestión de acero.



Dedicatoria

A mis hijas, Lucía y Martina,
mis dos grandes amores.

AGRADECIMIENTOS

Agradezco a mis padres y a mi hermano, quienes siempre se preocuparon por mi bienestar y me apoyaron en todo momento.

Al Ing. Alejandro Muñoz Peláez, mi asesor, por sus enseñanzas y apoyo brindado a lo largo del desarrollo de esta tesis. Ha sido un honor ser guiado por usted.

Finalmente, agradezco a todos mis amigos que me apoyaron de alguna u otra manera para poder cumplir con mis objetivos.



ÍNDICE

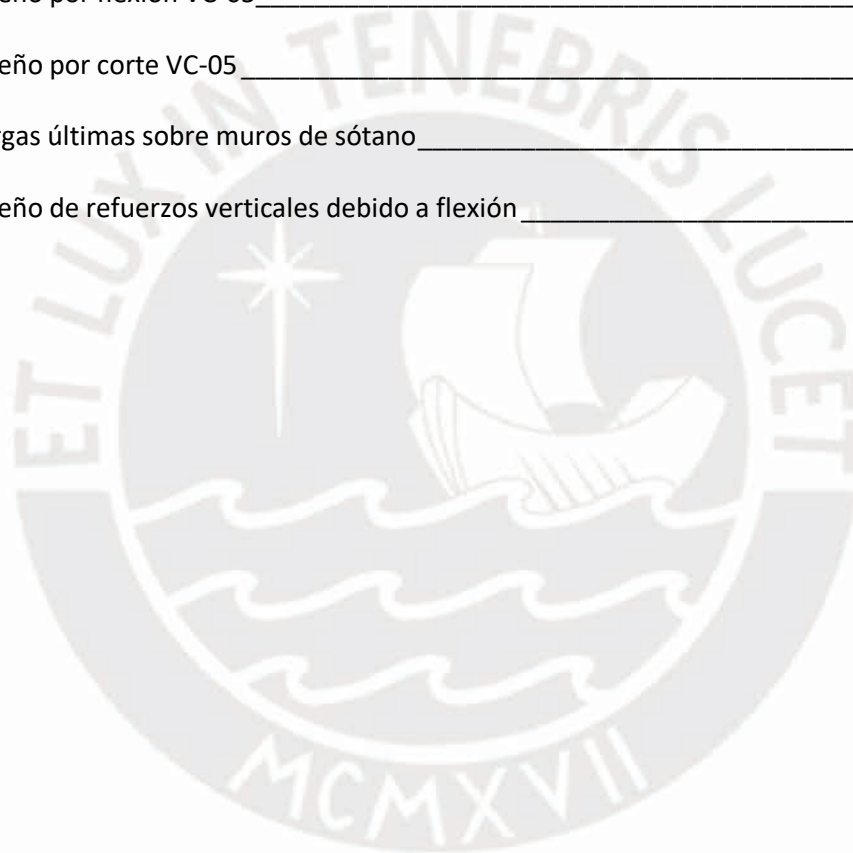
CAPÍTULO 1: INTRODUCCIÓN	1
1.1. OBJETIVO	1
1.2. ARQUITECTURA DEL EDIFICIO A DISEÑAR	1
1.3. MATERIALES Y NORMAS	4
CAPÍTULO 2: ESTRUCTURACIÓN Y PREDIMENSIONAMIENTO	5
2.1. CRITERIOS PARA LA ESTRUCTURACIÓN	5
2.2. ESTRUCTURACIÓN DEL EDIFICIO	6
2.3. PREDIMENSIONAMIENTO DE LOSAS	8
2.4. PREDIMENSIONAMIENTO DE VIGAS	9
2.5. PREDIMENSIONAMIENTO DE COLUMNAS	9
2.6. PREDIMENSIONAMIENTO DE PLACAS (MUROS DE CORTE)	10
CAPÍTULO 3: ANÁLISIS POR CARGA DE GRAVEDAD	13
3.1. CARGAS DE DISEÑO	13
3.2. ANÁLISIS DE LOSAS	13
3.2.1. LOSA ALIGERADA	13
3.2.2. LOSA MACIZA	16
3.3. ANÁLISIS PARA EL SISTEMA DE VIGAS, COLUMNAS Y MUROS	19
3.3.1. CORRECCIÓN POR PROCESO CONSTRUCTIVO	20
CAPÍTULO 4: ANÁLISIS SÍSMICO	26
4.1. MODELO DE ANÁLISIS DINÁMICO DEL EDIFICIO	26
4.2. ANÁLISIS DE MODOS Y FRECUENCIAS	27
4.3. ANÁLISIS POR SUPERPOSICIÓN ESPECTRAL	28

4.3.1.	REPRESENTACIÓN DE LAS SOLICITACIONES SÍSMICAS	28
4.3.2.	RESULTADOS	29
4.4.	ANÁLISIS DE IRREGULARIDADES	30
4.5.	FACTOR DE ESCALAMIENTO DEL ANÁLISIS ESPECTRAL	33
CAPÍTULO 5: DISEÑO DE ELEMENTOS EN CONCRETO ARMADO		35
5.1.	MÉTODOS DE DISEÑO	35
5.1.1.	DISEÑO POR FLEXIÓN	35
5.1.2.	DISEÑO POR CORTE	37
5.1.3.	DISEÑO POR CAPACIDAD	38
5.1.4.	DISEÑO POR FLEXOCOMPRESIÓN	39
5.1.5.	CIMENTACIONES	40
5.1.6.	MUROS DE SÓTANO	46
5.2.	DETALLES DE REFUERZO	48
5.3.	CONSIDERACIONES DE DISEÑO PARA ELEMENTOS SISMORRESISTENTES	51
5.4.	DISEÑO DE LOSAS	53
5.5.	DISEÑO DE VIGA	57
5.6.	DISEÑO DE COLUMNA	60
5.7.	DISEÑO DE PLACA	64
5.8.	DISEÑO DE CIMENTACIÓN	68
5.8.1	EJEMPLO DE DISEÑO N°1 – ZAPATA COMBINADA Z1	68
5.8.2	EJEMPLO DE DISEÑO N°2 – VIGA DE CIMENTACIÓN VC-05	73
5.9.	DISEÑO DE MUROS DE SÓTANO	76
CAPÍTULO 6: CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES		80
CAPÍTULO 7: BIBLIOGRAFÍA		83

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 2.1 Espesores recomendados para losas aligeradas (Blanco, 1994)	8
Tabla 2.2 Predimensionamiento de columnas	10
Tabla 2.3 Predimensionamiento de Placas	12
Tabla 3.1 Pesos unitarios de los materiales	13
Tabla 3.2 Sobrecargas	13
Tabla 3.3 Desplazamientos verticales pórtico eje D	23
Tabla 3.4 Desplazamientos verticales pórtico eje 3	24
Tabla 4.1 Modos de vibración y masa participante	27
Tabla 4.2 Modos de vibración en X	27
Tabla 4.3 Modos de vibración en Y	28
Tabla 4.4 Derivas máximas del edificio	29
Tabla 4.5 Cortante en placas y columnas	29
Tabla 4.6 Factor de escala de fuerzas	34
Tabla 5.1 Factores de amplificación y combinaciones de carga	35
Tabla 5.2 Peraltes o espesores mínimos de vigas no preesforzadas o losas reforzadas en una dirección a menos que se calculen deflexiones	37
Tabla 5.3 Longitudes de anclaje o de desarrollo	49
Tabla 5.4 Cantidades de acero mínimo y máximo en viguetas	53
Tabla 5.5 Diseño de vigueta	54
Tabla 5.6 Acero mínimo colocado en la losa maciza	56
Tabla 5.7 Diseño por flexión 2do tramo viga VG-02	58
Tabla 5.8 Diseño por corte 2do tramo viga VG-02	58
Tabla 5.9 Combinaciones de carga en la columna C1 del 1er piso	61
Tabla 5.10 Cantidad de acero mínimo por cara en placa PL-4 del 1er piso	64
Tabla 5.11 Combinaciones de carga última de la placa PL-4 del 1er piso	65

Tabla 5.12 Cargas de servicio de placas PL1 ubicadas en el eje _____	68
Tabla 5.13 Esfuerzos en estados de servicio para un sismo en Y _____	69
Tabla 5.14 Momentos en cada dirección para un sismo en Y-Y _____	70
Tabla 5.15 Esfuerzos últimos para cada combinación de carga _____	70
Tabla 5.16 Diseño por corte de zapata Z1 – Dirección 2-2 _____	71
Tabla 5.17 Diseño por punzonamiento de zapata Z1 – Dirección 2-2 _____	72
Tabla 5.18 Distribución de acero de refuerzo en zapata Z2 _____	72
Tabla 5.19 Diseño por flexión VC-05 _____	74
Tabla 5.20 Diseño por corte VC-05 _____	75
Tabla 5.21 Cargas últimas sobre muros de sótano _____	76
Tabla 5.22 Diseño de refuerzos verticales debido a flexión _____	78

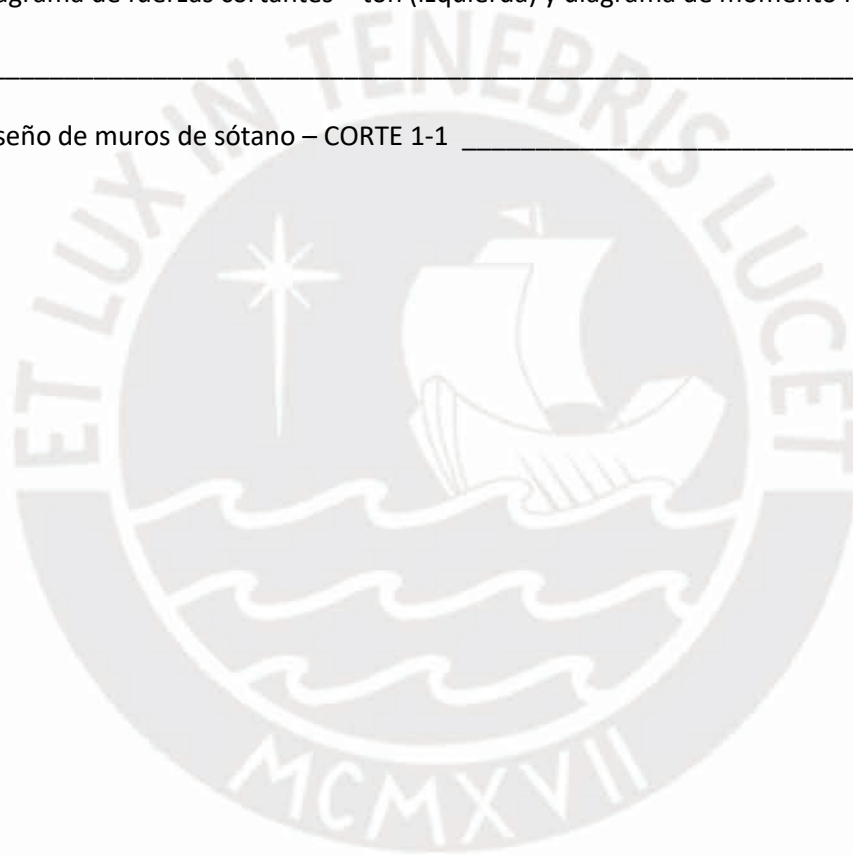


ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1.1 Corte B - Arquitectura _____	2
Figura 1.2 Planta típica – Arquitectura _____	3
Figura 2.1 Planta típica – Estructuración _____	7
Figura 3.1 Vigueta para análisis de gravedad _____	14
Figura 3.2 Carga muerta (ton/m) _____	15
Figura 3.3 Estados de carga viva (ton/m) _____	15
Figura 3.4 Diagramas de fuerza cortante (ton) y momento flector (ton/m) – Combinación 1 _____	16
Figura 3.5 Diagrama de fuerza cortante por carga última (ton) _____	16
Figura 3.6 Diagrama de momentos flectores por carga última (ton - m) _____	16
Figura 3.7 Modelo de análisis de losa maciza _____	17
Figura 3.8 Momento flector en la dirección Y-Y (ton.m/ml) _____	17
Figura 3.9 Diagrama de fuerza cortante en Y (ton/ml) _____	18
Figura 3.10 Modelo 3D del edificio – vista posterior _____	19
Figura 3.11 Diagrama de momentos flectores sin corrección por secuencia de cargas pórtico D (ton/m) _____	21
Figura 3.12 Diagrama de momentos flectores con corrección por secuencia de cargas pórtico D (ton/m) _____	22
Figura 3.13 Diagrama de momentos flectores sin corrección por secuencia de cargas pórtico 3 (ton/m) _____	23
Figura 3.14 Diagrama de momentos flectores con corrección por secuencia de cargas pórtico 3 (ton/m) _____	24
Figura 4.1 Modelo 3D del edificio – vista frontal _____	26
Figura 5.1 Diagrama de interacción. (<i>Apuntes del curso concreto armado I. Gianfranco Ottazzi</i>) _____	39
Figura 5.2 Distribuciones equivalentes de esfuerzos en el suelo _____	41

Figura 5.3 Esquema típico de sección crítica en zapatas aisladas y laterales – diseño por corte	43
Figura 5.4 Esquema típico de sección crítica en zapatas aisladas y laterales – diseño por punzonamiento	44
Figura 5.5 Esquema típico de sección crítica en zapatas aisladas y laterales – diseño por punzonamiento	45
Figura 5.6 Coeficientes de empuje para suelo granular denso y suelto	47
Figura 5.7 Longitudes de empalme	48
Figura 5.8 Corte de acero en regiones de momento positivo y negativo	49
Figura 5.9 Recubrimientos según norma E.060	50
Figura 5.10 Detalle de estribo con dobléz a 135°	51
Figura 5.11 Sección típica de una vigueta	53
Figura 5.12 Diseño de vigueta piso típico	55
Figura 5.13 Diseño losa maciza	56
Figura 5.14 Esquema 2do tramo viga VG-02 piso típico	57
Figura 5.15 Diagrama de momento flector (ton.m) / 2do tramo VG-02	57
Figura 5.16 Diagrama de fuerzas cortantes (ton) / 2do tramo VG-02	57
Figura 5.17 Diseño viga VG-02	59
Figura 5.18 Columna C1 – sección asumida	60
Figura 5.19 Diagrama de interacción de columna C1 – Dirección 3-3	61
Figura 5.20 Diagrama de interacción de columna C1 – Dirección 2-2	62
Figura 5.21 Diseño columna C1	63
Figura 5.22 Distribución de acero axial en placa PL-4	64
Figura 5.23 Diagrama de interacción placa PL-4 - Dirección 3-3	66
Figura 5.24 Diagrama de interacción placa PL-4 - Dirección 2-2	66
Figura 5.25 Diseño final placa PL - 4	68
Figura 5.26 Diagrama de fuerzas cortantes – zapata Z1 (ton)	71

Figura 5.27 Diagrama de momentos flectores – zapata Z1 (ton/m)	71
Figura 5.28 Diseño zapata Z1 – vista en planta	73
Figura 5.29 Diseño de zapata Z1 – vista transversal	73
Figura 5.30 Diagrama de momento flector VC-05 (ton.m)	74
Figura 5.31 Diagrama de fuerza cortante VC-05 (ton)	74
Figura 5.32 Diseño de viga de cimentación VC-05	75
Figura 5.33 Esquema de cargas típico en muros de sótano	76
Figura 5.34 Diagrama de fuerzas cortantes – ton (izquierda) y diagrama de momento flector – ton.m (derecha)	77
Figura 5.35 Diseño de muros de sótano – CORTE 1-1	79



CAPÍTULO 1: INTRODUCCIÓN

1.1. Objetivo

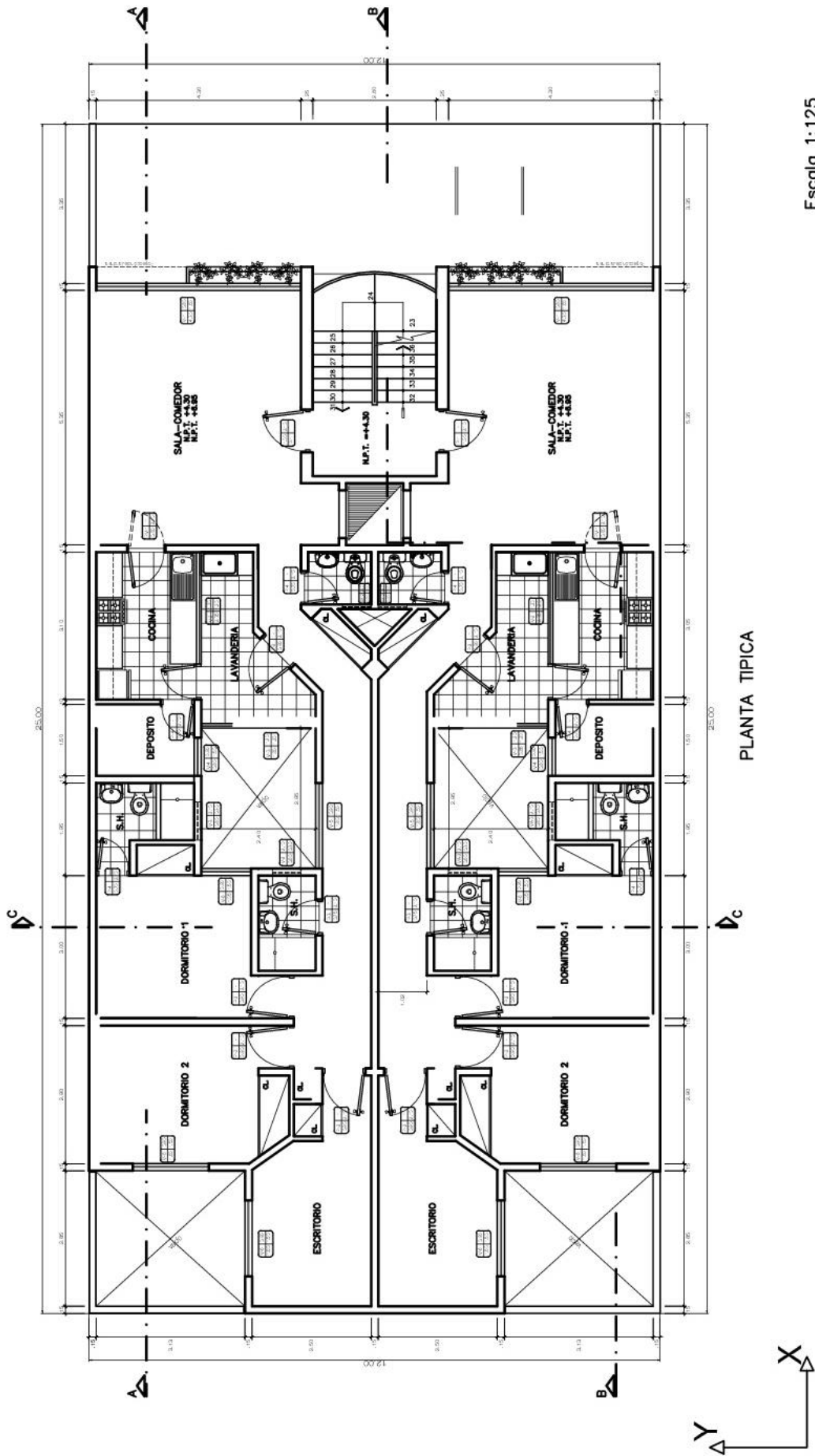
El objetivo principal de este proyecto es realizar el diseño estructural de un edificio multifamiliar de 4 pisos y 1 sótano ubicado en el distrito de Jesús María – Lima. Para ello, se aplicaron los conocimientos aprendidos en los cursos relacionados con diseño estructural de la carrera universitaria.

1.2. Arquitectura del edificio a diseñar

La edificación es de aproximadamente 300 m² de área por nivel, cuenta con 4 pisos y 1 sótano. En la figura 1.1 se puede ver que la altura de cada uno de los pisos del 1 al 4 es de 2.65 m; mientras que el sótano tiene una altura de 2.75 m, esto nos da una altura total de 13.35 m desde el nivel de piso terminado del sótano al de la azotea.

El sótano tiene 7 estacionamientos, la rampa de ingreso, el ascensor, escaleras de emergencia, un depósito de basura y un almacén. En cada uno de los pisos se distribuyen dos departamentos de 110 m² de área techada cada uno y 12m² adicionales que son ocupados por el ascensor, la escalera y un pequeño hall. Todos los pisos cuentan con un área techada aproximada de 232 m², excepto el primer piso, ya que el primer departamento es de 100 m²; por tanto, tiene un área techada menor, de 222 m².

Dentro de los departamentos se distribuyen diferentes áreas: sala - comedor, 1 dormitorio principal, 1 baño en el dormitorio principal, 2 dormitorios secundarios, 2 baños para visitas, lavandería, cocina, 1 depósito y un área libre o patio. La figura 1.2 muestra la distribución de cada uno de estos ambientes en una planta típica. La azotea es un área libre cuyo perímetro y tragaluces están rodeados por muros bajos, se puede llegar a la azotea por la escalera o haciendo uso del ascensor. En el ANEXO 1 se muestran los planos completos de arquitectura.



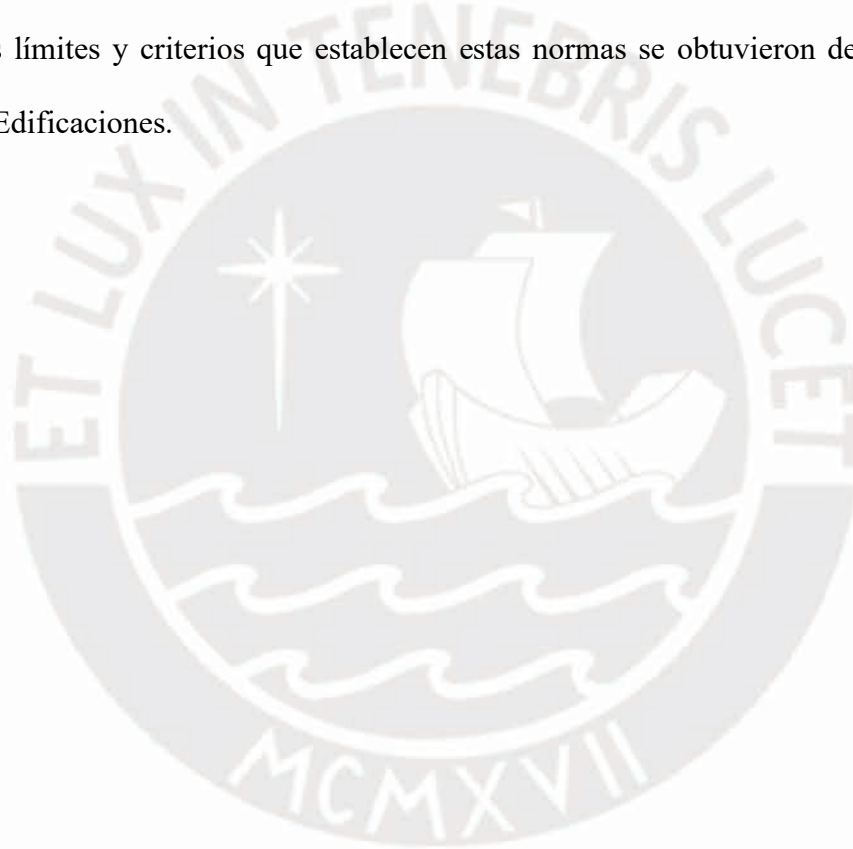
Escala 1:125

Figura 1.2 Planta típica – Arquitectura

1.3. Materiales y Normas

Los elementos estructurales son de concreto con una resistencia a la compresión (f'_c) igual a 210 kg/cm^2 , módulo de poisson de 0.15 y módulo de elasticidad igual a 217000 kg/cm^2 . A su vez, se encuentran reforzados con acero corrugado de grado 60 con esfuerzo de fluencia (f_y) = 4200 kg/cm^2 ; mientras que la capacidad portante del suelo que se asume es de 40 ton/m^2 .

Para la elaboración del diseño estructural del edificio se utilizaron las normas E.020 – Cargas, E.030 – Diseño Sismorresistente, E.050 – Suelos y Cimentaciones, y E.060 – Concreto Armado. Los límites y criterios que establecen estas normas se obtuvieron del Reglamento Nacional de Edificaciones.



CAPÍTULO 2: ESTRUCTURACIÓN Y PREDIMENSIONAMIENTO

2.1. Criterios para la estructuración

La estructuración del edificio se elabora en base a los planos de arquitectura y otras especialidades. Esta consiste en ubicar los diferentes elementos estructurales como las vigas, placas, columnas y losas (aligeradas y macizas), respetando las condiciones arquitectónicas del edificio. Para ello se tuvieron en cuenta tres principales criterios que se definen en el libro “Estructuración y Diseño de Edificaciones de Concreto Armado” (A. Blanco, 1994); simplicidad, uniformidad y rigidez lateral.

La estructuración de un edificio debe ser lo más simple posible; mientras mayor sea la complejidad de la estructuración, menor es el nivel de confiabilidad de los resultados del análisis sísmico.

Un edificio debe ser uniforme y continuo en su estructura; ya que las irregularidades pueden generar concentración de esfuerzos que podrían causar daño en ellas. La Norma E.030 define en las tablas 8 y 9 en qué casos las edificaciones presentan irregularidades, estas pueden ser en planta o en altura.

Ante solicitaciones sísmicas las estructuras presentan deformaciones laterales, las cuales pueden llegar a ser muy considerables en caso no presenten la rigidez lateral adecuada. Para evitar estas deformaciones se deben considerar elementos que incorporen dicha rigidez lateral a la estructura en ambas direcciones.

2.2. Estructuración del edificio

Todas las losas son aligeradas en una dirección con las viguetas paralelas al eje Y cada 40 cm; a excepción del paño en donde se encuentran la escalera y el ascensor entre los ejes E y F, se decidió por una losa maciza en esta área para una mejor transmisión de esfuerzos hacia las placas. En una planta típica se pueden ver seis vigas chatas entre los ejes B y E, cuya función es recibir las cargas debido a las tabiquerías.

Con el fin de que el edificio presente un mejor comportamiento ante solicitaciones sísmicas, se han distribuido vigas y columnas peraltas en ambas direcciones, así como muros estructurales o placas de concreto. Es necesario que el edificio presente rigidez lateral en ambas direcciones (X e Y) para que los desplazamientos y deformaciones de cada uno de los elementos sean los más adecuados durante la presencia de un sismo.

Se pueden apreciar 2 grandes placas en cada uno de los ejes 1 y 4, los cuales aportan una gran rigidez lateral con respecto al eje X, además de 2 placas menores en la zona del ascensor y 4 columnas peraltadas en esa misma dirección (C1 y C2). Para ganar rigidez en dirección Y-Y se tienen cinco placas rigidizadas en esa dirección, 1 en la zona del ascensor, 2 en el eje A y otras 2 en el eje D; además de 2 columnas peraltadas en dirección Y-Y ubicadas en el eje F (C3). El sótano estará rodeado de muros de contención con un espesor de 25 cm.

En la figura 2.1 se muestra una planta típica con la estructuración descrita en los párrafos anteriores y en el ANEXO 2 se muestran los planos estructurales finales.

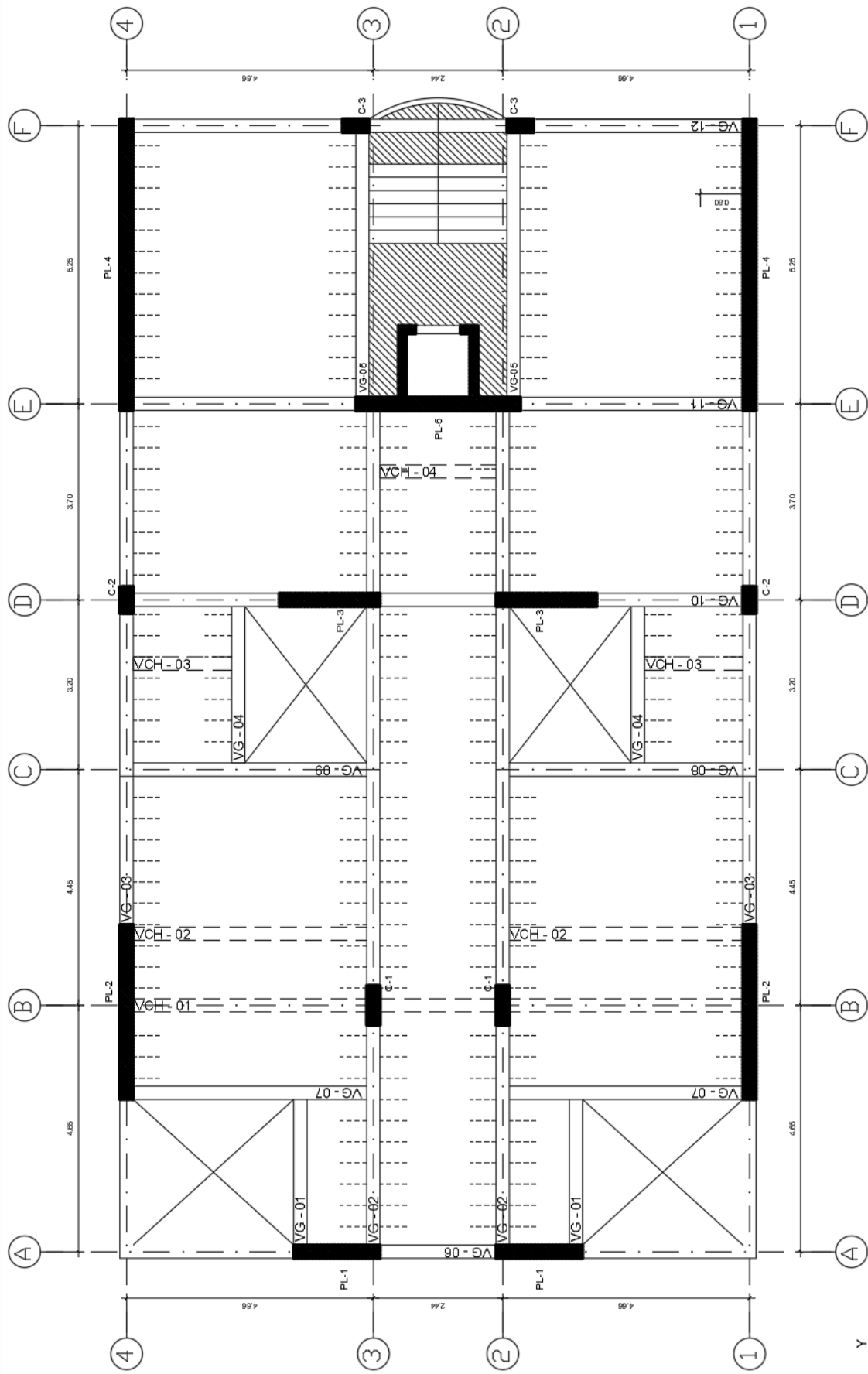


Figura 2.1 Planta típica – Estructuración

2.3. Predimensionamiento de Losas

- Losa Aligerada

Para asignarle un espesor adecuado a los paños se usaron los criterios mencionados en el capítulo 3 del libro “Estructuración y Diseño de Edificaciones en Concreto Armado”

– Antonio Blanco, 1994; los cuales se indican en la tabla 2.1:

Tabla 2.1 Espesores recomendados para losas aligeradas (Blanco, 1994)

h (m)	Peso propio (kg/m²)	Luces máximas Recomendadas (m)
0.17	280	$l_n \leq 4$
0.20	300	$4 \leq l_n \leq 5.5$
0.25	350	$5 \leq l_n \leq 6.5$
0.30	420	$6 \leq l_n \leq 7.5$

Según la estructuración mostrada en la figura 2.1, la luz con mayor longitud es de 5.25 m, por tanto, se usó un espesor de 0.20 m para todos los paños por motivos de uniformidad.

- Losa Maciza

Los criterios usados comúnmente para el predimensionamiento de las losas macizas son:

$$\circ h = \frac{\text{Luz}}{40} \quad (2-1)$$

$$\circ h = \frac{\text{Perímetro de paño}}{180} \quad (2-2)$$

El paño que se considera como losa maciza es pequeño; por lo tanto, con el uso de estos dos criterios para el cálculo del espesor de la losa obtendríamos valores de espesor entre 5 cm y 7 cm. No se consideraron estos valores para su predimensionamiento, sino se

usó un espesor de 20 cm para que este paño sea uniforme con respecto a las losas aligeradas.

2.4. Predimensionamiento de Vigas

- Vigas con responsabilidad sísmica

En el predimensionamiento de este tipo de vigas se recomienda un peralte (considerando espesor de losa) de 1/12 a 1/10 de la luz libre (Antonio Blanco, 1994).

La luz de máxima longitud que se presenta en el proyecto es de 7.15 m en dos vigas centrales ubicadas en los ejes 2 y 3, entre los ejes B y D:

$$\frac{l_n}{12} < h < \frac{l_n}{10} \quad (2-3)$$

$$0.60 \text{ m} < h < 0.72 \text{ m}$$

Se decidió utilizar un peralte máximo de 55 cm para las dos vigas centrales VG-02 mientras que las demás tendrán un peralte de 50cm, su diseño se verifica en el capítulo 5.

Además, para el predimensionamiento del ancho, se recomienda usar un ancho entre el 30% o 50% de la altura (peralte). Por tanto, se utilizaron vigas con un ancho de 0.25 m.

2.5. Predimensionamiento de Columnas

En edificios en donde trabajan de manera conjunta placas y columnas de concreto, se tienen dos criterios para el predimensionamiento de las columnas:

Para columnas internas:

$$\text{Área bruta} = \frac{P(\text{servicio})}{0.45 f'c} \quad (2-4)$$

Para columnas externas:

$$\text{Área bruta} = \frac{P(\text{servicio})}{0.35 f_{rc}} \quad (2-5)$$

Se utilizó la expresión 2-4 para el dimensionamiento de las columnas C-1, mientras que para las columnas C-2 y C-3 se usó la ecuación 2-5 por encontrarse en bordes del edificio.

Tabla 2.2 Predimensionamiento de columnas

COLUMNA	Criterio de predimensionamiento			Por Arquitectura
	P serv (ton)	A colum (cm ²)	L (cm)	L (cm)
C-1	96.0	1015.9	41	75
C-2	44.1	600.0	24	50
C-3	41.1	559.2	22	50

En la tabla 2.2 se puede observar que las dimensiones brindadas por la arquitectura son mayores a las que se obtienen por los criterios de las ecuaciones 2-4 y 2-5; por esta razón se decidió utilizar las dimensiones brindadas por la arquitectura.

En el capítulo 4 se muestra la verificación de las dimensiones elegidas.

2.6. Predimensionamiento de Placas (Muros de corte)

El predimensionamiento de las placas se realizó tomando en cuenta la recomendación mencionada en la Tesis “Diseño de un Edificio de concreto armado de 7 pisos” – año 2009, para obtener el Título de Ingeniero Civil PUCP Miguel Ángel Ruiz Palacios y Edward Clarence Campos Campos. En esta se indica que las placas se predimensionan de tal manera que el 80% de la fuerza cortante a partir de un análisis estático sea resistido únicamente por ellas. A partir de lo mencionado se tiene:

$$A_c = \frac{0.8 \times V_{est}}{\phi \times 0.53 \times \sqrt{f_{rc}}} \quad (2-6)$$

Donde:

V_{est} = Fuerza cortante por análisis estático

$f'c$ = Resistencia a la compresión (210 kg/cm²)

\emptyset = Factor de reducción por corte (0.85)

La fuerza cortante en el edificio Vest se estima mediante la expresión 2-7:

$$V_{est} = \frac{ZUCS}{R} \cdot P \quad (2-7)$$

Donde:

Z = Factor de Zona, nuestro edificio se encuentra en la Zona 4; por tanto, $Z=0.45$.

U = Factor de Uso, nuestro edificio es de categoría C; por tanto, $U=1$.

C = Factor de amplificación sísmica. Este factor estará definido por las siguientes expresiones:

$T < T_p$	$C = 2.5$
$T_p < T < T_L$	$C = 2.5 \cdot (T_p/T)$
$T > T_L$	$C = 2.5 \cdot (T_p \cdot T_L / T^2)$

Como $T < T_p$; entonces, $C= 2.5$.

S = Factor de amplificación del suelo, nuestro edificio se encuentra en la Zona 4 y será construido sobre un tipo de suelo S_2 ; por tanto, $S=1.05$.

P = Peso total de la edificación, $P=942.9$ ton

Para el cálculo de R se asumen los valores de:

R_o = Coeficiente básico de reducción de las fuerzas sísmicas

I_a = Factor de irregularidad en altura

I_p = Factor de irregularidad en planta

	R_0	I_a	I_p	$R = R_0 \cdot I_a \cdot I_p$
X-X	6	1	1	6
Y-Y	6	1	0.9	5.4

Para nuestro caso, I_p en el eje Y es 0.9 debido a que presenta irregularidad en ese eje por esquinas entrantes. R_0 depende del sistema estructural, en ambos ejes se considera un sistema de muros estructurales.

En la tabla 2.3 se verifica que las dimensiones de las placas cumplen con el área requerida según lo indicado.

Tabla 2.3 Predimensionamiento de Placas

	Sismo X-X	Sismo Y-Y
Vest (ton)	185.6	206.3
Área requerida (cm²)	22748	25275
PL - 1	-	163 x 25 x 2 = 8150
PL - 2	330 x 25 x 2 = 16500	-
PL - 3	-	190 x 25 x 2 = 9500
PL - 4	-	310 x 25 = 7750
PL - 5	135 x 15 x 2 = 4050	33 x 15 x 2 = 990
PL - 6	550 x 25 x 2 = 27500	-
Área disponible (cm²)	48050	26390

CAPÍTULO 3: ANÁLISIS POR CARGA DE GRAVEDAD

3.1. Cargas de diseño

Las cargas de diseño o peso propio de los materiales (cargas muertas) así como las sobrecargas (cargas vivas) son las indicadas por la Norma E.020 Cargas, según se muestran en las tablas 3.1 y 3.2:

Tabla 3.1 Pesos unitarios de los materiales

Material	Peso Unitario
Albañilería de arcilla cocida sólida	1800 kg/m ³
Concreto Armado	2400 kg/m ³
Aligerado con espesor de 0.20 m	300 kg/m ²

Tabla 3.2 Sobrecargas

Ocupación o Uso	Cargas Distribuidas (kg/m ²)
Viviendas, corredores y escaleras	200
Azotea	100

3.2. Análisis de losas

3.2.1. Losa Aligerada

Se realizó el análisis del aligerado ubicado entre los ejes B y C de una planta típica; para ello, se utilizará un ancho efectivo de 0.40 m de la losa aligerada. Se consideró este ancho debido a que ese es el espaciamiento entre cada una de las viguetas, estas se modelaron como elementos continuos con apoyos simples en vigas y empotradas en placas. En la figura 3.1 se indica la ubicación de la vigueta analizada.

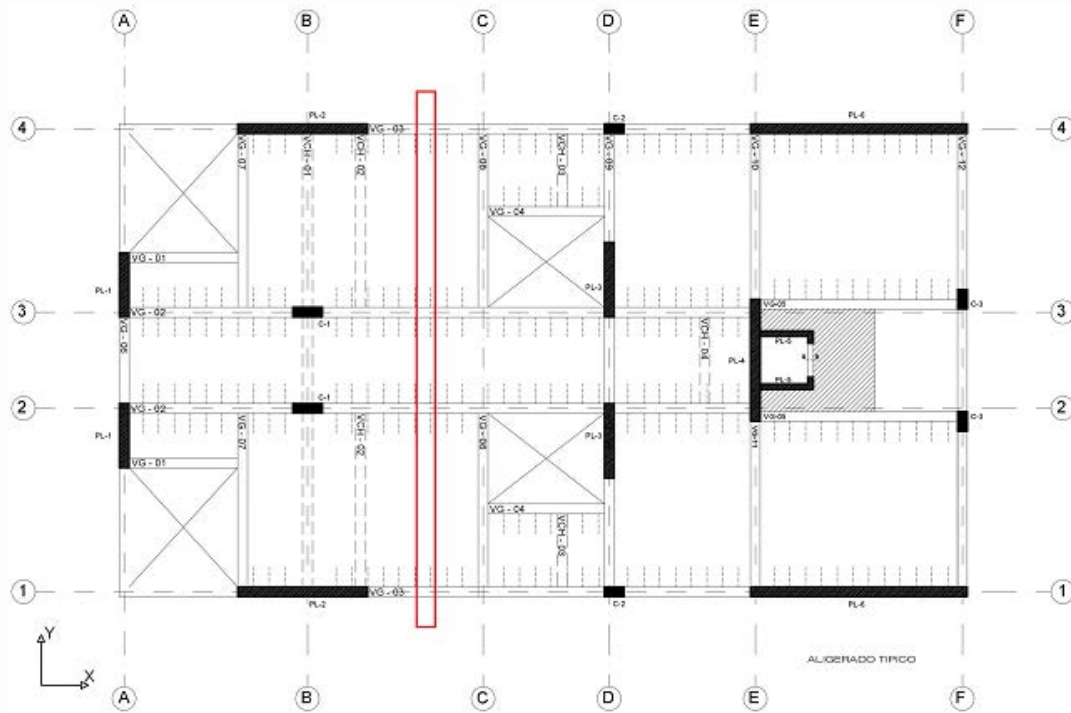


Figura 3.1 Vigueta para análisis de gravedad

Las cargas que actúan sobre esta vigueta son:

$$CM = 0.4 (0.3 + 0.1) = 0.16 \text{ ton/m}$$

$$CV = 0.4 \times 0.2 = 0.08 \text{ ton/m}$$

Además, transversalmente a esta vigueta, se encuentran tres muros de ladrillo que se representan como cargas muertas puntuales en la figura 3.2.

$$P_{\text{tabique}} = 1.80 \times 2.40 \times 0.15 \times 0.40 = 0.26 \text{ ton}$$

A continuación, se muestran cuatro estados de carga, uno de carga muerta y tres de ellos con la carga viva alternada. Esto con el fin de poder combinar cada uno de los estados de carga viva con la carga muerta y a partir de estas combinaciones obtener una sola envolvente de los diagramas de fuerza cortante y momento flector. En las figuras 3.2 y 3.3 se muestran los cuatro estados de carga mencionados.

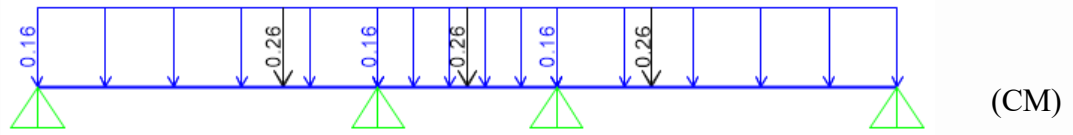


Figura 3.2 Carga muerta (ton/m)

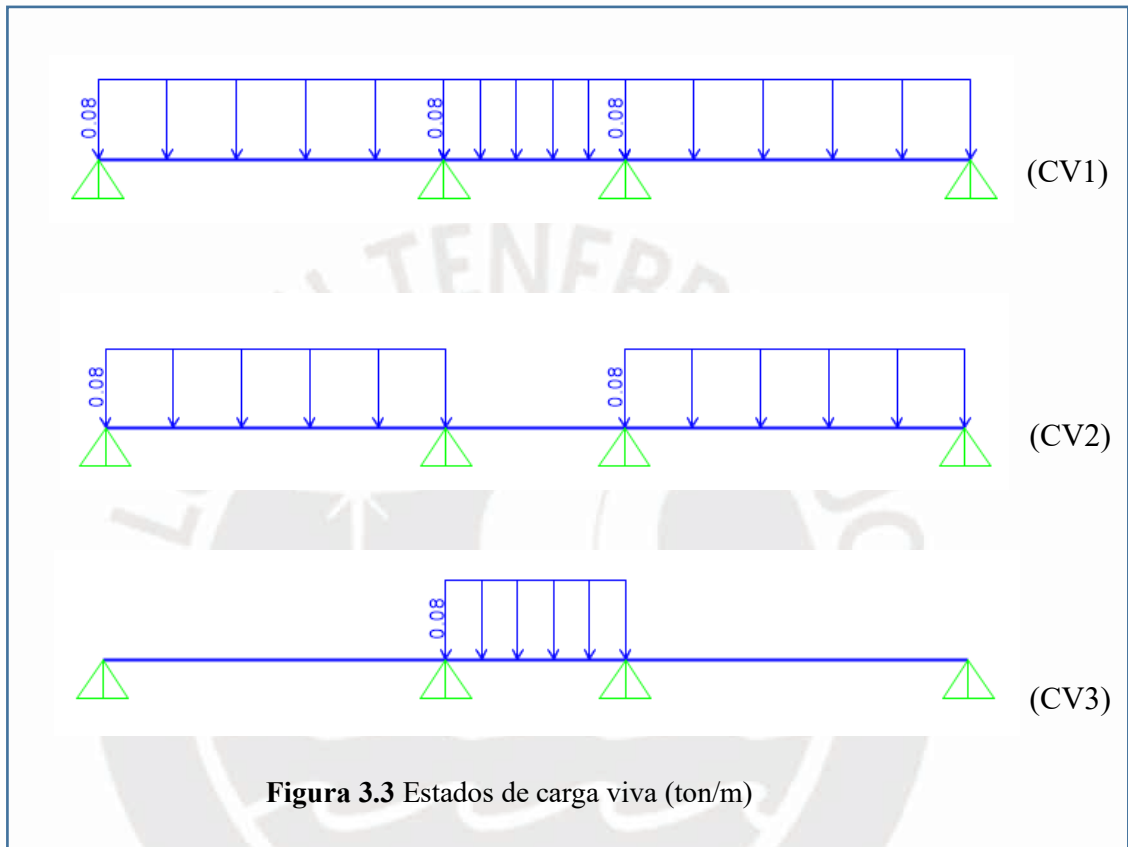


Figura 3.3 Estados de carga viva (ton/m)

A partir de estos estados de carga se generan las tres combinaciones de cargas siguientes:

$$C1 = 1.4CM + 1.7 CV1$$

$$C2 = 1.4CM + 1.7 CV2$$

$$C3 = 1.4CM + 1.7 CV3$$

A manera de ejemplo, en la figura 3.4 se muestran los diagramas de la combinación C1:

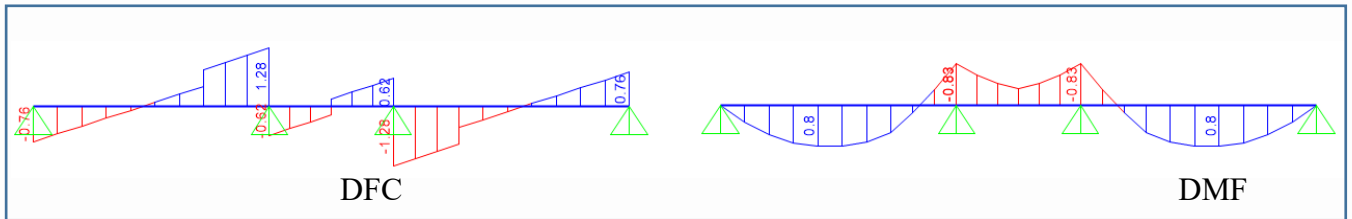


Figura 3.4 Diagramas de fuerza cortante (ton) y momento flector (ton/m) – Combinación 1

Con los diagramas de las combinaciones de carga C1, C2 y C3 se obtuvieron las envolventes de los diagramas de fuerza cortante (figura 3.5) y momento flector (figura 3.6).

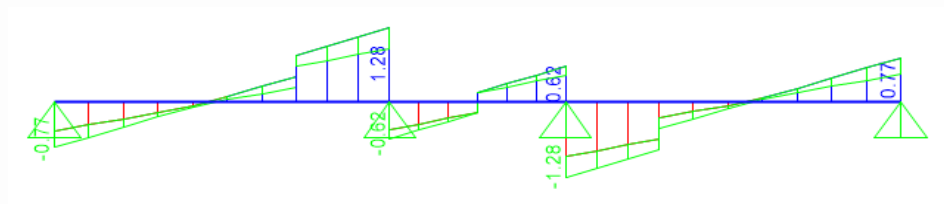


Figura 3.5 Diagrama de fuerza cortante por carga última (ton)

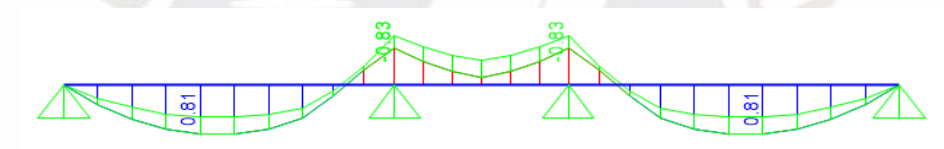


Figura 3.6 Diagrama de momentos flectores por carga última (ton - m)

3.2.2. Losa maciza

El análisis de la losa maciza existente se realizó con ayuda del programa SAP2000, se modeló la losa con un concreto de resistencia f^c igual a 210 kg/cm^2 y un espesor de 0.20 m , también se asignaron las cargas correspondientes al piso terminado y carga viva. En la figura 3.7 se muestra el modelo de análisis para la losa maciza, en las figuras 3.8 y 3.9 se muestran los diagramas de momento flector y fuerza cortante en dirección Y-Y, respectivamente.

CM:	Peso propio =	0.48 ton/m^2
	Piso terminado =	0.10 ton/m^2
	Total =	0.58 ton/m^2

CV : 0.2 ton/m^2

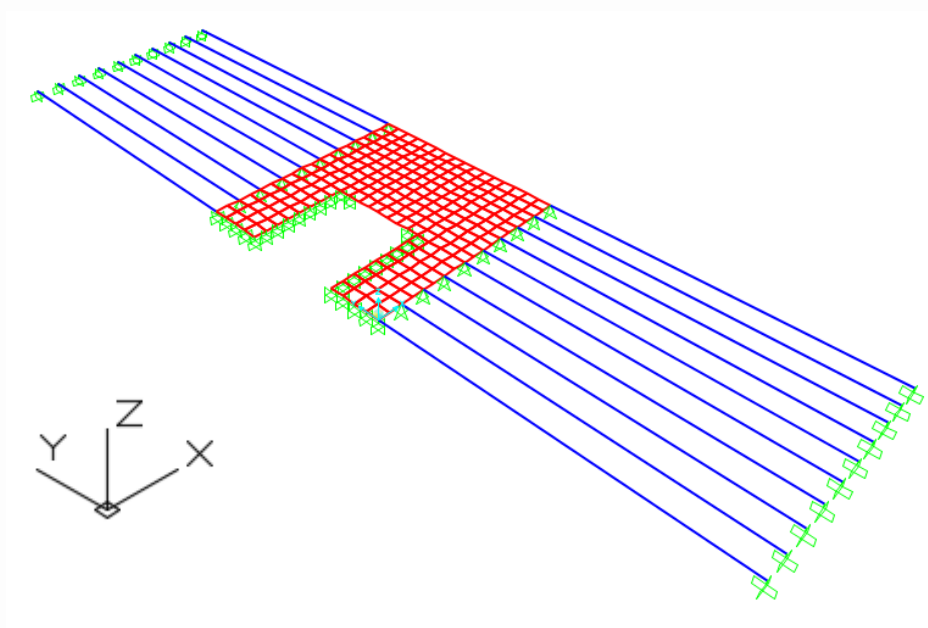


Figura 3.7 Modelo de análisis de losa maciza

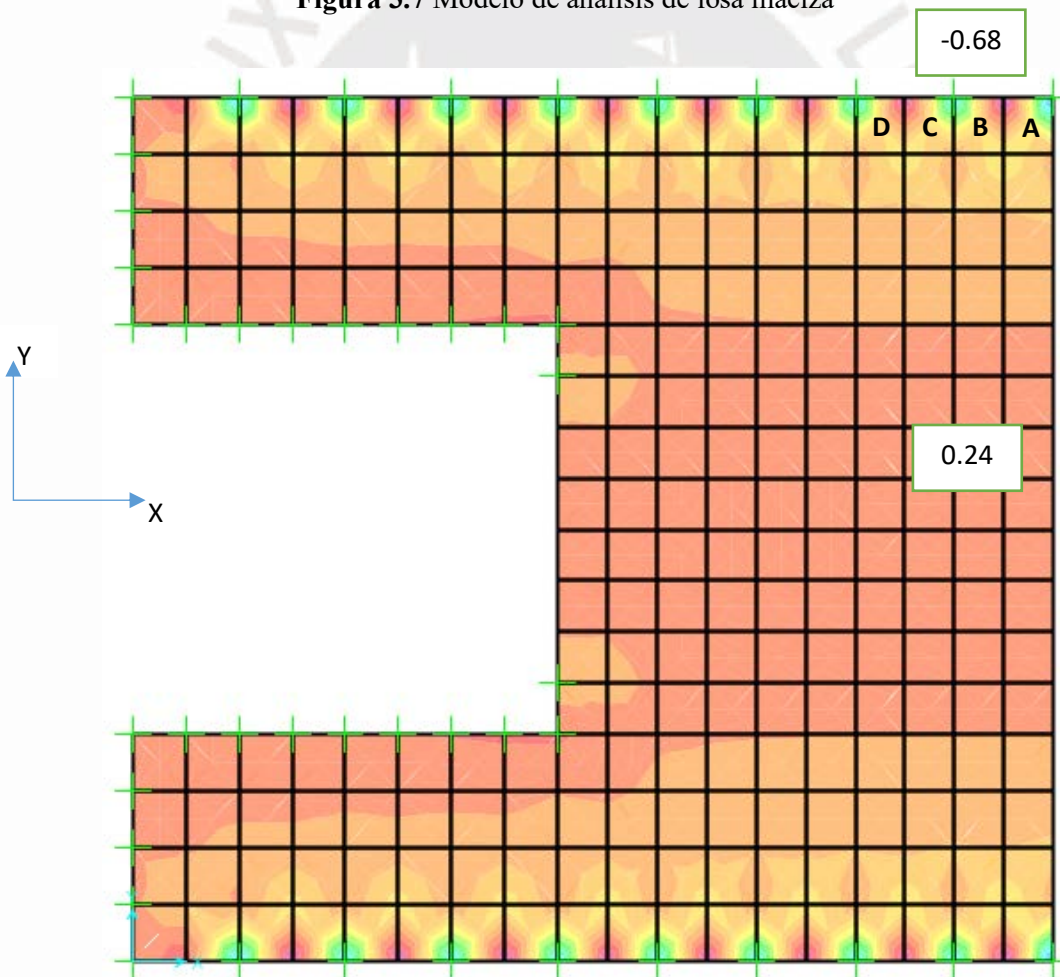


Figura 3.8 Momento flector en la dirección Y-Y (ton.m/ml)

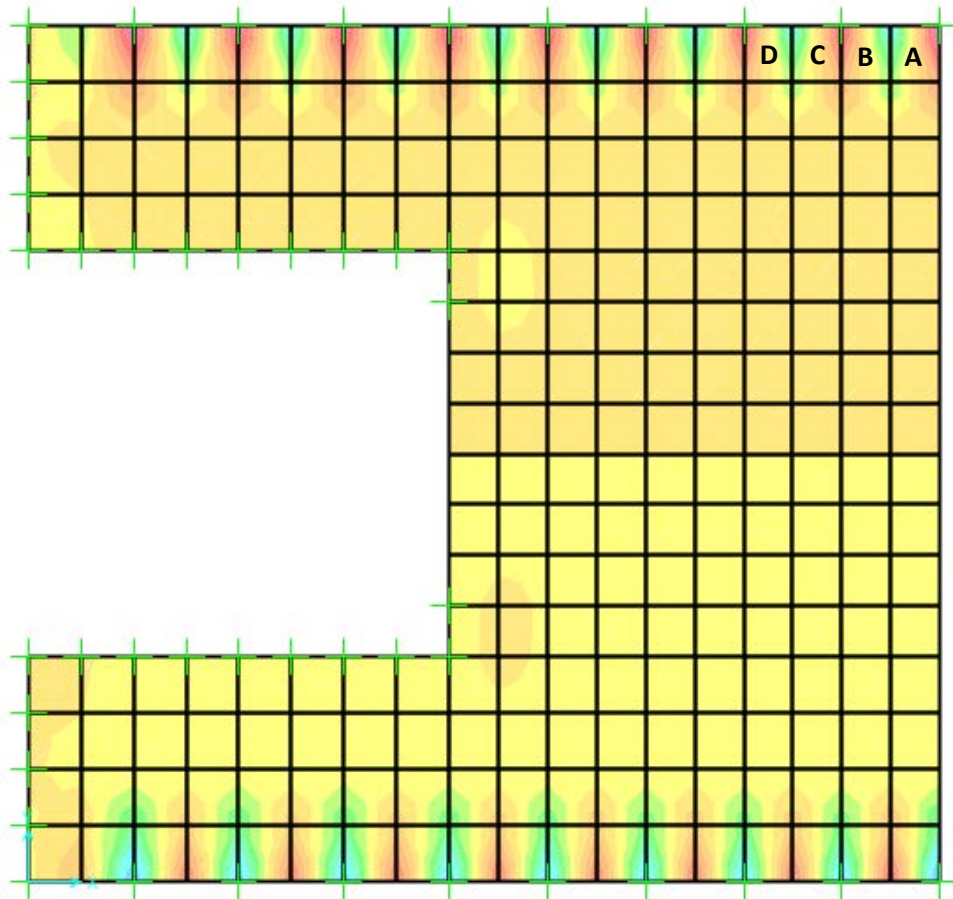


Figura 3.9 Diagrama de fuerza cortante en Y (ton/ml)

En las figuras 3.8 y 3.9 se muestran los valores máximos de momentos flectores y fuerza cortante, los cuales se presentan en la dirección Y-Y, se obtuvieron los siguientes valores:

$$V_u = 1.42 \text{ ton/m}$$

$$M_u^+ = 0.68 \text{ ton.m/m}$$

$$M_u^- = -0.24 \text{ ton.m/m}$$

Los valores de V_u y M_u^+ se calcularon como los promedios de las cortantes y momentos ubicados a una distancia "d" de la cara en los puntos A, B, C y D ubicados en cada diagrama.

3.3. Análisis para el sistema de vigas, columnas y muros

Se realizó el modelo en 3D del edificio con el programa ETABS 2016 para de esta manera poder representar su comportamiento ante las solicitaciones que se presenten.

Las columnas y vigas se modelaron como elementos unidireccionales (FRAME en ETABS). Las placas se modelaron como elementos 2D (SHELL en ETABS). Las losas (aligeradas y macizas) se modelaron como áreas cargadas (elementos tipo MEMBRANA de espesor mínimo), de tal manera que sólo transmitan las cargas correspondientes a las vigas y columnas sin efectos por rigidez. En la figura 3.10 se muestra el modelo 3D del edificio.

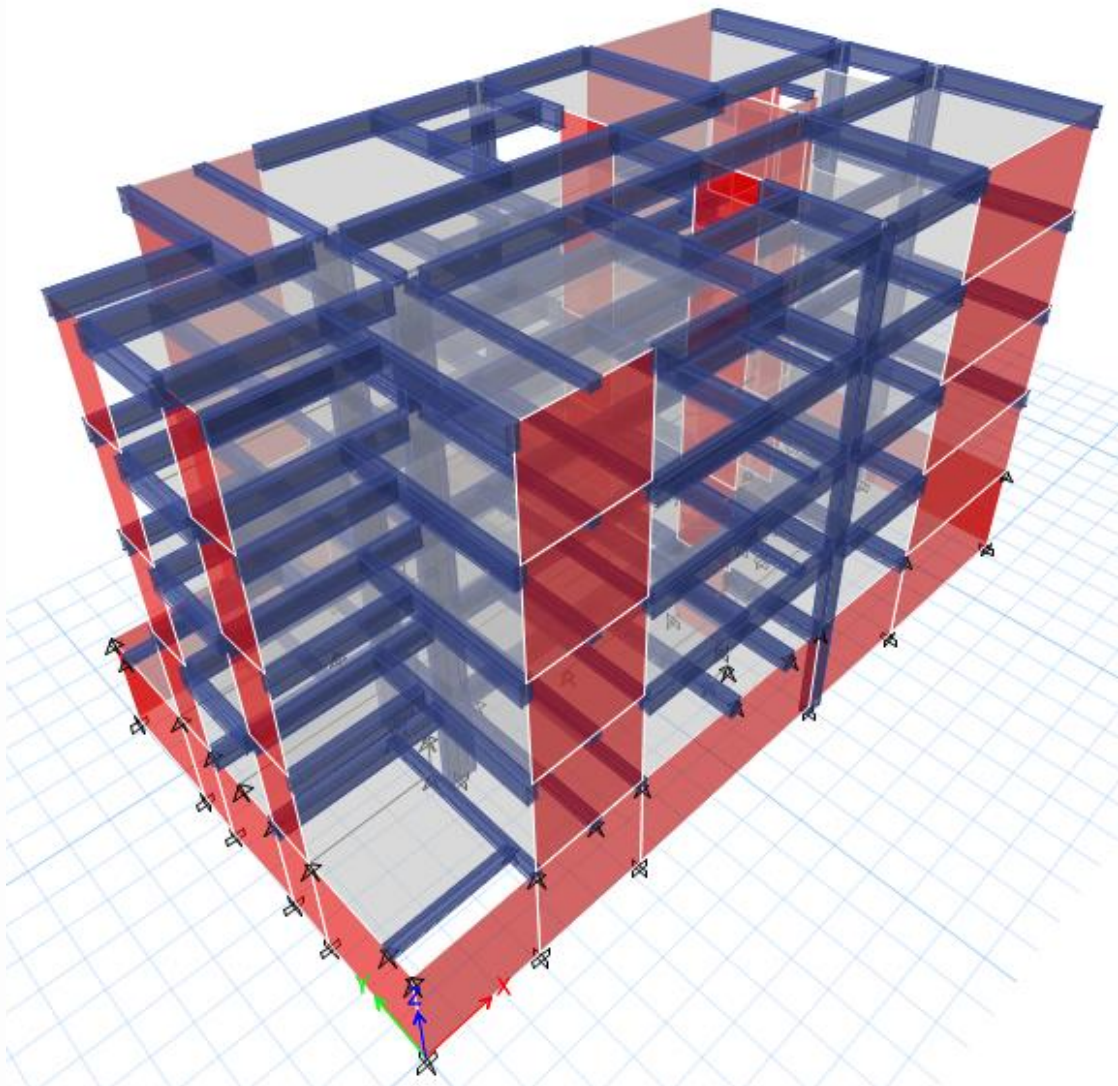
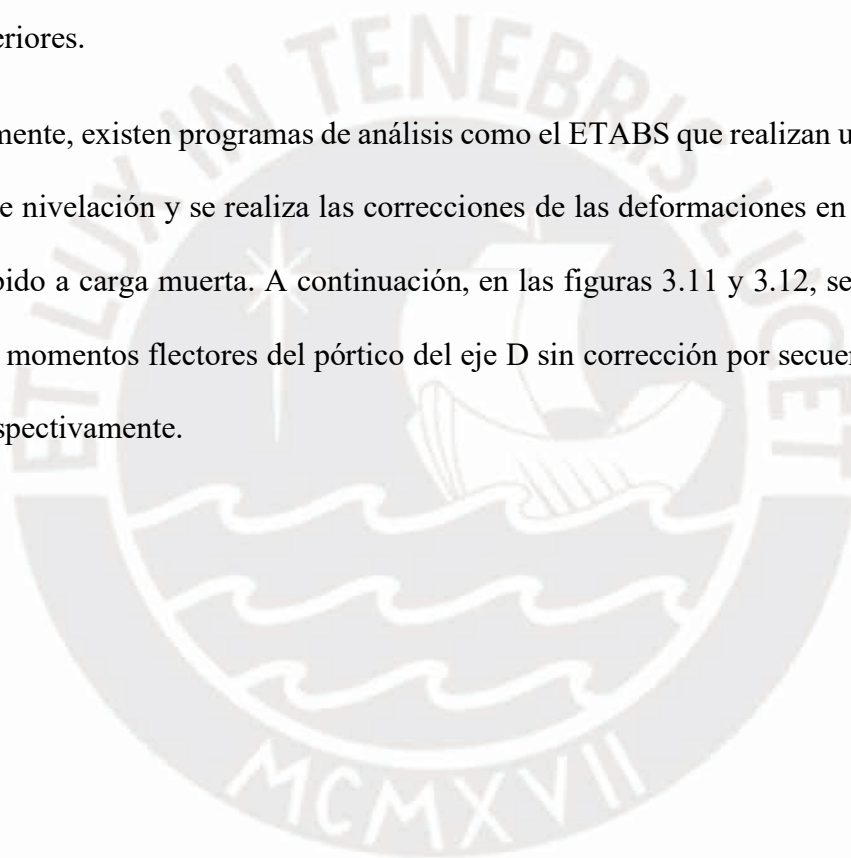


Figura 3.10 Modelo 3D del edificio – vista posterior

3.3.1. Corrección por proceso constructivo

Durante el proceso constructivo de un edificio la carga muerta debido al peso propio que va incrementándose conforme se añaden más pisos, aumenta las deformaciones de los elementos verticales como las columnas y placas. Esto genera que también se incrementen los desplazamientos relativos entre las secciones de las vigas cuyos extremos están apoyados sobre elementos verticales, aumentando los momentos en un extremo y disminuyéndolos en el otro. En la realidad, lo que se hace es nivelar los elementos verticales cada vez que se van llenando los pisos superiores.

Actualmente, existen programas de análisis como el ETABS que realizan una simulación del proceso de nivelación y se realiza las correcciones de las deformaciones en los elementos verticales debido a carga muerta. A continuación, en las figuras 3.11 y 3.12, se presentan los diagramas de momentos flectores del pórtico del eje D sin corrección por secuencia de cargas y con ella, respectivamente.



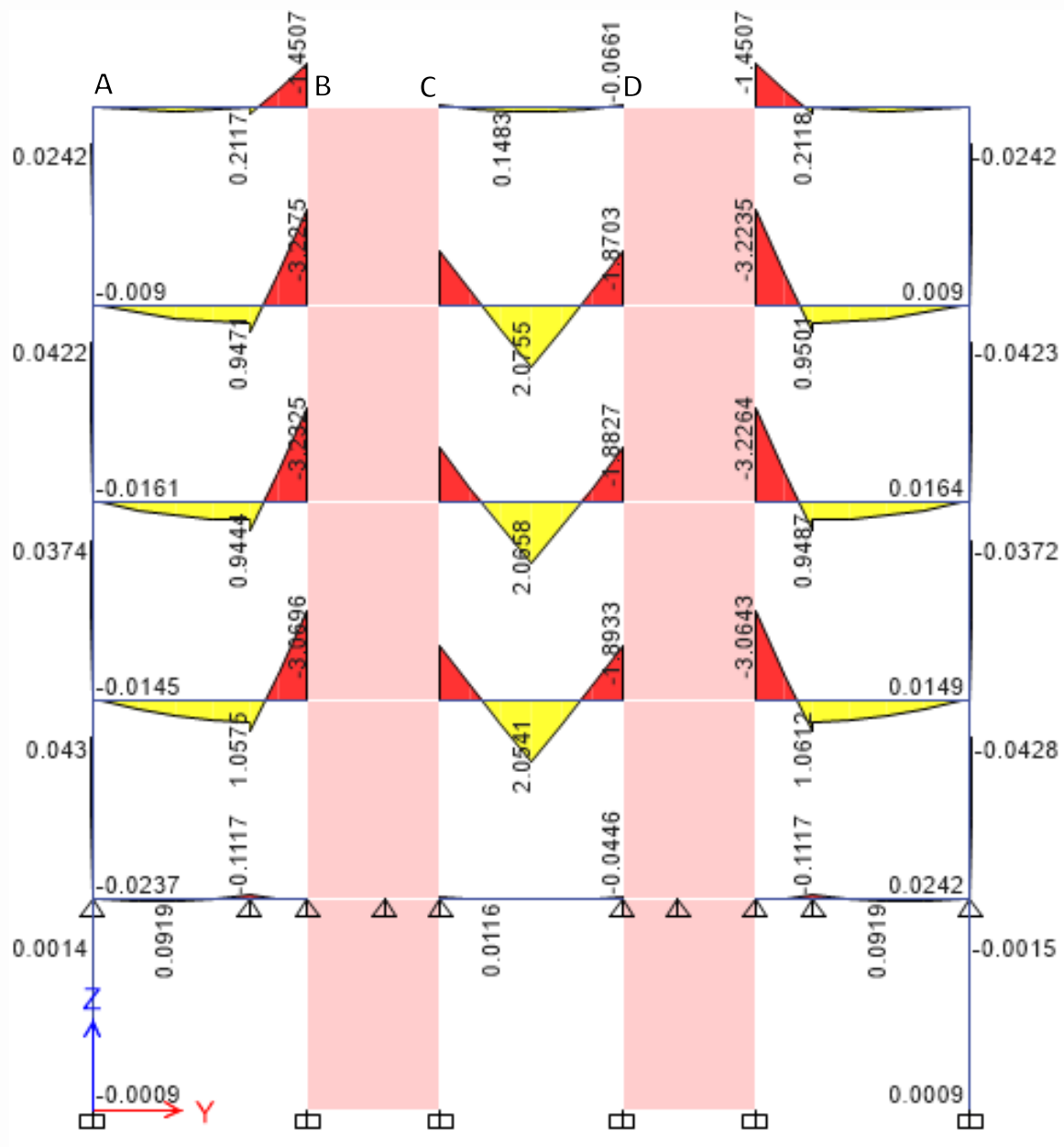


Figura 3.12 Diagrama de momentos flectores con corrección por secuencia de cargas pórico D (ton/m)

Como se puede observar, los momentos flectores de las columnas del primer piso aumentaron en aproximadamente un 30%. A continuación, en la tabla 3.3 se muestran los desplazamientos relativos entre los puntos A-B y C-D de cada uno de los pisos para un análisis sin corrección y otro con ella; en la cual se observa que los desplazamientos con la corrección por secuencia de cargas son menores.

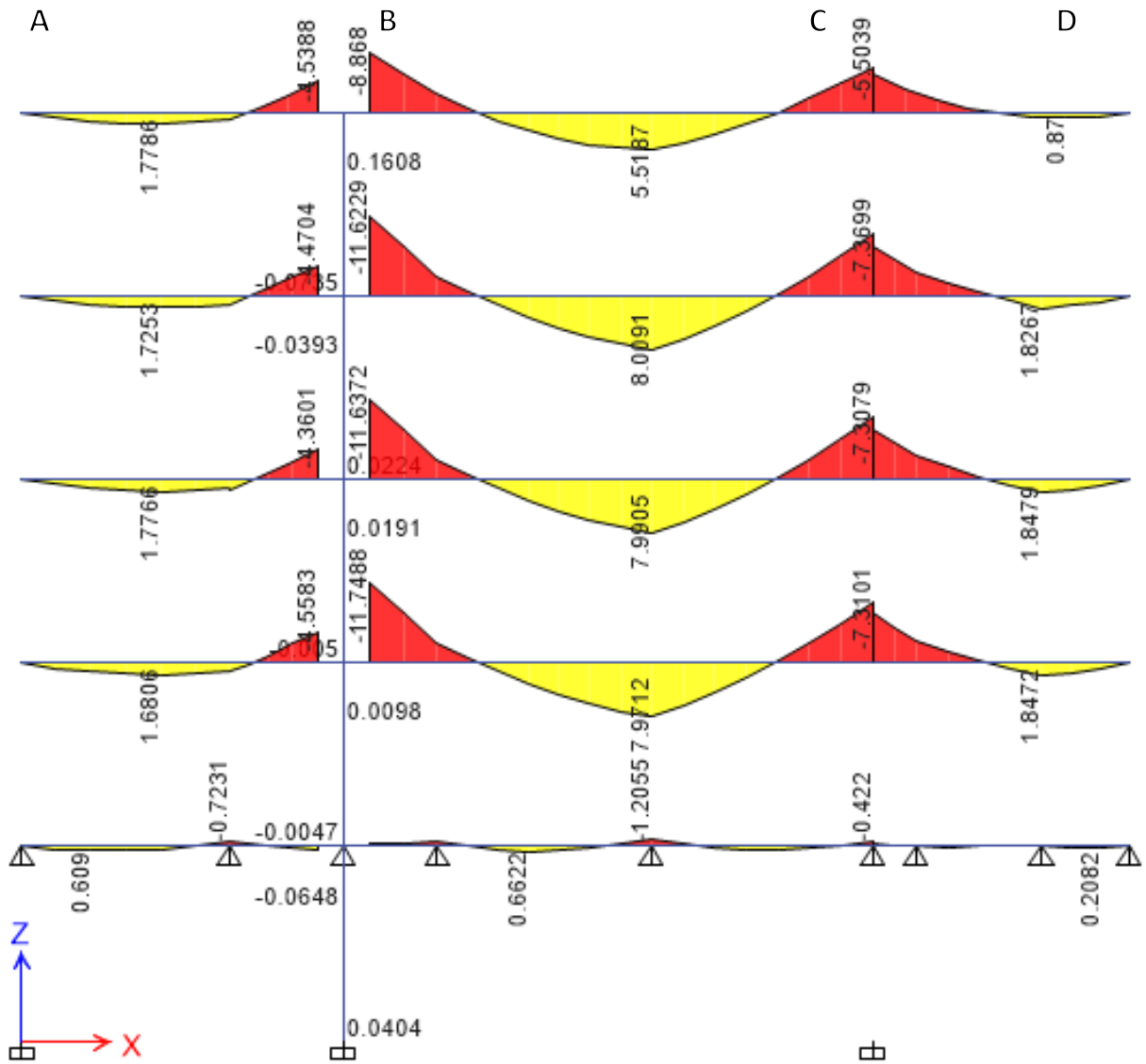


Figura 3.14 Diagrama de momentos flectores con corrección por secuencia de cargas p3 (ton/m)

Tabla 3.4 Desplazamientos verticales p3 eje 3

Piso	Desplazamientos verticales relativos (mm)					
	Sin corregir			Corregido		
	Δ A-B	Δ B-C	Δ C-D	Δ A-B	Δ B-C	Δ C-D
1°	-0.357	0.230	0.116	-0.362	0.227	0.124
2°	-0.618	0.406	0.192	-0.526	0.338	0.175
3°	-0.779	0.516	0.241	-0.490	0.319	0.165
4°	-0.844	0.560	0.261	-0.262	0.180	0.085

De la misma manera que el pórtico analizado en el eje D, se observa que en el análisis corregido por cargas secuenciales del pórtico del eje 3 tiene desplazamientos menores al análisis sin corrección. Esto quiere decir que los resultados obtenidos del análisis de cargas muertas corregido por proceso constructivo presentarán menores variaciones.



CAPÍTULO 4: ANÁLISIS SÍSMICO

4.1. Modelo de análisis dinámico del edificio

La Norma E.030 define dos tipos de análisis, el análisis estático o de fuerzas estáticas equivalentes y el análisis dinámico modal espectral. Para el modelo sólo se usó el análisis dinámico; ya que el análisis estático solo es aplicable en estructuras regulares menores a 30 m, en este caso el edificio a diseñar es irregular debido a que presenta esquinas entrantes.

Se han asignado diafragmas rígidos para cada uno de los pisos del edificio que aseguren la compatibilidad de desplazamientos y con ello se tengan 3 grados de libertad por piso, considerando un total de 12 modos de vibración para todo el modelo. Además, se ha definido el peso sísmico como la suma del 100% de la carga muerta y el 25% de la carga viva según lo indicado por la Norma E.030.

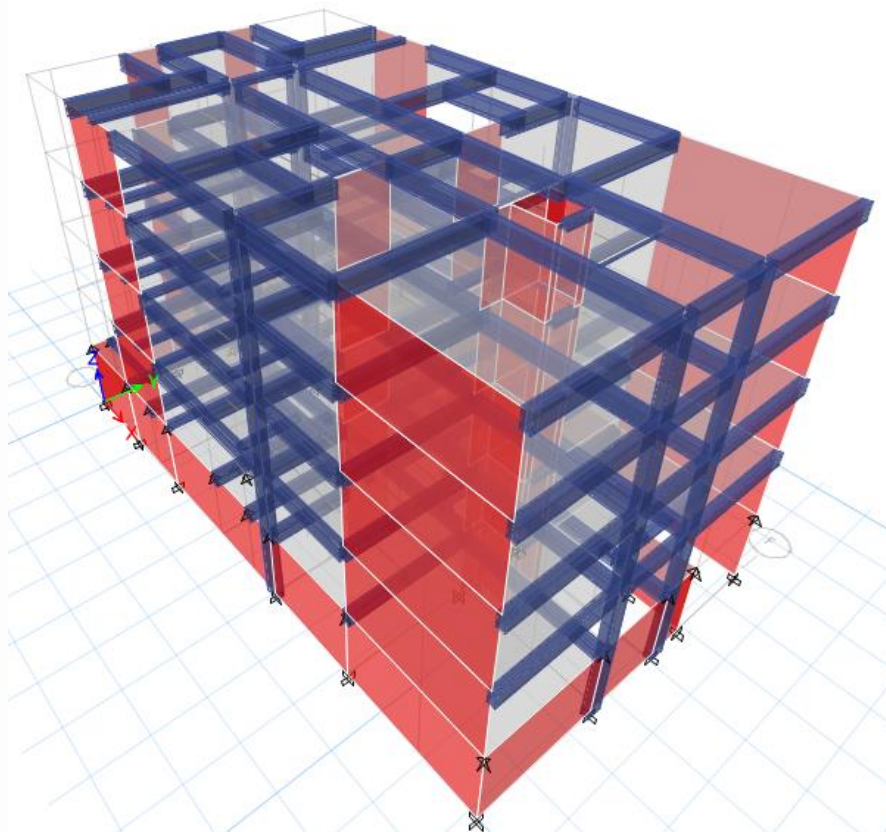


Figura 4.1 Modelo 3D del edificio – vista frontal

4.2. Análisis de modos y frecuencias

Ingresando adecuadamente los datos en el programa ETABS, este puede realizar el cálculo de los periodos de vibración y las masas participantes para cada uno de los modos en las direcciones X e Y. A continuación, en la tabla 4.1 se muestran los periodos y masas participantes para cada modo de vibración.

Tabla 4.1 Modos de vibración y masa participante

Modo	Periodo - T (s)	Masa participante X (%)	Masa participante Y (%)	Rotación en Z (%)
1	0.306	0.0039	73.2800	0.40
2	0.189	9.2600	0.3600	86.80
3	0.166	63.1800	0.0300	12.80
4	0.073	0.0003	18.2000	0.20
5	0.045	1.9600	0.0006	90.60
6	0.038	19.5600	0.0006	9.10
7	0.032	0.0027	6.0500	0.90
8	0.021	0.5400	0.0600	77.40
9	0.020	0.1300	1.8700	12.80
10	0.019	4.3100	0.0200	13.80
11	0.014	0.4500	0.0900	52.30
12	0.013	0.6000	0.0400	43.00

En las tablas 4.2 y 4.3 se muestran los tres modos con mayor masa participativa para cada dirección.

Tabla 4.2 Modos de vibración en X

Modo	Periodo - T (s)	Masa participante X (%)
3	0.166	63.18
6	0.038	19.56
2	0.189	9.26
		92.00

Tabla 4.3 Modos de vibración en Y

Modo	Periodo - T (s)	Masa participante Y (%)
1	0.306	73.28
4	0.073	18.20
7	0.032	6.05
		97.53

En la dirección X se obtuvieron como predominantes los modos 3, 6 y 2 cuya masa participativa acumulada es 92.00%, mientras que en la dirección Y fueron los modos 1, 4 y 7 cuya masa participativa acumulada es el 97.53%. El periodo obtenido en la dirección X es de 0.166 s y en el eje Y es de 0.306 s.

4.3. Análisis por superposición espectral

Según la Norma E.030 cualquier diseño puede ser realizado en base a los resultados obtenidos del análisis dinámico modal espectral. Para este análisis, las solicitaciones sísmicas son representadas por un espectro inelástico de pseudo - aceleraciones y las respuestas esperadas se obtuvieron de la combinación de los resultados de cada caso modal, el criterio de combinación que se empleó es el de combinación cuadrática completa.

4.3.1. Representación de las solicitaciones sísmicas

La Norma E.030 establece que el espectro de pseudo - aceleraciones estará definido como:

$$S_a = \frac{Z_{UCS}}{R} g \quad (4-1)$$

Dónde:

g = Aceleración de la gravedad, $g = 9.81 \text{ m/s}^2$

S_a = Espectro de pseudo aceleraciones.

4.3.2. Resultados

Se obtuvieron las derivas elásticas y, según la norma E.030, en estructuras irregulares las derivas inelásticas se calculan multiplicando las derivas elásticas por 0.85R, mientras que en estructuras regulares las derivas elásticas se deben multiplicar por 0.75R para calcular las derivas inelásticas. En la tabla 4.4 se muestran las derivas obtenidas.

Tabla 4.4 Derivas máximas del edificio

Piso	Máximas derivas Elásticas (‰)		Máximas derivas inelásticas (‰)	
	Eje X	Eje Y	Eje X	Eje Y
Piso 4	0.25	0.87	1.13	4.00
Piso 3	0.25	0.91	1.12	4.19
Piso 2	0.21	0.79	0.92	3.64
Piso 1	0.10	0.38	0.46	1.75

La norma E.030 indica que la deriva máxima para edificios de concreto armado es de 7 ‰, nuestro edificio presenta una deriva máxima de 4.19 ‰, con lo cual está dentro de los límites establecidos por la norma.

A continuación, en la tabla 4.5 se muestra la verificación del sistema estructural.

Tabla 4.5 Cortante en placas y columnas

	Vx (ton)		Vy (ton)	
PLACAS	128.2	98.1%	151.3	96.7%
COLUMNAS	2.7	1.9%	5.1	3.3%
	130.9	ton	156.4	ton

Se puede observar que para ambas direcciones de análisis más del 80% de fuerza cortante de la base actúa sobre las placas; por lo tanto, con esto se verificó que el sistema de muros estructurales asumido para ambas direcciones fue el correcto.

4.4. Análisis de irregularidades

A continuación, se presenta el análisis de las irregularidades para cada uno de los ejes, la irregularidad de masa o peso es el mismo para ambas direcciones.

IRREGULARIDAD DE MASA O PESO

NIVEL	MASA (ton-s2/m)	Mi/M(i+1)	Irregularidad?
Sotano 1	25.84		
1	26.37	1.0	no
2	26.37	1.0	no
3	26.37		
4	16.99		

No presenta irregularidad de masa o peso.

EJE X-X:

IRREGULARIDAD DE RIGIDEZ – PISO BLANDO

NIVEL	K entrepiso (ton/m) (1)	1ra Condición			2da Condición			
		Ki /K(i+1)	Irregularidad?	Irregularidad Extrema?	$\frac{\sum_{n=1}^3 K(i+n)}{3}$ (2)	(1)/(2)	Irregularidad?	Irregularidad Extrema?
1	526345.3	223%	no	no	154918.7	340%	no	no
2	236383.3	157%	no	no				
3	150578.4	194%	no	no				
4	77794.3							

Se verifica que la estructura no presenta irregularidad de rigidez o piso blando para ambas condiciones que indica la Norma.

IRREGULARIDAD GEOMÉTRICA VERTICAL

No presenta irregularidad, ya que las dimensiones de todos los elementos se mantienen a lo alto del edificio.

DISCONTINUIDAD EN LOS SISTEMAS RESISTENTES

No presenta irregularidad, ya que todos los elementos están alineados al mismo eje en todos los pisos del edificio.

IRREGULARIDAD TORSIONAL

NIVEL	Desplazam. relat. max. inelástico (mm)	Desplazam. Relat. Entrepiso permitido inelástico (mm) $\Delta = 0.007 * h$ entrepiso	Aplica?	Desplazam. relat. max. inelástico (mm) (1)	Desplazam. Prom. Inelástico (mm) (2)	(1)/(2)	Irregularidad?	Irregularidad Extrema?
1	1.63	18.55	no	1.63	1.49	1.09	no	no
2	3.26	18.55	no	3.26	2.99	1.09	no	no
3	5.57	18.55	no	5.57	5.12	1.09	no	no
4	7.25	18.55	no	7.25	6.68	1.09	no	no

Se observa que no es necesario comprobar irregularidad torsional en el eje X en los 4 pisos de la estructura, ya que los desplazamientos máximos en cada uno de los pisos son menores al 50% de lo permitido por la Norma.

ESQUINAS ENTRANTES

NIVEL	Dim. Entrant (m) (1)	Long. Total (m) (2)	(1)/(2)	Irregularidad?
Sotano 1				
1	3	21.25	14%	no
2	3	21.25	14%	no
3	3	21.25	14%	no
4	3	21.25	14%	no

No presenta irregularidad por esquinas entrantes en la dirección X-X.

DISCONTINUIDAD DEL DIAFRAGMA

No presenta irregularidad, ya que no tiene discontinuidades abruptas de rigidez ni aberturas mayores al 50% del área total del diafragma.

SISTEMAS NO PARALELOS

No presenta irregularidad, ya que según la estructuración no se observan elementos no paralelos.

EJE Y-Y:

IRREGULARIDAD DE RIGIDEZ – PISO BLANDO

NIVEL	K entrepiso (1)	1ra Condición			2da Condición			
		Ki /K(i+1)	Irregularidad?	Irregularidad Extrema?	$\frac{\sum_{n=1}^3 K(i+n)}{3}$ (2)	(1)/(2)	Irregularidad?	Irregularidad Extrema?
1	168030.3	230%	no	no	50165.4	335%	no	no
2	73131.4	147%	no	no				
3	49828.1	181%	no	no				
4	27536.7							

Se verifica que la estructura no presenta irregularidad de rigidez o piso blando para ambas condiciones que indica la Norma.

IRREGULARIDAD GEOMÉTRICA VERTICAL

No presenta irregularidad, ya que las dimensiones de todos los elementos se mantienen a lo alto del edificio.

DISCONTINUIDAD EN LOS SISTEMAS RESISTENTES

No presenta irregularidad, ya que todos los elementos están alineados al mismo eje en todos los pisos del edificio.

IRREGULARIDAD TORSIONAL

NIVEL	Desplazam. relat. max. inelástico (mm)	Desplazam. Relat. Entrepiso permitido inelástico (mm) $\Delta = 0.007 \cdot h$ entrepiso	Aplica?	Desplazam. relat. max. inelástico (mm) (1)	Desplazam. Prom. Inelástico (mm) (2)	(1)/(2)	Irregularidad?	Irregularidad Extrema?
1	4.65	18.55	no	4.65	4.27	1.09	no	no
2	9.62	18.55	sí	9.62	8.91	1.08	no	no
3	15.72	18.55	sí	15.72	14.33	1.10	no	no
4	20.17	18.55	sí	20.17	18.26	1.10	no	no

Sólo es necesario comprobar irregularidad torsional en los tres últimos pisos, ya que sus desplazamientos máximos son mayores al 50% de lo indicado por la Norma. Se verificó que la estructura no presenta irregularidad torsional en el eje Y.

ESQUINAS ENTRANTES

NIVEL	Dim. Entrant (m) (1)	Long. Total (m) (2)	(1)/(2)	Irregularidad?
Sotano 1				
1	3.28	11.76	28%	sí
2	3.28	11.76	28%	sí
3	3.28	11.76	28%	sí
4	3.28	11.76	28%	sí

Se comprueba que sí existe irregularidad por esquinas entrantes en el eje Y.

DISCONTINUIDAD DEL DIAFRAGMA

No presenta irregularidad, ya que no tiene discontinuidades abruptas de rigidez ni aberturas mayores al 50% del área total del diafragma.

SISTEMAS NO PARALELOS

No presenta irregularidad, ya que según la estructuración no se observan elementos no paralelos.

4.5. Factor de escalamiento del análisis espectral

La norma E.030 indica que para estructuras irregulares la fuerza cortante en el primer entrepiso debe ser por lo menos el 90% de la fuerza cortante calculada según el análisis estático. Teniendo en cuenta lo indicado por la norma se calculó un factor de escala, el cual se utilizó para amplificar los resultados obtenidos por el análisis dinámico espectral, a excepción de los desplazamientos.

En la tabla 4.6 se muestran los valores de los factores de escala para cada una de las direcciones X e Y, los cuales se calcularon con la siguiente expresión:

$$F.E. = \frac{0.9 Vest}{Vdinamico}$$

Tabla 4.6 Factor de escala de fuerzas

	Eje X	Eje Y
Vestatico	185.6	206.3
Vdinamico	130.9	156.4
Factor escala	1.28	1.19



CAPÍTULO 5: DISEÑO DE ELEMENTOS EN CONCRETO ARMADO

5.1. Métodos de diseño

El método para diseño de elementos de concreto armado indicado por la norma E.060 es el diseño por resistencia, en el cual se debe cumplir la siguiente relación:

$$\phi R_n \geq R_u$$

Con esta relación se asegura que la resistencia nominal reducida por el factor ϕ no sea menor a la resistencia requerida. El factor ϕ varía dependiendo del tipo de sollicitación y; por otro lado, la norma brinda diferentes combinaciones de carga amplificadas, de las cuales se utilizaron las que se indican en la tabla 5.1:

Tabla 5.1 Factores de amplificación y combinaciones de carga

Combinaciones de carga última
$U = 1.4CM + 1.7CV$
$U = 1.25 (CM + CV) \pm CS$
$U = 0.9 CM \pm CS$

5.1.1. Diseño por flexión

Para aquellos elementos sometidos a flexión como las losas y vigas, cuya sección es rectangular, se calcula la resistencia de diseño con la siguiente expresión:

$$\phi M_n = \phi A_s \cdot f_y \cdot \left(d - \frac{a}{2} \right) \quad (5-1)$$

$$a = \frac{A_s \cdot f_y}{0.85 \cdot f'_c \cdot b} \quad (5-2)$$

Además,

$$\phi M_n \geq M_u \quad (5-3)$$

Donde:

M_n = Resistencia nominal

A_s = Área del acero en tracción

d = Peralte efectivo

a = Profundidad del bloque de compresiones

f_y = Esfuerzo de fluencia del acero

f'_c = Resistencia a la compresión del concreto

b = Ancho de la sección

ϕ = Factor de reducción por flexión

Además, la Norma E.060 establece una cantidad de acero mínimo que nos asegura que el elemento estructural no presente una falla frágil y un límite máximo de acero para evitar que la estructura se encuentre sobre reforzada. Las cantidades de acero mínimo y máximo se calculan a partir de las expresiones 5-4 y 5-5, respectivamente:

$$\phi M_n \geq 1.2 M_{cr} \quad (5-4)$$

$$A_{s \max} = 0.75 A_{sb} \quad (5-5)$$

Para el caso de losas macizas, la Norma E.060 indica que el refuerzo mínimo no será menor que $0.0018bh$; además, en el artículo 10.5.4 se menciona que el refuerzo mínimo de acero en la cara en tracción por flexión no será menor a $0.0012bh$, entonces:

$$A_{s \min} (\text{superior}) = 0.0006 bh \quad (5-6)$$

$$A_{s \min} (\text{inferior}) = 0.0012 bh \quad (5-7)$$

Con respecto a placas o muros de corte, las cuantías mínimas horizontal (ρ_h) y vertical (ρ_v) se calculan según lo siguiente para ambas capas del muro:

$$\text{Si } V_u > \phi V_c : \quad \rho_h = \rho_v = 0.0025 \quad (5-8)$$

$$\text{Si } V_u < \phi V_c : \quad \rho_h = 0.002 \quad ; \quad \rho_v = 0.0015 \quad (5-9)$$

En el caso de elementos como las vigas, estos presentan deflexiones que si no son controladas pueden llegar a ser perjudiciales para la estructura. La Norma E.060 en su artículo 9.6.2 indica peraltes mínimos para no verificar deflexiones en elementos en una dirección no preesforzados. En la tabla 5.2 se muestran dichos peraltes mínimos para cada tipo de elemento, según el tipo de apoyo.

Tabla 5.2 Peraltes o espesores mínimos de vigas no preesforzadas o losas reforzadas en una dirección a menos que se calculen deflexiones

Elementos	Espesor o peralte mínimo, h			
	Simplemente apoyados	Con un extremo continuo	Ambos extremos continuos	En voladizo
	Elementos que no soporten o estén ligados a divisiones u otro tipo de elementos no estructurales susceptibles de dañarse debido a deflexiones grandes.			
Losas macizas en una dirección	$\frac{l}{20}$	$\frac{l}{24}$	$\frac{l}{28}$	$\frac{l}{10}$
Vigas o losas nervadas en una dirección	$\frac{l}{16}$	$\frac{l}{18.5}$	$\frac{l}{21}$	$\frac{l}{8}$

5.1.2. Diseño por corte

Tanto el concreto como el acero de refuerzo aportan resistencia para un diseño por corte. El cálculo del aporte del concreto varía dependiendo de las solicitaciones a las que está expuesta el elemento y el aporte del acero depende del área de la sección de la varilla y su espaciamiento.

$$V_u \leq \phi V_n \quad (5-10)$$

$$V_n = V_c + V_s \quad (5-11)$$

Aporte del concreto:

$$V_c = 0.53 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot bw \cdot d \quad (5-12) ; \text{ flexión y corte}$$

$$V_c = 0.53 \cdot \sqrt{f'_c} \left(1 + \frac{N_u}{140 A_g} \right) \cdot bw \cdot d \quad (5-13) ; \text{ elementos en compresión}$$

En el caso de losas aligeradas o nervadas, la Norma E.060 permite incrementar el aporte del concreto según la ecuación 5-12 en un 10%.

Aporte del acero:

$$V_s = \frac{A_v \cdot f_y \cdot d}{s} \quad (5-14)$$

5.1.3. Diseño por capacidad

Las estructuras sismorresistentes como vigas, columnas y placas se deben diseñar por capacidad, con el fin de asegurar el comportamiento dúctil y evitar fallas frágiles.

Para el caso de las columnas el diseño se realiza a partir del cálculo de un momento probable y una fuerza cortante probable, los cuales se calculan con las ecuaciones 5-15 y 5-16.

$$M_{pr} = 1.25 \times M_n \max \quad (5-15)$$

$$V_{pr} = \frac{2 M_{pr}}{l_n} \quad (5-16)$$

Mientras que la cortante última de diseño para placas o muros de concreto se calcula con la expresión 5-17:

$$V_u \text{ diseño} = V_u \text{ análisis} \times \frac{M_n}{M_u} \quad (5-17)$$

M_u = Mayor momento último de las cinco combinaciones de carga última de la tabla 5.1

V_u análisis = Cortante última asociada al mayor momento último

M_n = Momento nominal asociado a la carga axial P_u del mayor momento M_u

5.1.4. Diseño por flexocompresión

Las columnas, al igual que las placas o muros de corte, son elementos que se diseñan por flexocompresión y corte. Para el diseño por flexocompresión se asume una distribución de acero para la sección predimensionada de la estructura y con ella se construye su diagrama de interacción, este corresponde a la combinación de momentos y cargas axiales nominales reducidos por el factor ϕ . En la figura 5.1 se muestra un esquema típico de diagrama de interacción.

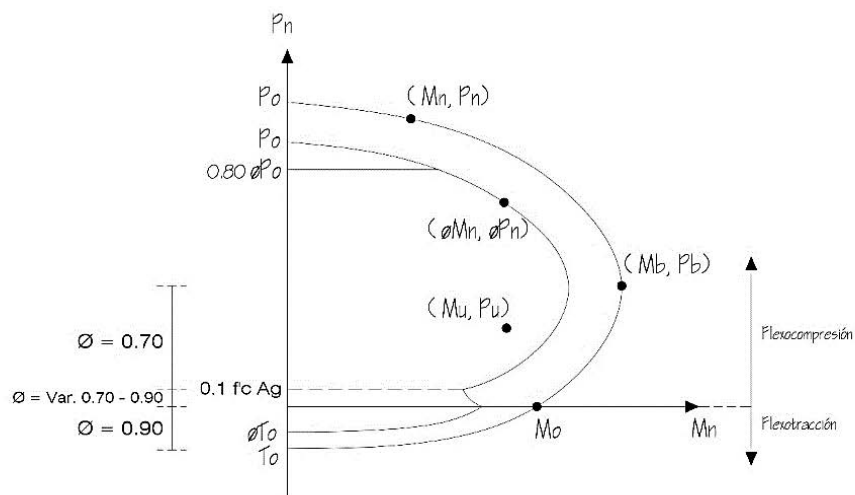


Figura 5.1 Diagrama de interacción. (Apuntes del curso concreto armado I. Gianfranco Ottazzi)

Se debe verificar que las solicitaciones de cada una de las cinco combinaciones de carga última indicadas en la tabla 5.1 se encuentren dentro del diagrama de interacción, con ello se comprueba que la sección armada es adecuada. La Norma E.060 establece que en elementos en flexocompresión la cuantía mínima y máxima sean 1% y 6%, respectivamente.

A los extremos de la placa se encuentran unos elementos de borde llamados núcleos, los cuales están confinados por estribos y tienen la función de brindarle mayor resistencia a las zonas de compresión del elemento.

El artículo 21.9.7.4 de la Norma E.030 indica que los elementos de borde deben ser confinados cuando la siguiente expresión se cumpla:

$$c \geq \frac{lm}{600 (\delta u/hm)} \quad (5-18)$$

Donde:

C = mayor profundidad del eje neutro

Lm = longitud del muro en el plano horizontal

δu = desplazamiento lateral inelástico producido por el sismo de diseño en el nivel más alto del muro

hm = altura total del muro

El valor de $\delta u/hm$ no debe ser menor que 0.005 y el confinamiento de los elementos de borde se debe extender hasta un valor mínimo entre $(c-0.1lm)$ y $c/2$.

5.1.5. Cimentaciones

Propiedades del terreno

Las cimentaciones son todos aquellos elementos que se encargan de transferir todas las cargas de la estructura al suelo. Para el desarrollo del presente proyecto se asumieron valores para la profundidad de cimentación (D_f) y la capacidad portante del suelo (σ_{adm}).

$$D_f = 1.20 \text{ m}$$

$$\sigma_{adm} = 40 \text{ ton/m}^2$$

En el artículo 15.2.4 de la Norma E.060 se indica que se podrá considerar un incremento del 30% en el valor de la presión admisible del suelo para estados de carga en los que intervengan cargas temporales como sismos.

$$\sigma\text{-adm} = 1.3 (40) = 52 \text{ ton/m}^2$$

El cálculo de los esfuerzos generados entre la zapata y el terreno se realiza con la ecuación 5-19 y en caso se obtengan esfuerzos de “tracción”, estos deben ser redistribuidos con la ecuación 5-20 (Meyerhoff), ya que no pueden existir esfuerzos de “tracción” entre el terreno y la cimentación. En la figura 5.2 se muestran los diagramas equivalentes de esfuerzos en el suelo para una distribución lineal y otra uniforme según las ecuaciones mencionadas.

$$\sigma = \frac{P}{A} \pm \frac{6Mx}{B x L^2} \pm \frac{6My}{B^2 x L} \quad (5-19)$$

$$\sigma = \frac{P}{2B \left(\frac{L}{2} - e\right)} \quad (5-20)$$

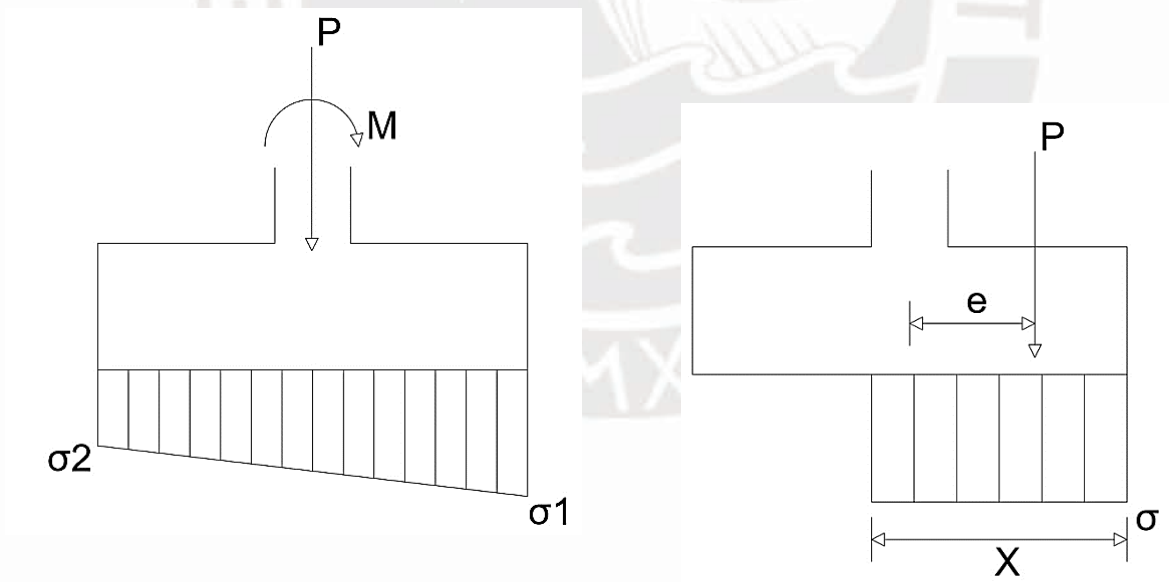


Figura 5.2 Distribuciones equivalentes de esfuerzos en el suelo

La zapata se predimensiona considerando las cargas de gravedad en servicio sin que los esfuerzos generados (σ_1 y σ_2) sean mayores al esfuerzo admisible indicado en el EMS. Luego, se calcula el peralte mínimo de la zapata de tal manera que cumpla con la longitud de desarrollo mínima según las ecuaciones 5-21, 5-22 y 5-23, esta altura es verificada según los diseños por corte y punzonamiento; por último, se calcula la cantidad de acero de refuerzo en la zapata según el diseño por flexión.

$$l_{d \min} = 0.08 * f_y * d_b / \sqrt{f'_c} \quad (5-21)$$

$$l_{d \min} = 0.004 * d_b * f_y \quad (5-22)$$

$$l_{d \min} = 20 \text{ cm} \quad (5-23)$$

El peralte mínimo de la zapata se calcula con la ecuación 5-24:

$$h = l_d + d_b' + d_b'' + \text{recubrimiento} \quad (5-24)$$

Donde:

l_d = longitud de Desarrollo

d_b' = diámetro de barra del refuerzo en la base en dirección X-X

d_b'' = diámetro de barra del refuerzo en la base en dirección Y-Y

Las zapatas centrales y laterales se diseñan con los criterios por corte, punzonamiento y flexión; además de ello, las zapatas laterales presentan fuerzas internas adicionales que aparecen debido a la excentricidad de la ubicación de las columnas con respecto al eje central de las zapatas. Esta excentricidad puede generar solicitaciones considerables que pueden dañar la estructura, el uso de vigas de cimentación que conecten una zapata con otra es la mejor solución, con esto se pretende controlar el giro de la zapata lateral.

Por otro lado, cuando se cuentan con columnas o muros de concreto ubicados relativamente cerca es posible considerar el diseño de zapatas combinadas, sobre estas se apoya uno o más elementos verticales. El primer paso para diseñar este tipo de zapatas es ubicar todas las cargas en el eje de esta, luego calcular el esfuerzo último y proceder con el diseño por corte, punzonamiento y flexión de manera similar a las zapatas aisladas y laterales con una sola carga puntual.

Diseño por corte

En la figura 5.3 se muestran los esquemas típicos de las secciones críticas para zapatas aisladas y laterales según diseño por corte.

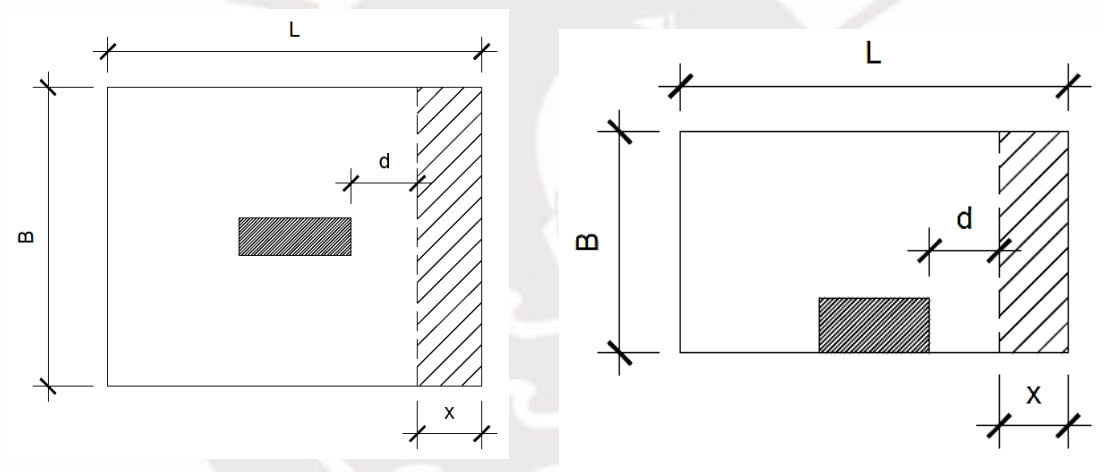


Figura 5.3 Esquema típico de sección crítica en zapatas aisladas y laterales – diseño por corte

Los valores de ϕV_c y V_u se calculan con las expresiones 5-25 y 5-26, respectivamente.

$$\phi V_c = 0.85 (0.53) \sqrt{f'_c} \cdot B \cdot d \quad (5-25)$$

$$V_u = \sigma_u \cdot B \cdot X \quad (5-26)$$

Donde:

B = ancho en la dirección de diseño

σ_u = mayor esfuerzo último de diseño

En caso la resistencia última sea mayor a la resistencia nominal, se debe aumentar el peralte efectivo de la zapata.

Diseño por punzonamiento

En la figura 5.4 se muestran los esquemas típicos de las secciones críticas para zapatas aisladas y laterales según diseño por punzonamiento.

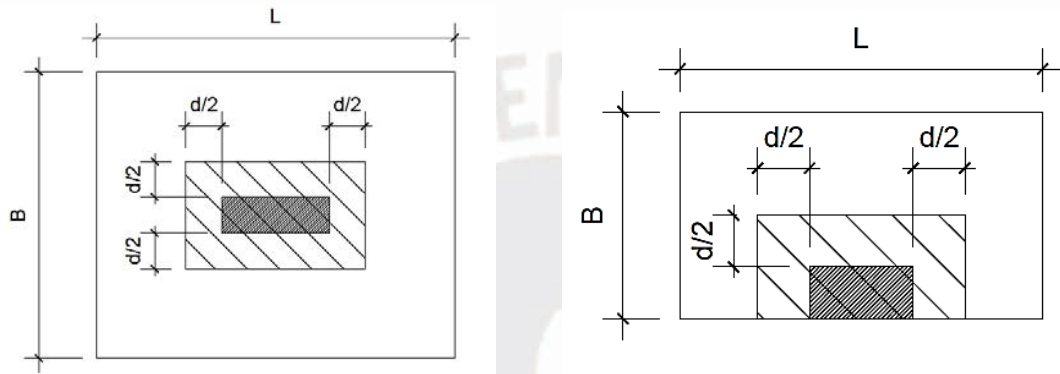


Figura 5.4 Esquema típico de sección crítica en zapatas aisladas y laterales – diseño por punzonamiento

Los valores de ϕV_c y V_u se calculan con las expresiones 5-27 y 5-28, respectivamente.

$$\phi V_c = 0.85 (1.06) \sqrt{f'_c} \cdot b_o \cdot d \quad (5-27)$$

$$V_u = \sigma_u (A_{total} - A_o) \quad (5-28)$$

Donde:

b_o = perímetro de la zona de análisis por punzonamiento, delimitada a una distancia $d/2$ de la columna

σ_u = mayor esfuerzo último de diseño

A_{total} = área total de la zapata

A_o = área de zona de análisis por punzonamiento, delimitada a una distancia $d/2$ de la columna

En caso la resistencia última sea mayor a la resistencia nominal, se debe aumentar el peralte efectivo de la zapata.

Diseño por flexión

El diseño por flexión en zapatas se realizó de manera similar que una viga. En la figura 5.5 se muestran los esquemas típicos de las secciones críticas para zapatas aisladas y laterales según diseño por flexión.

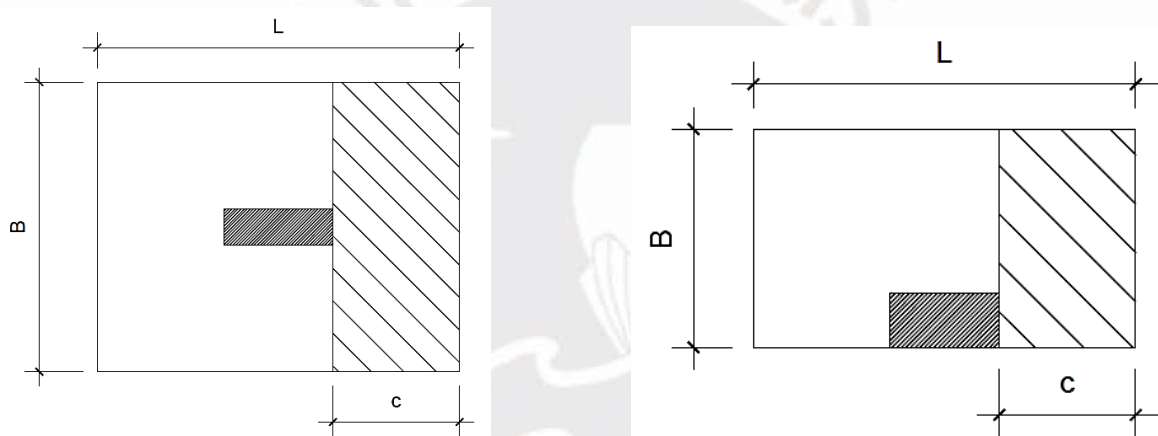


Figura 5.5 Esquema típico de sección crítica en zapatas aisladas y laterales – diseño por punzonamiento

El momento último de diseño se calcula con la expresión 5-29:

$$M_u = \sigma_u \left(\frac{c^2}{2} \right) \quad (5-29)$$

Donde:

σ_u = mayor esfuerzo último de diseño

c = distancia de la cara de la columna a la cara de la zapata

Una vez calculada la cantidad de acero de refuerzo, se debe verificar que esta cumpla con la cantidad de acero mínimo requerido, el cual se calcula con la ecuación 5-30.

$$A_{s \text{ min}} = 0.0018 \cdot b \cdot h \quad (5-30)$$

Donde:

b = ancho en la dirección de diseño

h = peralte de la zapata

5.1.6. Muros de sótano

La función principal de un muro de contención o muro de sótano es la de sostener el empuje lateral del terreno que se apoya sobre la estructura. Existen tres tipos de empuje:

- El empuje activo ocurre cuando el terreno que se encuentra apoyado sobre la estructura se descomprime debido a algún movimiento de esta.
- El empuje al reposo ocurre cuando la estructura de contención se encuentra bien arriostrada y no sufre desplazamiento.
- El empuje pasivo ocurre cuando la estructura de contención es la que empuja contra el terreno.

En la figura 5.6 se muestran los valores típicos de los coeficientes de empuje activo (k_a), pasivo (k_p) y al reposo (k_o) para un suelo granular denso y un suelo granular suelto:

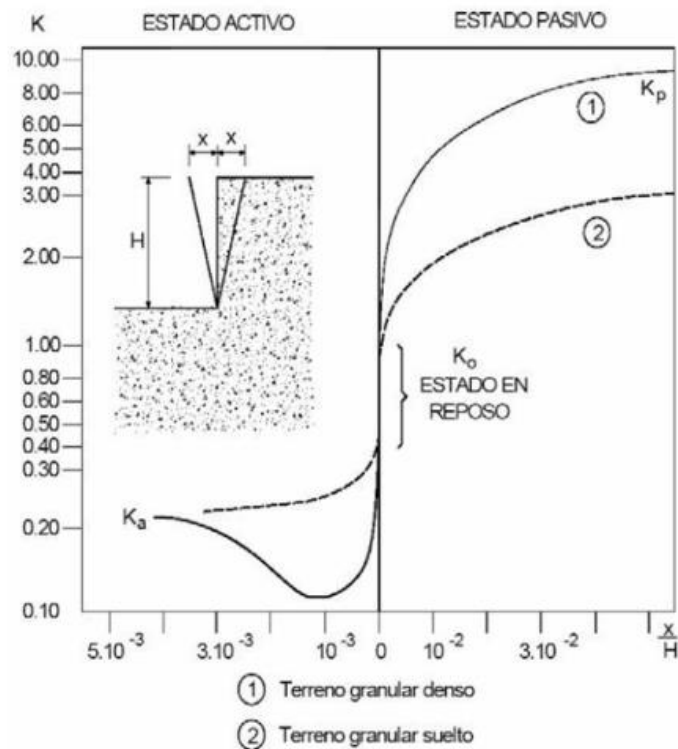


Figura 5.6 Coeficientes de empuje para suelo granular denso y suelto

Los muros de sótano de una edificación se encuentran simplemente apoyados lateralmente en las losas, lo cual no permite que se generen desplazamientos; por tanto, sólo se consideró empuje al reposo. Para el desarrollo del análisis y diseño de los muros de concreto del sótano se consideró un coeficiente al reposo (k_0) de 0.46. La Norma E.060 nos indica que ante la presencia de cargas de empuje, la fuerza de empuje debe ser amplificada por un factor de 1.7 para el cálculo de las cargas últimas de diseño, según la ecuación 5-31:

$$W_u = \gamma K_o h (1.7) \quad (5-31)$$

Donde:

γ = Peso específico del suelo

K_o = coeficiente de empuje al reposo

h = altura

5.2. Detalles de Refuerzo

- **Empalmes:** La norma E.060 en el artículo 12.15.1 indica que la longitud de empalme (l_e) se calcula como 1.3 veces la longitud de desarrollo en tracción y no debe ser menor a 30 cm. Además, no se debe empalmar más del 50% en una misma sección. En la figura 5.7 se muestran las longitudes de empalme para vigas, columnas y placas para diferentes diámetros de varilla.

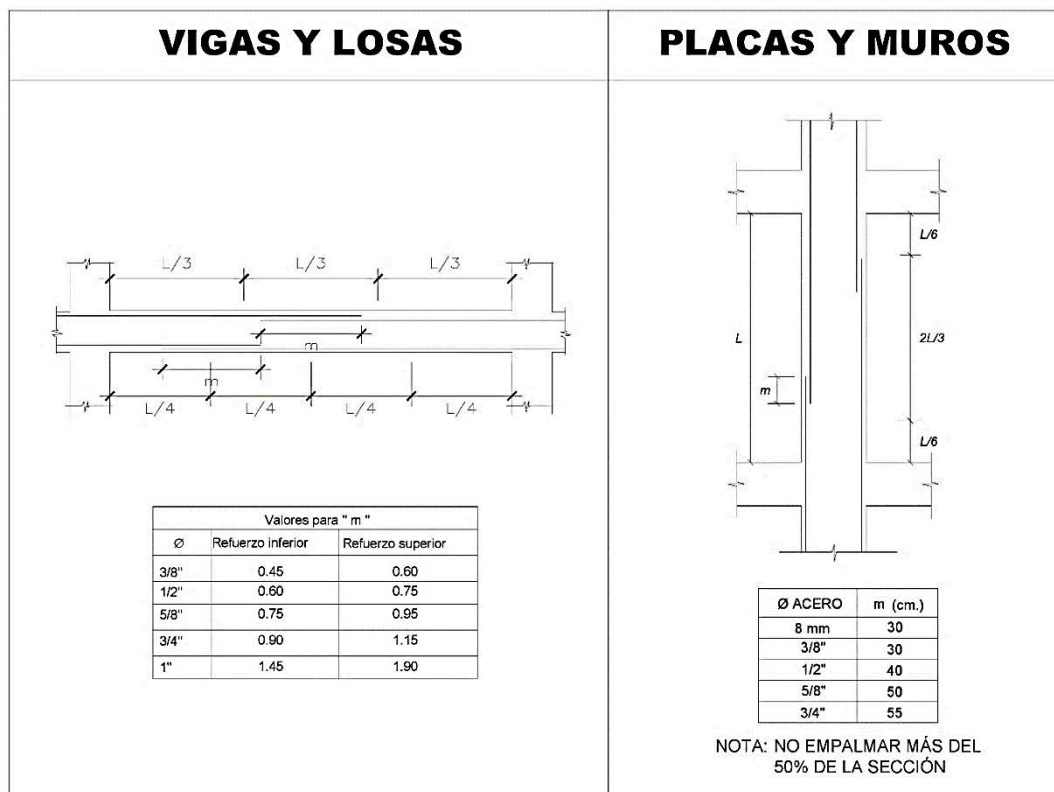


Figura 5.7 Longitudes de empalme

- **Longitudes de Anclaje o de Desarrollo:** Con el fin de evitar fallas por adherencia, las varillas de acero son embebidas al concreto una longitud mínima de desarrollo que no permita que esta se salga del concreto cuando una de sus secciones alcance el esfuerzo de fluencia. A continuación, en la tabla 5.3 se indican las longitudes de desarrollo para barras en tracción inferiores (L_d) y superiores (L'_d), barras en compresión (L_{dc}) y

anclaje con gancho estándar (Ldg) para un concreto con $f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$ y diferentes diámetros de varillas de acero con $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$.

Tabla 5.3 Longitudes de anclaje o de desarrollo

$f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$						
Ø Varilla	ø (cm)	Área (cm ²)	Ld (cm)	L'd (cm)	Ldc (cm)	Ldg (cm)
8 mm	0.80	0.50	28	37	19	18
3/8"	0.95	0.71	34	44	22	21
1/2"	1.27	1.29	45	58	29	28
5/8"	1.59	2.00	56	73	37	35
3/4"	1.91	2.84	67	88	44	42
1"	2.54	5.10	112	145	59	56

- **Longitudes de corte de acero:** En la figura 5.8 se indican los detalles de los cortes de las varillas de acero para momentos positivos y negativos, el cual se obtuvo del libro “Apuntes del curso concreto armado I” (G. Ottazzi, 2015).

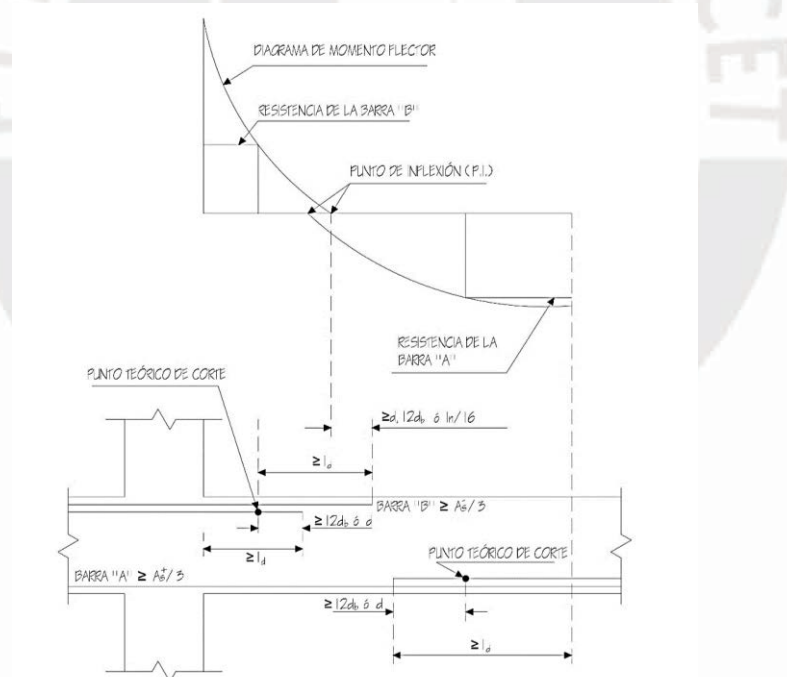


Figura 5.8 Corte de acero en regiones de momento positivo y negativo

- **Recubrimientos:** Su función es de proteger al acero de refuerzo de cualquier amenaza externa proveniente del ambiente, en la figura 5.9 se muestran los recubrimientos para cada tipo de elemento de concreto según la norma E.060.

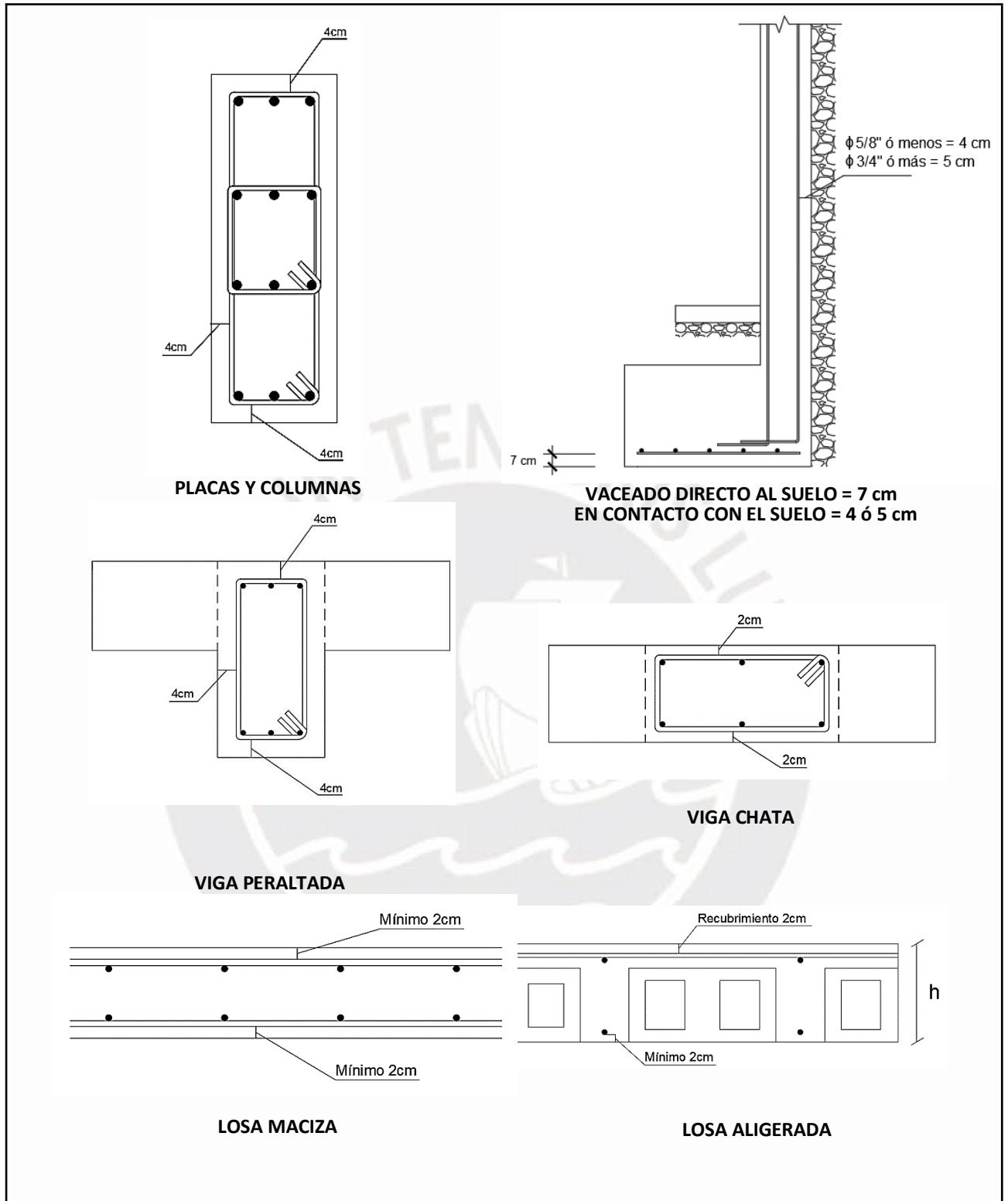


Figura 5.9 Recubrimientos según norma E.060

- **Estribos:** La norma E.060 indica en el artículo 7.1.3 que para diámetros menores a 1" y doblés a 135° la longitud del gancho (a) debe ser de 6db, mientras que en el artículo 7.2.2 indica que el diámetro interno mínimo de doblado debe ser 4db; donde d_b es el diámetro del acero para el estribo. En la figura 5.9 se detallan los radios de doblado y la longitud del gancho para tres diámetros de acero distintos.

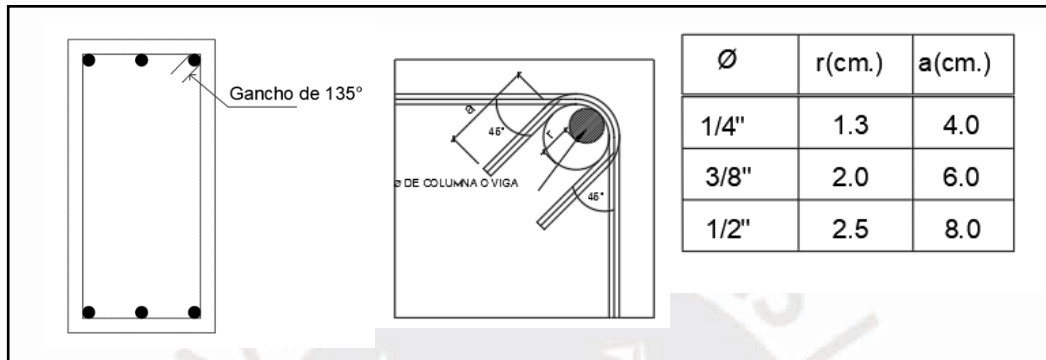


Figura 5.10 Detalle de estribo con doblés a 135°

5.3. Consideraciones de diseño para elementos sismorresistentes

- **Vigas:**

(a) En la zona de confinamiento el espaciamiento entre estribos no será mayor a:

- La cuarta parte del peralte efectivo.
- 10 veces el menor diámetro de barra longitudinal.
- 24 veces el diámetro de la barra del estribo.
- 30 cm

(b) Fuera de la zona de confinamiento el espaciamiento entre estribos no será mayor a:

- 0.5 d

- **Columnas:**

(a) Fuera de la zona de confinamiento el espaciamiento máximo vertical debe ser menor a cualquiera de los siguientes valores:

- 16 veces el diámetro de la barra longitudinal.
- 48 veces el diámetro del refuerzo transversal.

(b) En la zona de confinamiento el espaciamiento máximo vertical debe ser menor a cualquiera de los siguientes valores:

- 8 veces el diámetro de la barra longitudinal.
- La mitad de la menor dimensión de la sección del elemento.
- 10 cm.

(c) La longitud de la zona de confinamiento no debe ser menor a cualquiera de los siguientes valores:

- La sexta parte de la luz libre del elemento.
- La mayor dimensión de la sección del elemento.
- 50 cm.

(d) En todo el elemento la separación de estribos debe ser como máximo 30 cm.

- **Placas o muros de concreto:**

(a) El espaciamiento vertical entre estribos no debe ser mayor a:

- 10 veces el diámetro de la barra longitudinal de menor diámetro.
- La menor dimensión del elemento de borde.

- 25 cm.

(b) El espaciamiento horizontal entre los refuerzos verticales no debe ser mayor a:

- 3 veces el espesor del muro.
- 40 cm.

5.4. Diseño de Losas

- **Losa Aligerada:** Su diseño se realiza por vigueta y sólo se toman en cuenta las cargas por gravedad. A continuación, en la figura 5.11 se muestra la sección típica de cada vigueta:

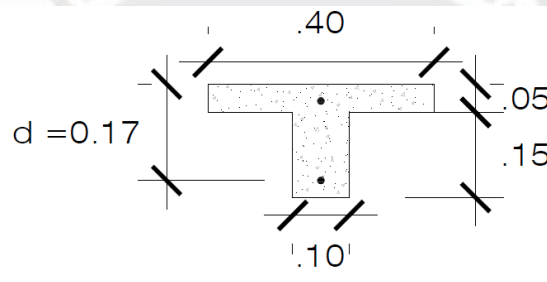


Figura 5.11 Sección típica de una vigueta

A manera de ejemplo se presenta el diseño de la vigueta indicada en la figura 3.1. Su análisis se realizó en el capítulo 3, en las figuras 3.5 y 3.6 se aprecian los diagramas de fuerza cortante (DFC) y momento flector (DMF) para esta vigueta, respectivamente.

Diseño por flexión

En la tabla 5.4 se calculan los valores de aceros mínimos y máximos para momentos positivos y negativos.

Tabla 5.4 Cantidades de acero mínimo y máximo en viguetas

Peralte(h) m	d cm	I _g cm ⁴	A _{s⁺min cm²}	A _{s⁻min cm²}	A _{s⁺max cm²}	A _{s⁻max cm²}
0.20	17	11800	0.51	1	7.5	2.71

A continuación, en la tabla 5.5 se calcula el acero requerido para cada sección y se presenta el acero colocado realmente. El acero requerido se calculó con las ecuaciones 5-1 y 5-2.

Tabla 5.5 Diseño de vigueta

Mu (ton-m)	b (cm)	Ku	As requerido (cm²)	As colocado	As colocado (cm²)
0.81	40	7.01	1.29	2ø3/8"	1.42
0.75	10	25.95	1.27	2ø3/8"	1.42

Se puede verificar que las cantidades de acero colocado cumplen los rangos de acero máximo y mínimo.

Diseño por corte

Se calcula el aporte del concreto a la resistencia por corte, según la ecuación 5-12, la cual fue incrementada en un 10% según lo indicado por la norma E.060:

$$\phi V_c = 0.85 \times 1.1 \times 0.53 \times \sqrt{f'_c} \times b_w \times d$$

$$\phi V_c = 1.22 \text{ ton}$$

Según el análisis realizado en el capítulo 3, se calcula V_u a una distancia "d" de la cara.

$$V_u = 1.22 \text{ ton}$$

Se cumple: $\phi V_c \geq V_u$; no es necesario ensanchar la sección de las viguetas.

Control de fisuración

$$f_s = \frac{0.54 \times 10^5}{1.29 \times 0.9 \times 17} = 2736 \text{ kg/cm}$$

$$d_c = 3 \text{ cm}$$

$$Act = \frac{2 \times 10 \times 3}{1} = 60 \text{ cm}^2$$

$$Z = 2736 \sqrt[3]{3 \times 60} = 15448 \text{ kg/cm}$$

Se verifica que el factor Z es menor al límite establecido por la norma.

En la figura 5.12 se presenta el diseño final para la vigueta seleccionada en un piso típico.

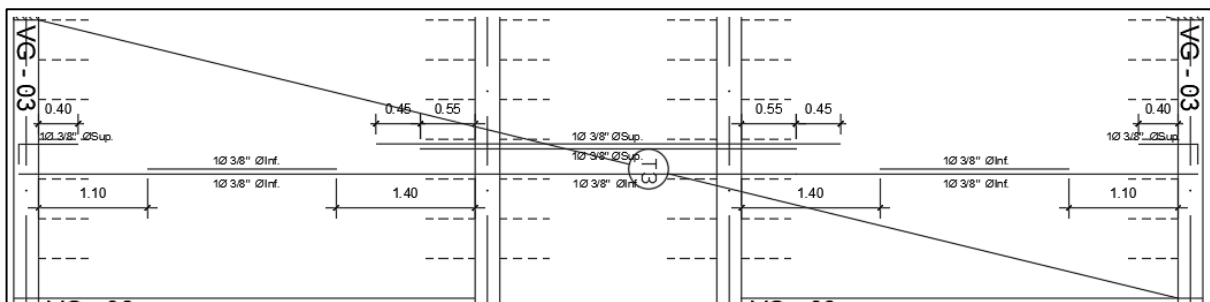


Figura 5.12 Diseño de vigueta piso típico

- **Losa Maciza:** Estas se diseñan considerando una sección de 1m de ancho. A continuación, se presenta el diseño de la losa maciza para un piso típico del edificio.

Se verifica primero que la sección de la losa maciza sea la adecuada para resistir las fuerzas cortantes:

Para $h = 20 \text{ cm}$, entonces $d = 17 \text{ cm}$.

Se calcula el aporte del concreto según la ecuación 5-12:

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

En la figura 3.9 se tiene que V_u es 1.42 ton/ml, entonces se cumple:

$$\phi V_c \geq V_u$$

Se procede a realizar el diseño por flexión. En la tabla 5.6 se calcula el refuerzo mínimo requerido superior e inferior según las ecuaciones 5-6 y 5-7, además del momento resistente del acero colocado para cumplir el refuerzo mínimo requerido.

Tabla 5.6 Acero mínimo colocado en la losa maciza

	As requerido (cm ²)	As colocado	As coloc. (cm ²)	Ø Mn (ton.m)
As min (sup.)	1.20	3/8"@0.20	2.84	1.82
As min (inf.)	2.40	3/8"@0.20	2.84	1.82

Del análisis realizado en el capítulo 3 (ver figura 3.8):

$$Mu^+ = 0.24$$

$$Mu^- = 0.68$$

Se observa que el acero colocado es suficiente para resistir los momentos últimos calculados.

En la figura 5.13 se muestra el diseño final de la losa maciza.

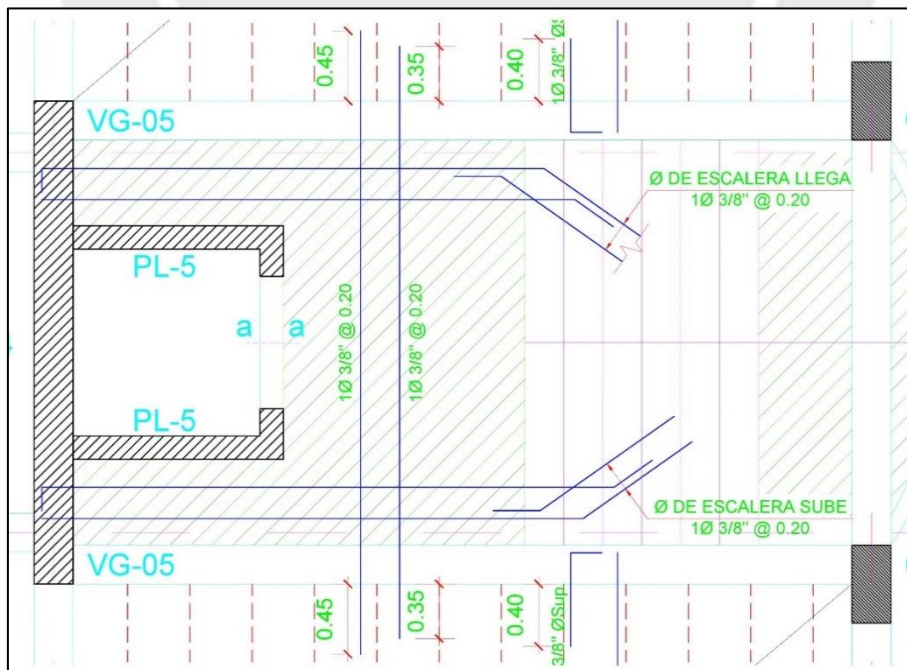


Figura 5.13 Diseño losa maciza

5.5. Diseño de Viga

A manera de ejemplo se presenta el diseño del segundo tramo de la viga VG-02 ubicada en el eje 2 entre los ejes B y D de un piso típico. En las figuras 5.14, 5.15 y 5.16 se muestran el esquema con las secciones, el diagrama de momentos flectores y el diagrama de fuerzas cortantes de la viga a partir de la envolvente de las combinaciones de carga mencionadas en la tabla 5.1.

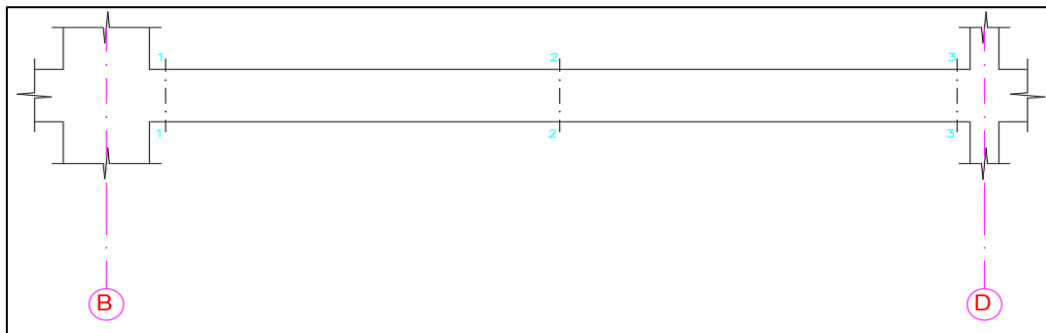


Figura 5.14 Esquema 2do tramo viga VG-02 piso típico

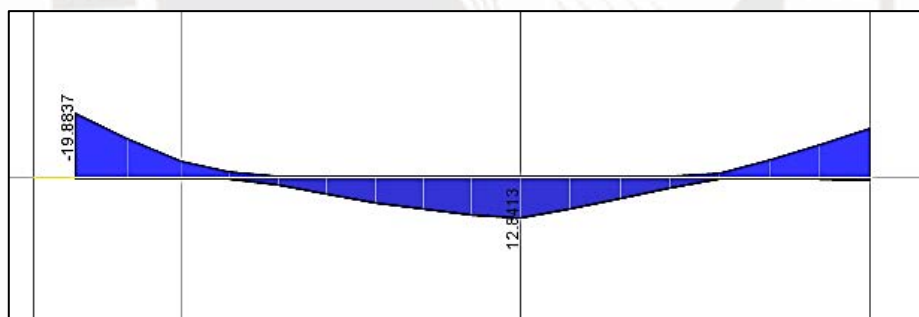


Figura 5.15 Diagrama de momento flector (ton.m) / 2do tramo VG-02

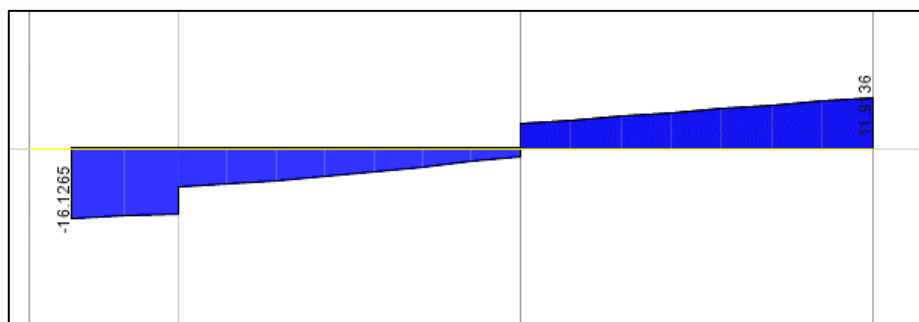


Figura 5.16 Diagrama de fuerzas cortantes (ton) / 2do tramo VG-02

En las tablas 5.7 y 5.8 se resumen los diseños por flexión y corte para el 2do tramo de la viga VG-02. Los valores de M_u y V_u se obtuvieron a una distancia “d” de la cara, mientras que los valores de A_s requerido por flexión, A_s mínimo y A_s máximo se calcularon a partir de las ecuaciones 5-1, 5-2, 5-4 y 5-5. Para el diseño por corte, ϕV_c y S se calcularon a partir de las ecuaciones 5-12 y 5-14; además, se utilizaron estribos de 3/8”.

Tabla 5.7 Diseño por flexión 2do tramo viga VG-02

	Sección 1	Sección 2	Sección 3
Mu (ton.m)	12.8	12.8	9.8
As requerido(cm ²)	7.27	7.27	5.47
As colocado	2 ø 3/4” + 1ø 5/8” (7.68 cm ²)	2 ø 3/4” + 1ø 5/8” (7.68 cm ²)	2 ø 3/4” (5.68 cm ²)
As máx (cm ²)	20	20	20
As mín (cm ²)	3	3	3

Tabla 5.8 Diseño por corte 2do tramo viga VG-02

	Sección 1	Sección 3
Vu (ton)	15.50	11.00
ϕV_c (ton)	8.16	8.16
Vs (ton)	8.63	3.34
s (cm)	35	89
d/2, d/4	25, 12.5	25, 12.5
Distribución	1@0.05,9@0.10, rsto@0.25	1@0.05,15@0.10, rsto@0.25

Según la tabla 5.2, calculamos el peralte mínimo para no verificar deflexiones:

$$h_{min} = \frac{7.15}{21} = 0.34 \text{ m}$$

La viga VG-02 tiene un peralte de 0.55 m; por tanto, no es necesario verificar deflexiones según lo indicado por la Norma.

En la figura 5.17 se muestra el diseño final de la viga VG-02 para sus tres tramos.

5.6. Diseño de Columna

A manera de ejemplo se presenta el diseño de la columna C1 del primer piso de 25 x 75 cm. Cuyas cantidades de acero mínimo y máximo establecidos por la norma son:

$$A_s \text{ mín} = 0.01 \times 25 \times 75 = 18.75 \text{ cm}^2$$

$$A_s \text{ máx} = 0.06 \times 25 \times 75 = 112.5 \text{ cm}^2$$

Se asume una distribución de acero según la figura 5.18, que cumpla con las cantidades de acero mínimo y máximo:

$$A_s = 4 \text{ } \varnothing 3/4'' + 4 \text{ } \varnothing 5/8'' = 19.36 \text{ cm}^2$$

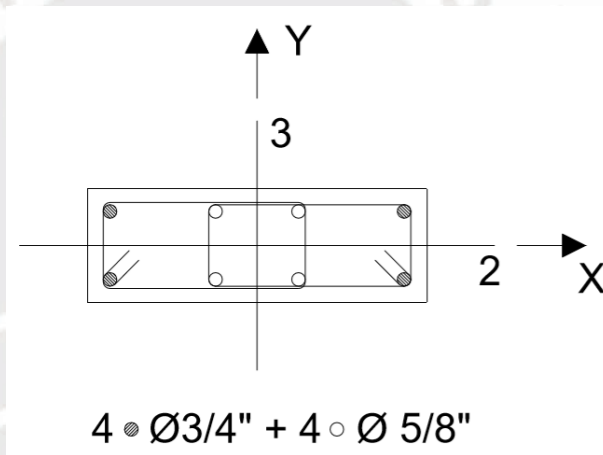


Figura 5.18 Columna C1 – sección asumida

Diseño por flexocompresión

En la tabla 5.9 se presentan las cargas axiales y momentos flectores en las direcciones 3-3 y 2-2 para cada una de las combinaciones de carga última indicados por la Norma.

Tabla 5.9 Combinaciones de carga en la columna C1 del 1er piso

	COMBINACIONES	P (ton)	M 3-3 (ton.m)	M 2-2 (ton.m)
	1.4M+1.7V	141.32	2.59	0.07
SISMO X-X	1.25(M+V)+SX Max	18.81	5.73	0.20
	1.25(M+V)+SX Min	123.62	-1.71	-0.10
	0.9M+SX Max	-0.46	4.45	0.13
	0.9M+SX Min	75.26	-2.06	-0.16
SISMO Y-Y	1.25(M+V)+SY Max	18.16	3.73	0.94
	1.25(M+V)+SY Min	124.26	0.29	-0.84
	0.9M+SY Max	-1.10	2.45	0.87
	0.9M+SY Min	75.91	-0.06	-0.90

En las figuras 5.19 y 5.20 se muestran los diagramas de interacción para las direcciones 3-3 y 2-2 de la sección asumida.

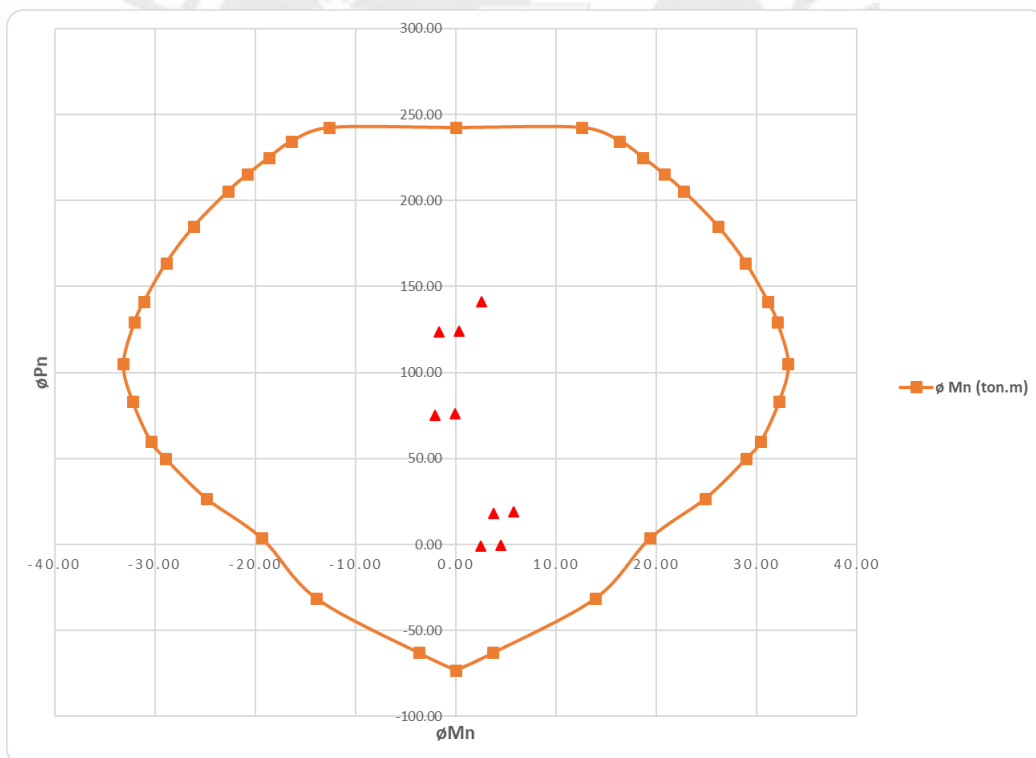


Figura 5.19 Diagrama de interacción de columna C1 – Dirección 3-3

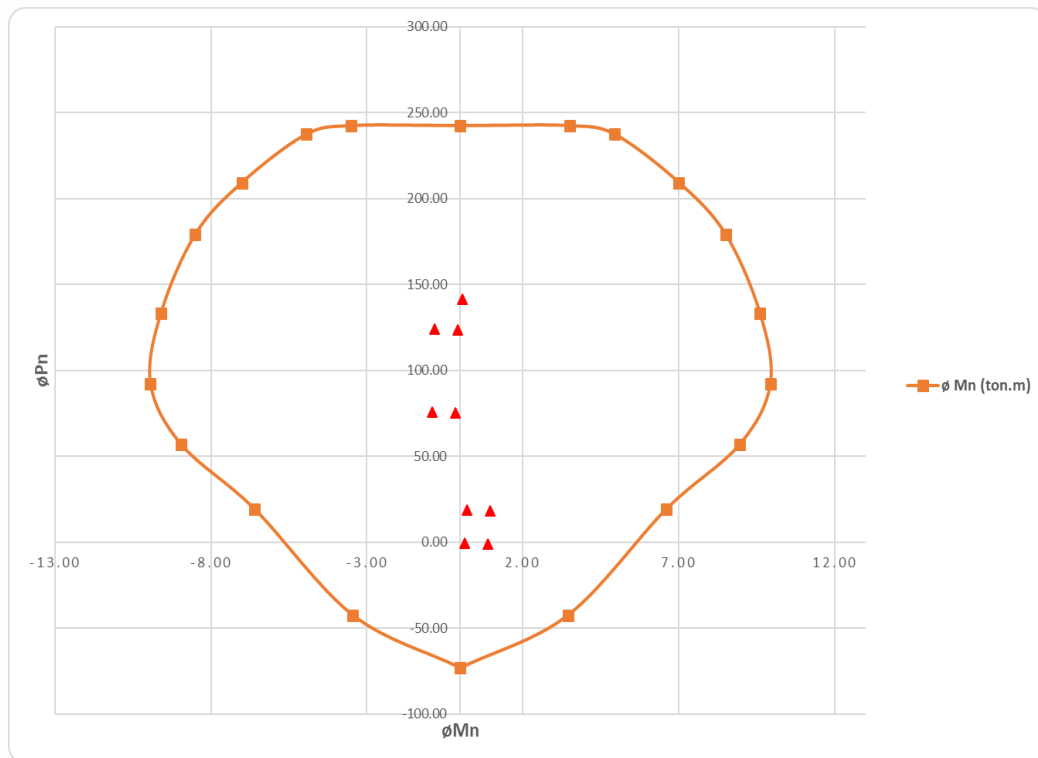


Figura 5.20 Diagrama de interacción de columna C1 – Dirección 2-2

En ambos diagramas de interacción se puede observar que el refuerzo elegido cumple con las resistencias requeridas, ya que las solicitaciones de las combinaciones de carga última se encuentran dentro del diagrama de los momentos nominales reducidos por el factor ϕ

Diseño por corte

A continuación, se presentan los cálculos para el diseño por capacidad en la dirección 2-2:

$$M_n \text{ máx} = 30.90 \text{ ton.m}$$

$$M_{pr} = 1.25 \times 30.90 = 38.62 \text{ ton.m}$$

$$V_{pr} = \frac{2 \times 38.62}{2.65} = 29.15 \text{ ton}$$

El aporte del concreto es:

$$V_c = 0.53 \times \sqrt{210} \left(1 + \frac{18.81 \times 1000}{140 \times 25 \times 75} \right) \frac{25 \times 69}{1000} = 14.20 \text{ ton}$$

La fuerza cortante del acero es:

$$V_s = \frac{29.15}{0.85} - 14.20 = 20.10 \text{ ton}$$

Se utilizan 2 estribos de 3/8", el área de acero es:

$$A_s = 4 \times 0.71 = 2.84 \text{ cm}^2$$

Calculamos el espaciamiento "s" de los estribos:

$$s = \frac{2.84 \times 4200 \times 69}{20100} = 41 \text{ cm}$$

Para la distribución final de los estribos se tomaron en cuenta las exigencias sismorresistentes indicadas por la Norma, se colocaron 2 estribos de 3/8" con la siguiente distribución:

$$1@0.05, 7@0.10, \text{ Resto}@0.25$$

En la figura 5.21 se muestra el diseño final de la columna C1 ubicada en el primer piso.

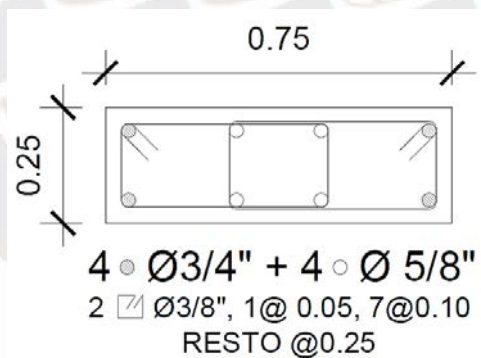


Figura 5.21 Diseño columna C1

5.7. Diseño de placa

A manera de ejemplo se presenta el diseño de la placa PL-4 de 25 x 550 cm ubicada en el eje 1, entre los ejes E y F del primer piso.

Del análisis se obtiene:

$$V_u = 60.05 \text{ ton}$$

$$\phi V_c = (0.85 \times 0.53 \times \sqrt{210} \times 25 \times (0.8 \times 550))/1000 = 71.8 \text{ ton}$$

Entonces: $V_u < \phi V_c$

En la tabla 5.10 se calcula la cantidad de acero mínimo por cara y en un metro lineal:

Tabla 5.10 Cantidad de acero mínimo por cara en placa PL-4 del 1er piso

	b (cm)	h (cm)	ρ (‰)	As min (cm ²)	As mín distribuido
Ref. horizontal	25	100	2	2.5	Ø3/8"@0.20
Ref. vertical	25	100	1.5	1.88	Ø3/8"@0.20

Según lo calculado en la tabla 5.10, fuera de la zona de los elementos de borde se colocarán varillas de 3/8" cada 20 cm en cada cara para cumplir con la cantidad de acero mínimo. Se asume una distribución de acero según se muestra en la figura 5.22:

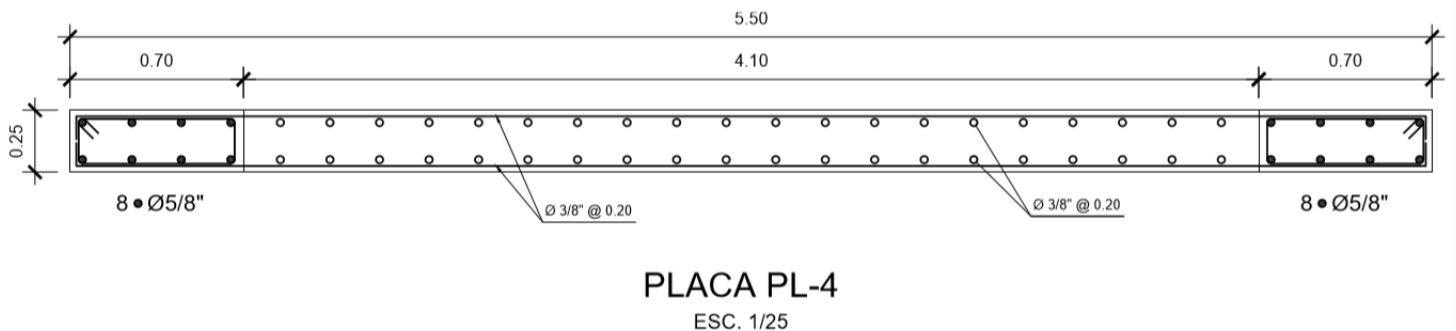


Figura 5.22 Distribución de acero axial en placa PL-4

Según la ecuación 5-18, y los valores de δu y C calculados con el programa ETABS, se obtuvo lo siguiente:

$$\delta u / h_m = 0.00113$$

$$\frac{l_m}{600 (\delta u / h_m)} = 1.75 \text{ m}$$

$$C = 0.68126 \text{ m}$$

Como el valor de C es menor a 1.75 m, no es necesario realizar el confinamiento de los elementos de borde de la placa PL-4.

Diseño por flexocompresión

En la tabla 5.11 se presentan las cargas axiales y momentos flectores en las direcciones 3-3 y 2-2 para cada una de las combinaciones de carga última indicados por la Norma.

Tabla 5.11 Combinaciones de carga última de la placa PL-4 del 1er piso

		P	V2	V3	M2	M3
COMBINACIONES		tonf	tonf	tonf	tonf-m	tonf-m
1.4M+1.7V		126.938	4.437	0.002	0.003	11.567
SISMO X-X	1.25(M+V)+SX Max	6.806	60.054	0.060	0.347	431.119
	1.25(M+V)+SX Min	114.687	-52.068	-0.054	-0.340	-405.917
	0.9M+SX Max	-6.575	57.509	0.058	0.345	422.502
	0.9M+SX Min	74.781	-52.769	-0.054	-0.341	-409.464
SISMO Y-Y	1.25(M+V)+SY Max	6.971	18.317	0.346	3.727	111.448
	1.25(M+V)+SY Min	114.522	-10.331	-0.340	-3.720	-86.246
	0.9M+SY Max	-6.410	15.773	0.344	3.725	102.831
	0.9M+SY Min	74.616	-11.032	-0.340	-3.720	-89.793

En las figuras 5.23 y 5.24 se muestran los diagramas de interacción para las direcciones 3-3 y 2-2 de la placa PL-6 con la distribución indicada.

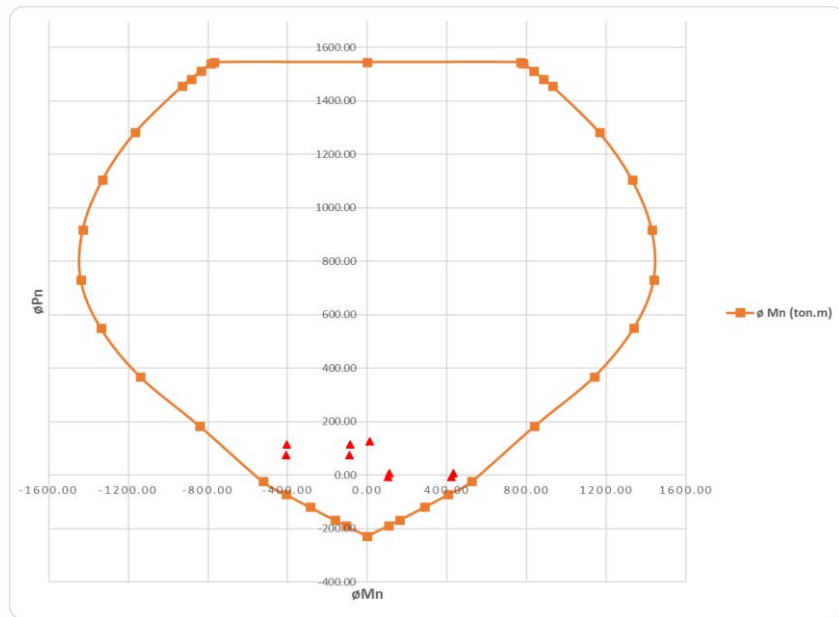


Figura 5.23 Diagrama de interacción placa PL-4 - Dirección 3-3

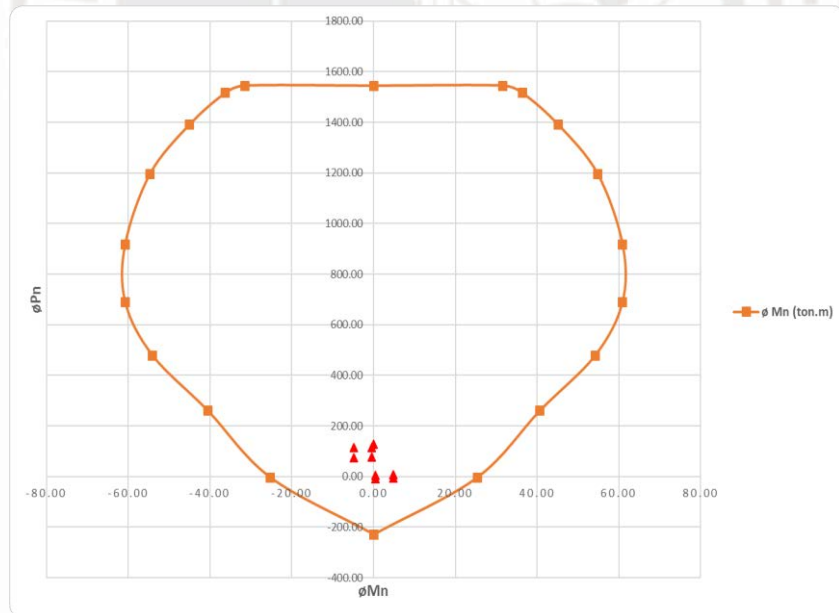


Figura 5.24 Diagrama de interacción placa PL-4 - Dirección 2-2

En ambos diagramas de interacción se puede observar que el refuerzo elegido cumple con las resistencias requeridas, ya que las solicitaciones de las combinaciones de carga última se encuentran dentro del diagrama de los momentos nominales reducidos por el factor ϕ .

Diseño por corte

Se calcula el cortante último de diseño según la ecuación 5-17:

$$M_u \text{ máx} = 431.12 \text{ ton.m}$$

$$V_u \text{ análisis} = 60.5 \text{ ton}$$

$$M_n \text{ máx} = 654.51 \text{ ton.m}$$

$$V_u \text{ diseño} = 60.5 \times \frac{654.51}{431.12} = 91.17 \text{ ton}$$

El aporte del concreto es:

$$V_c = 0.53 \times \sqrt{210} \frac{25 \times (0.8 \times 550)}{1000} = 84.48 \text{ ton}$$

La fuerza cortante del acero es:

$$V_s = \frac{91.17}{0.85} - 84.48 = 22.78 \text{ ton}$$

Se utiliza 1 estribo de 3/8" en cada uno de los núcleos de los extremos, el área de acero es:

$$A_s = 2 \times 0.71 = 1.42 \text{ cm}^2$$

Calculamos el espaciamiento "s" del fierro horizontal:

$$s = \frac{1.42 \times 4200 \times 544}{22.78 \times 1000} = 142 \text{ cm}$$

Entonces se usa la cuantía mínima de $2 \text{ }^0/_{00}$, a la cual corresponde fierro de $3/8'' @ .25$ en ambas caras.

En la figura 5.25 se muestra el diseño final de la placa PL-4 ubicada en el primer piso.

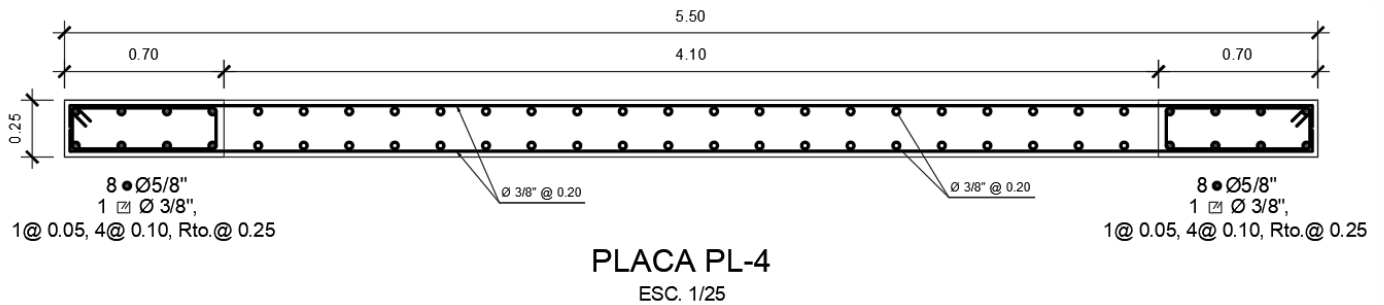


Figura 5.25 Diseño final placa PL - 4

5.8. Diseño de cimentación

5.8.1 Ejemplo de diseño N°1 – zapata combinada Z1

En la tabla 5.12 se muestran las cargas a nivel del servicio para las dos placas PL1 con las solicitaciones llevadas al eje. Con ellas se procede a dimensionar la zapata y luego se calculan los esfuerzos con la ecuación 5-19.

Tabla 5.12 Cargas de servicio de placas PL1 ubicadas en el eje

	Axial (ton)	M2-2 (ton.m)	M3-3 (ton.m)
CM	69.75	-26.17	0.16
CV	6.67	-2.50	0.00
CS x-x	-0.51	0.73	48.83
CS y-y	-0.01	0.05	216.49

$$A = \frac{P}{\sigma} = \frac{1.05 (69.75 + 6.67)}{40} = 2 \text{ m}^2$$

Se consideran las siguientes dimensiones para la zapata combinada:

$$B = 7.50 \text{ m} \quad L = 1.00 \text{ m}$$

Se verifican los esfuerzos en estado de servicio en dirección Y-Y mostrados en la tabla

5.13:

Tabla 5.13 Esfuerzos en estados de servicio para un sismo en Y

P/A	10.19	ton/m ²
$6M_x/B \times L^2$	18.5	ton/m ²
$6M_y/L \times B^2$	-18.3	ton/m ²

$\frac{P}{A} + \frac{6M_x}{BL^2} + \frac{6M_y}{LB^2}$	10.4	ton/m ²
$\frac{P}{A} - \frac{6M_x}{BL^2} + \frac{6M_y}{LB^2}$	-26.6	ton/m ²
$\frac{P}{A} + \frac{6M_x}{BL^2} - \frac{6M_y}{LB^2}$	47	ton/m ²
$\frac{P}{A} - \frac{6M_x}{BL^2} - \frac{6M_y}{LB^2}$	10	ton/m ²

Debido a que se presenta esfuerzos negativos que representan esfuerzos de tracción, se realiza la redistribución de esfuerzos con la ecuación 5-20 (Meyerhof):

$$e = 2.80 \text{ m}$$

$$\sigma = 39.9 \text{ ton/m}^2$$

Se observa que este valor es menor al esfuerzo admisible de 40 ton/m²

Se calcula la longitud de desarrollo a compresión según las ecuaciones 5-21, 5-22 y 5-23.

$$l_d = 44.1 \text{ cm}$$

Luego, se calcula el valor del peralte mínimo según la ecuación 5-24.

$$h = 0.60 \text{ m}$$

$$d = 0.525 \text{ m}$$

En la tabla 5.14 se muestran las cargas últimas para cada combinación de carga que actúan sobre la placa y en la tabla 5.15 los esfuerzos últimos calculados.

Tabla 5.14 Momentos en cada dirección para un sismo en Y-Y

	Pu (ton)	M2-2 (ton.m)	M3-3 (ton.m)	M2-2/1.25 (ton.m)	M3-3/1.25 (ton.m)
1.4M+1.7V	108.99	-40.90	0.22	-32.72	0.18
1.25(M+V)+SY Max	-0.02	0.05	243.75	0.04	195.00
0.9M+SY Max	-0.02	0.05	259.09	0.04	207.28

Tabla 5.15 Esfuerzos últimos para cada combinación de carga

									MEYERHOF	
	Pu (ton)	P/A (1)	$\frac{6M_2}{BL^2}$ (2)	$\frac{6M_3}{LB^2}$ (3)	σ_1 (1)+(2)+(3)	σ_2 (1)-(2)+(3)	σ_3 (1)+(2)-(3)	σ_4 (1)-(2)-(3)	e(m)	Esf. 1
1.4M+1.7V	108.99	14.53	0.02	-32.72	-18.16	-18.21	47.27	47.23	0.00	10.20
1.25(M+V)+SY Max	-0.02	0.00	26.00	0.04	26.04	-25.96	25.96	-26.04	2.55	31.89
0.9M+SY Max	-0.02	0.00	27.64	0.04	27.68	-27.60	27.59	-27.68	2.71	36.82

Debido a que se obtienen esfuerzos negativos a partir de la ecuación 5-19, se redistribuyen los esfuerzos con la ecuación 5-20 (Meyerhof).

De la tabla 5.15 se obtiene:

$$\sigma \text{ máx} = 36.82 \text{ ton/m}^2$$

Para obtener el esfuerzo último, se debe restar el peso propio de la zapata que es 1.44 ton/m². El σ último que actúa sobre la zapata es de 35.38 ton/m².

En las figuras 5.26 y 5.27 se muestran los diagramas de fuerza cortante y momento flector de la zapata combinada con las solicitaciones de ambas placas PL-1:

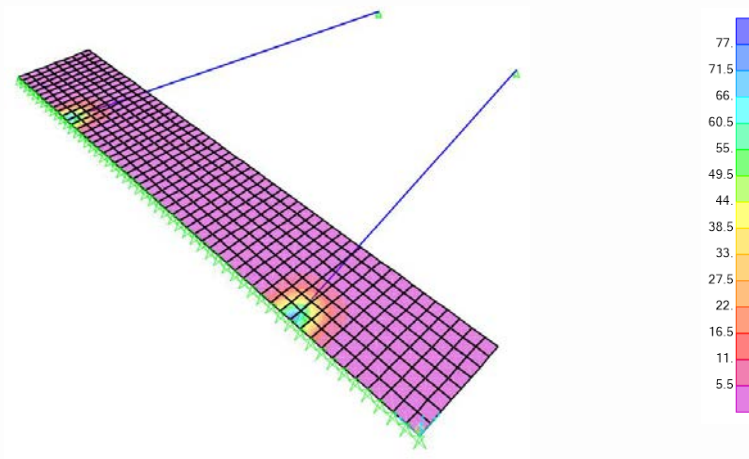


Figura 5.26 Diagrama de fuerzas cortantes – zapata Z1 (ton)

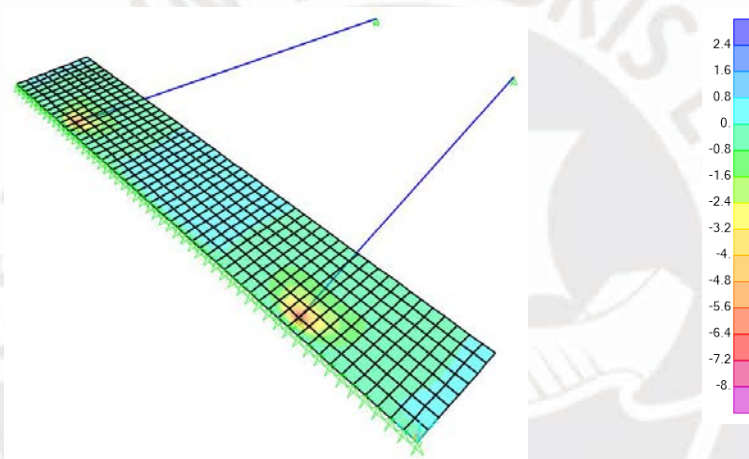


Figura 5.27 Diagrama de momentos flectores – zapata Z1 (ton/m)

Diseño por corte

En la tabla 5.16 se muestran los valores de ϕV_c y V_u en la dirección 2-2 para un sismo en el eje Y:.

Tabla 5.16 Diseño por corte de zapata Z1 – Dirección 2-2

Dirección	ϕV_c (ton)	V_u (ton)
2-2	34.27	12

Se verifica que las resistencias nominales reducidas por el factor ϕ son mayores a las resistencias últimas ($\phi V_c > V_u$).

Diseño por punzonamiento

En la tabla 5.17 se muestran los valores de ϕV_c y V_u para ambas placas PL-1 en la dirección 2-2 para un sismo en el eje Y:

Tabla 5.17 Diseño por punzonamiento de zapata Z1 – Dirección 2-2

Dirección	ϕV_c (ton)	V_u (ton)
2-2	217.98	15.5

Se verifica que las resistencias nominales reducidas por el factor ϕ son mayores a las resistencias últimas ($\phi V_c > V_u$).

Diseño por flexión

Con los momentos últimos obtenidos del análisis se calcularon los valores de acero para los refuerzos superiores e inferiores de la zapata Z1, los cuales se muestran en la tabla 5.18:

Tabla 5.18 Distribución de acero de refuerzo en zapata Z2

Nombre	Ubicación	M_u (ton.m)	As req (cm ² /ml)	As min (cm ² /ml)	As colocado
Z-1	Superior	8.70	5.00	10.8	$\phi 1/2''@0.20$ (6.45 cm ² /ml)
	Inferior	35.00	21.00		$\phi 1''@0.20$ (25.50 cm ² /ml)

En la tabla 5.18 se observa que la suma de acero requerido superior e inferior es mayor al acero mínimo; por tanto, el acero colocado debe cumplir el acero requerido por metro lineal. Se coloca una malla superior con acero $1/2''@0.20m$ y una malla inferior de $1''@0.20m$. En la figura 5.28 y 5.29 se muestran las vistas en planta y corte de la zapata Z1, respectivamente.

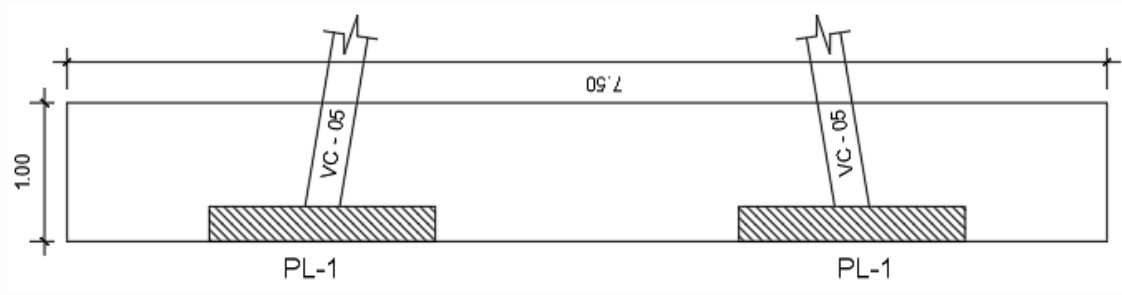


Figura 5.28 Diseño zapata Z1 – vista en planta

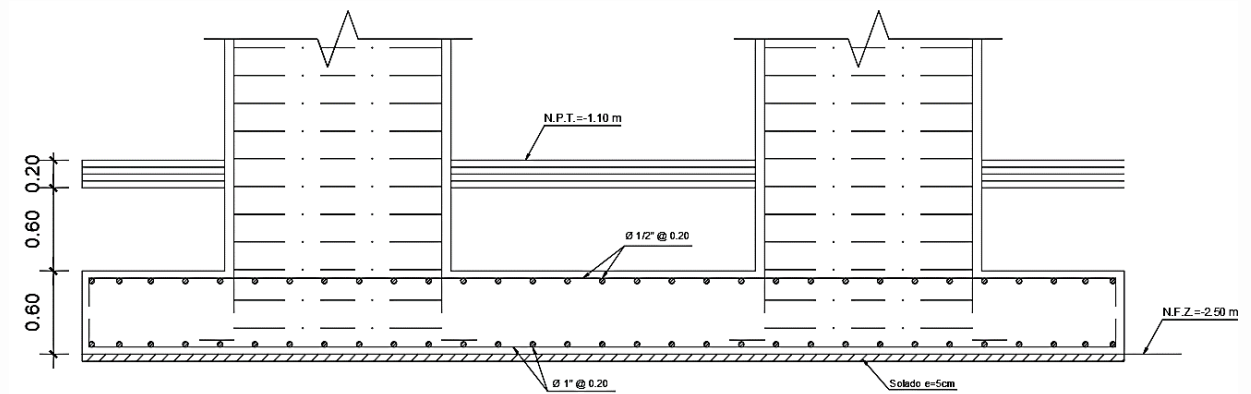


Figura 5.29 Diseño de zapata Z1 – vista transversal

5.8.2 Ejemplo de diseño N°2 – viga de cimentación VC-05

La viga de cimentación se diseña de la misma manera que las vigas de techo, por flexión y por corte. Para el diseño por corte se usaron estribos de 3/8”.

En las figuras 5.30 y 5.31 se muestran los diagramas de momento flector y fuerza cortante de la viga VC-05, respectivamente.

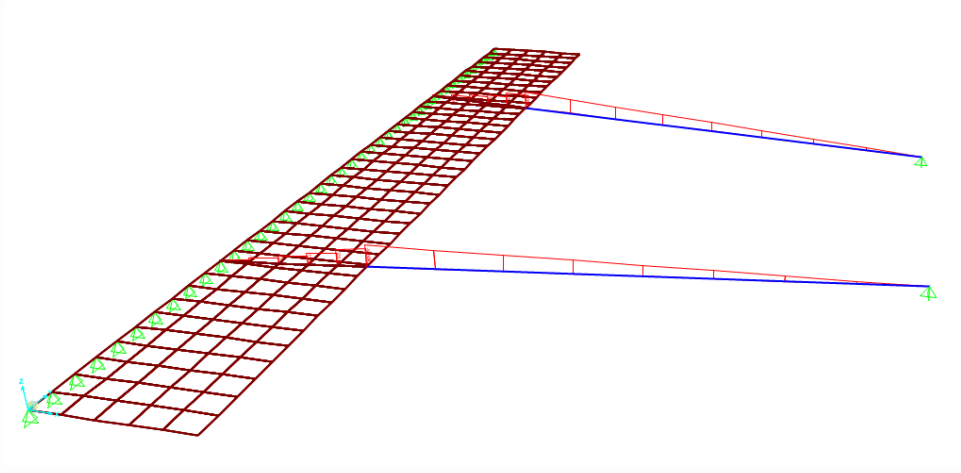


Figura 5.30 Diagrama de momento flector VC-05 (ton.m)

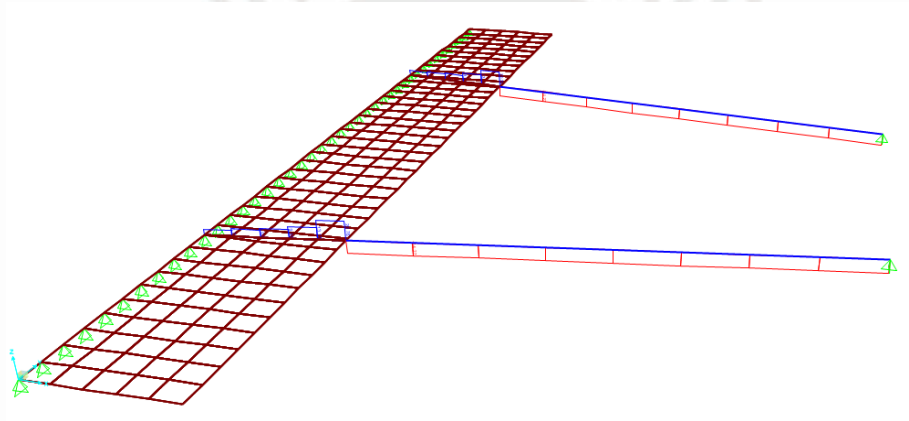


Figura 5.31 Diagrama de fuerza cortante VC-05 (ton)

En las tablas 5.19 y 5.20 se presentan los diseños por flexión y por corte para la viga VC-05.

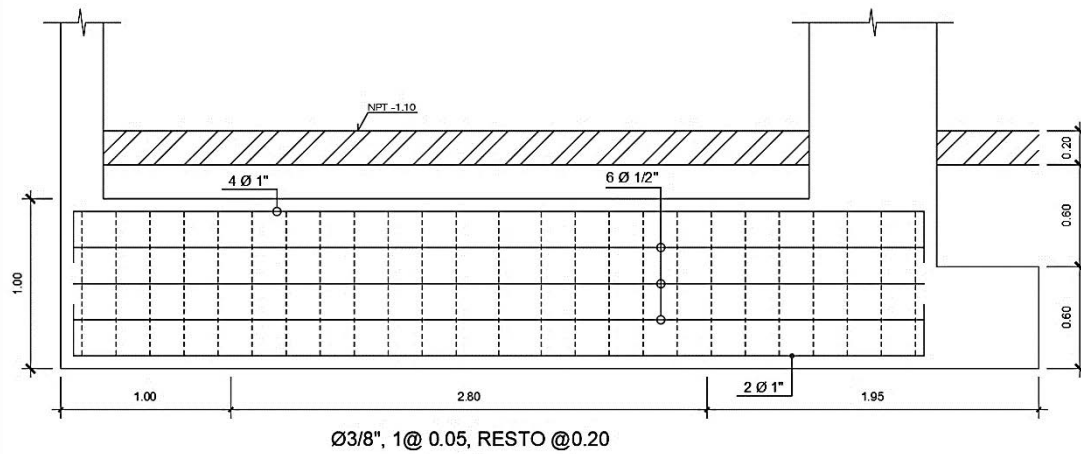
Tabla 5.19 Diseño por flexión VC-05

	VC-05
Mu (ton.m)	52.64
As requerido(cm ²)	15.92
As colocado	4 ø 1" (20.4 cm ²)
As máx (cm ²)	40
As mín (cm ²)	5.7

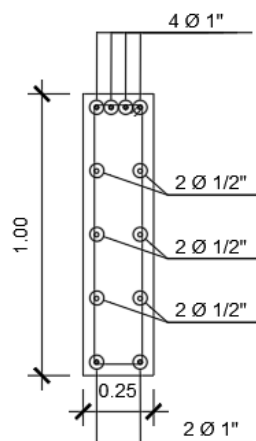
Tabla 5.20 Diseño por corte VC-05

	VC-05
Vu (ton)	15.96
ϕV_c (ton)	15.50
Vs (ton)	0.54
s (cm)	45
d/2, d/4	47.5, 23.8
Distribución	<u>1@0.05</u> , rto@0.20 c/ext.

En la figura 5.32 se presentan el corte longitudinal y transversal del diseño final de la viga VC-05.



VC-05 (0.25 x 1.00)



VC-05 (0.25x1.00)

6 • Ø 1" + 6 • Ø 1/2"
 □ Ø 3/8", 1@ 0.05, Rto. @ 0.20

Figura 5.32 Diseño de viga de cimentación VC-05

5.9. Diseño de muros de sótano

A continuación, se presenta el diseño para un muro sótano con un tramo de 1m de ancho. En la tabla 5.21 se calculan las cargas últimas para cada altura correspondiente y en la figura 5.33 se muestra el esquema de cargas que actúan sobre este muro.

Tabla 5.21 Cargas últimas sobre muros de sótano

h (m)	$P_n = \gamma h K_o$ (ton)	$P_u = 1.7 (P_n)$ (ton)
1.90	1.57	2.67
2.50	2.07	3.52

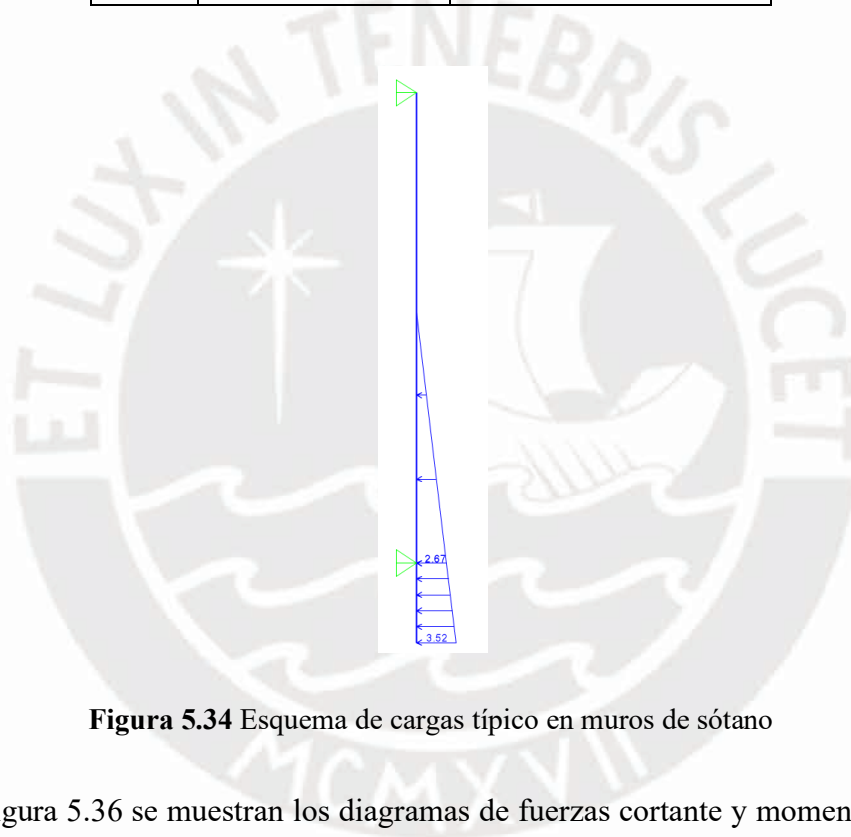


Figura 5.34 Esquema de cargas típico en muros de sótano

En la figura 5.36 se muestran los diagramas de fuerzas cortante y momento flector para un tramo típico de muro de sótano.

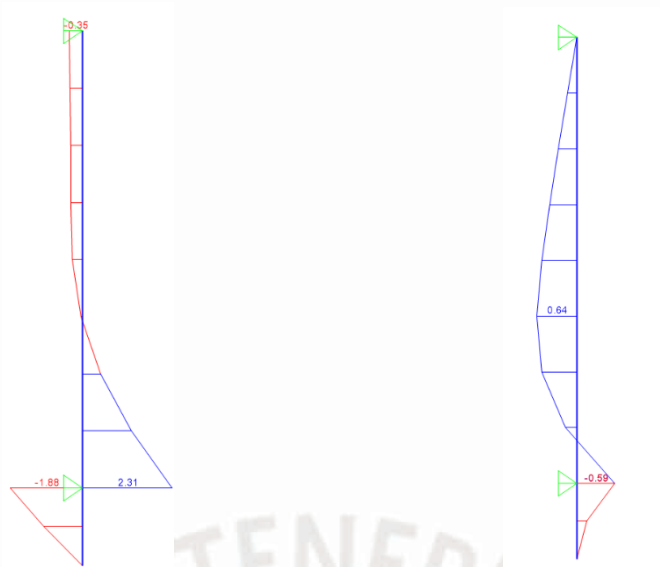


Figura 5.34 Diagrama de fuerzas cortantes – ton (izquierda) y diagrama de momento flector – ton.m (derecha)

Se calcula la resistencia al corte de estos muros con la expresión 5-12:

$$\phi V_c = (0.85)(0.53)\sqrt{210}(100)(19) = 12,403 \text{ kg} = 12.4 \text{ ton}$$

Según el diagrama de fuerzas cortantes de la figura 5.34 se obtiene una fuerza cortante (V_u) de 2.31 ton, por lo tanto, no es necesario colocar refuerzo de acero por corte.

En la tabla 5.22 se muestra el cálculo para el diseño por flexión de los refuerzos verticales, teniendo en cuenta las cantidades mínimas de acero requerido por la norma E.060:

$$\rho_v \text{ min} = 0.15\% (100)(25) = 3.75 \text{ cm}^2$$

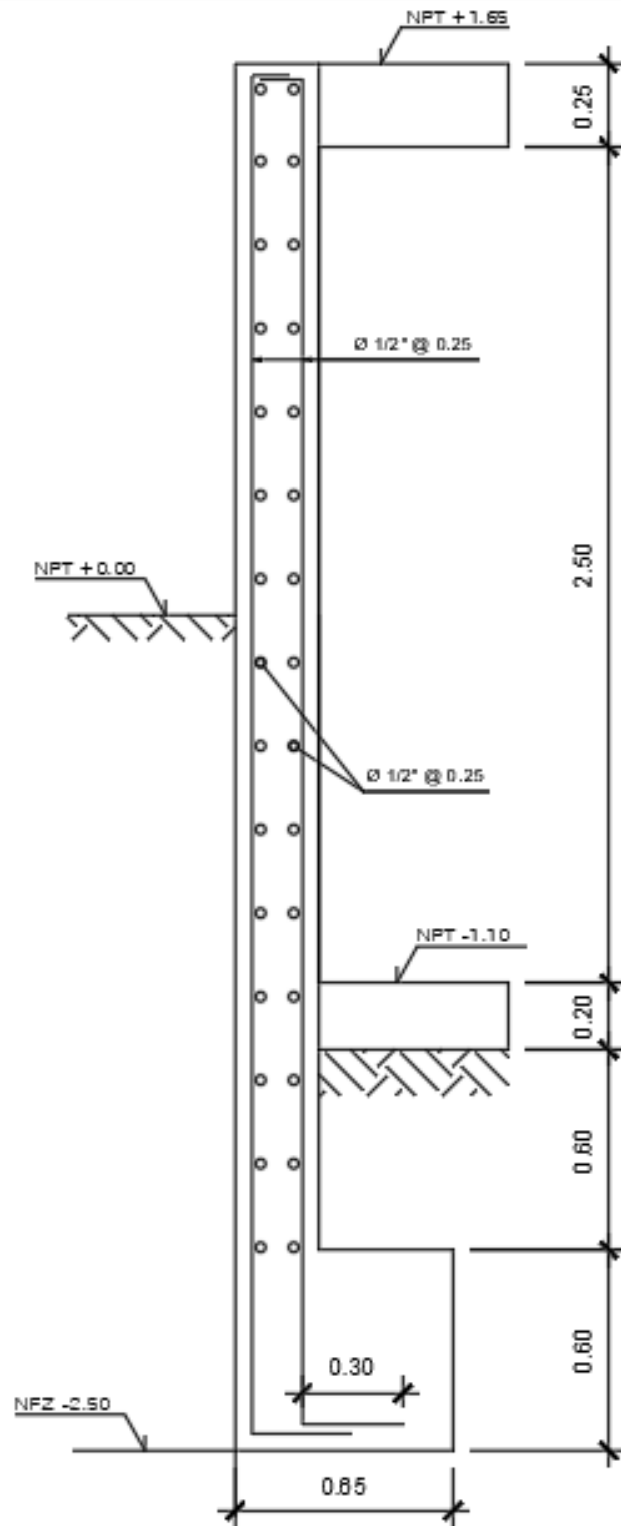
$$\rho_h \text{ min} = 0.20\% (100)(25) = 5.00 \text{ cm}^2$$

Tabla 5.22 Diseño de refuerzos verticales debido a flexión

Mu (ton.m)	ρ requerida (%)	As requerido (cm²/ml)	As mínimo (cm²/ml)	As colocado
0.64	0.05	1.25	3.75	Ø1/2" @0.25 (5.16 cm ² /ml)
0.59	0.04	1.00	3.75	Ø1/2" @0.25 (5.16 cm ² /ml)

En conclusión, se considera doble malla de Ø1/2" @0.25 para cumplir con las áreas de acero requerido para los refuerzos horizontales y verticales. En la figura 5.35 se muestra el diseño final de la sección del muro de los sótanos.





CORTE 1 - 1

F.S.C. 1/25

Figura 5.35 Diseño de muros de sótano – CORTE 1-1

CAPÍTULO 6: CONCLUSIONES y RECOMENDACIONES

Estructuración y predimensionamiento

- Entre los ejes 2,3 y E,F se decidió considerar un pequeño paño de losa maciza por encontrarse rodeada por la escalera y las placas del ascensor; de esta manera la transmisión de cargas y esfuerzos que actúan sobre la losa serán mejor distribuidos hacia las placas.
- Se comprobó la eficacia de los criterios utilizados para el predimensionamiento de vigas, columnas y placas, ya que fue posible colocar la armadura de los elementos de concreto armado sin congestiónamiento.
- El área total disponible para muros de corte en el eje X es de $48,000 \text{ cm}^2$ y en el eje Y es de $26,400 \text{ cm}^2$; mientras que el área requerida, considerando que las placas resisten el 80% de la cortante basal, fue de $22,748 \text{ cm}^2$ para X y de $25,275 \text{ cm}^2$ para el eje Y. Se puede observar que en el eje X el área disponible es más del doble que el área requerida, mientras que en el eje Y no hay mucha diferencia, debido a esto las derivas y periodos fundamentales fueron menores en el eje X con respecto al eje Y.

Análisis por cargas de gravedad

- Con el uso del programa ETABS se logró simular la influencia del proceso constructivo en las fuerzas internas.
- Resulta sencillo con el programa ETABS desarrollar un modelo 3D que nos ayude a realizar el análisis de cargas muertas y vivas que actúan sobre este; de esta manera se puedan obtener el periodo y masa participativa de cada modo de frecuencia.

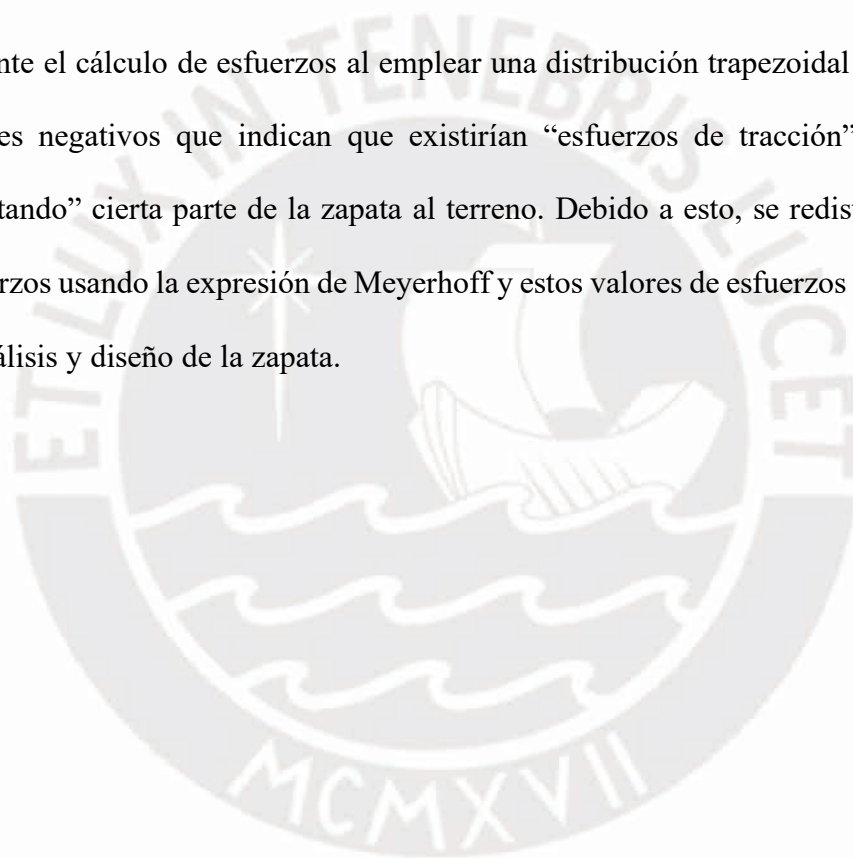
Análisis Sísmico

- El periodo fundamental en el eje X es de 0.166 s, mientras que en el eje Y es de 0.306 s. Esta notable diferencia se debe a la mayor cantidad de muros en el eje X.
- Las derivas máximas inelásticas en los ejes X e Y fueron 1.1 ‰ y 4.2 ‰, respectivamente, valores considerablemente menores al máximo permitido por la norma E.030 (7 ‰).
- Las fuerzas cortantes basales que actúan en las placas en los ejes X e Y fueron 98.1% y 96.8% de la cortante en la base, respectivamente. Por tanto, se trata de un sistema de muros al que corresponde $R_o=6$.
- Se verificó que las irregularidades asumidas inicialmente fueron las correctas, ya que luego del análisis se pudo comprobar que solo existe irregularidad por esquinas entrantes, de esta manera se obtuvo un valor de 0.9 para I_p y consecuentemente un factor de reducción $R=5.4$.

Diseño

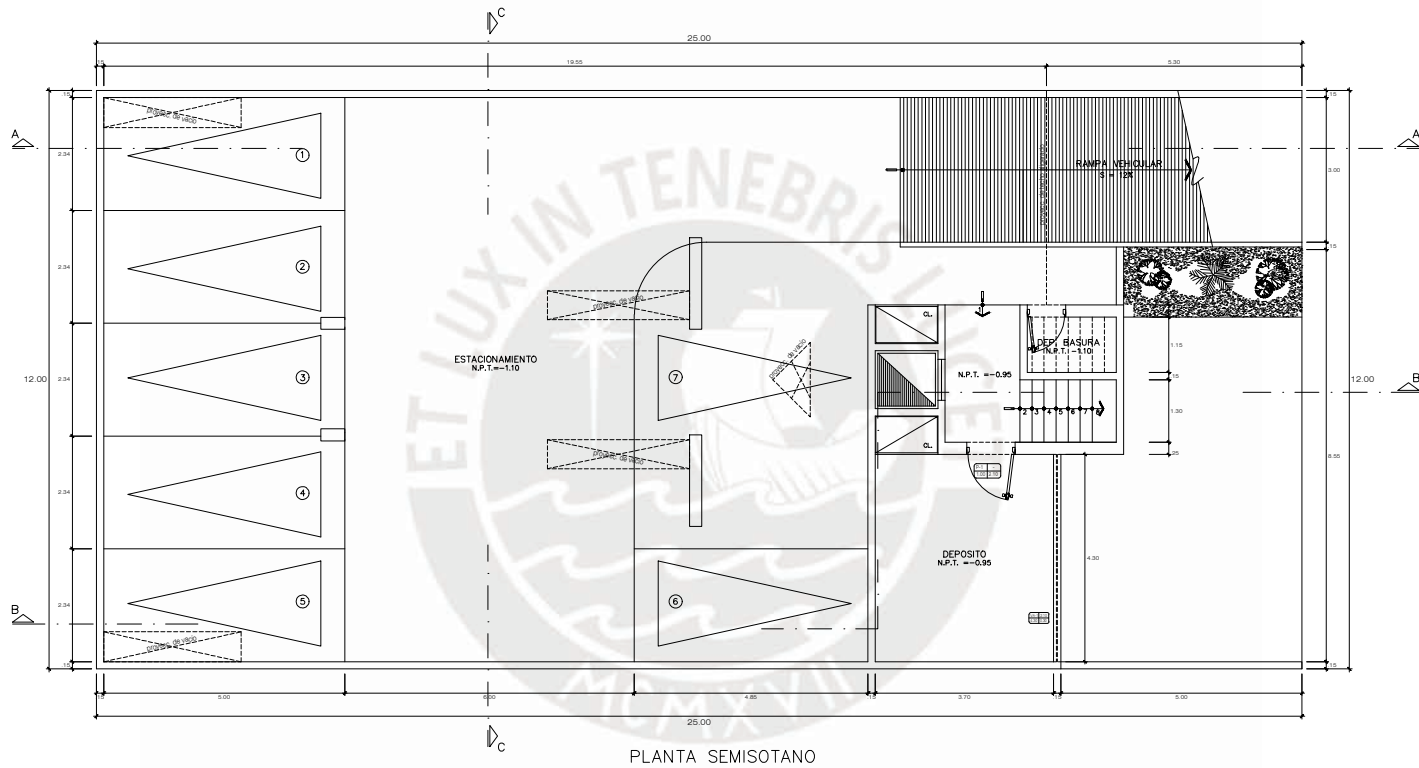
- Para el diseño por flexión de las vigas ubicadas en el techo del sótano sólo fue necesario utilizar la cuantía mínima de acero según lo indicado por la NTP E.060, debido a que el sótano se encuentra rodeado por muros de concreto armado y estos se encargan de absorber gran cantidad de las sollicitaciones en ese nivel.
- Debido a que no se cuentan con vigas cortas en los techos del edificio, no fue necesario diseñarlas por capacidad, todos los diseños por corte en vigas se realizaron por resistencia.

- Para el diseño por flexocompresión de las columnas C1, C2 y C3 sólo fue necesario utilizar la cuantía mínima de acero indicada por la NTP E.060, como se pudo observar en los diagramas de interacción desarrollados para la cuantía mínima.
- Cuando se tienen uno o más elementos verticales a veces es conveniente el uso de zapatas combinadas, ya sea por temas económicos o debido al proceso constructivo. La cimentación del edificio consistió en siete zapatas combinadas y dos zapatas laterales con vigas de cimentación.
- Durante el cálculo de esfuerzos al emplear una distribución trapezoidal se obtuvieron valores negativos que indican que existirían “esfuerzos de tracción” que estarían “sujetando” cierta parte de la zapata al terreno. Debido a esto, se redistribuyeron los esfuerzos usando la expresión de Meyerhoff y estos valores de esfuerzos se usaron para el análisis y diseño de la zapata.

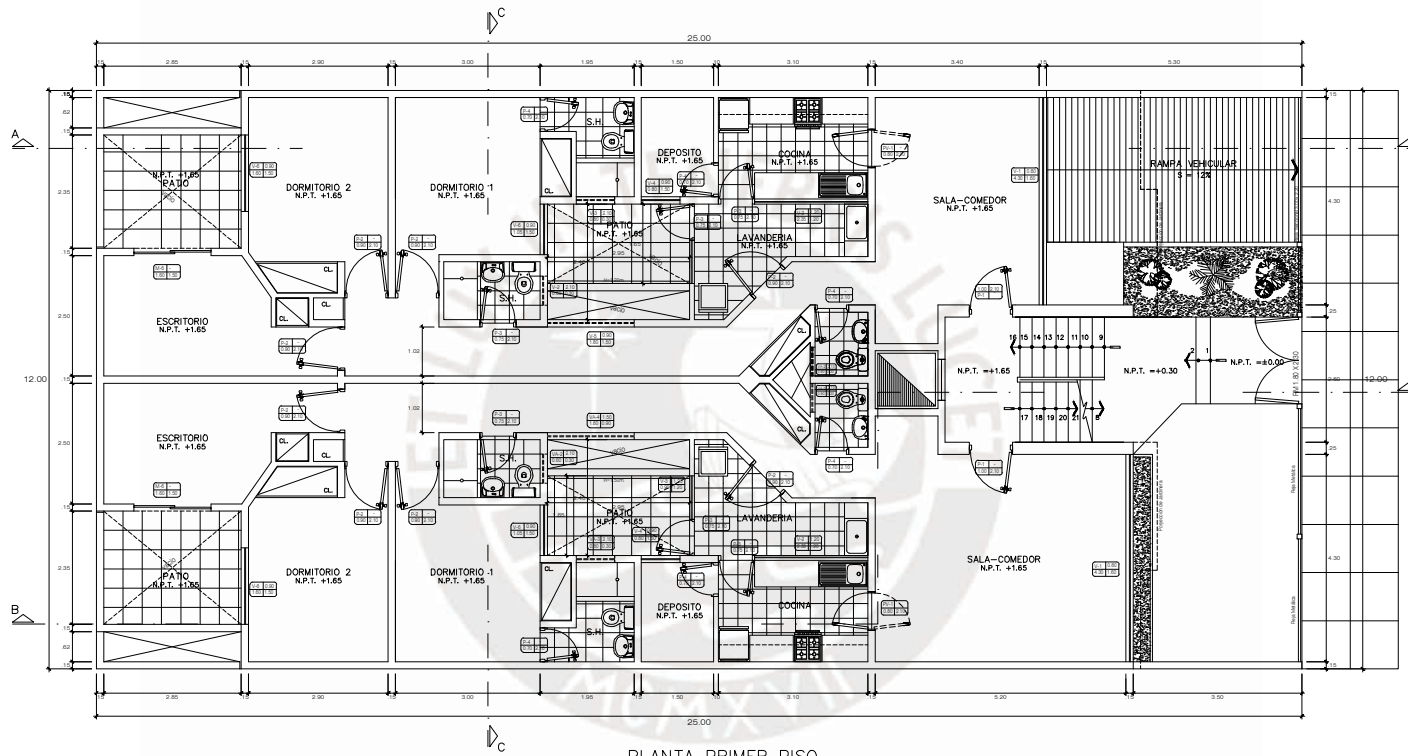


CAPÍTULO 7: BIBLIOGRAFÍA

- BLANCO, Antonio (1997) Estructuración y diseño de edificios de concreto armado. (2da edición) Lima – Perú: Colegio de Ingenieros del Perú
- MINISTERIO DE VIVIENDA DEL PERÚ (2009) Norma E.020 Cargas. Lima – Perú. Reglamento Nacional de Edificaciones
- MINISTERIO DE VIVIENDA DEL PERÚ (2016) Norma E.030 Diseño Sismorresistente. Lima – Perú. Reglamento Nacional de Edificaciones
- MINISTERIO DE VIVIENDA DEL PERÚ (2009) Norma E.060 Concreto Armado. Lima – Perú. Reglamento Nacional de Edificaciones
- MUÑOZ, Alejandro (2015) Ingeniería Sismorresistente. Lima – Perú. Pontificia Universidad Católica del Perú
- OTTAZZI, Gianfranco (2015) Apuntes del curso concreto armado I. Lima – Perú. Pontificia Universidad Católica del Perú
- SAP 2000 Versión 20.0.0. Computers and Structures Inc. Copyright
- ETABS 2016 Versión 16.2.1. Computers and Structures Inc. Copyright

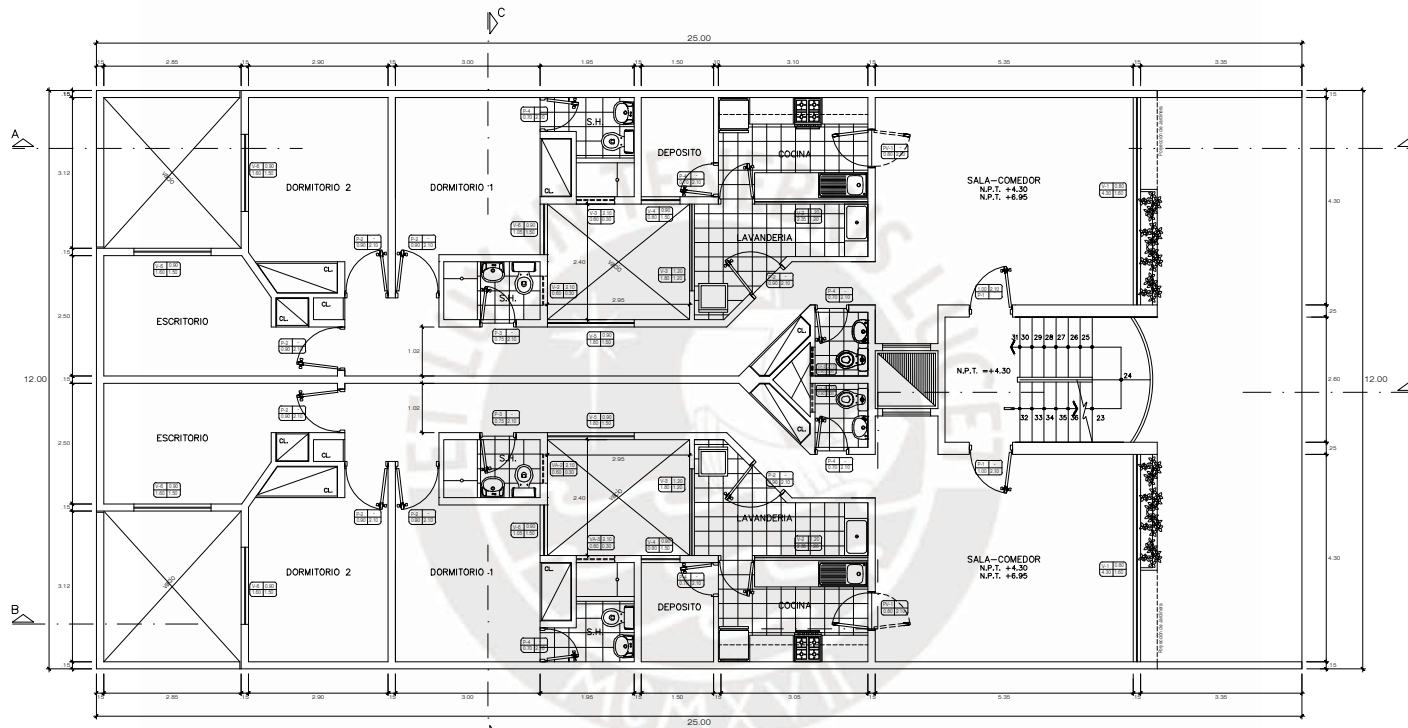


PROPIETARIO:	KASEI CONSTRUCTORA E INMOBILIARIA S.A.C.		SITIO:	
PROYECTO:	RESIDENCIAL EIMI - EDIFICIO MULTIFAMILIAR		LAMINA:	
PLANO:	PLANTA SEMISOTANO			A-01
PROFESIONAL RESPONSABLE:	ARQ. CARLOS VALLADARES OSSO	C.A.P. 0826		01 DE 06
ESPECIALIDAD:	ARQUITECTURA	ESCALA:	1/50	FECHA:
		SELO:	C.C.	ENERO 2006



PLANTA PRIMER PISO

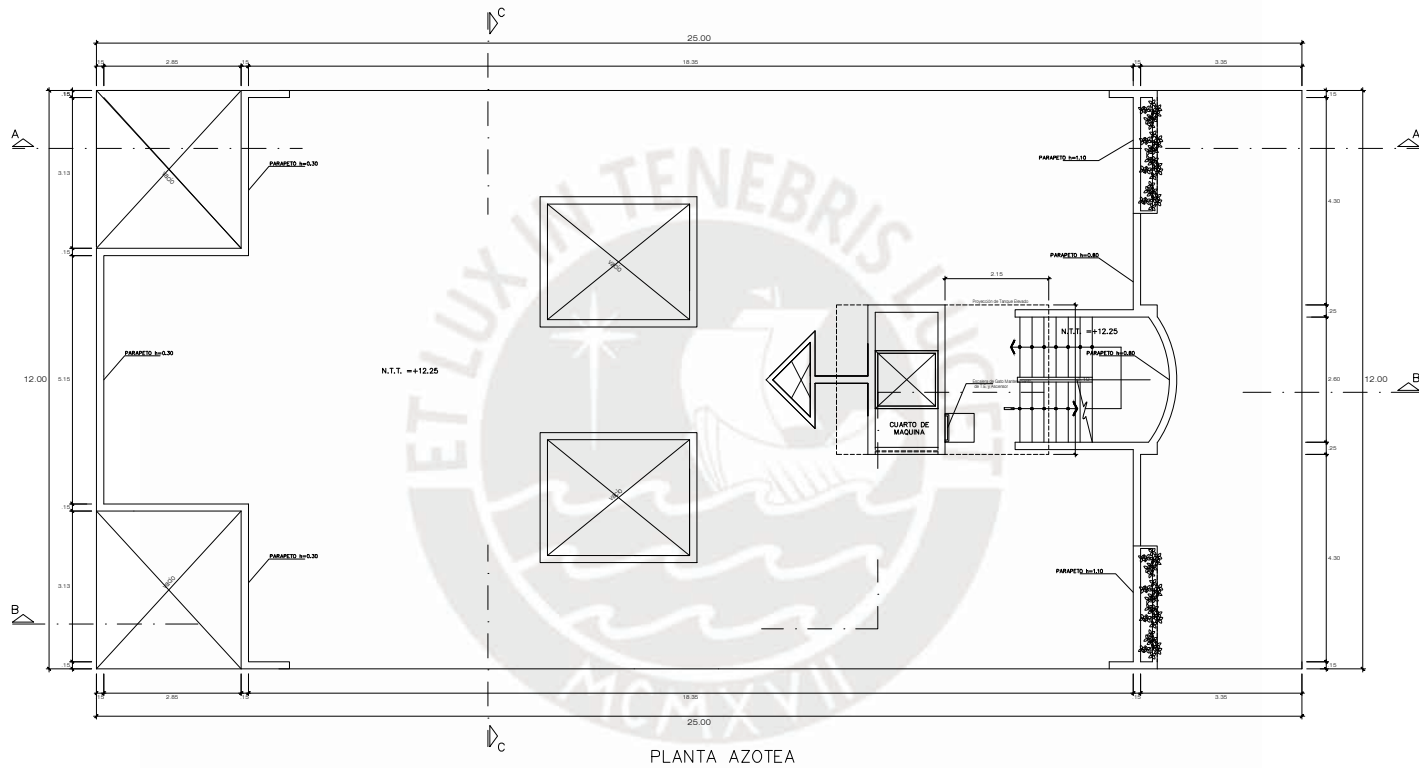
PROPIETARIO	KASEI CONSTRUCTORA E INMOBILIARIA S.A.C.		OTRA
PROYECTO	RESIDENCIAL EIMI - EDIFICIO MULTIFAMILIAR		LAMBIA
PLANO	PLANTA PRIMER PISO		A-02
PROFESIONAL RESPONSABLE	ARQ. CARLOS VALLADARES OSSO	C.A.P. 0826	02 DE 06
ESPECIALIDAD	ARQUITECTURA	ESCALA	1/50
		SELLO	C.C.
			FECHA
			ENERO 2006



PLANTA TIPICA 2do, 3er y 4to PISO

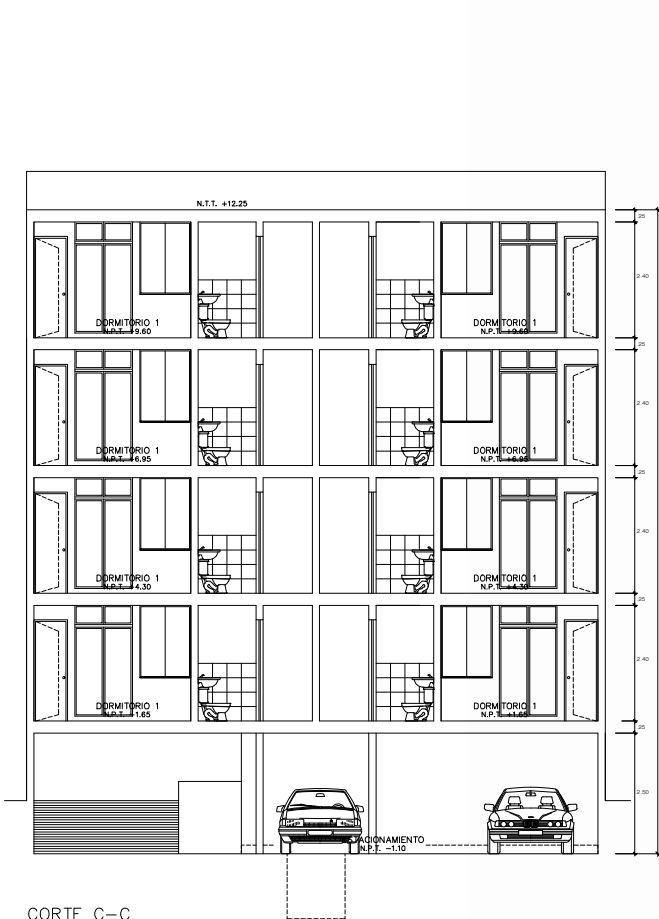
NIVELES
 2° PISO N.P.T. = +4.30
 3° PISO N.P.T. = +6.95
 4° PISO N.P.T. = +9.60

PROPIETARIO	KASEI CONSTRUCTORA E INMOBILIARIA S.A.C.		SERIAL
PROYECTO	RESIDENCIAL EIMI - EDIFICIO MULTIFAMILIAR		LAMINA
PLANO	PLANTA 2°, 3° PISO		A-03
PROFESIONAL RESPONSABLE	ARQ. CARLOS VALLADARES OSSO	C.A.P. 0826	03 DE 06
ESPECIALIDAD	ARQUITECTURA	ESCALA	FECHA
		1/50	ENERO 2006
		SELO	C.C.

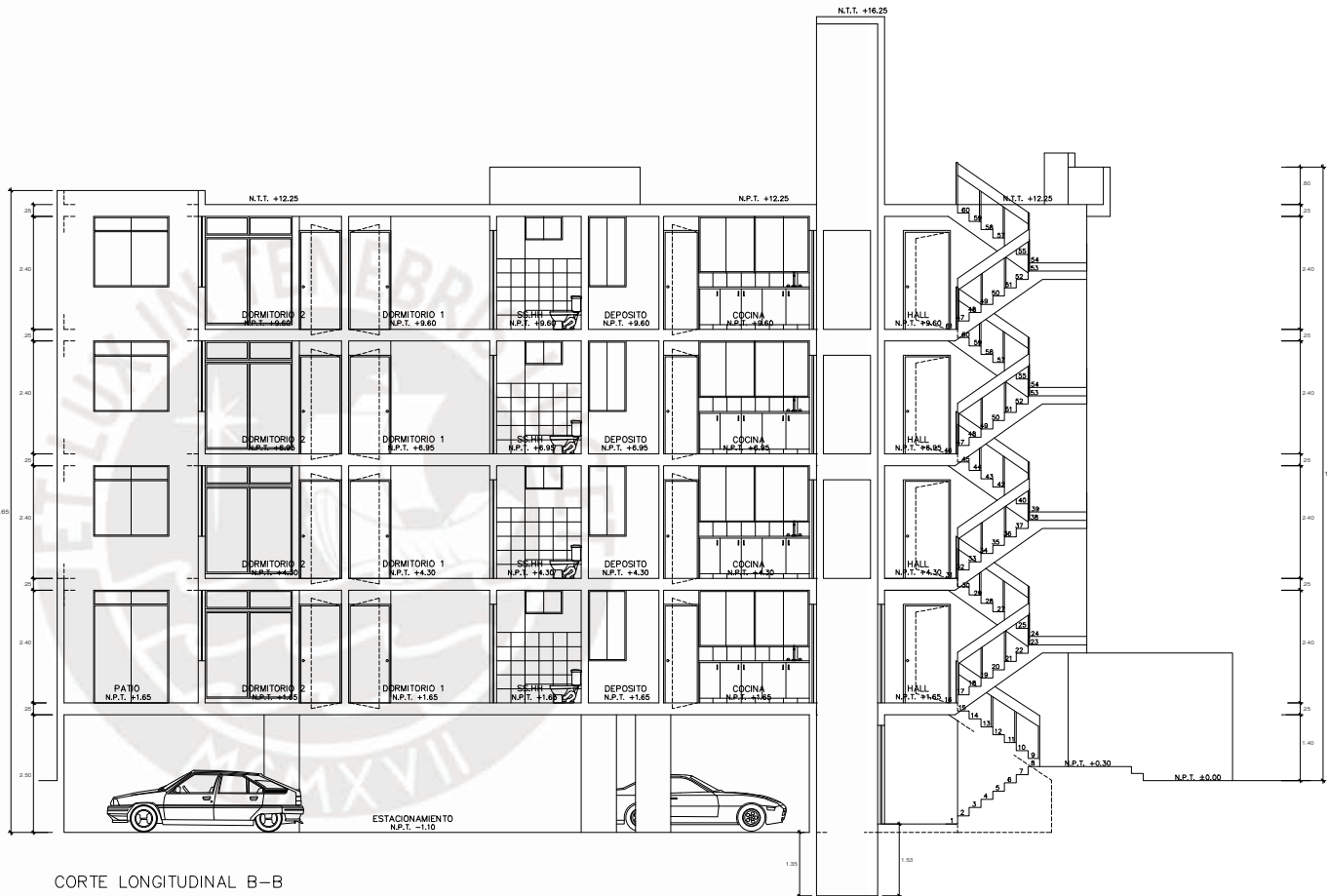


PLANTA AZOTEA

PROPIETARIO	KASEI CONSTRUCTORA E INMOBILIARIA S.A.C.		SERIAL
PROYECTO	RESIDENCIAL EIMI - EDIFICIO MULTIFAMILIAR		LAMINA
PLANO	PLANTA TECHO		A-04
PROFESIONAL RESPONSABLE	ARQ. CARLOS VALLADARES OSSO	C.A.P. 0826	04 DE 06
ESPECIALIDAD	ARQUITECTURA	ESCALA	FECHA
		1/50	ENERO 2006
		SELO	C.C.

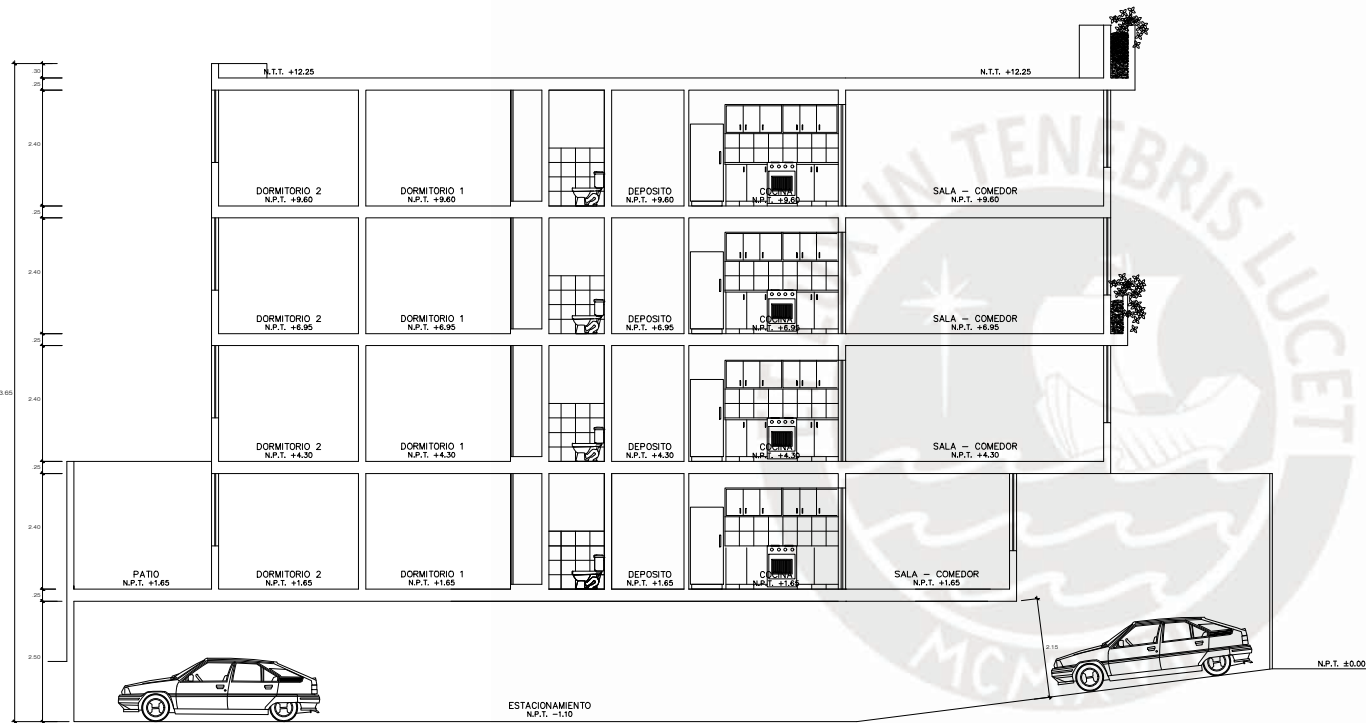


CORTE C-C

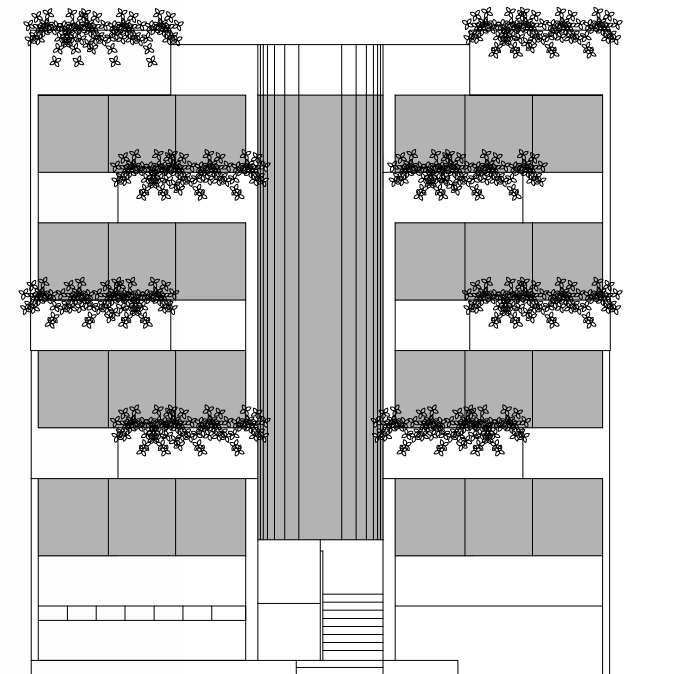


CORTE LONGITUDINAL B-B

PROPIETARIO	KASEI CONSTRUCTORA E INMOBILIARIA S.A.C.		SINIA
PROYECTO	RESIDENCIAL EIMI - EDIFICIO MULTIFAMILIAR		LAMMA
PLANO	CORTES		A-05
PROFESIONAL RESPONSABLE	ARQ. CARLOS VALLADARES OSSO	C.A.P. 0826	05 DE 06
ESPECIALIDAD	ARQUITECTURA	ESCALA	1/50
		SELLO	c.c.
			05 DE 06
			ENERO 2006

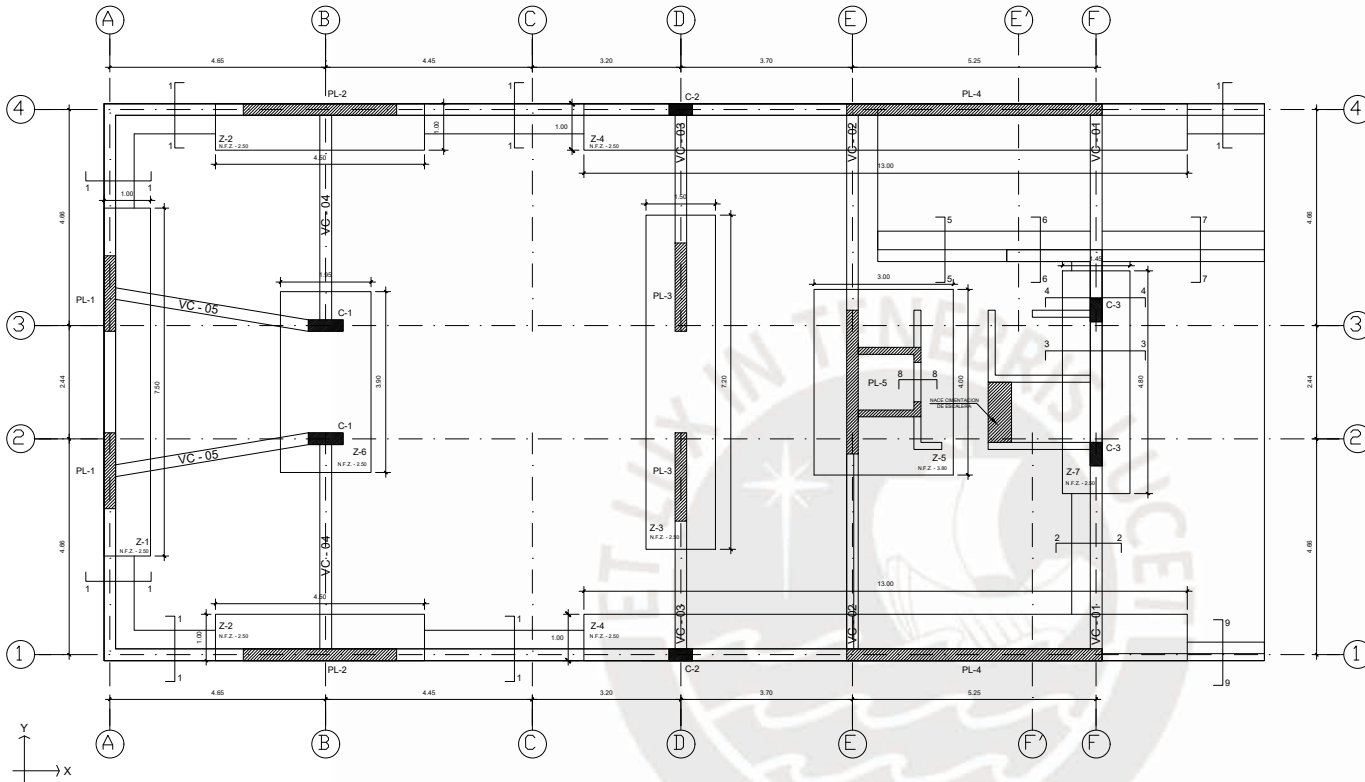


CORTE LONGITUDINAL A-A



ELEVACION PRINCIPAL

PROPIETARIO	KASEI CONSTRUCTORA E INMOBILIARIA S.A.C.		SERVA
PROYECTO	RESIDENCIAL EIMI - EDIFICIO MULTIFAMILIAR		LAMMA
PLANO	CORTE - ELEVACION		A-06
PROFESIONAL RESPONSABLE	ARQ. CARLOS VALLADARES OSSO	C.A.P. 0826	06 DE 06
ESPECIALIDAD	ARQUITECTURA	ESCALA	FECHA
		1/50	ENERO 2006
		SELUO	C.C.



- ### ESPECIFICACIONES GENERALES
- CONCRETO ARMADO**

RESISTENCIA DEL CONCRETO

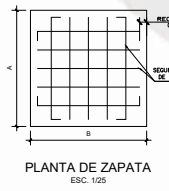
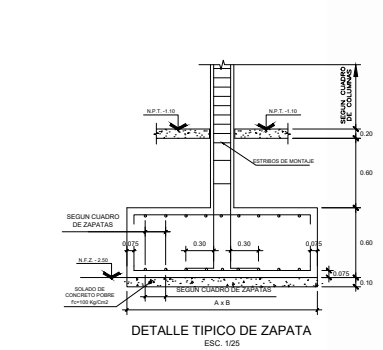
 - CIMENTACIÓN $f_c = 210 \text{ kg/cm}^2$
 - COLUMNAS Y PLACAS $f_c = 210 \text{ kg/cm}^2$
 - VIGAS Y LOSAS $f_c = 210 \text{ kg/cm}^2$
 - OTROS ELEMENTOS $f_c = 210 \text{ kg/cm}^2$

ACERO DE REFUERZO

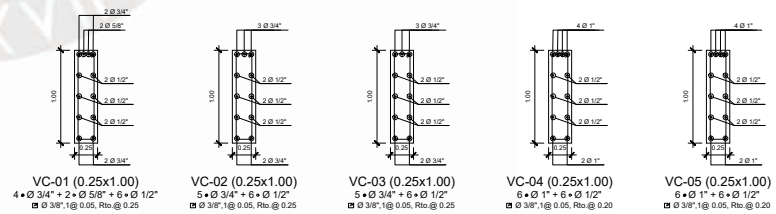
BARRAS CORRUJADAS
ASTM A-615 (GRADO 60)

RECUBRIMIENTOS

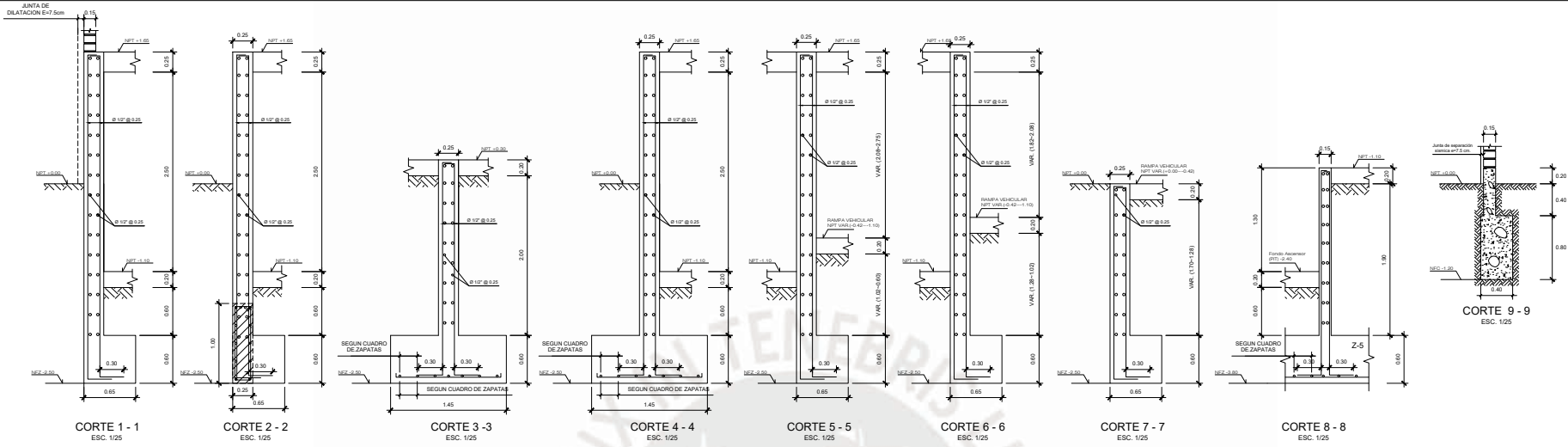
 - CIMENTACIÓN 7.0 cm
 - MURIS Y VIDUAS EN CONTACTO CON AGUA O TERRENO 5.0 cm
 - COLUMNAS Y VIGAS 4.0 cm
 - PLACAS 2.5 cm
 - LOSAS Y VIGAS CHATAS 2.0 cm
 - CIMENTACIÓN**
 - PROFUNDIDAD DE LA CIMENTACIÓN -1.20 m (Mínimo con respecto a la superficie)
 - TIPO DE CEMENTO CEMENTO TIPO I
 - 40 g/m²
 - ALBAÑILERÍA**
 - $f_m = 65 \text{ kg/cm}^2$
 - MORTERO TIPO F2 CEMENTO : ARENA : 1 : 5
 - ESPESES DE JUNTAS : Entre 10 y 15mm
 - SOBRECARGAS**
 - 5 / C - INDICADAS
 - CONSIDERACIONES SISMORRESISTENTES**
 - SISTEMA ESTRUCTURAL XX : MURIS DE CONCRETO ARMADO
 - YY : MURIS DE CONCRETO ARMADO
 - PARAMETROS DE FUERZA SÍSMICA
 - Z = 0.45, U = 1.0, S = 1.05, T_p = 0.6 seg., T_l = 2.5 seg., R_x = 6, R_y = 5.4 (regular) (regular)



TIPO	DIMENSIONES (m)			ACERO	
	L	A	h	INFERIOR	SUPERIOR
Z-1	1.00	7.50	0.60	MALLA Ø 1" @ 0.20	MALLA Ø 1/2" @ 0.20
Z-2	4.50	1.00	0.60	MALLA Ø 3/4" @ 0.15	MALLA Ø 1/2" @ 0.25
Z-3	1.50	7.20	0.60	MALLA Ø 5/8" @ 0.20	MALLA Ø 5/8" @ 0.20 + MALLA Ø 1/2" @ 0.20
Z-4	13.00	1.00	0.60	MALLA Ø 3/4" @ 0.25	MALLA Ø 3/8" @ 0.20
Z-5	3.00	4.00	0.60	MALLA Ø 1/2" @ 0.20	MALLA Ø 1/2" @ 0.20
Z-6	1.95	3.90	0.60	MALLA Ø 1/2" @ 0.20	MALLA Ø 1/2" @ 0.20
Z-7	1.45	4.80	0.60	MALLA Ø 3/8" @ 0.25	MALLA Ø 5/8" @ 0.25



PROPIETARIO:				HOJA:
PROYECTO:				JAMBA
PLANO:	CIMENTACIONES			E-01
PROFESIONAL RESPONSABLE:				01 DE 06
ESPECIALIDAD:	ESCALA:	SÍMBOLO:	FECHA:	HOJA:
ESTRUCTURAS	1/30	A.G.T.	AGOSTO 2020	



CORTE 1-1
ESC. 1/25

CORTE 2-2
ESC. 1/25

CORTE 3-3
ESC. 1/25

CORTE 4-4
ESC. 1/25

CORTE 5-5
ESC. 1/25

CORTE 6-6
ESC. 1/25

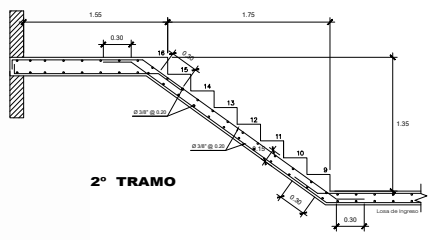
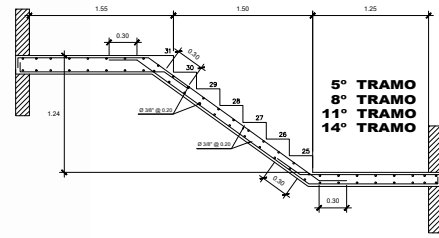
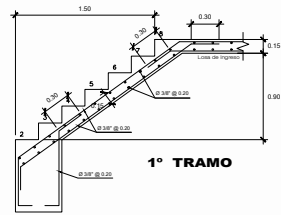
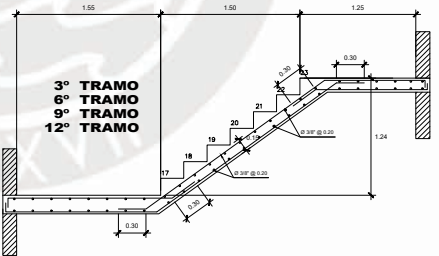
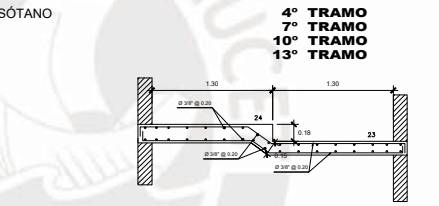
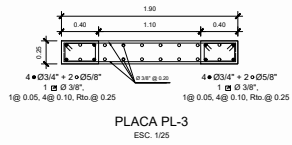
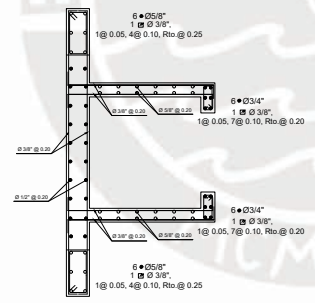
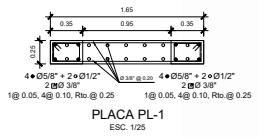
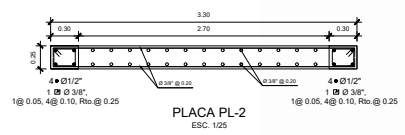
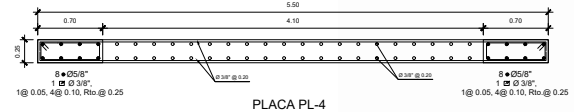
CORTE 7-7
ESC. 1/25

CORTE 8-8
ESC. 1/25

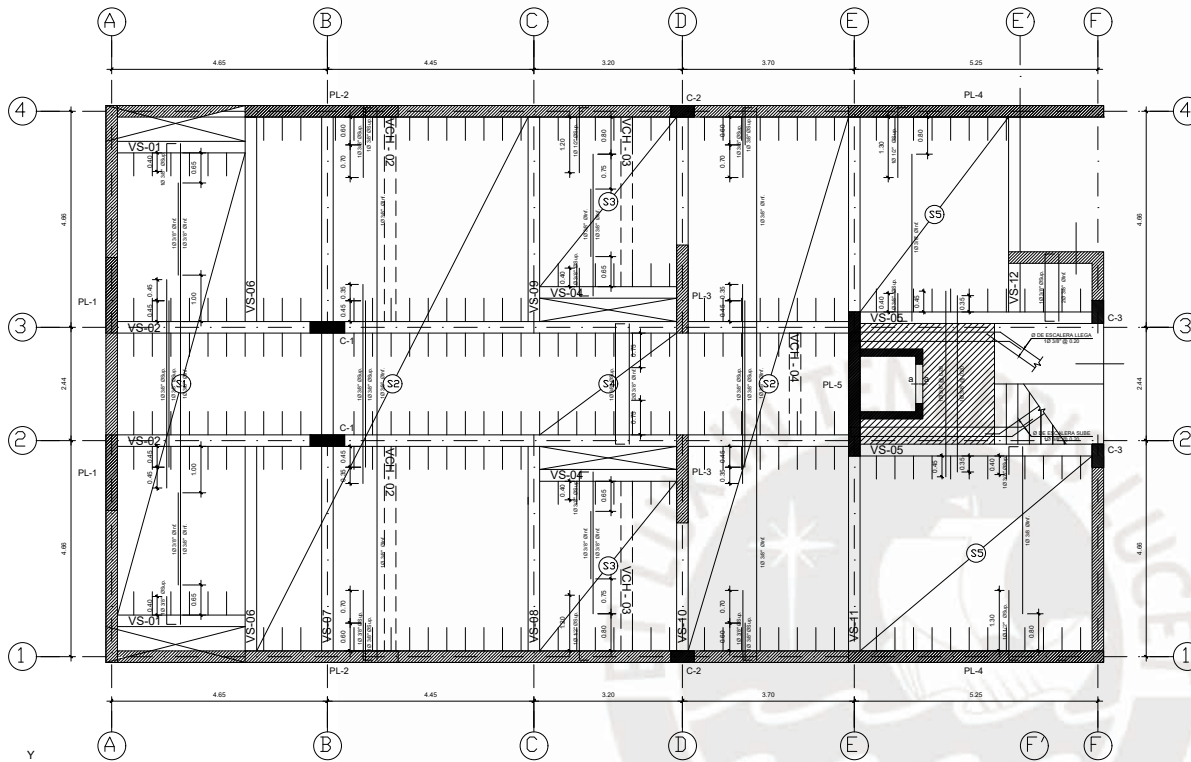
CORTE 9-9
ESC. 1/25

DETALLE DE MUROS DE SÓTANO
ESC. 1/25

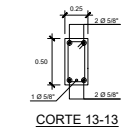
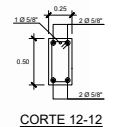
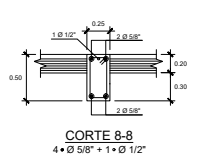
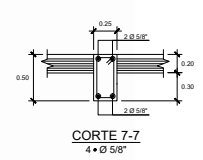
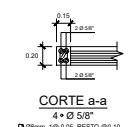
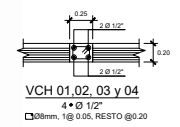
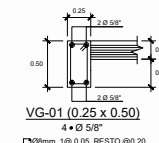
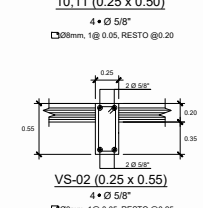
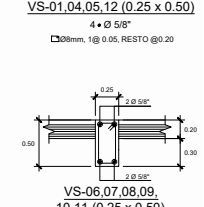
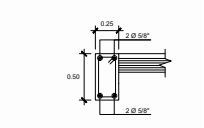
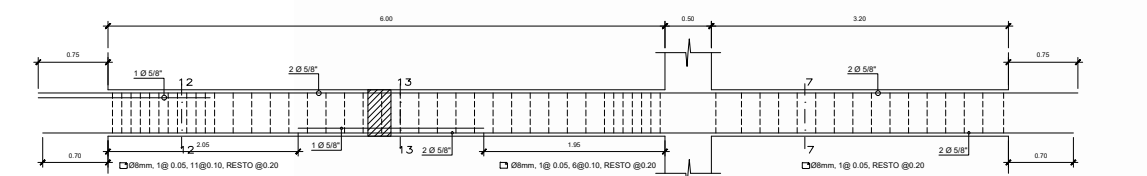
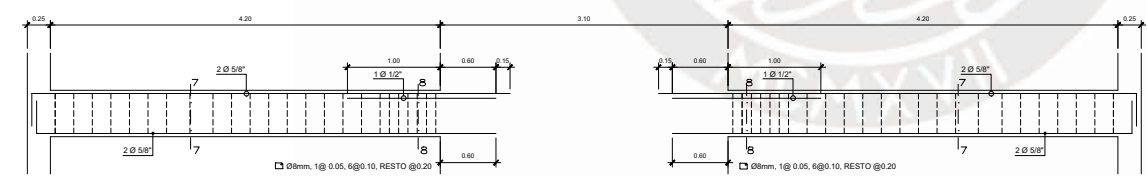
		CUADRO DE COLUMNAS		
TIPO		C-1	C-2	C-3
DIMENSION				
ACERO	SEMISOTANO	4 • Ø3/4" + 4 • Ø 5/8"	4 • Ø3/4" + 2 • Ø 5/8"	4 • Ø3/4" + 2 • Ø 5/8"
	1° PISO	4 • Ø3/4" + 4 • Ø 5/8"	4 • Ø3/4" + 2 • Ø 5/8"	4 • Ø3/4" + 2 • Ø 5/8"
	2° PISO	4 • Ø3/4" + 4 • Ø 5/8"	4 • Ø3/4" + 2 • Ø 5/8"	4 • Ø3/4" + 2 • Ø 5/8"
	3° PISO	4 • Ø3/4" + 4 • Ø 5/8"	4 • Ø3/4" + 2 • Ø 5/8"	4 • Ø3/4" + 2 • Ø 5/8"
ESTRIBOS	2° PISO	2 • Ø3/8" 18 @ 0.05, 58 @ 10 RES 10 @ 0.25	2 • Ø3/8" 18 @ 0.05, 58 @ 10 RES 10 @ 0.25	2 • Ø3/8" 18 @ 0.05, 58 @ 10 RES 10 @ 0.25
	4° PISO	2 • Ø3/8" 18 @ 0.05, 58 @ 10 RES 10 @ 0.25	2 • Ø3/8" 18 @ 0.05, 58 @ 10 RES 10 @ 0.25	2 • Ø3/8" 18 @ 0.05, 58 @ 10 RES 10 @ 0.25



PROPIETARIO:				SEÑA:
PROYECTO:	DETALLES COLUMNAS, MUROS, ESCALERA			LAMINA
PLANO:				E-02
PROFESIONAL RESPONSABLE:				02 DE 06
ESPECIALIDAD:	ESCALA:	FECHA:	SUBSCRIBIDO:	SEÑA:
ESTRUCTURAS	1/30		A.G.T.	AGOSTO 2020



ALIGERADO SOTANO (H=0.20)
 S/C = 200 Kg/m² ESCALA: 1/50



TRASLAPES Y EMPALMES PARA VIGAS Y ALIGERADOS

NOTAS

- 1- NO EMPALMAR MAS DEL 50% DEL AREA DE UNA MISMA SECCION
- 2- EN CASO DE NO EMPALMARSE EN LAS ZONAS INDICADAS O CON LOS PORCENTAJES ESPECIFICADOS, AUMENTAR LA LONGITUD DE EMPALME EN UN 10 %
- 3- PARA ALIGERADOS Y VIGAS CHATAS EL ACERO INFERIOR SE EMPALMARA SOBRE LOS APOYOS SIENDO LA LONGITUD DE EMPALME IGUAL A 25 CM PARA FERRO DE 30" Y 35 CM PARA 12" O 5/8"

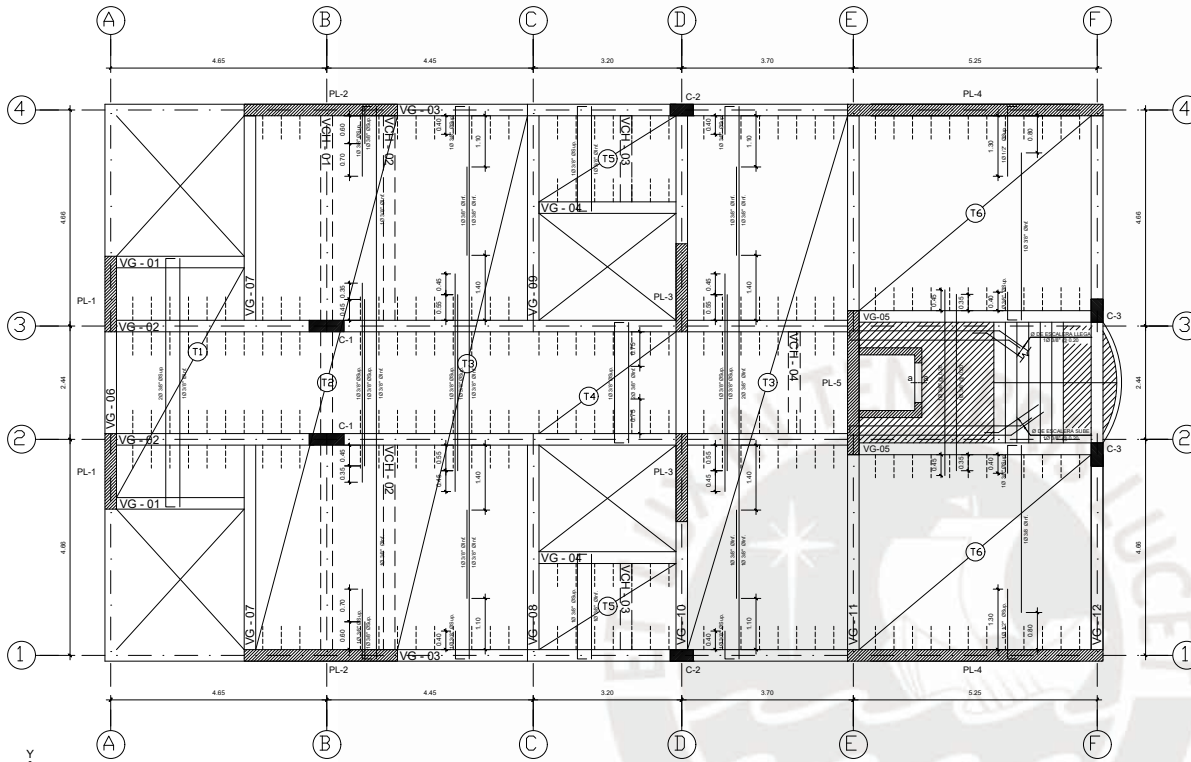
VALORES DE m

∅	REFUERZO INFERIOR	REFUERZO SUPERIOR
30"	1+0.30	1+0.30
35"	0.40	0.40
12"	0.40	0.40
5/8"	0.40	0.40
3/4"	0.60	0.60
1"	1.15	1.20

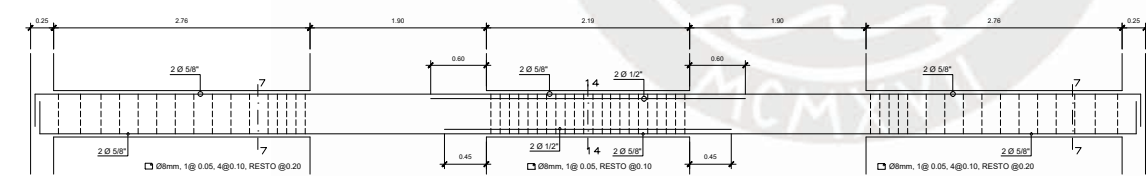
EMPALME VERTICAL

∅	X
3/8"	0.40
1/2"	0.40
5/8"	0.50
3/4"	0.60

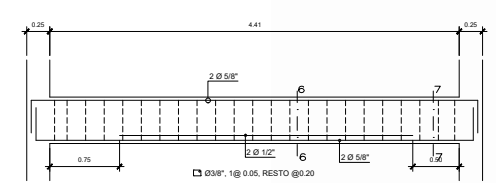
PROFETADO:	ISSA		
PROYECTO:	LAMMA		
PLANO:	ALIGERADO SEMISÓTANO		
PROFESIONAL RESPONSABLE:	E-03		
ESPECIALIDAD:	ESCALA:	FECHA:	OTRO:
ESTRUCTURAS	1/30	A.G.T.	AGOSTO 2020



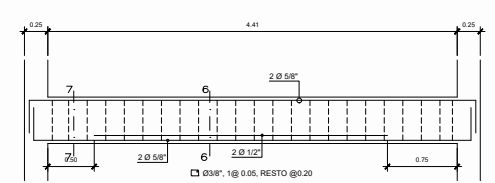
ALIGERADO TÍPICO 1°, 2° Y 3° PISO (H=0.20)
 S/C = 200 Kg/m² ESCALA: 1/50



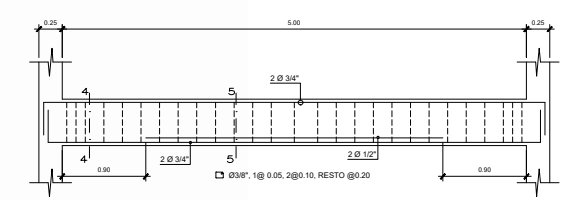
VG-10 (0.25 x 0.50)



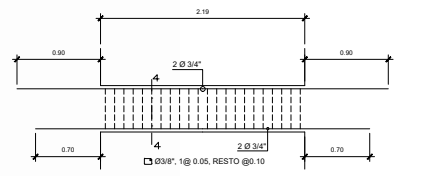
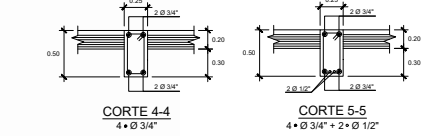
VG-08 (0.25 x 0.50)



VG-09 (0.25 x 0.50)



VG-05 (0.25 x 0.50)

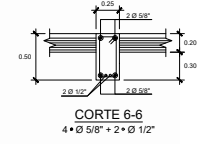


VG-06 (0.25 x 0.50)

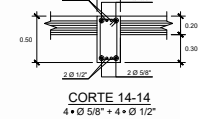


VG-07 (0.25 x 0.50)

VG-04 (0.25 x 0.50)

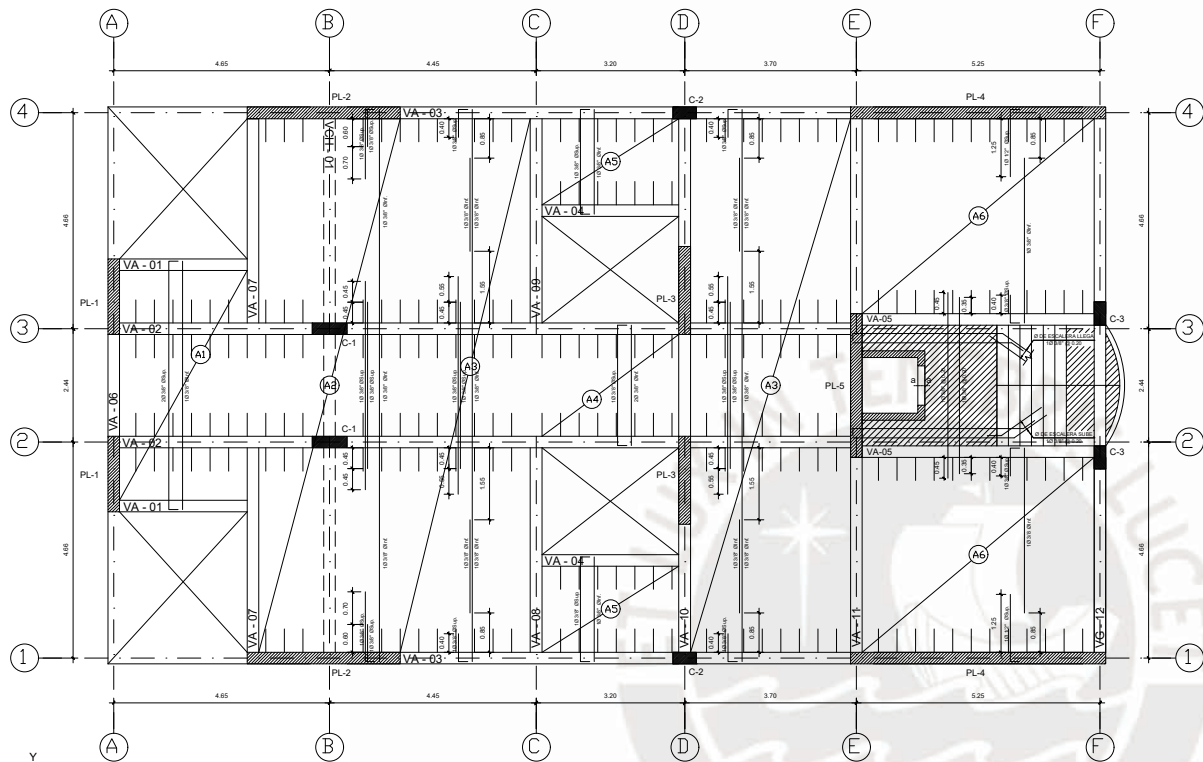


CORTE 6-6
4 • Ø 5/8" + 2 • Ø 1/2"

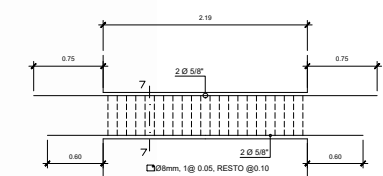


CORTE 14-14
4 • Ø 5/8" + 4 • Ø 1/2"

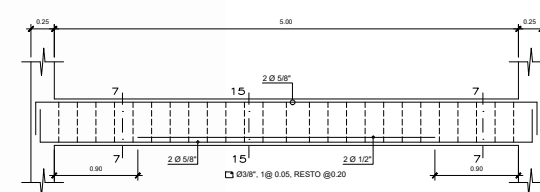
PROFETADO:	SEÑA:
PROYECTO:	LAMMA
PLANO:	ALIGERADO 1°, 2° Y 3° PISO
PROFESIONAL RESPONSABLE:	E-04
ESPECIALIDAD:	04 DE OB.
ESTRUCTURAS	ESCALA: 1/50
	FECHA: A.G.T.
	SEÑA: AGOSTO 2020



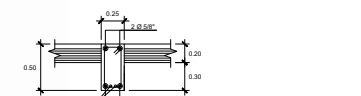
ALIGERADO 4° PISO (H=0.20)
 SIC = 100 Kg/m³ ESCALA: 1/50



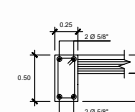
VA-06 (0.25 x 0.50)



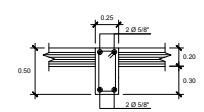
VA-05 (0.25 x 0.50)



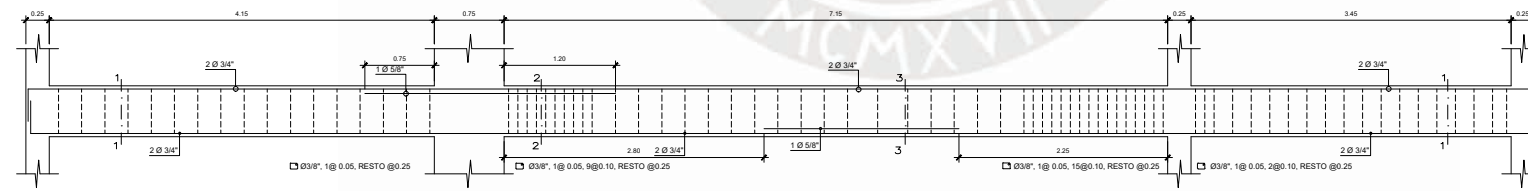
CORTE 15-15
 4 • Ø 5/8" + 2 • Ø 1/2"



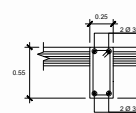
VA-07 (0.25 x 0.50)
 4 • Ø 5/8"



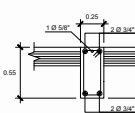
VA-08,09 (0.25 X 0.50)
 4 • Ø 5/8"



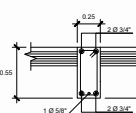
VG-02 (0.25 x 0.55)



CORTE 1-1
 4 • Ø 3/4"

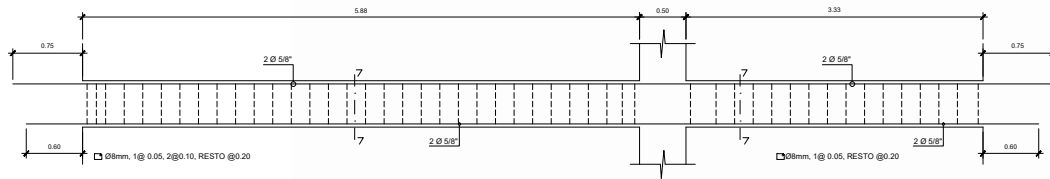


CORTE 2-2
 4 • Ø 3/4" + 1 • Ø 5/8"

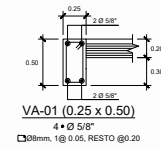


CORTE 3-3
 4 • Ø 3/4" + 1 • Ø 5/8"

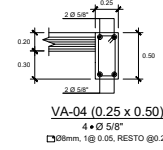
PROYECTADO:	SEÑA
PROYECTO:	LAMMA
PLANO:	ALIGERADO 4° PISO
PROFESIONAL RESPONSABLE:	E-05
ESPECIALIDAD:	OS DE OB
ESTRUCTURAS	SEÑA
ESCALA:	1/50
DIBUJO:	A.G.T.
FECHA:	AGOSTO 2020



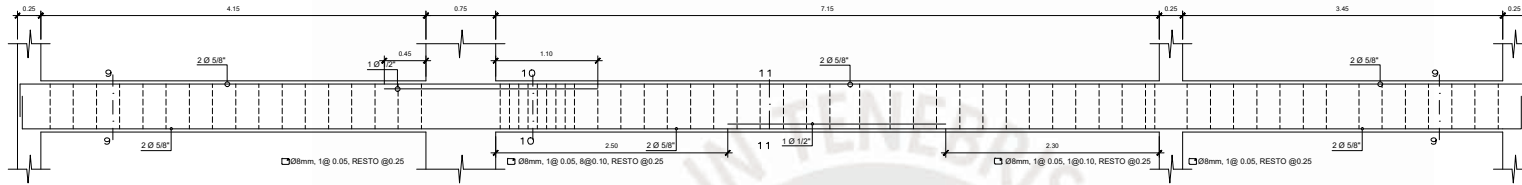
VA-03 (0.25 x 0.50)



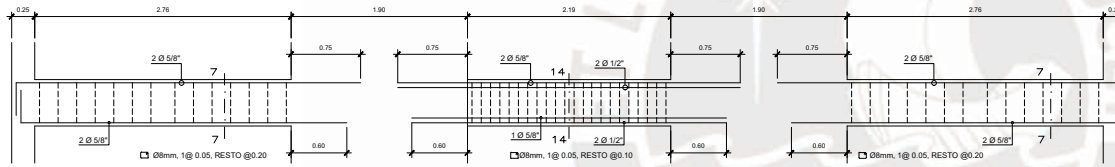
VA-01 (0.25 x 0.50)
4 • Ø 5/8"
Ø8mm, 1@ 0.05, RESTO @0.20



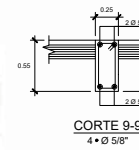
VA-04 (0.25 x 0.50)
4 • Ø 5/8"
Ø8mm, 1@ 0.05, RESTO @0.20



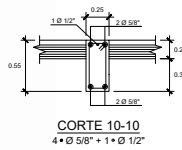
VA-02 (0.25 x 0.55)



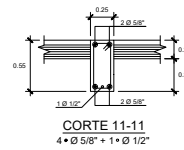
VA-10 (0.25 x 0.50)



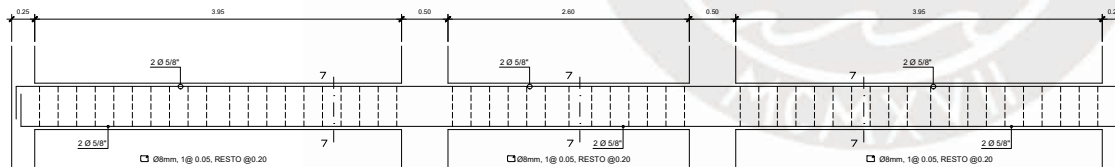
CORTE 9-9
4 • Ø 5/8"



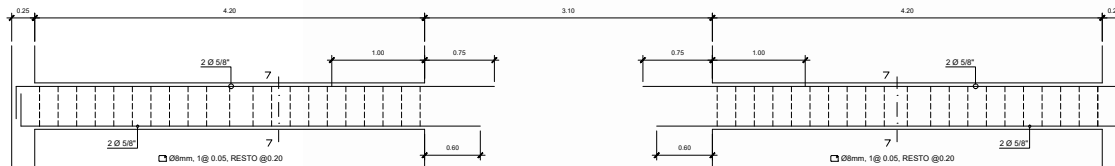
CORTE 10-10
4 • Ø 5/8" + 1 • Ø 1/2"



CORTE 11-11
4 • Ø 5/8" + 1 • Ø 1/2"



VG-12, VA-12 (0.25 x 0.50)



VA-11 (0.25 x 0.50)

PROFETARIO:			SEÑA:
PROYECTO:			LAMMA
PLANO:	VIGAS		E-06
PROFESIONAL RESPONSABLE:			08 DE 08
ESPECIALIDAD:	ESCALA:	FECHA:	SEÑA:
ESTRUCTURAS	1/30	A.G.T.	AGOSTO 2020