

PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ

FACULTAD DE CIENCIAS E INGENIERÍA



**DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO DE VIVIENDA DE CINCO
PISOS EN CONCRETO ARMADO**

Tesis para optar el Título profesional de Ingeniero Civil

AUTOR

RENZO WILLIAM CANAHUIRI PELAES

ASESOR

DANIEL ROBERTO QUIUN WONG

Lima, enero 2022



A mi mamá, hermana y a mi tía Carmen, por todo el apoyo y motivación brindada en todo este tiempo.

RESUMEN

La presente tesis envuelve el análisis, estructuración y el diseño estructural de un edificio multifamiliar ubicado en el distrito de Lince. La edificación en mención consta de 5 pisos, azotea, una cisterna con cuarto de bombas y un tanque elevado.

La edificación, la cual es de concreto armado, tiene un sistema estructural basado en muros estructurales en dirección X e Y. Además de los muros, la estructura presenta columnas, vigas, una caja de ascensor y de escaleras. En cuanto a los techos, se componen de losas aligeradas y macizas mientras que para la cimentación se cuenta con zapatas aisladas, zapatas combinadas, zapatas conectadas y para los muros que no sean de concreto se utilizarán cimientos corridos.

El desarrollo del presente trabajo de tesis comienza con la información principal del proyecto, los aspectos generales de diseño en concreto armado y se continúa con la estructuración de la edificación y el predimensionamiento de los diversos elementos estructurales.

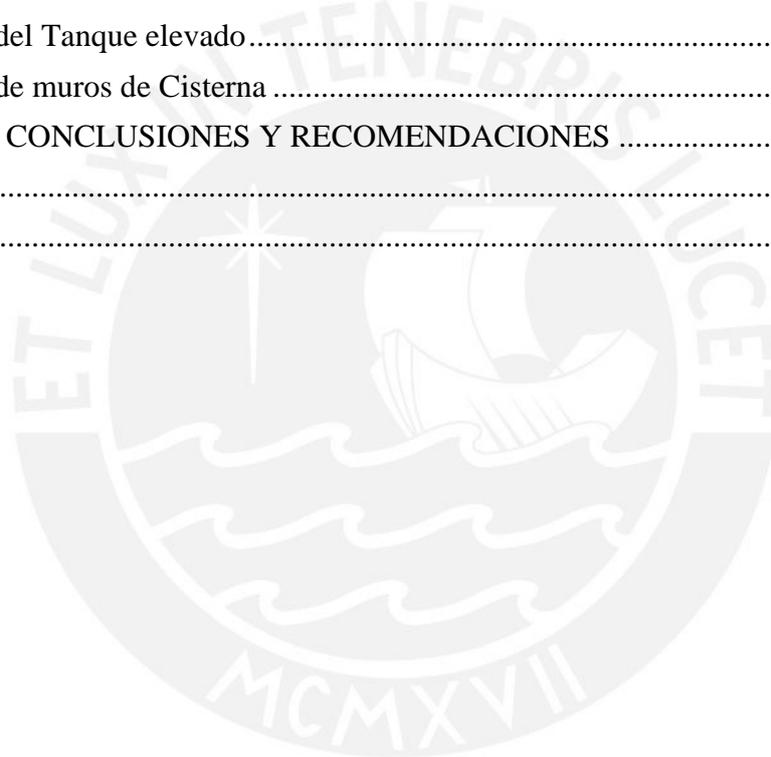
Luego, se efectúa el análisis sísmico tanto estático como dinámico, la verificación de irregularidades de la estructura y, con los resultados obtenidos, se diseñan los principales elementos estructurales del proyecto cumpliendo con los requisitos establecidos en las normas vigentes.

Finalmente, se indican las conclusiones y recomendaciones finales que se obtuvieron del proceso de diseño, anexando en la parte final los planos de la edificación.

ÍNDICE

CAPITULO 1: GENERALIDADES DEL PROYECTO	1
1.1. Descripción general del proyecto	1
1.2. Normatividad.....	2
1.3. Materiales empleados	2
CAPITULO 2: ASPECTOS GENERALES DEL DISEÑO	3
2.1. Diseño por Resistencia	3
2.2. Factores de reducción.....	4
2.3. Cargas y Combinaciones de carga	4
CAPITULO 3: ESTRUCTURACIÓN Y PREDIMENSIONAMIENTO.....	6
3.1. Estructuración.....	6
3.2. Predimensionamiento	7
CAPITULO 4: ANÁLISIS SÍSMICO	13
4.1. Parámetros Sísmicos	13
4.2. Peso de la Estructura	14
4.3. Modelo Estructural.....	15
4.4. Análisis Modal, Centros de masa y rigidez.....	16
4.5. Análisis Estático	17
4.6. Análisis Dinámico Modal Espectral.....	18
4.7. Resultados del Análisis Sísmico	19
CAPITULO 5: DISEÑO DE ELEMENTOS DE CONCRETO ARMADO	27
5.1. Diseño por flexión.....	27
5.2. Diseño por corte	28
5.3. Diseño por flexo-compresión	29
5.4. Diseño por Capacidad	30
5.5. Anclajes o Longitud de Desarrollo.....	31
5.6. Empalmes	33
CAPITULO 6: DISEÑO DE LOSAS	36
6.1. Diseño de losas aligeras	36
6.2. Diseño de losas macizas	44
CAPITULO 7: DISEÑO DE VIGAS	48
7.1. Metrado de cargas	48
7.2. Viga de gravedad VT-05 (25x50cm)	49
7.3. Viga sísmica VT-02 (25x50cm).....	54
CAPITULO 8: DISEÑO DE COLUMNAS	59
8.1. Metrado de cargas	59

8.2. Diseño por flexocompresión	60
8.3. Diseño por corte	62
CAPITULO 9: DISEÑO DE PLACAS	67
9.1. Metrado de cargas	67
9.2. Diseño por Flexo-compresión	68
9.3. Diseño por corte	76
CAPITULO 10: DISEÑO DE CIMENTACIONES	80
10.1. Diseño de Zapata aislada	80
10.2. Diseño de Zapata Conectada	84
CAPITULO 11: DISEÑO DE ELEMENTOS SECUNDARIOS	92
11.1. Diseño de escaleras	92
11.2. Diseño del Tanque elevado	94
11.3. Diseño de muros de Cisterna	97
CAPITULO 12: CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	100
Bibliografía	102
ANEXOS	103



Índice de Tablas

Tabla 2.1. Factores de reducción	4
Tabla 2.2. Combinaciones de carga	5
Tabla 2.3. Combinaciones de carga 2	5
Tabla 3.1. Peraltes mínimos a menos que se calculen deflexiones.....	8
Tabla 3.2. Losas críticas.....	9
Tabla 3.3. Predimensionamiento de columnas	11
Tabla 4.1. Factores de Suelo (izquierda) y Periodos (derecha)	13
Tabla 4.2. Peso de la estructura	14
Tabla 4.3. Resultados Análisis Modal	16
Tabla 4.4. Centro de Masa y Centro de Rigidez	17
Tabla 4.5. Verificación de Piso Blando en X-X	19
Tabla 4.6. Verificación de Piso Blando en Y-Y	20
Tabla 4.7. Verificación por Masa o Peso	20
Tabla 4.8. Verificación torsional en X-X.....	21
Tabla 4.9. Verificación torsional en Y-Y.....	22
Tabla 4.10. Verificación esquinas entrantes	22
Tabla 4.11. Verificación discontinuidad de diafragma.....	22
Tabla 4.12. Cortante en placas dirección X-X.....	23
Tabla 4.13. Cortante en placas dirección Y-Y	23
Tabla 4.14. Desplazamientos y derivas elásticos en X-X.....	24
Tabla 4.15. Desplazamientos y derivas elásticos en Y-Y	24
Tabla 4.16. Desplazamientos y derivas inelásticos en X-X.....	25
Tabla 4.17. Desplazamientos y derivas inelásticos en Y-Y.....	25
Tabla 5.1. Longitud de desarrollo barras superiores.....	32
Tabla 5.2. Longitud de desarrollo barras superiores.....	32
Tabla 5.3. Longitudes anclaje con gancho estándar	32
Tabla 5.4. Valores de empalme.....	34
Tabla 5.5. Empalmes por traslape en tracción	34
Tabla 5.6. Longitudes empalmes para columnas	35
Tabla 6.1. Metrado losa aligerada.....	36
Tabla 6.2. Resultados del diseño por flexión.....	38
Tabla 6.3. Verificación por corte	40
Tabla 6.4. Deflexiones Máximas Admisibles	42
Tabla 6.5. Metrado losa maciza	44
Tabla 6.6. Diseño por flexión. Dirección X-X.....	46
Tabla 6.7. Diseño por flexión. Dirección Y-Y.....	46

Tabla 7.1. Metrado viga de gravedad VT-05	48
Tabla 7.2. Metrado viga sísmica VT-02	49
Tabla 7.3. Momentos producidos por las cargas en la viga	50
Tabla 7.4. Combinaciones y envolvente de momentos.....	50
Tabla 7.5. Diseño por flexión viga VT-05	51
Tabla 7.6. Fuerzas cortantes viga VT-05	52
Tabla 7.7. Combinaciones y envolvente	52
Tabla 7.8. Diseño por corte.....	52
Tabla 7.9. Momentos producidos por las cargas en la viga VT-02	54
Tabla 7.10. Combinaciones y envolvente de momentos viga VT-02	54
Tabla 7.11. Diseño por flexión viga VT-02.....	55
Tabla 7.12. Cortante debido a cargas sísmicas amplificadas	56
Tabla 7.13. Cortante plástico	57
Tabla 7.14. Diseño por corte.....	57
Tabla 8.1. Metrado cargas C1	59
Tabla 8.2. Metrado cargas C2	59
Tabla 8.3. Solicitaciones columna C1.....	60
Tabla 8.4. Combinaciones de carga columna C1.....	60
Tabla 8.5. Datos columna C1.....	60
Tabla 8.6. Solicitaciones columna C2.....	61
Tabla 8.7. Combinaciones de carga columna C2.....	61
Tabla 8.8. Datos columna C2.....	62
Tabla 8.9. Cortante plástico C1.....	64
Tabla 8.10. Cortante debido a cargas sísmicas amplificadas C1	64
Tabla 8.11. Cortante plástico C2.....	65
Tabla 8.12. Cortante debido a cargas sísmicas amplificadas C2	65
Tabla 8.13. Confinamiento de las columnas	66
Tabla 9.1. Metrado placa P2	67
Tabla 9.2. Metrado placa P5	67
Tabla 9.3. Solicitaciones placa P2 Dirección X.....	71
Tabla 9.4. Solicitaciones placa P2 Dirección Y.....	71
Tabla 9.5. Solicitaciones placa P5 Dirección X.....	74
Tabla 9.6. Solicitaciones placa P5 Dirección Y.....	74
Tabla 9.7. Diseño corte placa P2.	77
Tabla 9.8. Diseño corte placa P5.	78
Tabla 10.1. Cargas zapata aislada de columna C-1	80
Tabla 10.2. Peraltes mínimos de las zapatas.....	85

Tabla 10.3. Solicitaciones Columna Medianera C2.....	85
Tabla 10.4. Solicitaciones Placa interna P6.....	85
Tabla 10.5. Resumen esfuerzos de zapatas.....	89
Tabla 10.6. Verificación por punzonamiento.....	89
Tabla 10.7. Verificación por cortante.....	90
Tabla 10.8. Diseño por flexión zapatas conectadas.....	90
Tabla 10.9. Diseño por flexión viga de cimentación.....	91
Tabla 11.1. Metrado escalera.....	92
Tabla 11.2. Metrado de cargas.....	95

Índice de Figuras

Figura 1.1. Planta primer piso.....	1
Figura 1.2. Planta típica del segundo al quinto piso.....	1
Figura 3.1. Planteamiento estructural planteado.....	7
Figura 4.1. Modelo estructural.....	15
Figura 4.2. Espectro de pseudo-aceleraciones.....	18
Figura 5.1. Diagrama de interacción. Resistencias nominales y de diseño.....	30
Figura 5.2. Anclaje con gancho estándar.....	33
Figura 5.3. DMF vigas y losas de gravedad (izquierda), vigas sísmicas (derecha).....	33
Figura 5.4. Empalmes para vigas, losas y aligerados.....	34
Figura 5.5. Empalmes traslapados para columna.....	35
Figura 6.1. Vigüeta típica de 20cm.....	36
Figura 6.2. Losa aligerada a analizar.....	36
Figura 6.3. Momentos flectores en las vigüetas (ton.m).....	37
Figura 6.4: Diagrama de fuerzas cortantes (ton).....	39
Figura 6.5. Corte de fierro según norma.....	42
Figura 6.6. Longitudes de corte típicas para aligerado.....	43
Figura 6.7. D.M.F del 2do tramo.....	43
Figura 6.8. Armado del aligerado.....	43
Figura 6.9. Losa maciza.....	44
Figura 6.10. Dirección X-X (ton.m).....	45
Figura 6.11. Dirección Y-Y (ton.m).....	45
Figura 6.12. DFC. Dirección X-X (Vu=1.94 ton).....	47
Figura 6.13. DFC. Dirección Y-Y (Vu=1.36 ton).....	47
Figura 6.14. Armado de losa maciza.....	47
Figura 7.1. Vista en planta de la viga VT-05.....	49

Figura 7.2. Vista en planta de la viga VT-02.....	49
Figura 7.3. Secciones de viga para M+ y M-.....	50
Figura 7.4. Armado viga VT-05 (25x50cm).....	53
Figura 7.5. Sección transversal viga VT-05 (25x50cm).....	53
Figura 7.6. Secciones en viga VT-02.....	54
Figura 7.7. Fuerza cortante de diseño en vigas (E.060).....	56
Figura 7.8. Requerimiento de estribos en vigas (E.060).....	56
Figura.7.9. Armado final viga VT-02 (25x50cm).....	58
Figura.7.10. Sección transversal viga VT-02 (25x50cm).....	58
Figura 8.1. Diagramas de interacción C1.....	61
Figura 8.2. Diagramas de interacción C2.....	62
Figura 8.3. Fuerza cortante de diseño en columnas.....	63
Figura 8.4. Estribos en columnas (E060).....	64
Figura 8.5. Diseño final columnas C1 (izquierda) y C2 (derecha).....	66
Figura 9.1. Elementos confinados en un muro (E060).....	69
Figura 9.2. Diagrama Interacción placa P2. X-X.....	72
Figura 9.3. Diagrama Interacción placa P2. Y-Y.....	72
Figura 9.4. Diagrama Interacción placa P5. X-X.....	75
Figura 9.5. Diagrama Interacción placa P5. Y-Y.....	75
Figura 9.6. Armado placa P2.....	79
Figura 9.7. Armado placa P5.....	79
Figura 10.1. Armado zapata aislada.....	84
Figura 10.2. Análisis Cargas de Servicio.....	86
Figura 10.3. Análisis Sismo en dirección +Y-Y.....	87
Figura 10.4. Análisis Sismo en dirección -Y-Y.....	88
Figura 10.5. Análisis Sismo en dirección transversal.....	88
Figura 10.6. Diagrama de Fuerzas Cortantes en la viga (ton).....	90
Figura 10.7. Diagrama de Momento Flectores en la viga (ton.m).....	90
Figura 10.8. Armado del refuerzo longitudinal y transversal de la Viga de Cimentación.	91
Figura 11.1. DMF envolvente.....	92
Figura 11.2. DFC envolvente.....	93
Figura 11.3. Tramo 1 en escalera en pisos típico.....	94
Figura 11.4. Distribución de presiones en pared lateral.....	95
Figura 11.5. DMF (ton.m).....	95
Figura 11.6. DFC (ton).....	96
Figura 11.7. Distribución de refuerzo en pared (izquierda) y base (derecha).....	96
Figura 11.8. Dimensionamiento de cisterna y cuarto de bombas.....	97

Figura 11.9. Diagrama de fuerzas cortantes (kg).....98
Figura 11.10. Diagrama de momentos flectores (kg.m)98
Figura 11.11. Distribución acero en muros de cisterna99



CAPITULO 1: GENERALIDADES DEL PROYECTO

1.1. Descripción general del proyecto

La estructura a diseñar corresponde a una edificación multifamiliar sin sótanos ubicada en el distrito de Lince, la cual se compone de 5 pisos, una cisterna y cuarto de bombas, una azotea y un tanque elevado. Tiene un área total de 444 m² y estará cimentada sobre un suelo portante de 4 kg/cm².

El primer nivel tiene una altura de 2.9m y es destinado para los estacionamientos, áreas de depósito y zona de entrada del edificio mientras que los demás niveles son pisos típicos con altura de entrepiso de 2.40 m. Las plantas del segundo al quinto piso constan de 2 departamentos por nivel, una escalera y un ascensor. Finalmente, sobre la azotea se encuentra el tanque elevado y el cuarto máquinas del edificio.

Se presentan las plantas de arquitectura del primer nivel y de un nivel típico:

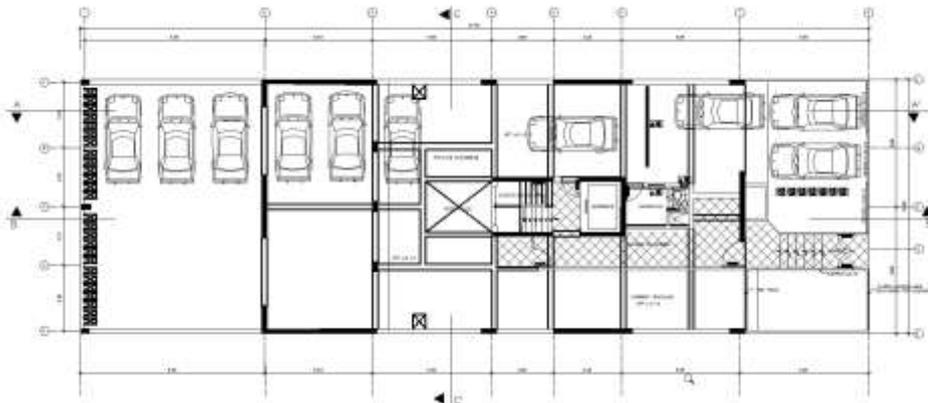


Figura 1.1. Planta primer piso

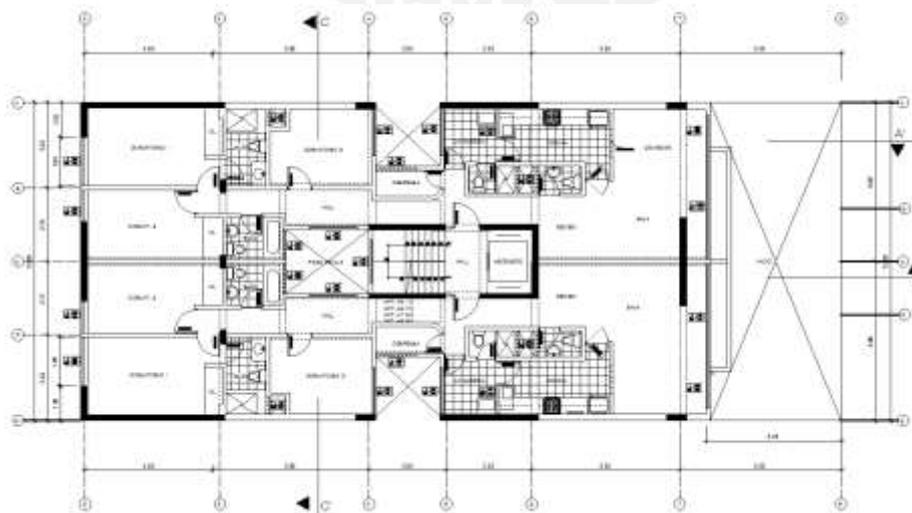


Figura 1.2. Planta típica del segundo al quinto piso

1.2. Normatividad

Las normas a utilizar en la presente tesis serán las pertenecientes al Reglamento Nacional de Edificaciones (RNE) y se indican a continuación:

- NTE E.020 Cargas (2006)
- NTE E.030 Diseño sismorresistente (2018)
- NTE E.050 Suelos y Cimentaciones (2018)
- NTE E.060 Concreto Armado (2009)
- NTE E.070 Albañilería (2006)

1.3. Materiales empleados

Se presentan los materiales empleados en el diseño de la edificación junto con las características más importantes de cada uno:

Concreto Armado: Para los elementos estructurales

- Resistencia a la compresión: $f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$
- Módulo de elasticidad (E_c) = $15000 * \sqrt{f'c} = 217370 \text{ kg/cm}^2$
- Módulo de Poisson (ν) = 0.15
- Peso específico (γ) = 2400 kg/m^3

Concreto Simple: Para los sobrecimientos, solados, etc.

- Resistencia a la compresión: $f'c = 100 \text{ kg/cm}^2$
- Módulo de elasticidad del concreto simple (E_c) = $15000 * \sqrt{f'c} = 150000 \text{ kg/cm}^2$
- Peso específico (γ) = 2300 kg/m^3

Acero corrugado: Las barras de refuerzo

- Acero corrugado Gr 60
- Esfuerzo de fluencia (f_y) = 4200 kg/cm^2
- Módulo de elasticidad del acero (E_s) = 2000000 kg/cm^2
- Esfuerzo último (f_u) = 5250 kg/cm^2

Albañilería: Para la tabiquería de la estructura

- Módulo de elasticidad de la albañilería (E_m) = 32500 kg/cm^2
- Módulo de corte (G_m) = 13000 kg/cm^2
- Peso específico (γ) = 1800 kg/m^3

Agua: Usado en el tanque elevado

- Peso específico (γ) = 1000 kg/m^3 .

CAPITULO 2: ASPECTOS GENERALES DEL DISEÑO

2.1. Diseño por Resistencia

El diseño de la estructura y los elementos estructurales será basado en el Diseño por Resistencia. Este método implica que, para todas las secciones de un elemento, la resistencia de diseño “ ϕR_n ” debe ser mayor o igual a las resistencias solicitadas “ R_u ” (E.060,2009). Lo indicado se representa con la siguiente expresión:

$$\phi R_n \geq R_u \quad (2.1)$$

Las resistencias solicitadas se calculan a partir de las cargas y fuerzas con un factor de amplificación en las combinaciones respectivas. El diseño por resistencia es en esencia un método por estados límites, centrándose principalmente en los estados límites últimos (Ottazzi, 2016). El factor “ ϕ ” representa el coeficiente de reducción que afecta a las resistencias nominales y se da para las distintas solicitaciones.

Estados límites de la estructura

El estado límite de una estructura o un elemento estructural se da cuando el elemento ya no tiene la capacidad de seguir cumpliendo con alguna de las funciones para lo cual fue diseñada. Los estados límites se presentan en 3 grupos: estados límites últimos, estados límites de servicio y estados límites especiales.

- Estado límite último: Implica un colapso completo o parcial del elemento o edificación. Ejemplos: pérdida de equilibrio, formación de rótulas plásticas, fatiga, etc.
- Estado límite de servicio: El desempeño de la estructura ante cargas de servicio no es el adecuado. Ejemplos: Deflexiones y Fisuración excesiva, corrosión del refuerzo, vibración indeseable, etc.
- Estados límites especiales: Se presentan debido a cargas o condiciones inusuales las cuales involucran daño o colapso de la estructura.

2.2. Factores de reducción

Se presentan los factores de reducción (ϕ) mencionadas en la expresión (2.1) las cuales inciden en las resistencias nominales de los elementos y se dan para distintas sollicitaciones.

Tabla 2.1. Factores de reducción

Solicitación	Factor de reducción (ϕ)
Flexión	0.90
Cortante	0.85
Torsión	0.85
Compresión	0.70
Flexo-compresión (Con elementos con estribos)	0.70
Aplastamiento del concreto	0.70
Concreto simple (sin armaduras)	0.65

2.3. Cargas y Combinaciones de carga

2.3.1. CARGAS DE LA ESTRUCTURA

La estructura estará sometida a cargas y sollicitaciones de diversos tipos. La norma E.020 detalla las principales cargas de diseño que afectan a una estructura:

- Carga muerta (CM)

Es el peso permanente o con una variación en su magnitud, pequeña en el tiempo. Actúan en dirección de la gravedad e incluyen: peso propio de los elementos, tabiquería, piso terminado, etc. Actúan en dirección de la gravedad

- Carga viva (CV)

Es el peso de los elementos móviles soportados por la edificación y actúan en dirección de la gravedad. La estructura en análisis al ser una edificación de vivienda, tendrá una sobrecarga de 200 kg/m^2 en todos los niveles salvo en la azotea que presenta una sobrecarga de (100 kg/m^2) .

- Carga de sismo (CS)

Son las cargas originadas por los eventos sísmicos. Se calculan usando el espectro de respuesta indicado en la norma E.030.

En el proyecto se presentan también cargas adicionales:

- Carga debido a peso y presión de los líquidos (CL)

Es la carga ejercida por el agua en la estructura del tanque elevado la cual actúa vertical y lateralmente en las paredes del tanque.

- Carga debido al empuje lateral de los suelos (CE)

Es la carga ejercida por el suelo en las paredes laterales de la cisterna y cuarto de bombas.

2.3.2. COMBINACIONES DE CARGA

Usando el diseño por resistencia, se amplifican las cargas de servicio llevándolas a un estado último mediante la combinación de ellas. La norma E.060 indica las combinaciones con las cuales mediante una envolvente de estas se realizará el diseño de los elementos.

Tabla 2.2. Combinaciones de carga

Combinaciones de cargas	
CU1	1.4CM+1.7CV
CU2	1.25CM+1.25CV+CS
CU3	1.25CM+1.25CV-CS
CU4	0.9CM+CS
CU5	0.9CM-CS

Así también se tienen las combinaciones aplicadas en estructuras particulares como el tanque elevado o la cisterna de la edificación.

Tabla 2.3. Combinaciones de carga 2

Combinaciones de cargas	
CU6	1.4CM+1.7CV+1.4CL
CU7	1.4CM+1.7CV+1.7CE

CAPITULO 3: ESTRUCTURACIÓN Y PREDIMENSIONAMIENTO

3.1. Estructuración

El Perú al ser un país altamente sísmico debe contar con estructuras que sean capaces de, principalmente, salvaguardar la vida de las personas. Para lograr este objetivo, es importante una buena estructuración acompañado de un eficiente diseño y procesos constructivos de calidad.

El ingeniero Antonio Blanco (1994) señala ciertos criterios para una buena estructuración de la edificación con el fin de garantizar que el comportamiento de la edificación ante las sollicitaciones de sismo y gravitatorias sea mejor. Algunos de estos criterios son los siguientes:

- Estructuras simples y simétricas
- Estructuras resistentes y dúctiles
- Hiperasticidad y monolitismo
- Estructuras uniformes y continuas
- Rigidez lateral
- Diafragma rígido

Planteamiento estructural

El planteamiento de la edificación estructural se basará en un sistema de muros de concreto en sus dos direcciones con el fin de darle una buena rigidez al edificio en ambos sentidos. La planta del edificio es de forma rectangular por lo que de no llegarse a ubicar los muros de concreto en posiciones adecuadas, estos pueden originar que el centro de masa este alejado del centro de rigidez generando así problemas de torsión. Se plantea una estructuración con un eje de simetría en la dirección X-X. Se propone una planta típica para todos los niveles a excepción del último pues corresponde al de la azotea, la cual carga menos peso que los otros niveles al no colocarse tabiquería sobre esta. Los techos de los pisos típicos serán principalmente de aligerado de 20 cm y se propone colocar losas macizas del mismo peralte en la parte central para garantizar un correcto desempeño de los diafragmas al tener paños abiertos por la ubicación de la escalera, ascensor y ducto en una zona.

Así también, se propone plantear las vigas y columnas con dimensiones típicas las cuales trabajarían en su mayoría cargas de gravedad, siendo los muros los principales elementos encargados de recibir y soportar las fuerzas sísmicas. Se acompañará las losas aligeradas con vigas chatas en el caso haya tabiquería en la dirección de la vigueta.

Finalmente se presenta la estructuración de la planta del nivel típico propuesto en el planteamiento estructural.

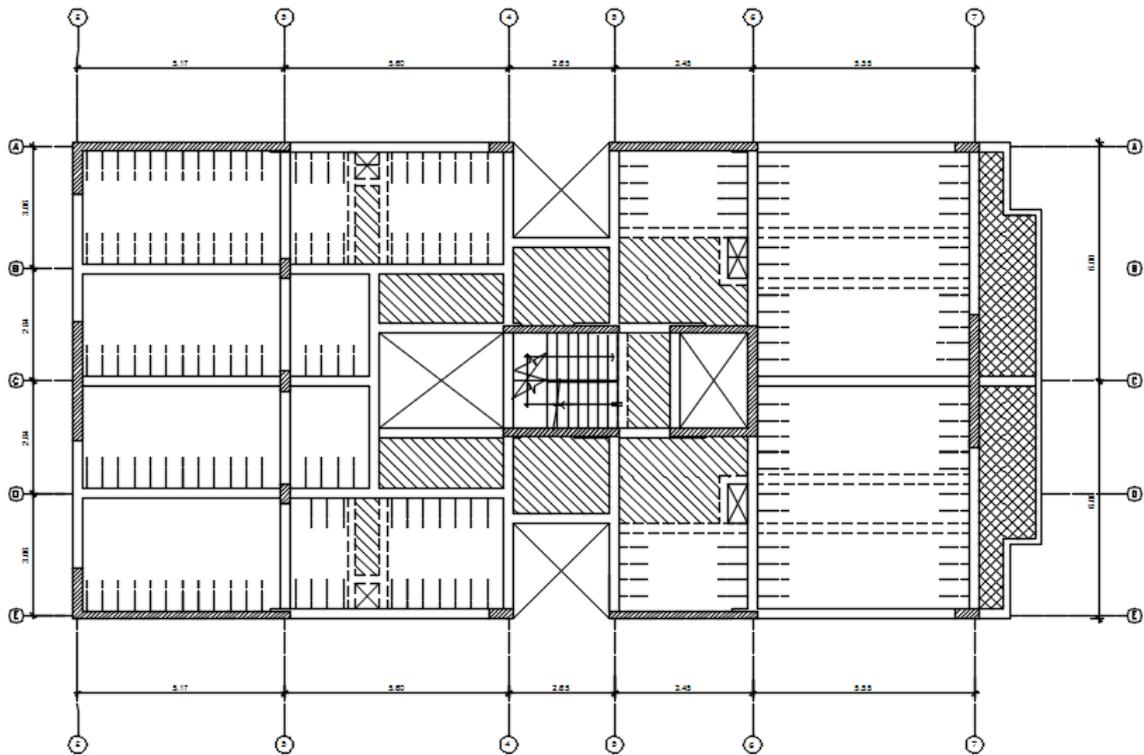


Figura 3.1. Planteamiento estructural planteado

3.2. Predimensionamiento

La predimensión de los elementos que componen la estructura se basó en las formulaciones encontradas en el libro del Ing. Blanco (1994) y las norma E.060 de concreto armado. A su vez, se acompañó de criterios propios los cuales no modifiquen en gran magnitud el planteamiento arquitectónico dado. El predimensionamiento nos acerca a valores cercanos a las secciones finales de los elementos, sin embargo, estas serán verificadas en capítulos posteriores con el fin de cumplir los requisitos de diseño de cada elemento.

3.2.1. LOSAS ALIGERADAS

Para las losas aligeradas en 1 dirección el Ing. Blanco (1994) recomienda los siguientes criterios:

$h = 17 \text{ cm. Para } L < 4\text{m}$

$h = 20 \text{ cm. Para } 4\text{m} < L < 5.5\text{m}$

$h = 25 \text{ cm. Para } 5\text{m} < L < 6.5\text{m}$

$h = 30 \text{ cm. Para } 6\text{m} < L < 7.5\text{m}$

Siendo “h” el espesor total de la losa aligerada y “L” la luz del paño de losa.

Análisis de la estructura para el predimensionamiento.

En la edificación en estudio la mayor luz de las losas aligeradas es de 5.3m (ubicada entre los ejes 6 y 7). Debido a esto, se planteó colocar un peralte de 20 cm a las losas aligeradas de los pisos típicos a pesar de que incluso haya paños con luces más cortas para de esta manera darle uniformidad a toda la planta. Para el nivel de la azotea se plantea colocar un aligerado de 17 cm en los paños en los cuales la luz sea menor a 4m y no cargue tabiquería, mientras que para los paños más grandes se seguirá con un peralte de 20cm como en los pisos típicos.

La norma E.060 indica que se deben de cumplir ciertos peraltes mínimos mostrados en la siguiente tabla para no verificar deflexiones.

Tabla 3.1. Peraltes mínimos a menos que se calculen deflexiones

	Simplemente apoyados	Con un extremo continuo	Ambos extremos continuos	En voladizo
Losas macizas en 1 dirección	L/20	L/24	L/28	L/10
Vigas o losas nervadas en una dirección	L/16	L/18.5	L/21	L/8

Se muestra a continuación las losas más críticas de la edificación en estudio:

Tabla 3.2. Losas críticas

	Eje	Luz (m)	Peralte mínimo (cm)	Peralte propuesto (cm)	Conclusión
Simplemente apoyado	-	-	-	-	-
Con un extremo continuo	6-7	3.45	18.6	20	Cumple
Ambos extremos continuos	6-7	5.55	26.4	20	Requiere Control de Deflexiones
Voladizo	-	-	-	-	-

Se observa en la tabla que la losa aligerada de 20 cm entre los ejes 6-7 requiere control de deflexiones. Se realizará esa verificación en capítulos posteriores.

3.2.2. LOSAS MACIZAS

Se recomienda para las losas macizas espesores menores en 5cms a lo considerado en losas aligeradas. De tal forma se tiene:

$$h = 12 \text{ ó } 13 \text{ cm.} \quad L \leq 4\text{m}$$

$$h = 15 \text{ cm.} \quad L \leq 5.5\text{m}$$

$$h = 20 \text{ cm.} \quad L \leq 6.5\text{m}$$

$$h = 25 \text{ cm.} \quad L \leq 7.5\text{m}$$

La norma E.060 indica que el espesor mínimo para las losas con vigas que se extienden entre todos los apoyos en todos sus lados debe ser:

- Caso 1: Para $afm \leq 0.2$, se aplican las disposiciones de 9.6.3.2
- Caso 2: Para $0.2 \leq afm \leq 2$, h no debe ser menor que:

$$h = \frac{\ln(0.8 + \frac{fy}{14000})}{36 + 5\beta (afm - 0.2)} \quad (3.1)$$

- Caso 3: Para $2 \leq afm$, h no debe ser menor que:

$$h = \frac{\ln(0.8 + \frac{fy}{14000})}{36 + 9\beta} \quad (3.2)$$

Pero no menor que 90mm

Donde

$af = \frac{Ecb*lb}{Ecs*Is}$: relación de inercias y módulos de elasticidad de las vigas con respecto a las losas.

$\beta = \text{Luz libre mayor} / \text{luz libre menor}$

Se tienen los siguientes resultados para la losa en estudio:

$$\beta = 3.2 \text{ m} / 2.2 \text{ m} = 1.45$$

$$af = 3.91$$

Debido a que $af \geq 2$, corresponde tomar el Caso 3.

$h_{\min} = 7.17 \text{ cm} \leq 9 \text{ cm}$, se considera como peralte mínimo: 9 cm

Análisis de la estructura para el predimensionamiento.

En este proyecto se tiene losas macizas con luces menores a 4 m en la parte central de la planta por lo que bastaría con colocar una losa con un peralte de 13 cm. Sin embargo, se utilizará losas macizas de 20 cm en todos los niveles para darle una mayor rigidez a la planta debido a que en la zona en que se encuentran las losas están los ductos, escaleras y la caja de ascensores. Así también, para los volados se utilizarán losas de 15 cm.

3.2.3. VIGAS

En el caso del predimensionamiento de las vigas, el Ing. Antonio Blanco menciona los siguientes criterios:

- $L / 12 \leq h \leq L / 10$.
- $0.3h \leq b \leq 0.5h$.
- Los anchos de las vigas sísmicas no tendrán un ancho menor a 25 cm.

Donde “h” es el peralte de la viga y “b” su ancho. Se muestran secciones de vigas típicas (medidas en cm):

$$L \leq 5.5\text{m} \quad 25 \times 50, 30 \times 50$$

$$L \leq 6.5\text{m} \quad 25 \times 60, 30 \times 60, 40 \times 60$$

Al igual que en las viguetas, las deflexiones de las vigas también serán controladas si es que los peraltes son menores a los indicados en la tabla 3.1.

Análisis de la estructura para el predimensionamiento.

En la estructura se uniformizó todas las vigas con dimensiones de 25x50cm puesto que la luz más grande es de 5.4 m. Para las vigas chatas se usaron vigas de 25x20cm y 20x20cm, mientras que para los volados se mantuvo el peralte para no cambiar la arquitectura dada.

No es necesario una verificación de deflexiones en vigas en el proyecto debido a que el peralte mínimo en el caso más crítico sería:

$$L/16 = 540 \text{ cm}/16 = 33.76 \text{ cm}$$

Requisito que se cumple al tener todas las vigas peraltes de 50 cm (excluyendo las vigas chatas).

3.2.4. COLUMNAS

En el caso de las columnas, siguiendo con las pautas para el predimensionamiento del Ing. Blanco, los criterios que se usan son los mencionados a continuación.

- Para edificaciones con muros de corte en ambas direcciones en las que los muros son los que toman principalmente la rigidez lateral y resistencia, las columnas interiores se predimensionan con un área dada por:

$$\text{Área de columna} = \frac{P(\text{servicio})}{0.45 f'c} \quad (3.3)$$

- En cuanto a las columnas exteriores (esquineras o laterales) las cuales tienen menor carga axial se tiene:

$$\text{Área de columna} = \frac{P(\text{servicio})}{0.35 f'c} \quad (3.4)$$

Análisis de la estructura para el predimensionamiento.

Se considerará un peso por piso de 1 tonf/m² y el edificio cuenta con 5 niveles.

Tabla 3.3. Predimensionamiento de columnas

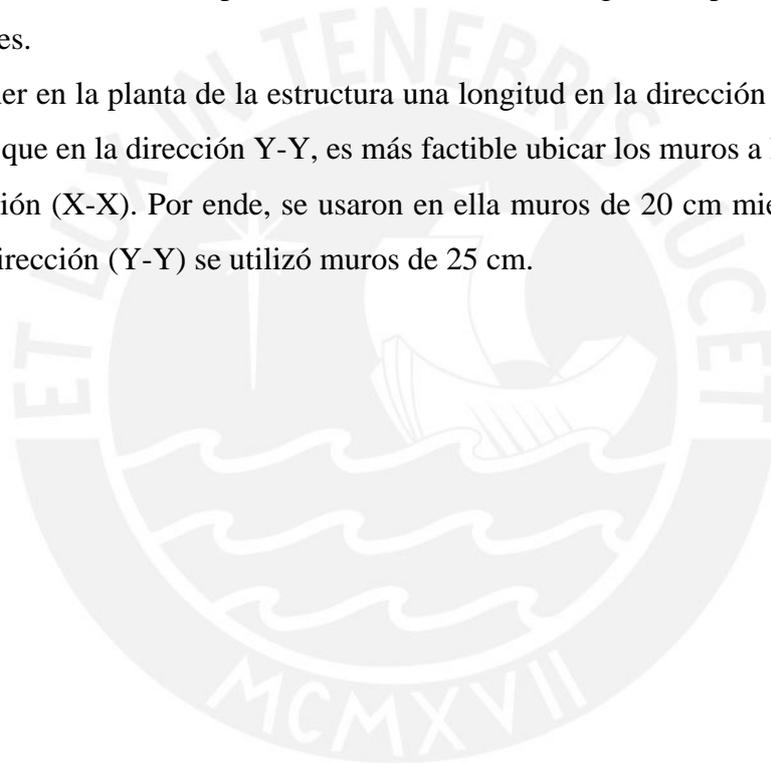
Columna	Tipo de columna	Área tributaria	P=#pisos x Á _{trib}	Área requerida	Sección seleccionada	Área colocada
		m ²	ton	cm ²	cm x cm	cm ²
C1	exterior	7.25	36.3	493.2	C60x25	1500
C2	exterior	11.83	59.2	804.8	C60x25	1500
C3	interior	16.32	81.6	1110.2	C25X50	1250
C4	interior	13.83	69.2	940.8	C25X50	1250

Las dimensiones de las columnas colocadas se escogieron con el fin de satisfacer los requisitos indicados y amoldarse a la arquitectura de la edificación.

3.2.5. MUROS DE CORTE

Para los muros o placas no se tienen expresiones específicas para un predimensionamiento, sin embargo, se mencionan a continuación algunas pautas para la elección de la distribución y espesor de estos:

- La norma E.060 menciona que el grosor de la placa no debe ser menor de la veinticincoava parte del peralte de los elementos que le dan soporte lateral ni menos de 15 cm.
- Se busca tener una estructura simétrica de tal forma que las ubicaciones y longitudes de los muros favorezcan a que el centro de masa y centro de rigidez estén lo más cercano posible de tal forma de no generar posibles efectos de torsores.
- Al tener en la planta de la estructura una longitud en la dirección X-X de casi el doble que en la dirección Y-Y, es más factible ubicar los muros a lo largo de esta dirección (X-X). Por ende, se usaron en ella muros de 20 cm mientras que para otra dirección (Y-Y) se utilizó muros de 25 cm.



CAPITULO 4: ANÁLISIS SÍSMICO

Se realiza la verificación tal que la estructura satisfaga los requerimientos mínimos indicados en la norma de Diseño Sismorresistente E.030.

4.1. Parámetros Sísmicos

Los parámetros se utilizarán para llevar a cabo el análisis dinámico y estático de la edificación. Estos parámetros son los siguientes:

a). Factor de Zonificación (Z)

El proyecto de edificación está ubicado en el departamento de Lima la cual se encuentra dentro de la zona 4. Se considera un valor de 0.45 veces el valor de la aceleración de la gravedad por lo que se tomará $Z=0.45$

b). Factor de Uso (U)

La edificación está destinada para viviendas, la cual al estar en la categoría de Edificación Común tiene un factor de $U=1.0$.

c). Factor de Suelo (S)

Se considerará que la edificación está sobre un suelo con perfil tipo S1 (Roca o Suelo muy rígido) y que al pertenecer a la Zona 4 se tiene un factor de $S_1= 1$. Así también, bajo esta condición, los periodos T_P y T_L son 0.4 y 2.5 respectivamente. Estos valores se obtienen de las tablas N°3 y N°4 de la norma E.030:

Tabla 4.1. Factores de Suelo (izquierda) y Periodos (derecha)

FACTOR DE SUELO "S"				
SUELO ZONA	S ₀	S ₁	S ₂	S ₃
Z ₄	0,80	1,00	1,05	1,10
Z ₃	0,80	1,00	1,15	1,20
Z ₂	0,80	1,00	1,20	1,40
Z ₁	0,80	1,00	1,60	2,00

PERÍODOS "T _P " Y "T _L "				
	Perfil de suelo			
	S ₀	S ₁	S ₂	S ₃
T _P (s)	0,3	0,4	0,6	1,0
T _L (s)	3,0	2,5	2,0	1,6

d). Factor de Amplificación Sísmica (C)

Es el factor de amplificación de la aceleración estructural con respecto de la aceleración del terreno. Es dependiente del periodo fundamental de la estructura (T) y se define mediante las siguientes expresiones:

$$T < T_p \quad C = 2.5 \quad (4.1)$$

$$T_p < T < T_l \quad C = 2.5 * \left(\frac{T_p}{T}\right) \quad (4.2)$$

$$T > T_l \quad C = 2.5 * \left(\frac{T_p * T_l}{T^2}\right) \quad (4.3)$$

e). Coeficiente de Reducción Sísmica (R)

Es el coeficiente que se le asigna al edificio dependiendo del sistema de estructuración sismorresistente en cada dirección de análisis y según la regularidad de la estructura. La norma define este valor mediante la siguiente expresión:

$$R = R_o * I_p * I_a \quad (4.4)$$

R_o = Coeficiente básico de reducción.

I_p = Factor de irregularidad en planta

I_a = Factor de irregularidad en altura

Se considerará que el edificio en estudio tendrá un sistema de muros estructurales ($R=6$) en las dos direcciones y no presenta irregularidades por lo que I_a e I_p toman valores de 1. Finalmente, el valor de R queda de la siguiente manera:

$$R = R_o * I_a * I_p \rightarrow R = 6 * 1 * 1 \rightarrow R = 6$$

4.2. Peso de la Estructura

El peso a considerar para efectuar el análisis sísmico de acuerdo a la norma E.030 será el total de la carga muerta más la cuarta parte de la carga viva para edificaciones comunes.

El peso total de la estructura es de 1822 ton como se muestra en la siguiente tabla.

Tabla 4.2. Peso de la estructura

Piso	Caso de carga	Peso acumulado
		(tonf)
AZOTEA	PESO	315.5
T4	PESO	688.9
T3	PESO	1062.3
T2	PESO	1435.6
T1	PESO	1822.0

4.3. Modelo Estructural

Para la modelación de la presente edificación, se utilizó el software ETABS y se tomaron las siguientes consideraciones para la elaboración del modelo.

- Las vigas y columnas se modelaron como elementos frame.
- Los muros o placas se modelaron como elementos Shell.
- Se asume un diafragma rígido para todas las plantas de la estructura.
- Todos los diafragmas rígidos tienen 3 grados de libertad: 2 de traslación y 1 de rotación.
- Las losas de techo se modelaron como elementos Shell tipo membrana, con el fin de transmitir las cargas al resto de elementos estructurales.
- Se desarrolló el modelo del edificio considerando la base empotrada de los elementos verticales debido a que se idealiza el terreno como un suelo bueno (tipo S1).
- No se modelaron las vigas chatas, escaleras, tanque elevado, cuarto de ascensores y el volado de la fachada, sin embargo, se añadió el peso de estos en la estructura con el fin de tener un modelo idealizado sencillo.
- Se le asignó “release” a los extremos de algunas vigas las cuales evidenciaron que no iban a poder desarrollar su longitud de anclaje mínima requerida.
- Se considera una excentricidad accidental del 5% de la longitud del edificio en la dirección transversal a la dirección analizada.

Se muestra a continuación la vista en 3D del modelo.

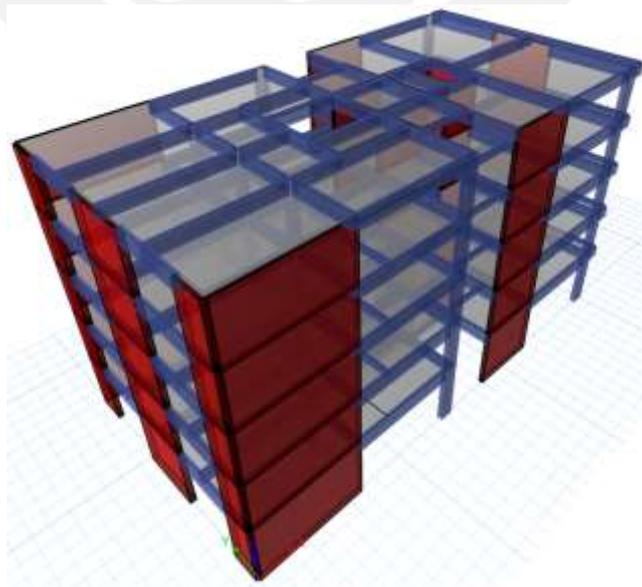


Figura 4.1. Modelo estructural

4.4. Análisis Modal, Centros de masa y rigidez

4.4.1. ANÁLISIS MODAL

Al considerarse tres grados de libertad por piso y la estructura contar con 5 niveles, el análisis modal constará de 15 modos de vibración los cuales se utilizarán para analizar la contribución que tiene cada modo a causa del movimiento sísmico en la estructura.

Se muestran los siguientes resultados del análisis modal.

Tabla 4.3. Resultados Análisis Modal

Case	Modo	Periodo	% Masa participativa	% Masa participativa	% Masa participativa
		sec	X-X	Y-Y	RZ
Modal	1	0.40	0.05%	70.19%	3.84%
Modal	2	0.24	71.13%	0.43%	3.17%
Modal	3	0.21	3.46%	4.04%	67.56%
Modal	4	0.09	0.00%	17.83%	1.00%
Modal	5	0.06	17.58%	0.05%	1.37%
Modal	6	0.05	1.51%	0.28%	16.37%
Modal	7	0.04	0.00%	5.02%	0.16%
Modal	8	0.03	4.24%	0.01%	0.37%
Modal	9	0.03	0.00%	1.62%	0.04%
Modal	10	0.02	0.36%	0.09%	4.32%
Modal	11	0.02	0.00%	0.36%	0.00%
Modal	12	0.02	1.29%	0.01%	0.09%
Modal	13	0.02	0.09%	0.05%	1.38%
Modal	14	0.01	0.27%	0.00%	0.02%
Modal	15	0.01	0.01%	0.02%	0.31%

Se obtiene que el periodo fundamental de la edificación es de 0.40 segundos. Así también, se muestran las masas participativas actuantes de la estructura en las que se obtiene que los 2 primeros modos son de traslación y el tercer modo es de rotación.

4.4.2. CENTROS DE MASA Y RIGIDEZ DE LA ESTRUCTURA

Se presentan los centros de masa y rigidez de la estructura considerando un 5% de excentricidad accidental.

Tabla 4.4. Centro de Masa y Centro de Rigidez

Piso	Diafragma	Masa	XCM	YCM	XCM (sin exc. Acc)	YCM (sin exc. Acc)	XCR	YCR
		tonf-s ² /m	m	m	m	m	m	m
T1	D1	34.43	12.43	6.49	11.22	5.9	10.85	5.9
T2	D2	33.76	12.45	6.49	11.24	5.9	10.67	5.9
T3	D3	33.76	12.45	6.49	11.24	5.9	10.05	5.9
T4	D4	33.76	12.45	6.49	11.24	5.9	9.48	5.9
Azotea	Azotea	26.91	13.45	6.49	12.24	5.9	9.03	5.9

Se muestran los resultados de la estructura en la que se observa que respecto al eje X se tiene simetría en cuanto a masa y rigidez por lo que los valores del centro de masa y centro de rigidez (Ycm y Ycr) son prácticamente iguales y a su vez son la mitad de la longitud transversal del edificio. Por otro lado, respecto al eje Y, no se tiene simetría por lo que los valores (Xcm e Xcr) no son los mismos por lo que la separación entre estos puntos podría generar un efecto torsión en la edificación. Esta condición se analizará en la verificación de irregularidades que se realizará posteriormente.

4.5. Análisis Estático

En el análisis estático, las solicitaciones sísmicas son representadas mediante fuerzas ejercidas sobre el centro de masa de cada nivel de la edificación. Mediante este análisis se obtendrá el cortante en la base para cada dirección (X e Y) de tal forma de calcular el factor de escala de diseño. La cortante basal es obtenida utilizando los parámetros sísmicos y el peso de la estructura (P), mediante la siguiente expresión:

$$V = \frac{Z * U * C * S}{R} * P \quad (4.5)$$

De los ítems 4.1 y 4.2 se tienen los valores de los parámetros sísmicos (Z, U, S, R) y el valor del peso de la estructura (P). Con respecto al parámetro C, es necesario conocer el valor del período de la estructura.

Como se menciona en el ítem 28.4 de la norma E.030, el periodo de vibración puede ser estimado mediante la siguiente expresión

$$T = \frac{hn}{Ct} \quad (4.6)$$

Donde

$C_t = 60$: Para edificaciones de muros de concreto armado

$h_n = 13.5$ m: Altura del edificio

Se tiene:

$$T = \frac{13.5}{60} = 0.22 \text{ s}$$

Con lo que se llega a obtener que el valor del periodo T es menor que $T_p = 0.40$ s por lo que C toma el valor de $C = 2.5$ para ambas direcciones.

Finalmente, se calcula el cortante basal:

$$V = \frac{0.45 * 1 * 2.5 * 1}{6} * 1822 = 341.6 \text{ tonf}$$

El cortante basal obtenido representa el 18.75% del peso de la estructura.

4.6. Análisis Dinámico Modal Espectral

Permite estimar las respuestas de la estructura a través de un espectro de pseudo-aceleraciones (S_a). Según la norma E.030, se puede aplicar a todo tipo de estructura, sea regular o no. El espectro de pseudo-aceleraciones se define mediante:

$$S_a = \frac{Z * U * C * S}{R} * g \quad (4.7)$$

Con los parámetros definidos previamente y representando a “g” como la aceleración de la gravedad, se construyó el siguiente espectro de pseudo-aceleración

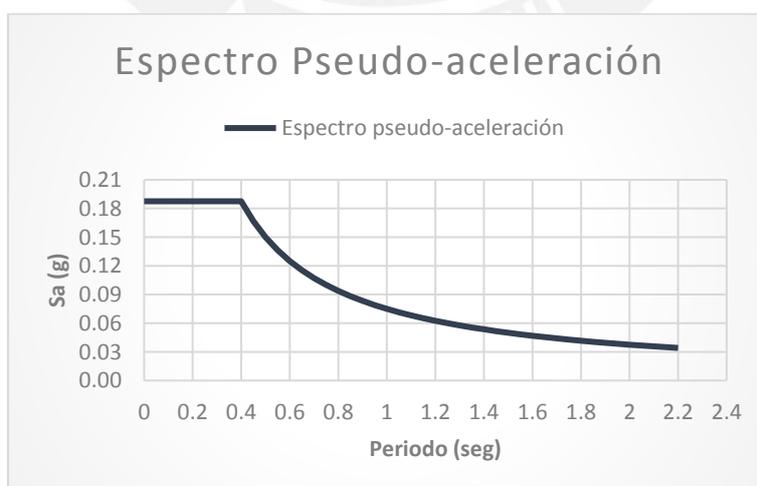


Figura 4.2. Espectro de pseudo-aceleraciones

Al estar definido el espectro, se pueden obtener los resultados del método dinámico, para esto, la norma indica que el cortante basal calculado deberá ser por lo menos el 80% del hallado con el método estático para edificaciones regulares y el 90% para irregulares. De requerirse, se incrementaría el cortante para cumplir los mínimos señalados escalando los resultados obtenidos de manera proporcional, exceptuando los desplazamientos.

4.7. Resultados del Análisis Sísmico

4.7.1. VERIFICACIÓN DE IRREGULARIDADES

Se verifica los factores de irregularidad estructural en altura (Ia) y planta (Ip) que se le debe aplicar a la estructura en caso presente irregularidades las cuales se obtienen en base a los criterios mencionados en la norma E.030.

Así también, la norma E.030 indica que las irregularidades extremas no están permitidas en la zona 4.

Los resultados y evaluación de los criterios se muestran a continuación:

Irregularidades en Altura

- Rigidez- Piso Blando

Se da esta irregularidad cuando en alguna dirección de análisis, la rigidez lateral de un entrepiso es inferior al 70% de la rigidez del entrepiso inmediato superior, o cuando es menor que el 80% del promedio de los tres niveles contiguos superiores.

Evaluación

Se presenta la evaluación para cada dirección:

Dirección X-X

Tabla 4.5. Verificación de Piso Blando en X-X

Piso	Desplaz. relativo CM	Fuerza Cortante	Rigidez Lateral (Ki)	Condición 1: $K_i / 0.7 * K_{(i+1)}$		Condición 2: $K_i / (80% * K_{prom(i+1;i+2;i+3)})$	
					Ratio		Ratio
T1	4.44E-04	225.8540	508680.2	Regular	2.441	Regular	2.84
T2	7.08E-04	210.8130	297758.5	Regular	1.971	Regular	2.41
T3	8.42E-04	181.7550	215861.0	Regular	1.946	Regular	3.26
T4	8.70E-04	137.8500	158448.3	Regular	2.529	Regular	No aplica
Azotea	8.32E-04	74.4540	89488.0	Regular	No aplica	Regular	No aplica

Tabla 4.6. Verificación de Piso Blando en Y-Y

Piso	Desplaz relativo CM	Fuerza Cortante	Rigidez Lateral (Ki)	Condición 1:		Condición 2:	
				Ratio	Ratio	Ratio	Ratio
	m	ton	ton/m				
T1	1.14E-03	215.41	188460.2	Regular	2.574	Regular	2.99
T2	1.93E-03	201.45	104594.0	Regular	1.972	Regular	2.45
T3	2.30E-03	174.07	75781.0	Regular	1.933	Regular	3.36
T4	2.37E-03	132.73	56002.1	Regular	2.810	Regular	No aplica
Azotea	2.57E-03	73.22	28469.3	Regular	No aplica	Regular	No aplica

Se comprueba que la estructura en análisis no presenta Irregularidad por Piso blando. Así también, se menciona que la estructura tampoco presenta Irregularidad Extrema de Rigidez debido a que esta irregularidad sigue el mismo criterio de evaluación, pero con menores porcentajes de aceptación los cuales están dentro del rango de cumplimiento en la evaluación mostrada.

- Resistencia- Piso Débil

Se presenta esta irregularidad cuando, en cualquiera de las direcciones de análisis, la resistencia de un entrepiso ante fuerzas cortantes es inferior al 80% de la resistencia del entrepiso inmediato superior.

Evaluación

La edificación en estudio no presenta esta irregularidad puesto que los elementos verticales (placas y columnas) tienen continuidad vertical.

Se menciona también que el edificio no presenta irregularidad Extrema de Resistencia, esto pues cumple con el requerimiento del criterio de Resistencia solicitado.

- Masa o Peso

Se presenta irregularidad de Masa o Peso cuando el peso de un piso es mayor que 1.5 veces el peso de un piso adyacente.

Evaluación

Se muestra a continuación el detalle de los pesos por piso de la edificación:

Tabla 4.7. Verificación por Masa o Peso

Piso	Caso de carga	Peso acumulado	Peso por piso	Pi/ P(i+1)	Condición
		tonf	tonf	Ratio	
AZOTEA	PESO	315.5	315.52	-	-
T4	PESO	688.9	373.375	No aplica	Regular
T3	PESO	1062.3	373.376	1.00	Regular
T2	PESO	1435.6	373.376	1.00	Regular
T1	PESO	1822.0	386.39	1.03	Regular

Se demuestra que la estructura no presenta esta irregularidad.

- Geométrica Vertical

Se presenta esta irregularidad cuando la dimensión en planta para cualquiera de las direcciones de análisis es mayor que 1.3 veces la misma dimensión de un piso adyacente.

Evaluación

Las plantas del edificio son constantes en todos los niveles por ende la estructura no presenta esta irregularidad.

- Discontinuidad de los Sistemas Resistentes

Se presenta esta irregularidad cuando algún elemento que soporte más del 10% de la fuerza de corte tenga un desalineamiento vertical.

Evaluación

La estructura no presenta elementos que estén desalineados, por ende, se verifica que no presenta esta irregularidad.

Irregularidades en Planta

- Torsional

Se tiene irregularidad por torsión cuando para cualquier dirección de análisis, el mayor desplazamiento relativo de un entrepiso (incluyendo la excentricidad accidental) es superior a 1.3 veces el promedio de los desplazamientos relativos de los extremos del mismo entrepiso. Los desplazamientos indicados serán obtenidos con la misma condición de carga.

El criterio en mención es aplicable cuando se tenga edificaciones con diafragmas rígidos y si el desplazamiento relativo del entrepiso es mayor que el 50% del máximo permisible.

Evaluación

Dirección X-X

Tabla 4.8. Verificación torsional en X-X

Piso	Δ máx	Δ prom	Criterio1: $1.3 * \Delta$ prom	Criterio2: Δ perm/2	Ratio: Δ máx/ Δ prom	Condición
T1	0.0007	0.0006	0.0008	0.0035	1.12	Regular
T2	0.0014	0.0012	0.0016	0.0035	1.13	Regular
T3	0.0016	0.0015	0.0019	0.0035	1.12	Regular
T4	0.0017	0.0015	0.0020	0.0035	1.12	Regular
AZOTEA	0.0016	0.0014	0.0019	0.0035	1.12	Regular

Tabla 4.9. Verificación torsional en Y-Y

Piso	Δ máx	Δ prom	Criterio1: $1.3 \cdot \Delta$ prom	Criterio2: Δ perm/2	Ratio: Δ máx/ Δ prom	Condición
T1	0.0011	0.0011	0.0014	0.0035	1.00	Regular
T2	0.0043	0.0034	0.0044	0.0035	1.27	Regular
T3	0.0049	0.0038	0.0049	0.0035	1.29	Regular
T4	0.0050	0.0039	0.0051	0.0035	1.28	Regular
AZOTEA	0.0053	0.0041	0.0054	0.0035	1.28	Regular

Se demuestra que la estructura no presenta irregularidad torsional ni torsional extrema.

- Esquinas entrantes

Se presentaría irregularidad si la estructura en ambas direcciones tiene esquinas entrantes con un 20% superior al de la planta.

Evaluación

Se verifica que la estructura no presenta esta irregularidad.

Tabla 4.10. Verificación esquinas entrantes

Dirección X	Longitud (m)	Aberturas	Condición
X	22.75	11%	Regular
Y	12	20%	

- Discontinuidad de Diafragma

Se presentaría irregularidad en la estructura cuando las aberturas en el diafragma son mayores al 50% de su área bruta. Así también, existe esta irregularidad cuando en alguna sección transversal del diafragma, el área resistente es menor a la cuarta parte del área de la sección transversal total en la misma dirección.

Evaluación

Se verifica que la estructura no presenta esta irregularidad.

Tabla 4.11. Verificación discontinuidad de diafragma

Criterio 1	Área estructura (m ²) =	12m x 22.75m =	273
	Área vacíos (m ²) =	2.4m x 2.4m x 2 + 3.1m x 2.4m + 1.96m x 2.41m =	18.90
	Porcentaje de Vacíos:		6.92%
	Condición		Regular
Criterio 2	Sección Crítica : Dirección Y		
	Área neta transversal (m ²)	0.2m x 12m =	2.4
	Área vacía transversal (m ²)	0.2m x 2 x 2.4m =	0.96
	% Área resistente transversal		60.00%
	Condición		Regular

- Sistemas no Paralelos

Se da cuando en alguna de las direcciones en análisis (X e Y) los elementos que soportan las solicitaciones laterales no son paralelos.

Evaluación

La estructura no presenta ejes no paralelos por lo tanto no presenta esta irregularidad.

Finalmente, la estructura es considerada regular ya que se demuestra que la estructura no presenta irregularidades en planta ni en altura por lo que el factor para ambos casos es el valor de 1 tanto para la dirección X-X, como para la dirección Y-Y.

4.7.2. VERIFICACIÓN DEL SISTEMA ESTRUCTURAL Y COEFICIENTE BÁSICO DE REDUCCIÓN

Se realiza la comprobación del sistema estructural de la estructura para cada dirección.

Tabla 4.12. Cortante en placas dirección X-X

Piso	Placa	Caso de Carga	V (ton)
T1	ASCENSOR	SE _x	-4.15
T1	ESC	SE _x	48.28
T1	P1	SE _x	83.32
T1	P2	SE _x	33.76
T1	P3	SE _x	67.05
T1	P4	SE _x	28.03
T1	P5	SE _x	5.71
T1	P6	SE _x	-6.55
Cortante Placas en dirección X-X			255.45
Cortante Basal			304.77
% Cortante Placas en dirección X-X			83.82%

Tabla 4.13. Cortante en placas dirección Y-Y

Piso	Placa	Caso de Carga	V (ton)
T1	ASCENSOR	SE _y	103.64
T1	ESC	SE _y	0.00
T1	P1	SE _y	-6.88
T1	P2	SE _y	-7.66
T1	P3	SE _y	6.89
T1	P4	SE _y	7.65
T1	P5	SE _y	58.60
T1	P6	SE _y	98.54
Cortante Placas en dirección Y-Y			260.79
Cortante Basal			304.77
% Cortante Placas en dirección Y-Y			85.57%

Se comprueba que para ambas direcciones el cortante tomado por las placas es mayor al 80% del cortante basal de la estructura, por ende, corresponde a un Sistema de Muros estructurales como se planteó en un comienzo.

4.7.3. DESPLAZAMIENTOS LATERALES Y DERIVAS DE ENTREPISO

Para el cálculo de los desplazamientos laterales, la norma E.030 indica que los resultados obtenidos por el método lineal se tienen que multiplicar por 0.75R si es el caso de estructuras regulares y por 0.85R para estructuras irregulares.

Así también, la norma limita la distorsión de entrepiso, siendo 0.007 la máxima derivada aceptada para estructuras de concreto armado. Finalmente, se muestran los desplazamientos y derivas obtenidas.

Etapas elásticas:

Dirección X-X

Tabla 4.14. Desplazamientos y derivas elásticos en X-X

Piso	Diafragma	Caso de Carga	Desplaz. elástico	h	Deriva elástica	Condición
			m	m		
Azotea	Azotea	SDxx	0.00359	2.4	0.0003	Ok
T4	D4	SDxx	0.00279	2.4	0.0004	Ok
T3	D3	SDxx	0.00194	2.4	0.0003	Ok
T2	D2	SDxx	0.00112	2.4	0.0003	Ok
T1	D1	SDxx	0.00043	2.9	0.0001	Ok

Dirección Y-Y

Tabla 4.15. Desplazamientos y derivas elásticos en Y-Y

Piso	Diafragma	Caso de Carga	Desplaz. elástico	h	Deriva elástica	Condición
			m	m		
Azotea	Azotea	SDyy	0.00993	2.4	0.0010	Ok
T4	D4	SDyy	0.00743	2.4	0.0010	Ok
T3	D3	SDyy	0.00514	2.4	0.0009	Ok
T2	D2	SDyy	0.00293	2.4	0.0008	Ok
T1	D1	SDyy	0.00109	2.9	0.0004	Ok

Etapa Inelástica:

Dirección X-X

Tabla 4.16. Desplazamientos y derivas inelásticos en X-X

Piso	Diafragma	Caso de Carga	Desplaz. inelástico	Deriva inelástica = deriva elástica x 0.75R	Deriva Permissible	Condición
			m			
Azotea	Azotea	SD _{xx}	0.01616	0.0015	0.007	CUMPLE
T4	D4	SD _{xx}	0.01253	0.0016	0.007	CUMPLE
T3	D3	SD _{xx}	0.00872	0.0015	0.007	CUMPLE
T2	D2	SD _{xx}	0.00504	0.0013	0.007	CUMPLE
T1	D1	SD _{xx}	0.00194	0.0007	0.007	CUMPLE

Dirección Y-Y

Tabla 4.17. Desplazamientos y derivas inelásticos en Y-Y

Piso	Diafragma	Caso de Carga	Desplaz. inelástico	Deriva inelástica = deriva elástica x 0.75R	Deriva Permissible	Condición
			m			
Azotea	Azotea	SD _{yy}	0.04467	0.0047	0.007	CUMPLE
T4	D4	SD _{yy}	0.03344	0.0043	0.007	CUMPLE
T3	D3	SD _{yy}	0.02312	0.0041	0.007	CUMPLE
T2	D2	SD _{yy}	0.01318	0.0034	0.007	CUMPLE
T1	D1	SD _{yy}	0.00491	0.0017	0.007	CUMPLE

4.7.4. SEPARACIÓN SÍSMICA

La norma E.030 menciona que las estructuras deben tener una separación mínima s , desde el nivel de suelo natural, con las estructuras vecinas para evitar el contacto entre ellas durante un posible evento sísmico. La distancia de separación s no debe ser menor que el máximo valor entre:

- $2/3$ de la suma de los desplazamientos máximos de las edificaciones vecinas
- $s = 0.006h$
- 3 cm

Donde h es la altura desde el nivel de terreno natural hasta el nivel considerado para evaluar s .

Así también, la norma indica que el edificio se debe alejar del límite de propiedad una separación no menor de:

- $2/3$ del desplazamiento máximo calculado
- $s/2$

Evaluación:

Al no saber los desplazamientos de los edificios vecinos, se calculará el desplazamiento mínimo con los demás criterios. Siendo la altura a considerar de la edificación: $h = 1300$ cm, se tiene:

$$s = \text{máx}(0.006h, 3 \text{ cm}) \quad (4.8)$$

$$s = \text{máx}(0.006 * 1350 = 8.1 \text{ cm}, 3 \text{ cm}) = 8.1 \text{ cm}$$

Luego, se calcula la separación al límite de propiedad:

$$\text{separación límite propiedad} = \text{máx}\left(\frac{s}{2}, \frac{2}{3} * \Delta \text{ calc}\right) \quad (4.9)$$

Dirección X-X:

Máximo desplazamiento: 1.79 cm

$$\text{separación límite propiedad} = \text{máx}\left(\frac{8.1 \text{ cm}}{2} = 4.05 \text{ cm}, \frac{2}{3} * 1.79 = 1.2 \text{ cm}\right)$$

$$\text{separación límite propiedad} = 4.05 \text{ cm} \approx 5 \text{ cm}$$

Dirección Y-Y:

Máximo desplazamiento: 5.68 cm

$$\text{separación límite propiedad} = \text{máx}\left(\frac{8.1 \text{ cm}}{2} = 4.05 \text{ cm}, \frac{2}{3} * 5.68 = 3.78 \text{ cm}\right)$$

$$\text{separación límite propiedad} = 4.05 \text{ cm} \approx 5 \text{ cm}$$

Por lo tanto, con los valores de s obtenidos se concluye que se deberá tener una separación al límite de propiedad de 5 cm en cada dirección.

CAPITULO 5: DISEÑO DE ELEMENTOS DE CONCRETO ARMADO

El diseño de los elementos de concreto armado se realizará con el diseño por resistencia, el cual fue detallado en capítulos anteriores. Y que principalmente indica la expresión 2.1 la cual indica que las solicitaciones últimas deben ser menores a las resistencias nominales multiplicadas por el factor de reducción de acuerdo al tipo de solicitación respectiva ($R_u \leq \phi R_n$).

Los tipos de diseño están dados por flexión, corte y flexo-compresión según el tipo de elemento requerido.

5.1. Diseño por flexión

El diseño por flexión se realiza principalmente en elementos con cargas perpendiculares a su plano los cuales producen esfuerzos de flexión y cortante en elementos como las vigas, losas y escaleras.

Se consideran ciertas hipótesis para este tipo de diseño las cuales son las siguientes:

- Hipótesis de Navier: Secciones planas permanecen planas.
- El acero y el concreto que lo rodea no deslizan entre sí de tal modo que las deformaciones de estos elementos combinados son iguales.
- Se utilizan las relaciones constitutivas esfuerzo – deformación del acero y del concreto para el cálculo de los esfuerzos en cada material a partir de las deformaciones.
- Se asume un diagrama constitutivo elastoplástico perfecto para el acero.
- Se desprecia la resistencia en tracción del concreto al ser muy baja.
- El bloque de esfuerzos de compresiones del concreto será rectangular según la simplificación adoptada por el ACI.
- La falla del concreto se da al llegar este a una deformación unitaria de 0.003

Ecuaciones de diseño:

- 1) Cálculo del Momento nominal a partir del Momento último

$$M_n = \frac{M_u}{\phi} \quad (5.1)$$

Factor de resistencia a flexión: $\phi = 0.9$

2) Cálculo de la profundidad del bloque de compresiones (a)

$$Mn = 0.85 * fc * a * b * \left(d - \frac{a}{2}\right) \quad (5.2)$$

Nota: En elementos a flexión (losas aligeradas, macizas y vigas) se supondrá que el bloque de compresiones está en la sección rectangular para el momento positivo como negativo. La suposición indicada se verificará en cada diseño.

3) Ecuación de equilibrio entre el concreto y el acero para obtener el acero requerido (As)

$$\begin{aligned} \text{Compresión del concreto} &= \text{Tracción en el acero} \\ 0.85 * fc * a * b &= As * fy \end{aligned} \quad (5.3)$$

Límite balanceado: Es la condición en la que la fibra extrema de concreto en compresión llega a su máxima deformación unitaria ($\epsilon_{cu} = 0.003$) y el acero de refuerzo en tracción entra en fluencia. Ambas condiciones sucediendo al mismo instante.

5.2. Diseño por corte

El diseño por corte se realiza para la mayoría de elementos de la estructura, su procedimiento de diseño tiene algunas variaciones dependiendo del elemento, pero tiene en común la siguiente expresión.

$$\phi Vn \geq Vu \quad (5.4)$$

$$\phi(Vc + Vs) \geq Vu$$

Aporte del concreto (Vc)

- Bajo esfuerzos de corte y flexión

$$Vc = 0.53 * \sqrt{fc} * bw * d \quad (5.5)$$

- Bajo esfuerzos de corte, flexión y fuerza axial (Nu)

$$Vc = 0.53 * \sqrt{fc} * bw * d * \left(1 + \frac{Nu}{140}\right) \quad (5.6)$$

Aporte del acero de refuerzo (Vs)

El valor del aporte del acero se dará mediante la siguiente expresión con el uso de estribos con un espaciamiento s requerido:

$$Vs = \frac{Av * fy * d}{s} \quad (5.7)$$

$$s = \frac{A_v * f_y * d}{V_s} \quad (5.8)$$

La resistencia máxima proporcionada por el acero es:

$$V_s \leq 2.1 * \sqrt{f'c} * bw * d \quad (5.9)$$

El máximo espaciamiento s entre estribos es:

- La mitad del peralte efectivo: $d/2$
- 60cm
- Si el aporte del acero (V_s) es mayor a $1.1 * \sqrt{f'c} * bw * d$ se tiene como s máximo:
 - o $d/4$
 - o 30 cm

De ser la resistencia del concreto mayor a la combinación más desfavorable, no se requeriría el uso de estribos, sin embargo, la norma E.060 menciona que se debe emplear un refuerzo de confinamiento mínimo.

$$A_v \text{ mín} = 0.2 * \sqrt{f'c} * \frac{bw * s}{f_y} \quad (5.10)$$

La norma E060 indica que se permite diseñar para elementos no preesforzados con una fuerza cortante ubicada a una distancia menor a “ d ”, medida a partir de la cara de apoyo, pero cumpliéndose las siguientes condiciones:

- No habrá cargas ejercidas en zonas cercanas a la parte superior del elemento
- No haya cargas puntuales entre la cara de apoyo del elemento hasta una distancia “ d ”.
- La reacción en el apoyo introduzca compresión en las zonas de los extremos del elemento en la dirección en la que se está aplicando el cortante.

5.3. Diseño por flexo-compresión

El diseño por flexo-compresión se realiza generalmente a los elementos que tienen esfuerzos a axial y de flexión como las columnas, muros y/o placas. Se considerará que si la demanda axial última es menor a $0.1f'c * A_g$ el diseño será netamente con efectos de flexión. Por otro lado, el diseño por flexo-compresión utiliza las mismas hipótesis indicadas en el diseño por flexión, pero tomando en cuenta el factor de la esbeltez.

Diagrama de Interacción

Es un diagrama en el cual está representado las combinaciones de las resistencias nominales a fuerzas axiales y momentos de un elemento. La construcción de los diagramas de interacción se realiza variando la posición del eje neutro, de la cual, por cada posición asumida, se calcula por equilibrio la resistencia nominal de la sección asociada: P_n - M_n .

De la misma manera, se puede convertir el diagrama constituido por resistencias nominales a resistencias de diseño. Esto se consigue introduciendo el factor de reducción de resistencia especificado por la norma para elementos en flexo-compresión.

Se muestra a continuación el diagrama de interacción a valores nominales y de diseño de un elemento de concreto armado.

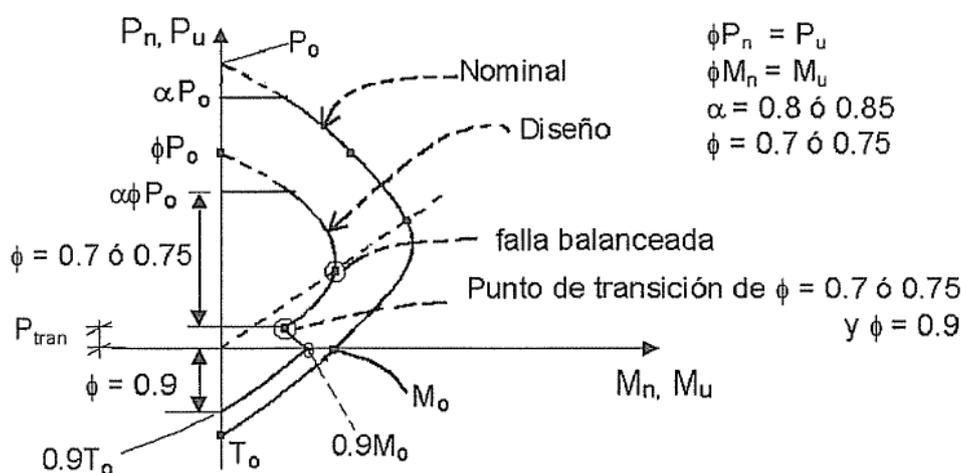


Figura 5.1. Diagrama de interacción. Resistencias nominales y de diseño

El procedimiento de diseño a flexocompresión se realizará con la comprobación de que los pares de las solicitaciones últimas de fuerzas axiales y momentos flectores (P_u - M_u), “caigan” dentro del diagrama de interacción de diseño. Si no sucediese lo mencionado, se debe considerar un aumento del refuerzo longitudinal y/o la sección transversal del elemento hasta que satisfaga la solicitación actuante.

5.4. Diseño por Capacidad

Se realiza en elementos estructurales a los cuales se les quiere prevenir de modos de falla no deseados. Por ejemplo, es preferible que una viga o columna falle primero a flexión (falla dúctil) que a corte (falla frágil) debido a que este tipo de falla es más repentina y podría causar mayores daños.

Tomando en consideración que el diseño por capacidad más común es el mencionado en el ejemplo, se indica la secuencia de diseño:

- Selección del modo de falla deseado, en este caso: flexión
- Diseño del acero de refuerzo utilizando el diseño por resistencia, con las cargas amplificadas para determinar la resistencia requerida M_u .
- Determinar la resistencia probable M_{pr} sobre la base de refuerzos colocados. La resistencia probable puede ser mayor que la resistencia de diseño
- Se calcula la carga externa necesaria V_p para producir la resistencia probable.
- Como se indujo que primero se origine una falla por flexión antes que por corte, el diseño por cortante se realizará usando el valor de la carga externa V_p hallada y no con el cortante de diseño típico V_u , de tal modo que la resistencia asociada al cortante sea superior al valor de la carga ligada a la falla por flexión.

La norma E.060 recomienda el diseño por Capacidad para las vigas y columnas que pertenezcan a este sistema con el fin de garantizar una falla dúctil del elemento.

De tal modo, la fuerza cortante de diseño V_u no será menor a:

- a) La suma del cortante ligado a los momentos nominales del elemento en los extremos de la luz libre con la del cortante isostático hallado a partir de las cargas de gravedad amplificadas en su área tributaria.
- b) La fuerza cortante máxima obtenida de las combinaciones de carga de diseño, amplificando a los valores de sismo con un factor de 2.5

Así también, el capítulo 21 de la norma E.060 da los criterios para el diseño de las vigas sísmicas, columnas y muros en las cuales usualmente prima el diseño por capacidad. El procedimiento, análisis y diseño de cada caso se realizará en el capítulo respectivo.

5.5. Anclajes o Longitud de Desarrollo

Es la longitud mínima del fierro embebido en el concreto que permite desarrollar la fuerza resistente a lo largo del perímetro de la barra la cual es la encargada de soportar los esfuerzos de compresión y tracción gracias a la adherencia entre ambos materiales.

La longitud de desarrollo depende de varios factores de los cuales, algunos de estos son: la resistencia a la compresión del concreto (f'_c), la resistencia a la fluencia del acero (f_y), y si la barra de refuerzo termina en ganchos estándar.

Para la edificación en diseño se tiene los valores: $f'c=210 \text{ kg/cm}^2$ y $f_y=4200 \text{ kg/cm}^2$.

- Anclaje sin gancho

Se presenta las longitudes de desarrollo (l_d) para cada diámetro de barra longitudinal.

Tabla 5.1. Longitud de desarrollo barras superiores

Barras superiores- Anclaje en tracción		
$f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$		
Barra	db (cm)	Ld (cm)
8mm	0.8	37
3/8"	0.95	44
1/2"	1.27	58
5/8"	1.59	73
3/4"	1.91	88
7/8"	2.22	127
1"	2.54	145

Tabla 5.2. Longitud de desarrollo barras inferiores

Barras inferiores- Anclaje en tracción		
$f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$		
Barra	db (cm)	Ld (cm)
8mm	0.8	28
3/8"	0.95	34
1/2"	1.27	45
5/8"	1.59	56
3/4"	1.91	67
7/8"	2.22	98
1"	2.54	112

- Anclaje con gancho

Cuando no hay espacio para el anclaje de la barra, se utilizan ganchos. El anclaje de un gancho estándar se compone de una longitud recta mínima L_{dg} , un dobléz de 90° o 180° y una extensión recta. Es usual en los extremos de las vigas que se apoyan en columnas, muros e incluso en otras vigas.

Tabla 5.3. Longitudes anclaje con gancho estándar

Barra	db	Ldg	Diámetro mínimo de dobléz	Extensión recta (12 db)
ϕ	cm	cm	-	cm
8mm	0.8	18	6 db	10
3/8"	0.95	21	6 db	12
1/2"	1.27	28	6 db	15
5/8"	1.59	35	6 db	20
3/4"	1.91	42	6 db	25
7/8"	2.22	49	6 db	27
1"	2.54	56	6 db	31

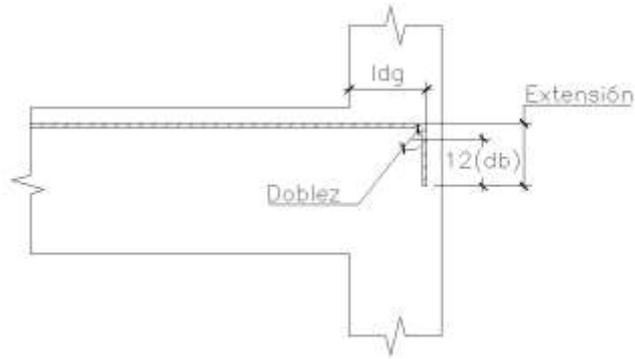


Figura 5.2. Anclaje con gancho estándar

5.6. Empalmes

Hay diversa tipología de empalmes de los cuales la Norma E.060 distingue a los que se dan por traslape, soldadura y a tope con fijador mecánico. En el presente proyecto se usarán empalmes por traslape.

5.6.1. EMPALME EN VIGA Y LOSA

En elementos a flexión como son las vigas y losas se buscará empalmar en las zonas con menor esfuerzo por lo que se tiene que identificar la forma que toman los diagramas de momentos.

Las losas y vigas por cargas de gravedad generalmente presentan un DMF en el que los menores esfuerzos para las barras inferiores se dan en los extremos de viga mientras que para las barras superiores se dan en el centro de la luz. Por otro lado, para las vigas pertenecientes a pórticos sísmicos sus DMF son de tipo “corbata”, en la que los menores esfuerzos para las barras inferiores como superiores se ubican en el centro de la luz (Figura5.3). Con lo expuesto, en la figura 5.4 se muestra la ubicación de los empalmes.

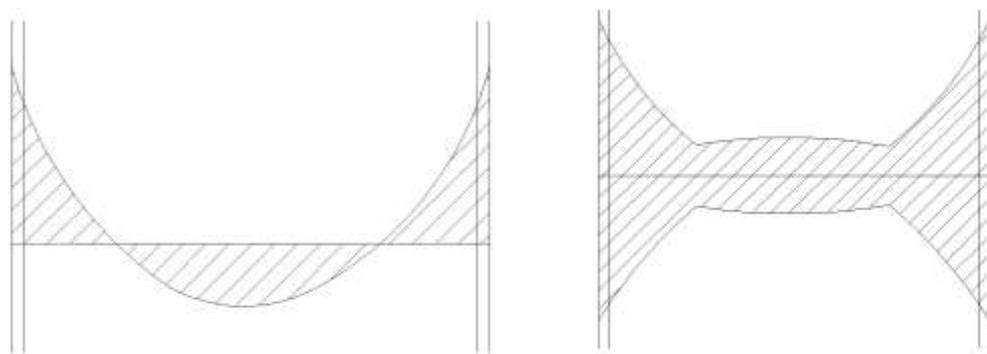


Figura 5.3. DMF vigas y losas de gravedad (izquierda), vigas sísmicas (derecha)

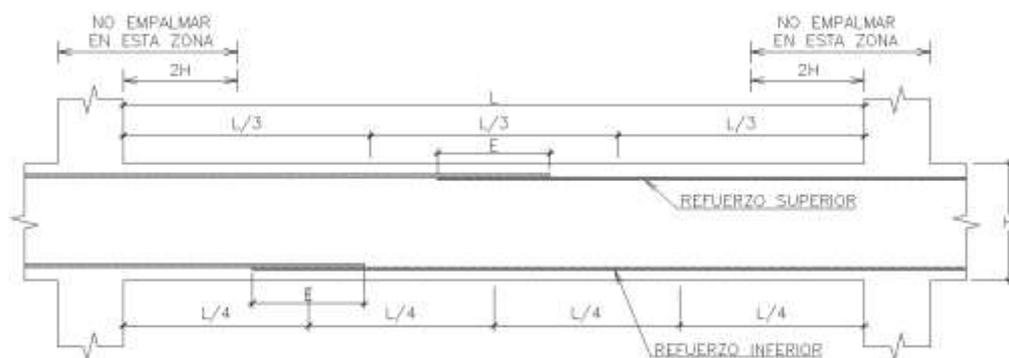


Figura 5.4. Empalmes para vigas, losas y aligerados

Los siguientes valores obtenidos para las longitudes de empalme son indicados en el libro de Blanco (1994).

Tabla 5.4. Valores de empalme

Valores de E			
ϕ	Refuerzo inferior	Refuerzo superior	
	h cualquiera	$h \leq 30$	$h > 30$
3/8"	40	40	45
1/2"	40	40	50
5/8"	50	45	60
3/4"	60	55	75
1"	115	100	130

Por otro lado, la norma E.060 detalla para el cálculo de las longitudes de empalme:

- Para barras sometidas a tracción:

Empalme clase A: $l_e = 1 \cdot l_d$

Empalme clase B: $l_e = 1.3 \cdot l_d$

Donde l_d es la longitud de desarrollo de la barra calculada en el ítem 5.2

Tabla 5.5. Empalmes por traslape en tracción

<u>As proporcionado</u> As requerido	% máximo de acero empalmado en longitud requerida para dicho empalme	
	50	100
≥ 2	A	B
< 2	B	B

- Para barras sometidas a compresión:

La longitud de empalme por traslape en compresión, l_{dc} , debe ser:

$$\text{Para } f_y \leq 4200 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \rightarrow l_{dc} = 0.071 * f_y * d_b$$

$$\text{Para } f_y > 4200 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \rightarrow l_{dc} = (0.013 * f_y - 24) * d_b$$

Pero no menor que 300 mm

5.6.2. EMPALME EN COLUMNAS Y PLACAS

En el caso de las columnas y placas, se sugiere que la ubicación de los empalmes se realice en el tercio central de su altura. Colocando el empalme en la ubicación señalada, no se presentará congestión con el acero de los estribos presentes en la zona de confinamiento ubicadas por encima del nivel de piso, que es a su vez la zona en la que se producen los mayores momentos flectores.

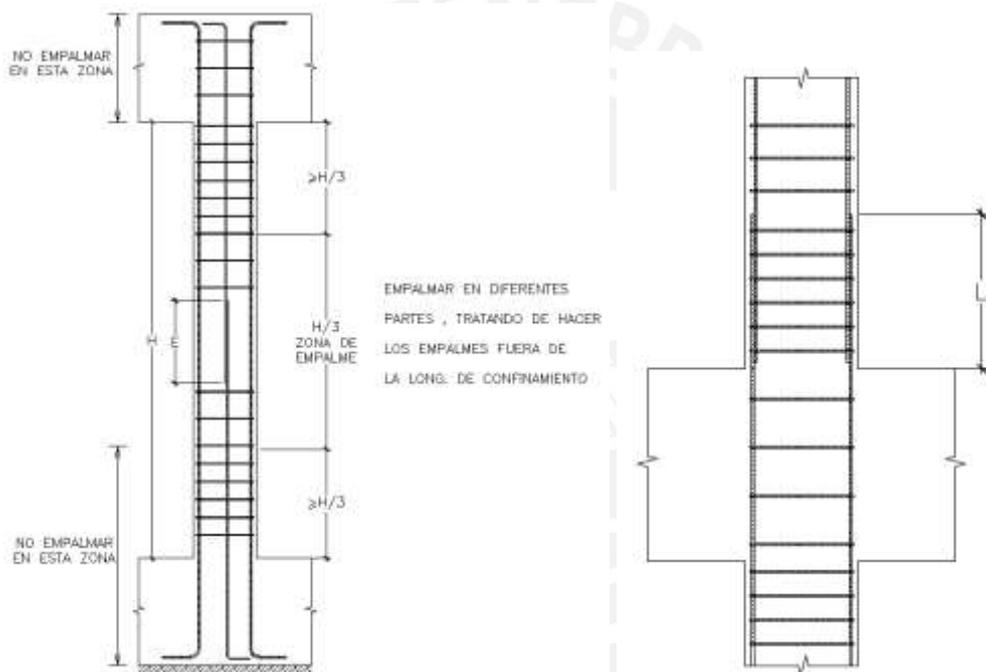


Figura 5.5. Empalmes traslapados para columna

Tabla 5.6. Longitudes empalmes para columnas

Longitud de empalme (L)		
ϕ	Con esfuerzos bajos (cm)	Con esfuerzos altos (cm)
3/8"	40	50
3/4"	55	70
1"	100	130

CAPITULO 6: DISEÑO DE LOSAS

6.1. Diseño de losas aligeras

Las losas aligeradas son los elementos estructurales que están compuestos de viguetas de concreto y material de relleno el cual puede ser ladrillo, polietireno, etc. Pueden ser una o dos direcciones según la relación largo/ancho de las losas y son diseñadas para no recibir esfuerzos cortantes, por lo que no lleva estribos.

En la presente tesis, se realizará el diseño de una losa de 20 cm con viguetas típicas espaciadas cada 40 cm (Figura 6.1) la cual consta de 4 tramos y está comprendida entre los ejes 2-3 y A-E (Figura 6.2).

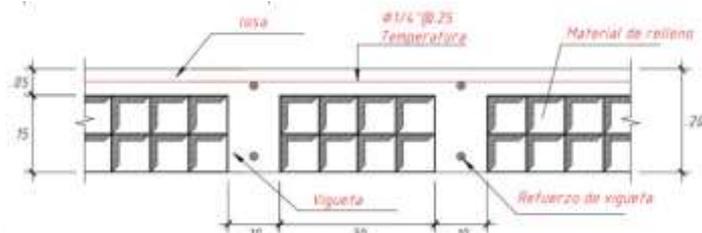


Figura 6.1. Vigueta típica de 20cm

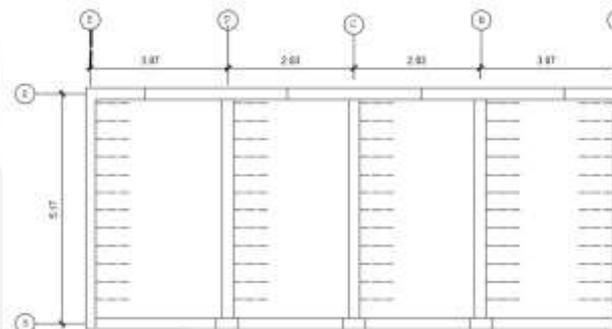


Figura 6.2. Losa aligerada a analizar

6.1.1. METRADO DE CARGAS

Tabla 6.1. Metrado losa aligerada

		Peso específico (kg/m ²)	Ancho tributario (m)	Peso (kg/m)
Carga Muerta (CM)	Peso propio =	300	0.4	120
	Piso terminado =	100	0.4	40
			W _{cm} =	160
Carga viva (CV)	Sobrecarga =	200	0.4	80
			W _{cv} =	80

Carga muerta puntual	Peso específico (kg/m ²)	Espesor (m)	Altura (m)	Ancho tributario (m)	Peso (kg)
Tabiquería (perpendicular a la vigueta)	1800	0.15	2.4	0.4	259.2

Para el diseño se utilizará la combinación: $W_u=1.4CM+1.7CV$:

$$W_u = 1.4*160 \text{ kg/m} + 1.7*80 \text{ kg/m} = 360 \text{ kg/m}$$

$$P_u = 1.4*260 \text{ kg} = 364 \text{ kg}$$

6.1.2. DISEÑO POR FLEXIÓN

Se muestra el diagrama de momento flector (DMF) de la envolvente de las viguetas.

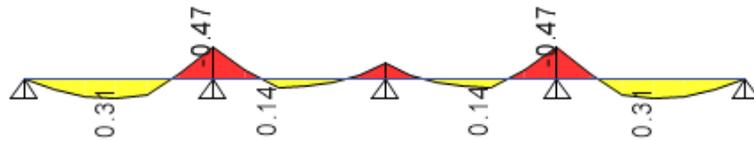


Figura 6.3. Momentos flectores en las viguetas (ton.m)

Con los valores de los momentos máximos del DMF, seguimos el siguiente procedimiento:

- 1) Con el Momento Último (M_u) obtenemos el Momento Nominal (M_n).

$$M_u = \phi M_n$$

ϕ : Factor de resistencia a flexión = 0.9

- 2) Teniendo el M_n , obtenemos la profundidad del bloque de compresiones " a "

$$M_n = 0.85 * f_c * a * b * (d - \frac{a}{2})$$

Para valores de vigueta:

Para $M+$ → $b=40\text{cm}$; $d=17\text{cm}$

Para $M-$ → $b=10\text{cm}$; $d=17\text{cm}$

- 3) Con la profundidad del bloque de compresiones (a), obtenemos la fuerza del bloque de compresiones (C_c).

$$C_c = 0.85 * f_c * a * b$$

- 4) Finalmente, mediante la ecuación de equilibrio obtenemos el acero requerido (A_s)

Ecuación de equilibrio:

$$C_c = T$$

(Compresión del concreto = Tracción en el acero)

$$0.85 * f_c * a * b = A_s * f_y$$

$$A_s = \frac{0.85 * f_c * a * b}{f_y}$$

Se muestran los resultados obtenidos:

Tabla 6.2. Resultados del diseño por flexión

	Mu	a	As requerido	As colocado	
	(ton-m)	(cm)	(cm ²)	(cm ²)	Barras
Mu +	0.314	0.3	0.5	0.71	1 ϕ 3/8
Mu +	0.136	0.12	0.21	0.71	1 ϕ 3/8
Mu +	0.141	0.13	0.22	0.71	1 ϕ 3/8
Mu +	0.323	0.3	0.51	0.71	1 ϕ 3/8
Mu -	-0.122	0.45	0.19	0.71	1 ϕ 3/8
Mu -	-0.226	0.9	0.36	As mín. -	2 ϕ 8 mm
Mu -	-0.468	1.74	0.77	As mín. -	1 ϕ 3/8" + 1 ϕ 8 mm

Acero mínimo:

Acero mínimo positivo:

- Para el acero mínimo positivo se tiene:

$$A_s + \text{mín} = \frac{0.7 * \sqrt{f_c} * b_w * d}{f_y}$$

Reemplazando:

$$A_s + \text{mín} = \frac{0.7 * \sqrt{210} * 10 * 17}{4200} = 0.41 \text{ cm}^2$$

- Acero mínimo negativo:

Para el acero mínimo negativo se aplicará lo indicado en el ítem 10.5.1 de la norma E.060, la cual indica que la resistencia por diseño sea por lo menos 1.2 veces el momento de agrietamiento de la sección bruta (Mcr):

$$\phi M_n \geq 1.2 M_{cr}$$

Donde:

$$M_{cr} = \frac{f_r * I_g}{y_t} \quad f_r = 2\sqrt{f_c}$$

Se obtiene: 1.2Mcr= 0.6 ton.m

$$A_s - \text{mín} = 1.01 \text{ cm}^2$$

A su vez, se tomará en cuenta lo estipulado en el ítem 10.5.3 el cual indica que no es necesario satisfacer los requisitos de acero mínimo calculado si, en todas las secciones del elemento, el área de acero en tracción colocada es al menos un tercio superior a la requerida.

Acero máximo:

$$A_s \text{ máx} = 0.75 * A_s \text{ balanceado}$$

$$c_b = 0.588d = 0.588 * 17 = 10 \text{ cm}$$

$$a_b = 0.85c_b = 0.85 * 10 = 8.55 \text{ cm}$$

$$A_{s_b} = 9.99 \text{ cm}^2$$

$$A_s \text{ máx} = 0.75 * 9.99 = 7.49 \text{ cm}^2$$

El acero colocado cumple con los aceros mínimos y máximos exigidos.

6.1.3. VERIFICACIÓN DE LA CORTANTE

Se presenta el Diagrama de fuerzas cortantes obtenido.

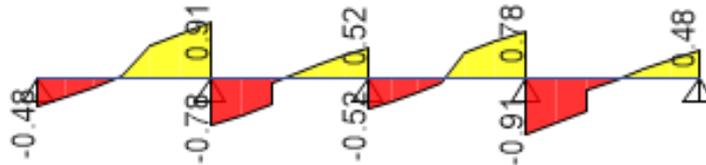


Figura 6.4: Diagrama de fuerzas cortantes (ton)

La fuerza cortante será tomada exclusivamente por la resistencia del concreto (V_c) bajo la siguiente expresión:

$$V_c = 1.1 * 0.53 * \sqrt{f_c} * d * b$$

Nota: El factor 1.1 proviene debido a que en el ítem 8.11.8 de la norma E.060 se indica que la resistencia puede ser 10% mayor a la expresada en a la fórmula.

Se presenta los siguientes resultados:

Tabla 6.3. Verificación por corte

fc	210	kg/cm ²
b	10	cm
d	17	cm
Vc	1436.24	kg
φVc	1220.80	kg
Vu	910	kg
D/C	0.75	OK

Como se observa que el aporte del concreto es suficiente para resistir las fuerzas cortantes en las viguetas.

6.1.4. CONTROL DE DEFLEXIONES

Como se observó en el predimensionamiento, la losa aligerada requiere un control para verificar que las deflexiones producidas en la losa estén dentro de los límites permitidos indicados en la norma E.060.

Para el cálculo se sigue el siguiente proceso:

Se debe calcular el Momento de Agrietamiento para corroborar si se usará la inercia bruta de la sección o la fisurada.

$$M_{cr} = \frac{f_r * I_g}{Y_t}$$

Donde:

M_{cr}= Momento de agrietamiento

f_r = Módulo de rotura del concreto

Y_t = Distancia del eje centroidal a la fibra extrema en tracción

Con la expresión mostrada, se obtienen los siguientes momentos de agrietamiento:

M_{cr} + = 0.26 ton y M_{cr} - = 0.504 ton.

Una vez hallado los momentos de agrietamientos se compara con el momento de servicio de tal forma que, si el momento de servicio resulta mayor, se utilizará la inercia efectiva agrietada.

Debido a que los momentos de servicio (M_{serv} + = 0.38 ton.m y M_{serv} - = 0.75 ton) son mayores a los de agrietamiento, se trabajará con la sección agrietada.

La norma E.060 indica que el momento de inercia efectivo de la sección será un promedio ponderado de acuerdo a la continuidad de los extremos del elemento.

Se tiene:

- Para elementos continuos en sus extremos: I_e promedio = (I_{e1} + I_{e2} + 2*I_{e3}) /4
- Si el tramo solo es continuo en un extremo: I_e promedio = (I_{e2} + 2*I_{e3}) /3

En donde:

Ie1 e Ie2: Momentos de inercia de las secciones extremas del tramo

Ie3: Momento de inercia de la sección central del tramo

Cabe indicar que se utilizó la sección transformada tanto con los aceros de compresión como de tracción, con lo que se obtuvieron los siguientes resultados:

$$\begin{aligned}Ie1 &= 3178.24 \text{ mm}^4 \\Ie2 &= 3183.64 \text{ mm}^4 \\Ie3 &= 2771.78 \text{ mm}^4 \\ \rightarrow Ie \text{ prom} &= 2976.4 \text{ mm}^4\end{aligned}$$

Deflexiones inmediatas:

Para el cálculo de las deflexiones que ocurran inmediatamente después de la aplicación de la carga se deben usar los métodos o fórmulas usuales para las deflexiones elásticas.

$$\Delta = \frac{5 * L^2}{48 * Ec * Ief} * (Mcl - 0.1 * (Mi + Md))$$

Se calculan las deflexiones inmediatas producidas por la carga muerta y carga viva

$$\Delta_{cm} = 8.20 \text{ mm}$$

$$\Delta_{cv} = 3.10 \text{ mm}$$

Deflexiones diferidas:

Las deflexiones a lo largo del tiempo se estiman multiplicando las cargas inmediatas causadas por las cargas sostenidas por el factor “ $\lambda\Delta$ ”

$$\lambda\Delta = \frac{\xi}{1 + 50 * \rho'} = 2$$

Nota: El valor de ξ será 2 debido a que el tiempo para cargas sostenidas es mayor a 5 años.

Se obtienen los siguientes resultados:

$$\Delta_{dif \text{ por cm}} = 2 * \Delta_{cm} = 16.39 \text{ mm}$$

$$\Delta_{dif \text{ por cv}} = 2 * 30\% * \Delta_{cv} = 1.86 \text{ mm}$$

Finalmente, se verifica si las deflexiones de la losa están por debajo de la deflexión límite indicada en la siguiente tabla:

Tabla 6.4. Deflexiones Máximas Admisibles

Tipo de elemento	Deflexión considerada	Límites de deflexión
Techos planos que no soporten ni estén ligados a elementos no estructurales susceptibles de sufrir daños debido a grandes deflexiones	Deflexión inmediata por cv	L /180
Pisos que no soporten ni estén ligados a elementos no estructurales susceptibles de sufrir daños debido a deflexiones grandes	Deflexión inmediata por cv	L /360
Pisos o techos que soporten o estén ligados a elementos no estructurales susceptibles a sufrir daños debido a deflexiones grandes	Deflexión a largo plazo por las cargas permanentes y la Deflexión inmediata por cv adicional	L /480
Pisos o techos que soporten o estén ligados a elementos no estructurales no susceptibles a sufrir daños debido a deflexiones grandes		L /240

Deflexión total máxima permisible:

$$L/240 > \Delta_{\text{dif por cv}} * 0.3 + \Delta_{\text{dinm por cv}} + \Delta_{\text{dif por cm}}$$

$$22.08 \text{ mm} > 20.05 \text{ mm}$$

Se demuestra que las deflexiones en la losa cumplen con ser menor que la indicada en la norma E.060.

6.1.5. CORTE DE FIERRO

Se presentan dos esquemas del corte de fierro: la figura 6.5 representa el cálculo de la longitud de corte según la norma y la figura 6.6 son las longitudes de corte típicas para losas aligerada.

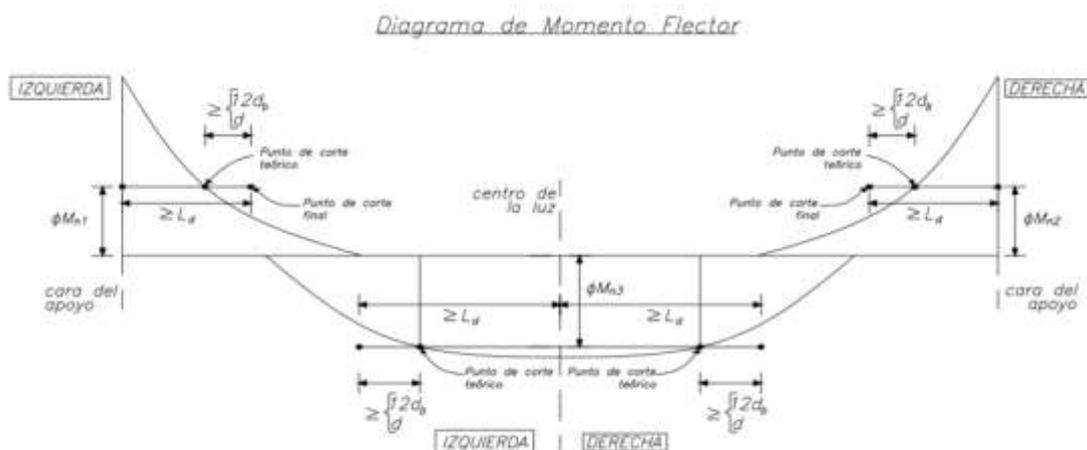


Figura 6.5. Corte de fierro según norma

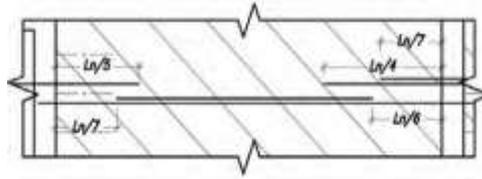


Figura 6.6. Longitudes de corte típicas para aligerado

Para ejemplificar lo mencionado se tomará el segundo tramo del aligerado:

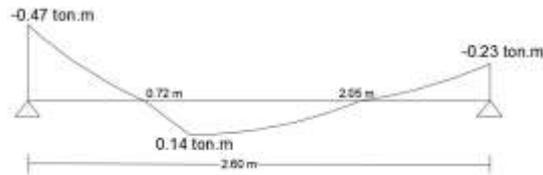


Figura 6.7. D.M.F del 2do tramo

Para los momentos positivos, en el tramo inferior se correrá 1 ϕ 3/8". Según lo calculado, no se requieren bastones.

Para los momentos negativos se usaron varillas de ϕ 3/8" y 8mm, por lo que para el corte de acero se tiene:

- Punto teórico de corte ($M = 0.47 \text{ ton.m}$) = 0.72m
- Punto teórico de corte ($M = 0.23 \text{ ton.m}$) = 2.05m

Extensión: Mayor entre: ($d = 0.17\text{m}$; $12db = 0.12\text{m}$) = 0.17m

Corte:

- Punto teórico de corte ($M = 0.47 \text{ ton.m}$) = 0.72m + 0.17 m = 0.89 m
Se toma 0.90 m
- Punto teórico de corte ($M = 0.23 \text{ ton.m}$) = 2.05m - 0.17 m = 1.88 m
Se toma 2.60m - 1.88m = 0.72 m = 0.80m

Disposición final aligerado:

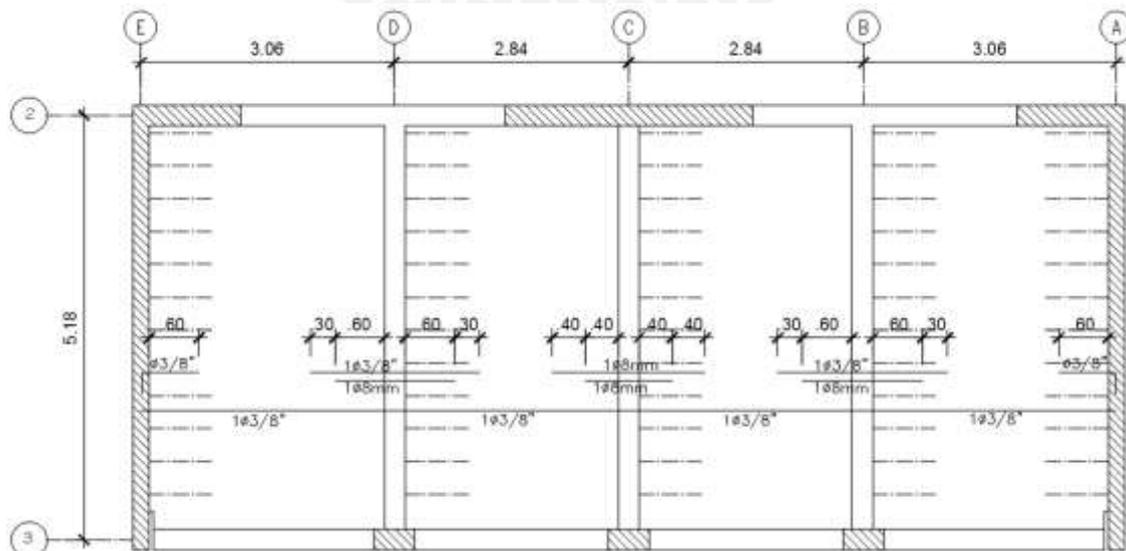


Figura 6.8. Armado del aligerado

6.2. Diseño de losas macizas

Las losas macizas son elementos de concreto armado las cuales tienen sección transversal rectangular llena. Puede tener un comportamiento unidireccional o bidireccional de acuerdo a la relación de sus lados.

La losa a analizar será la que se encuentra entre los ejes 4 y 6, la cual tendrá un espesor de 20 cm. Por la relación de sus lados ($L/B < 2$) se comportará como una losa bidireccional por lo que se tomarán en cuenta los momentos flectores en ambas direcciones.

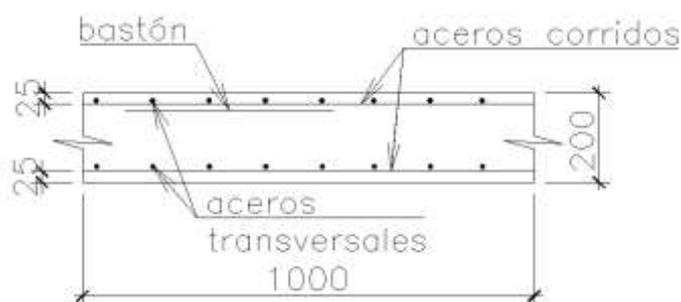


Figura 6.9. Losa maciza

6.1.6. METRADO DE CARGAS

Tabla 6.5. Metrado losa maciza

		Peso específico (kg/m ³ o kg/m ²)	H (m)	e (m)	Longitud (m)	Área (m ²)	Peso (kg/m ²)
Carga muerta (CM)	P.prop	2400		0.2			480
	P.term	100					100
	<u>Tabiquería</u>						
	Ejes 4-5	1800	2.4	0.15	2.4	4.8	324
	Ejes 5-6	1800	2.4	0.15	4.7	6.51	467.8
					Wcm (Ejes 4-5) =	904	
					Wcm (Ejes 5-6) =	1047.8	
Carga viva (CV)	Sobrecarga	200					200
					Wcv=		200

Se utilizará la combinación $W_u = 1.4CM + 1.7CV$

Tramo 4-5: $W_u = 1.4 * 910 \text{ kg/m} + 1.7 * 200 \text{ kg/m} = 1615 \text{ kg/m}^2$

Tramo 5-6: $W_u = 1.4 * 1050 \text{ kg/m} + 1.7 * 200 \text{ kg/m} = 1810 \text{ kg/m}^2$

6.1.7. DISEÑO POR FLEXIÓN

Diagramas de momentos flectores:

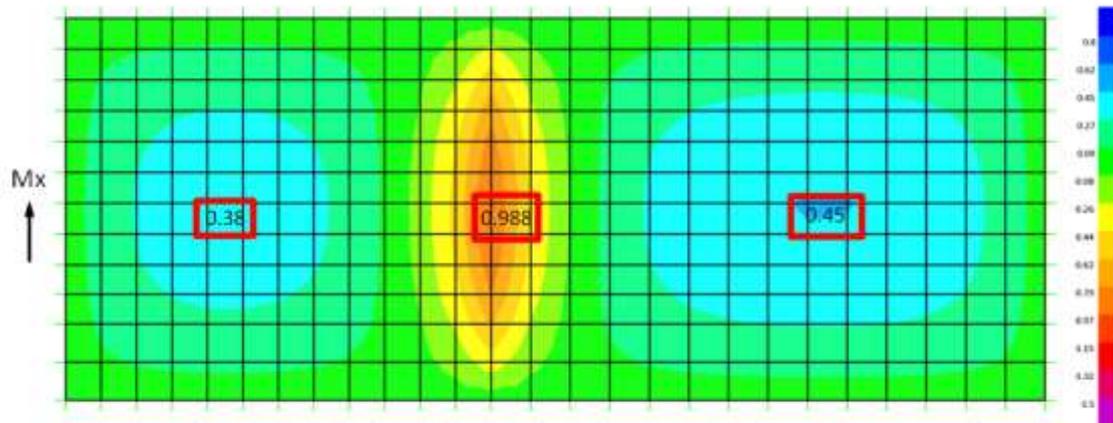


Figura 6.10. Dirección X-X (ton.m)

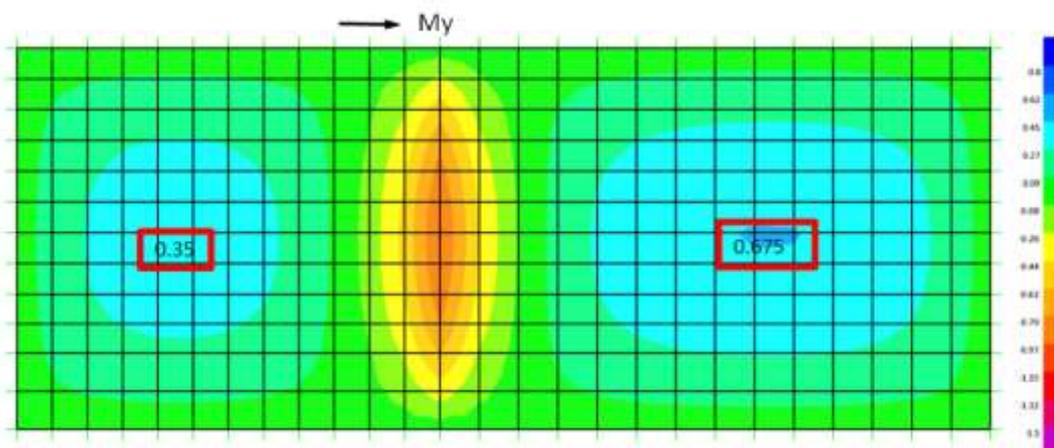


Figura 6.11. Dirección Y-Y (ton.m)

Aceros mínimos:

$$\text{Acero mínimo (1 capa): } A_s = 0.0018 * b * h = 0.0018 * 100 * 20 = 3.6 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$\text{Acero mínimo (2 capas): } A_{s \text{ min}+} = 0.0012 * b * h = 0.0012 * 100 * 20 = 2.4 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Espaciamiento máximo:

$$S_{\text{máx}} = \text{Máximo (3h, 40cm)} = 40 \text{ cm}$$

Nota: La norma indica que para un espesor de losa mayor o igual a 20 cm, el refuerzo se tendrá que colocar en 2 capas.

Con los valores de los momentos máximos del DMF, seguimos el siguiente procedimiento:

- 1) Con el Momento Último (M_u) obtenemos el Momento Nominal (M_n).

$$M_u = \phi M_n$$

ϕ : Factor de resistencia a flexión = 0.9

- 2) Teniendo el M_n , obtenemos la profundidad del bloque de compresiones "a"

$$M_n = 0.85 * f_c * a * b * (d - \frac{a}{2})$$

Para valores de la viga: $b = 100\text{cm}$; $d = 17.5\text{cm}$

- 3) Con la profundidad del bloque de compresiones (a), obtenemos la fuerza del bloque de compresiones (C_c).

$$C_c = 0.85 * f_c * a * b$$

- 4) Finalmente, mediante la ecuación de equilibrio obtenemos el acero requerido (A_s)

Ecuación de equilibrio:

$$C_c = T$$

(Compresión del concreto = Tracción en el acero)

$$0.85 * f_c * a * b = A_s * f_y$$

Se muestran los resultados obtenidos:

Tabla 6.6. Diseño por flexión. Dirección X-X

Dirección X-X	M	a	As req	As _{mín}	Acero colocado
	ton.m	cm	cm ²	cm ² /m	Sup e Inf
M+	0.38	0.14	0.59	2.4	ϕ3/8"@25 cm
M+	0.45	0.17	0.7	2.4	ϕ3/8"@25 cm
M-	0.988	0.37	1.55	2.4	ϕ3/8"@25 cm

Tabla 6.7. Diseño por flexión. Dirección Y-Y

Dirección Y-Y	M	a	As req	As _{mín}	Acero colocado
	ton.m	cm	cm ²	cm ² /m	Sup e Inf
M+	0.35	0.13	0.55	2.4	ϕ3/8"@25 cm
M+	0.675	0.25	1.06	2.4	ϕ3/8"@25 cm
M-	Acero mínimo			2.4	ϕ3/8"@25 cm

Se observa que es suficiente con el acero mínimo (ϕ 3/8" @ 25cm superior e inferior) para que la losa cumpla con las cargas solicitadas para el diseño por flexión.

6.1.8. DISEÑO POR CORTANTE

En el diseño por cortante se debe tomar en cuenta solo la contribución de la resistencia del concreto.

$$\phi V_c = 0.53 * \sqrt{f_c} * b_w * d$$

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

Diagrama de fuerzas cortantes

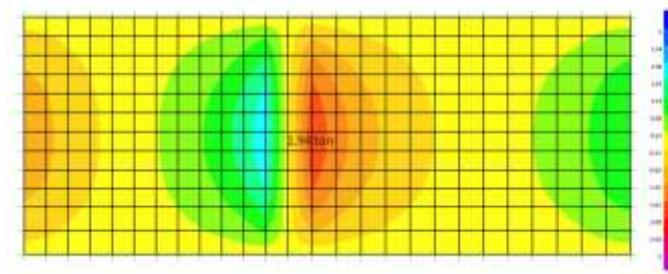


Figura 6.12. DFC. Dirección X-X ($V_u=1.94 \text{ ton}$)

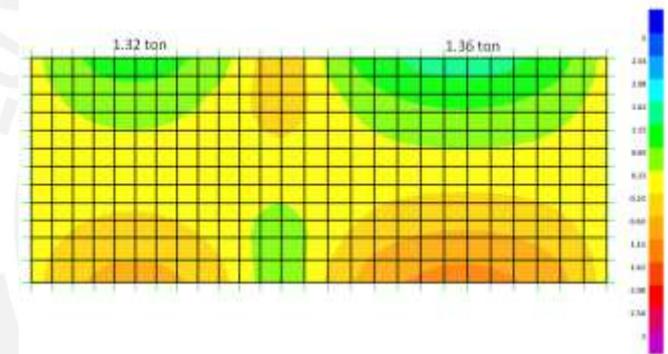


Figura 6.13. DFC. Dirección Y-Y ($V_u=1.36 \text{ ton}$)

$$V_u \text{ x-x} = 1.94 \text{ ton} < \phi V_c = 11.1 \text{ ton} \quad \wedge \quad V_u \text{ y-y} = 0.886 \text{ ton} < \phi V_c = 11.1 \text{ ton}$$

Como se observa los valores obtenidos son bastante menores en comparación de la resistencia que ofrece el concreto.

Por último, se presenta el armado del refuerzo para los paños analizados:

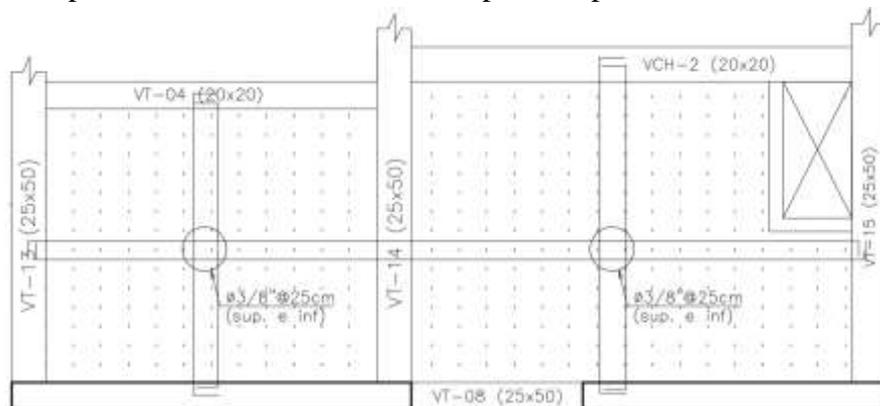


Figura 6.14. Armado de losa maciza

CAPITULO 7: DISEÑO DE VIGAS

Las vigas son las encargadas de transferir las cargas de las losas hacia las columnas, placas e incluso otras vigas. Son de gran importancia puesto que proveen rigidez lateral al edificio. Se pueden diferenciar dos tipos de vigas en función al peralte. La primera es la viga chata las cual no forma parte del sistema sismorresistente de la edificación y se utiliza generalmente para soportar cargas de tabiquería en dirección del aligerado y teniendo el mismo peralte que el de la losa.

Por otro lado, se tiene a las vigas peraltadas tienen un peralte mayor al peralte de las losas y se pueden clasificar en dos tipos (viga sísmica y viga de gravedad) de acuerdo a la función que desempeñan. Las vigas sísmicas proveen rigidez lateral al edificio y al unirse a las columnas y placas forman el sistema sismorresistente. Por su parte, las vigas de gravedad son las vigas que trabajan en función a la carga según su área tributaria y son vigas que no tienen mayor interacción respecto a las cargas sísmicas que afectan a la estructura.

7.1. Metrado de cargas

Se analizarán las siguientes vigas peraltadas.

- VIGA DE GRAVEDAD: VT-05 (25x50cm)

Tabla 7.1. Metrado viga de gravedad VT-05

VT-05	Peso específico (kg/m ²)	Longitud tributaria (m)	Peso (kg/m)
Carga muerta (CM)	Peso propio		300
	Piso terminado	100	263
	Peso aligerado (h=20cm)	300	744
	Tabiquería (e=15cm)	-	648
			W _{cm} =
Carga viva (CV)	Sobrecarga		526
			W _{cv} =

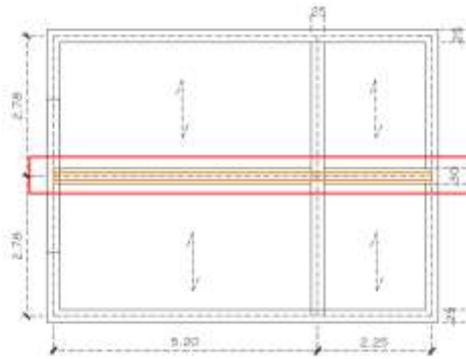


Figura 7.1. Vista en planta de la viga VT-05

➤ VIGA SÍSMICA: VT-02 (25x50cm)

Tabla 7.2. Metrado viga sísmica VT-02

VT-02	Peso específico (kg/m ²)	Longitud tributaria (m)	Peso (kg/m)
Carga muerta (CM)	Peso propio		300
	Tabiquería (e=25cm)	2.4	1080
		W _{cm} =	1380
Carga viva (CV)	Sobrecarga	0.7	140
		W _{cv} =	140

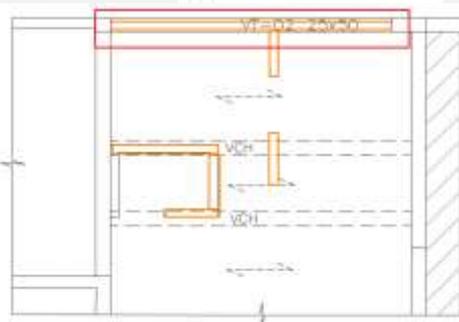


Figura 7.2. Vista en planta de la viga VT-02

7.2. Viga de gravedad VT-05 (25x50cm)

7.2.1. DISEÑO POR FLEXIÓN

El procedimiento del diseño por flexión en las vigas es el mismo que el realizado en las losas. Se buscará obtener el acero que se requiere a partir del momento último máximo encontrado.

Se utilizarán las siguientes expresiones para el cálculo del acero requerido

$$M_u = \phi * 0.85 * f'c * a * b * (d - \frac{a}{2}) \quad (7.1)$$

$$A_s = \frac{0.85 * f'c * a * b}{f_y} \quad (7.2)$$

Se presenta las secciones de la viga VT-05 a diseñar y los momentos obtenidos por las cargas de gravedad y sismo.

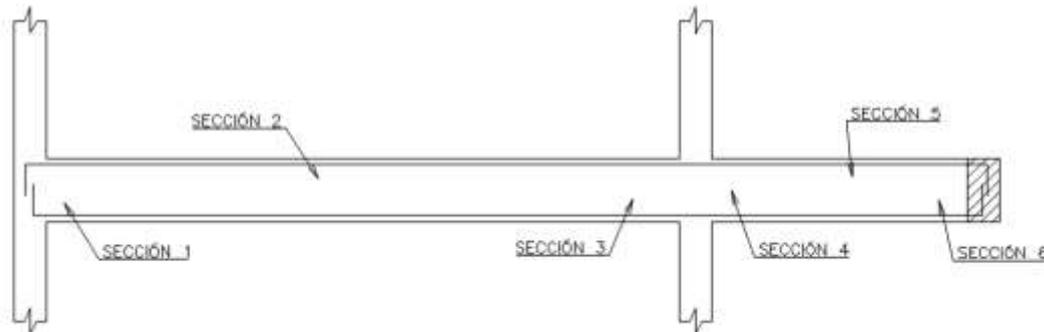


Figura 7.3. Secciones de viga para M+ y M-

Tabla 7.3. Momentos producidos por las cargas en la viga

Tipo de Carga	Momento (ton.m)	S1	S2	S3	S4	S5	S6
CM	M-	0.00	0.00	6.91	9.53	3.74	0.00
	M+	0.00	3.64	0.00	0.00	0.00	0.00
CV	M-	0.00	0.00	1.50	1.38	0.50	0.00
	M+	0.00	1.13	0.00	0.00	0.00	0.00
CS	M+-	0.00	0.00	0.28	1.32	0.00	0.00

Se muestran las combinaciones de cargas y envolvente de momentos

Tabla 7.4. Combinaciones y envolvente de momentos

Combinaciones de carga	Momentos (ton.m)					
	S1	S2	S3	S4	S5	S6
1.4CM+1.7CV	0.00	0.00	12.22	15.69	6.09	0.00
1.25(CM+CV) ± CS	0.00	7.02	0.00	0.00	0.00	0.00
	0.00	0.00	10.79	14.96	5.30	0.00
0.9CM± CS	0.00	5.97	0.28	1.32	0.00	0.00
	0.00	0.00	6.50	9.90	3.37	0.00
	0.00	3.28	0.28	1.32	0.00	0.00
Sección	Envolvente de momentos (ton.m)					
Superior	0.00	0.00	12.22	15.69	6.09	0.00
Inferior	0.00	7.02	0.28	1.32	0.00	0.00

Con los resultados obtenidos se realiza el diseño por flexión de la viga

Tabla 7.5. Diseño por flexión viga VT-05

VIGA VT-05 (25x50)	Sección 1	Sección 2	Sección 3	Sección 4	Sección 5	Sección 6
Mu- (ton.m)	0.00	0.00	-12.22	-15.69	-6.09	0.00
Mu+ (ton.m)	0.00	7.02	0.28	1.32	0.00	0.00
As req sup (cm ²)	As mín.	As mín.	8.04	10.65	3.82	As mín.
As req inf (cm ²)	As mín.	4.43	As mín.	As mín.	As mín.	As mín.
As sup colocado (cm ²)	2φ3/4" 5.7	2φ3/4" 5.7	2φ3/4"+2φ3/4" 11.4	2φ3/4"+2φ3/4" 11.4	2φ3/4" 5.7	2φ3/4" 5.7
As inf colocado (cm ²)	2φ3/4" 5.7	2φ3/4" 5.7	2φ3/4" 5.7	2φ3/4" 5.7	2φ3/4" 5.7	2φ3/4" 5.7
As máx. (cm ²)	17.52	17.52	17.52	17.52	17.52	17.52
As mín. (cm ²)	2.66	2.66	2.66	2.66	2.66	2.66

Límites de acero

- Acero mínimos

$$As_{min} = \frac{0.7 * \sqrt{f_c} * b * d}{f_y} \quad (7.3)$$

$$As_{min} = 2.66 \text{ cm}^2$$

- Acero máximo

El acero máximo es el 75% del acero balanceado

$$As_{b+} = \frac{0.85 * f_c * b * \beta_1 * c}{f_y} \quad (7.4)$$

$$As_{b+} = 23.37 \text{ cm}^2$$

$$As_{máx} = 0.75 * (23.37) = 17.52 \text{ cm}^2$$

7.2.2. DISEÑO POR CORTANTE

El diseño por corte de vigas de gravedad consiste en calcular la resistencia que ofrece el concreto y compararlo con el cortante último máximo encontrado. De no ser suficiente el aporte del concreto, se requerirá el uso de estribos para soportar las cargas solicitadas.

Se tienen las siguientes expresiones:

Aporte del concreto:

$$\phi V_c = \phi * 0.53 * \sqrt{f'_c} * d * b \quad (7.5)$$

Aporte del refuerzo:

$$V_s = \frac{A_v * f_y * d}{s} \quad (7.6)$$

Av representa el área de acero; s es el espaciamiento entre estribos y “d” el peralte efectivo de la viga

Para la viga en análisis se tienen las siguientes fuerzas cortantes:

Tabla 7.6. Fuerzas cortantes viga VT-05

VT-05	TRAMO 1		TRAMO 2	
	Ex Izq	Ex der	Ex izq	Ex der
V (ton)	S1	S3	S4	S5
CM	2.980	5.71	6.535	3.451
CV	0.884	1.478	1.073	0.566
CS	0.056	0.056	0.646	0.646

Al ser una viga por gravedad debida a sus bajas cargas sísmicas, el Vu tomado para el diseño será el de la envolvente de las combinaciones de carga:

Tabla 7.7. Combinaciones y envolvente

Combinaciones	V (ton)	V (ton)	V (ton)	V (ton)
1.4CM+1.7CV	5.675	10.507	10.973	5.794
1.25(CM+CV) + CS	4.886	9.041	10.156	5.667
1.25(CM+CV) - CS	4.774	8.929	8.864	4.375
0.9CM + CS	2.738	5.195	6.528	3.752
0.9CM - CS	2.626	5.083	5.236	2.460
Envolvente				
Vu max (ton)	5.675	10.507	10.973	5.794

Se tiene el diseño por corte de la viga

Tabla 7.8. Diseño por corte

VT-05	Sección1	Sección3	Sección4	Sección6
Vu (ton)	5.675	10.507	10.973	5.794
Vc (ton)	8.47	8.47	8.47	8.47
ϕVc (ton)	7.20	7.20	7.20	7.20
Vs req (ton)	NR	3.89	4.44	NR
Estribo	3/8"	3/8"	3/8"	3/8"
Av	1.42	1.42	1.42	1.42
S máx. (cm)	22.0	67.5	59.2	22.0
Vs lim (ton)	17.53	17.53	17.53	17.53
Vs > Vs lim	No	No	No	No
d/2 (cm)	22.0	22.0	22.0	22.0

El espaciamiento calculado máximo es de 22 cm, sin embargo, en las zonas de confinamiento de la viga, se usará aplicará lo siguiente:

- Primer estribo a una distancia máxima de 10 cm.
- Longitud de confinamiento: $2h = 2(50) = 100$ cm
- Espaciamiento de estribos de confinamiento: $d/4 = 11$, pero no menor de 15cm
→ S confinamiento = 15 cm

En cuanto a la longitud de corte, se realiza el procedimiento seguido en las losas aligeradas.

Se tiene:

- Punto teórico de corte ($M = -12.22$ ton.m) = 3.84 m (Tramo 1)
- Punto teórico de corte ($M = -15.69$ ton.m) = 0.75 m (Tramo 2)

Extensión: Mayor entre: ($d = 0.44$ m; $12db = 0.23$ m) = 0.44 m

Corte:

- Punto teórico de corte ($M = -12.22$ ton.m) = 3.84 - 0.44 m = 3.4 m
Se toma 4.95 m - 3.4 m = 1.55 m
- Punto teórico de corte ($M = -15.69$ ton.m) = 0.75 m + 0.44 m = 1.20 m
Se toma 1.20 m

Finalmente se tiene como distribución del acero transversal en las vigas se tiene:

Φ 3/8"; 1@5; 7@15; Rto 200 mm c/extremo

Disposición final de la viga:

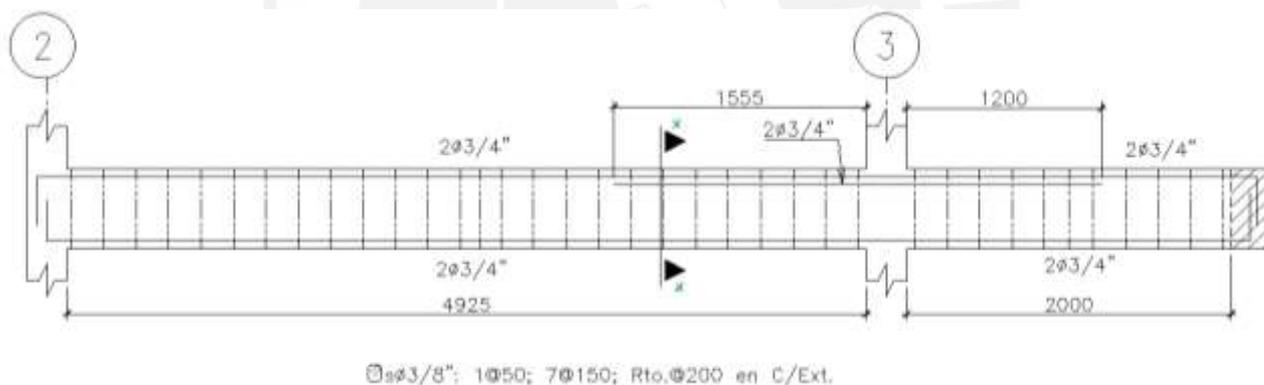


Figura 7.4. Armado viga VT-05 (25x50cm)

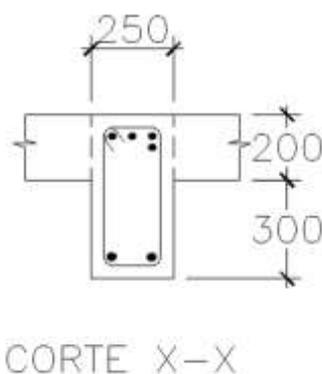


Figura 7.5. Sección transversal viga VT-05 (25x50cm)

7.3. Viga sísmica VT-02 (25x50cm)

7.3.1. DISEÑO POR FLEXIÓN

Las vigas sísmicas tienen el mismo procedimiento que el aplicado en las vigas por gravedad. La diferencia se basa en que los mayores momentos últimos serán a partir de las combinaciones en la que se incluyen las cargas sísmicas. Las fórmulas para obtener el acero requerido son las indicadas anteriormente en las expresiones 7.1 y 7.2.

Se presentan las secciones de la viga VT-02 a diseñar y los momentos originados por las cargas de gravedad y sismo.

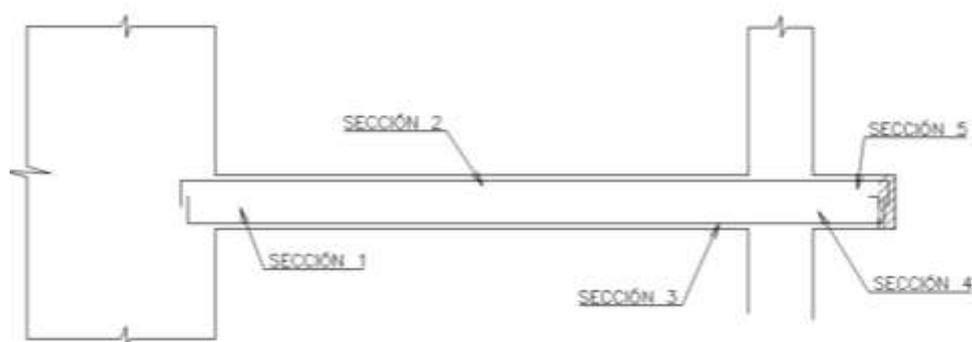


Figura 7.6. Secciones en viga VT-02

Tabla 7.9. Momentos producidos por las cargas en la viga VT-02

Tipo de Carga	Momento (ton.m)	S1	S2	S3	S4	S5
CM	Mu-	3.62	0	2.216	1.4	0
	Mu+	0	1.55	0	0	0
CV	Mu-	0.025	0	0	0.118	0
	Mu+	0	0	0.025	0	0
CS	Mu+-	3.22	0	3.13	0	0

Se muestran las combinaciones de carga y la envolvente de momentos.

Tabla 7.10. Combinaciones y envolvente de momentos viga VT-02

Combinaciones de carga	Momentos (ton.m)				
	S1	S2	S3	S4	S5
1.4CM+1.7CV	5.11	0.00	3.10	2.16	0.00
	0.00	2.17	0.04	0.00	0.00
1.25(CM+CV) ± CS	7.78	0.00	5.90	1.90	0.00
	3.22	1.94	3.16	0.00	0.00
0.9CM± CS	6.48	0.00	5.12	1.26	0.00
	3.22	1.40	3.13	0.00	0.00
Sección	Envolvente de momentos (ton.m)				
Superior	7.78	0.00	5.90	2.16	0.00
Inferior	3.22	2.17	3.16	0.00	0.00

Con los resultados obtenidos se realiza el diseño por flexión de la viga

Tabla 7.11. Diseño por flexión viga VT-02

VIGA VT-02 (25x50)	Sección1	Sección2	Sección3	Sección4	Sección5
Mu- (ton.m)	7.78	0.00	5.90	2.16	0.00
Mu+ (ton.m)	3.22	2.17	3.16	0.00	0.00
As req superior (cm2)	4.94	0.00	3.69	1.32	0.00
As req inferior (cm2)	1.98	1.32	1.94	0.00	0.00
As superior colocado (cm2)	3φ5/8"	2φ5/8"	2φ5/8"	2φ5/8"	2φ5/8"
	5.94	3.96	3.96	3.96	3.96
As inferior colocado (cm2)	2φ5/8"	2φ5/8"	2φ5/8"	2φ5/8"	2φ5/8"
	3.96	3.96	3.96	3.96	3.96
As máx (cm2)	17.52	17.52	17.52	17.52	17.52
As mín (cm2)	2.66	2.66	2.66	2.66	2.66

Límites de acero

- Acero mínimos

$$As_{min} = \frac{0.7 * \sqrt{f_c} * b * d}{f_y} = 2.66 \text{ cm}^2$$

- Acero máximo

El acero máximo es el 75% del acero balanceado

$$As_{b+} = \frac{0.85 * f_c * b * \beta_1 * c}{f_y} = 23.37 \text{ cm}^2$$

$$As_{máx} = 0.75 * (23.37) = 17.52 \text{ cm}^2$$

7.3.2. DISEÑO POR CORTANTE

Para el diseño por cortante de las vigas sísmicas, la norma E060 recomienda el diseño por Capacidad con el fin de garantizar una falla dúctil en la estructura.

De esta manera, la fuerza cortante de diseño (V_u) no debe ser menor que:

- Suma del cortante asociado con los momentos nominales (M_n) del elemento en cada extremo de la luz libre y el cortante isostático calculado para las cargas de gravedad amplificadas.
- El cortante máximo resultante de las combinaciones de carga de diseño con un factor de amplificación para los valores del sismo igual a 2.5.

Así también, se mencionan los espaciamientos entre estribos que debe cumplir:

- El primer estribo de confinamiento estará a una distancia no mayor a 10mm de la cara del elemento de apoyo.
- Los estribos de confinamiento deben tener un confinamiento que no debe exceder:

- $d/4$, sin ser necesario que sea menor a 15cm
- 10 veces el diámetro de la barra longitudinal
- 24 veces el diámetro de la barra del estribo
- 30cm

Longitud de confinamiento = $2h$, de la luz libre en cada extremo de la viga.

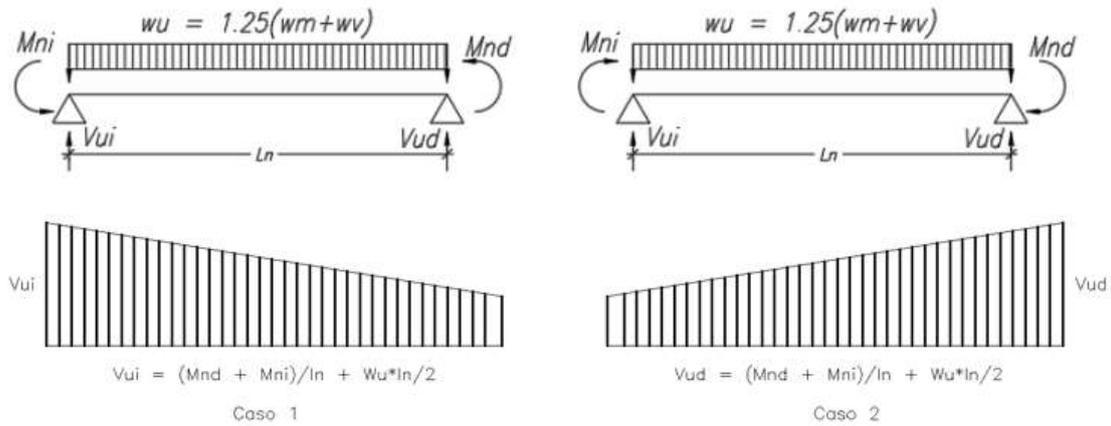


Figura 7.7. Fuerza cortante de diseño en vigas (E.060)

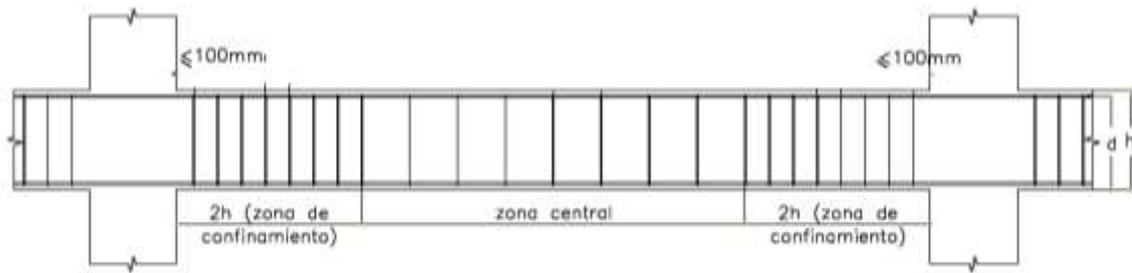


Figura 7.8. Requerimiento de estribos en vigas (E.060)

Calculo del Cortante de Diseño (V_u)

- A partir de las combinaciones con amplificación en la carga sísmica:

Tabla 7.12. Cortante debido a cargas sísmicas amplificadas

Combinaciones CS*2.5	V (ton)	V (ton)	V (ton)	V (ton)
1.4CM+1.7CV	4.440	3.654	3.884	2.470
1.25(CM+CV) + 2.5CS	7.092	6.391	3.430	2.168
1.25(CM+CV) - 2.5CS	0.836	0.134	3.420	2.157
0.9CM + 2.5CS	5.982	5.477	2.327	1.418
0.9CM - 2.5CS	-0.274	-0.779	2.317	1.408
Envolvente (ton)				
V máx (ton)	7.092	6.391	3.884	2.470

- De los momentos nominales en los extremos de la viga:

Tabla 7.13. Cortante plástico

Luz libre (m)	4.95
Mn + izq (ton.m)	9.92
Mn + der (ton.m)	9.92
Mn - izq (ton.m)	9.92
Mn - der (ton.m)	9.92
Vp izq (ton)	3.27
Vp der (ton)	2.84
<u>Cortante plástico</u>	
Vp máx (ton)	3.27
<u>Cortante isostático</u>	
$Pu = 1.25(CM+CV)*Ln/2$ (ton)	3.51
Vu (ton)	6.78

De acuerdo a lo indicado en cuanto al cortante por capacidad, se toma el menor valor de Vu de acuerdo a ambos criterios.

Tabla 7.14. Diseño por corte

VT-02 (25x50)	Sección1	Sección3	Sección4	Sección6
Vu (ton) a "d" de la cara	6.78	6.391	3.884	2.470
Vc (ton)	8.47	8.47	8.47	8.47
ϕVc (ton)	7.20	7.20	7.20	7.20
Vs req (ton)	NR	NR	NR	NR
Estribo	3/8"	3/8"	3/8"	3/8"
Av	1.42	1.42	1.42	1.42
s (d/2,d/4)	22.0	22.0	22.0	22.0
Vs lim (ton)	17.53	17.53	17.53	17.53
Vs > Vs lim	No	No	No	No
d/2 o d/4 (cm)	22.0	22.0	22.0	22.0

- Longitud de confinamiento: $2h = 2*(50) = 100$ cm
- Espaciamiento de estribos de confinamiento: $d/4 = 11$, pero no menor de 15cm
→S confinamiento = 15cm

Finalmente se tiene como distribución de estribos:

Tramo 1: Φ 3/8"; 1@50, 7@150, Rto @200mm c/extremo

Tramo 2: Φ 3/8"; 1@ 50, Rto @150mm c/extremo

Disposición del armado:

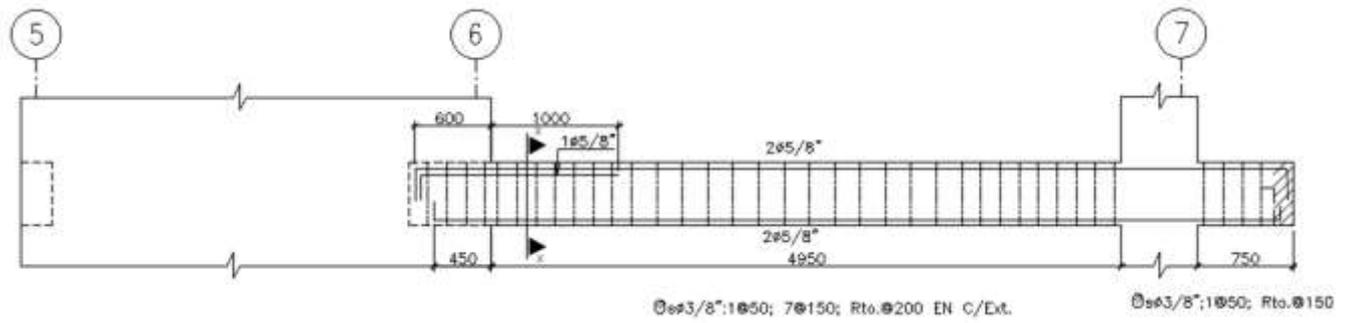


Figura.7.9. Armado final viga VT-02 (25x50cm)

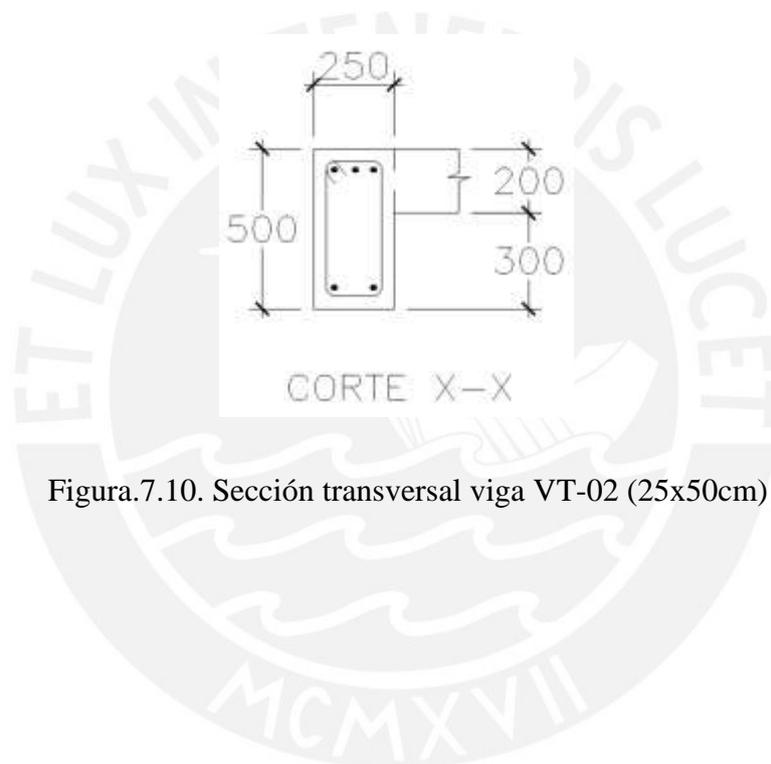


Figura.7.10. Sección transversal viga VT-02 (25x50cm)

CAPITULO 8: DISEÑO DE COLUMNAS

Las columnas son elementos que se encargarán de transferir (junto con las placas) las cargas de la estructura a la cimentación. Su diseño es bajo flexocompresión pues soporta cargas axiales y de flexión.

8.1. Metrado de cargas

Se analizará las columnas C1 (25X50cm) y C2 (25X60cm) las cuales se obtuvieron del predimensionamiento.

Columna C1:

Tabla 8.1. Metrado cargas C1

C1 25X50			CM (ton)					CV (ton)	Pesos (ton)	
Piso	Área alig (m ²)	Área trib (m ²)	Peso Alig	Peso pt	Peso vigas	Peso tab	Peso propio	Sobrecarga	P cm	P cv
1	11.30	13.72	3.39	1.37	2.34	5.12	0.93	2.74	13.15	2.74
2	11.30	13.72	3.39	1.37	2.34	5.12	0.78	2.74	13.00	2.74
3	11.30	13.72	3.39	1.37	2.34	5.12	0.78	2.74	13.00	2.74
4	11.30	13.72	3.39	1.37	2.34	5.12	0.78	2.74	13.00	2.74
5/ Azotea	11.30	13.72	3.16	1.37	2.34	0.00	0.78	1.37	7.66	1.37
								Total (ton)	59.82	12.34

Columna C2:

Tabla 8.2. Metrado cargas C2

C2 25x60			CM						CV	Peso (ton)	
Piso	Área alig (m ²)	Área trib (m ²)	Peso Alig	Peso Losa Maciza	Peso pt	Peso vigas	Peso tab	Peso propio	Sobrecarga	P cm	P cv
1	7.40	11.68	2.22	1.01	1.17	2.06	4.00	1.12	2.34	11.57	2.34
2	7.40	11.68	2.22	1.01	1.17	2.06	4.00	0.94	2.34	11.39	2.34
3	7.40	11.68	2.22	1.01	1.17	2.06	4.00	0.94	2.34	11.39	2.34
4	7.40	11.68	2.22	1.01	1.17	2.06	4.00	0.94	2.34	11.39	2.34
5/ Azotea	7.40	11.68	2.22	1.01	1.17	1.71	2.76	0.94	1.17	9.81	1.17
									Total (ton)	55.57	10.51

De los metrados mostrados se observan las cargas de gravedad actuantes en el techo del primer piso de la estructura. Estos valores se usarán junto con los de acción sísmica en las combinaciones de carga para realizar el diseño por flexocompresión y corte de la columna.

8.2. Diseño por flexocompresión

En el diseño por flexo-compresión se tiene que obtener el diagrama de interacción de la columna a diseñar. Para esto, es necesario contar con una cuantía que se encuentre entre 1% y 4% según lo recomendado por la norma peruana.

Luego, se tiene que constatar si las combinaciones de cargas últimas caen en del diagrama de interacción de tal manera que, si esto no ocurre, se aumente la cantidad de acero sin sobrepasar lo permitido.

COLUMNA C1 (25X50cm)

Solicitaciones y combinaciones de carga de la columna C1

Tabla 8.3. Solicitaciones columna C1

Piso	Caso de Carga	P	V2	V3	T	M2	M3
		(ton)	(ton)	(ton)	(ton.m)	(ton.m)	(ton.m)
TECHO 1	CMT	-85.525	-0.400	0.000	0.000	0.000	-0.419
TECHO 1	Live	-15.132	0.023	0.000	0.000	0.000	0.026
TECHO 1	SIS X-X	2.824	0.203	0.204	0.007	0.373	0.342
TECHO 1	SIS Y-Y	0.241	0.017	1.351	0.017	2.520	0.029

Tabla 8.4. Combinaciones de carga columna C1

COL C1	Combinación	Pu	M22	M33
		(ton)	(ton.m)	(ton.m)
GRAVEDAD	1.4CM+1.7CV	145.458	0.000	-0.543
SISXX	1.25(CM+CV)+SISXX	128.644	0.373	-0.149
	1.25(CM+CV)-SISXX	122.997	-0.373	-0.833
	0.9CM+SISXX	79.796	0.373	-0.035
	0.9CM-SISXX	74.148	-0.373	-0.719
SISYY	1.25(CM+CV)+SISYY	126.061	2.520	-0.463
	1.25(CM+CV)-SISYY	125.579	-2.520	-0.520
	0.9CM+SISYY	77.213	2.520	-0.348
	0.9CM-SISYY	76.731	-2.520	-0.405

Para el diagrama de interacción se tienen los siguientes valores para cada columna:

Tabla 8.5. Datos columna C1

b (cm)	25
h (cm)	50
Área columna (cm ²):	1250
cuantía mínima = 1% (cm ²):	12.5
Acero colocado :	8 Ø 5/8"
Acero colocado (cm ²) :	15.84

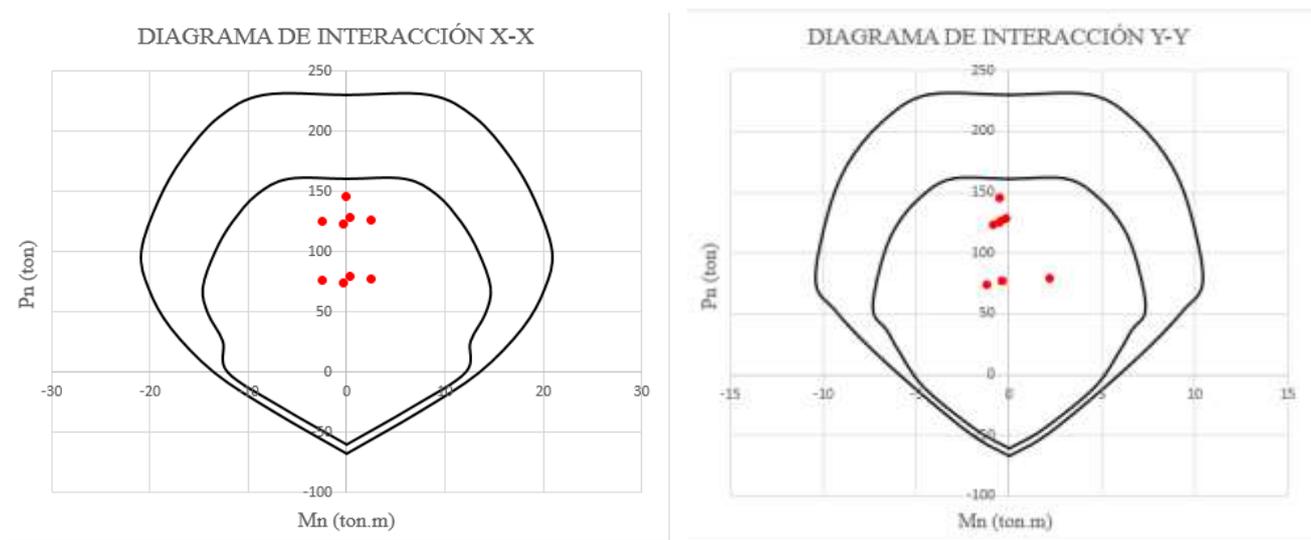


Figura 8.1. Diagramas de interacción C1

Las combinaciones de carga caen en el diagrama de interacción de la columna, por ende, es suficiente con el acero colocado.

COLUMNA C2 (60X25cm)

Solicitaciones y combinaciones de carga de la columna C2

Tabla 8.6. Solicitaciones columna C2

Piso	Caso de Carga	P	V2	V3	T	M2	M3
		(ton)	(ton)	(ton)	(ton.m)	(ton.m)	(ton.m)
TECHO 1	CMT	-47.882	0.522	0.081	0.000	0.083	0.536
TECHO 1	Live	-5.550	-0.031	0.027	0.000	0.028	-0.021
TECHO 1	SIS X-X	5.128	0.700	0.010	0.009	0.042	1.698
TECHO 1	SIS Y-Y	5.156	0.261	0.110	0.022	0.631	0.650

Tabla 8.7. Combinaciones de carga columna C2

COL C2	Combinación	P	M22	M33
		(ton)	(ton.m)	(ton.m)
GRAVEDAD	1.4CM+1.7CV	76.471	0.163	0.713
SISXX	1.25(CM+CV)+SISXX	71.918	0.180	2.341
	1.25(CM+CV)-SISXX	61.663	0.097	-1.056
	0.9CM+SISXX	48.222	0.117	2.180
	0.9CM-SISXX	37.967	0.033	-1.216
SISYY	1.25(CM+CV)+SISYY	71.947	0.769	1.292
	1.25(CM+CV)-SISYY	61.635	-0.492	-0.007
	0.9CM+SISYY	48.250	0.705	1.131
	0.9CM-SISYY	37.938	-0.556	-0.168

Se tienen los siguientes valores para cada columna:

Tabla 8.8. Datos columna C2

b (cm)	25
h (cm)	60
Área columna (cm ²):	1500
cuantía mínima = 1% (cm ²):	15
Acero colocado :	6 Ø 3/4"
Acero colocado (cm ²) :	17.1

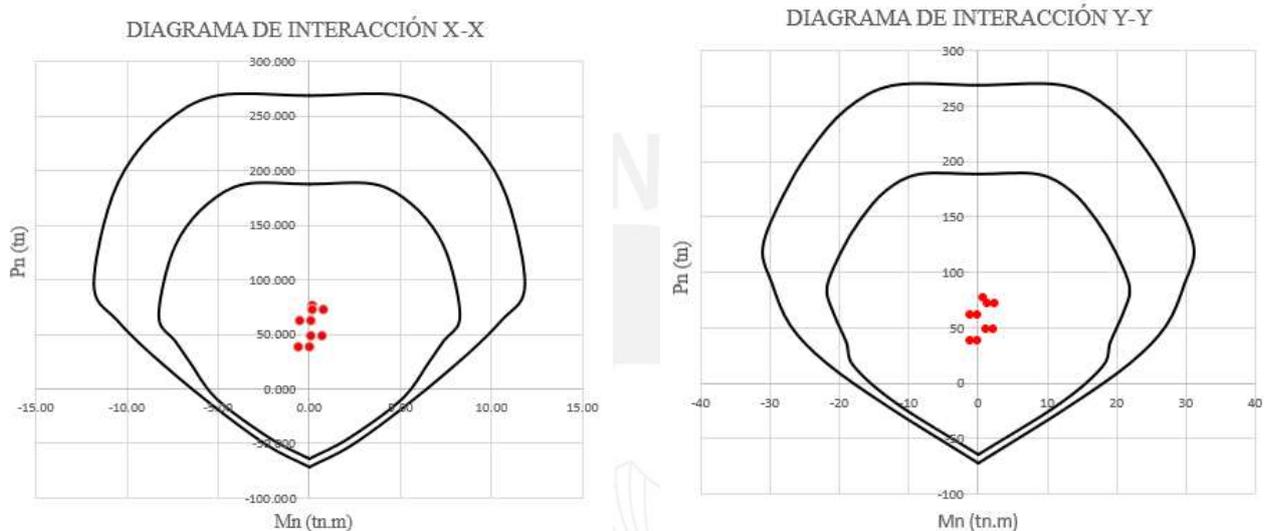


Figura 8.2. Diagramas de interacción C2

Las combinaciones de carga caen en el diagrama de interacción de la columna, por ende, es suficiente con el acero colocado.

8.3. Diseño por corte

En las columnas, el diseño por corte es similar al realizado en las vigas sísmicas, por lo que se sigue las indicaciones del capítulo 21 de la norma E.060.

Precisando una fuerza de corte de diseño “Vu” no menor que el obtenido mediante los siguientes criterios:

- La suma de la fuerza de corte ligada a los momentos nominales en los extremos de la luz de la columna con la cortante isostática obtenida a partir de las cargas de gravedad amplificadas en el área tributaria de la columna.
- El máximo cortante calculado a partir de las combinaciones de carga de diseño amplificando los valores del sismo con un factor de 2.5.

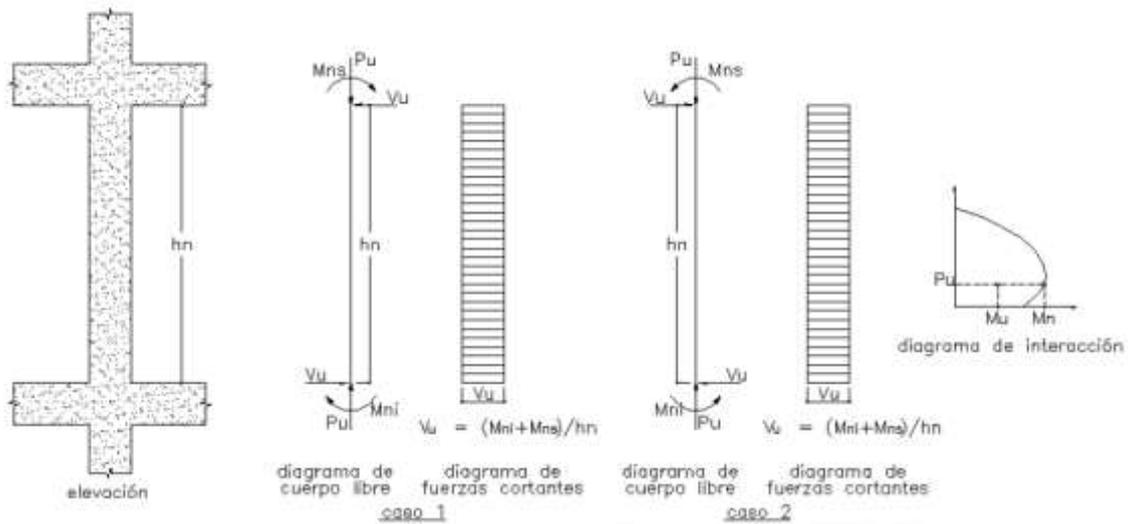


Figura 8.3. Fuerza cortante de diseño en columnas

La resistencia del concreto para elementos con cargas axiales es:

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

Donde:

A_g = Área bruta de la sección

N_u = Carga Axial última

El aporte del refuerzo mediante los estribos con un espaciamiento "s" se da mediante la siguiente expresión:

$$V_s = \frac{A_v * f_y * d}{s}$$

Así también, se mencionan los espaciamientos entre estribos que debe cumplir:

- Los estribos de confinamiento no deben tener un espaciamiento (s) que exceda al menor valor obtenido entre:
 - 8 veces el menor diámetro de las barras longitudinales confinadas
 - La mitad de la menor dimensión de la sección transversal del elemento
 - 10 cm
- La longitud de confinamiento (L_o) no debe ser menor que el mayor entre:
 - Una sexta parte de la luz libre del elemento
 - La mayor dimensión de la sección transversal del elemento
 - 50 cm

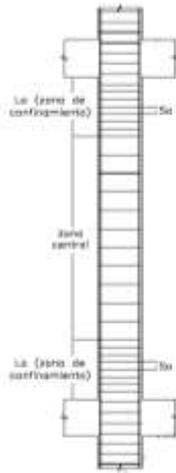


Figura 8.4. Estribos en columnas (E060)

COLUMNA C1 (25X50)

Cálculo del Cortante de Diseño (V_u)

- A partir de los momentos nominales:

Tabla 8.9. Cortante plástico C1

COMBINACIÓN	P (ton)	Mn
1.25(CM+CV)+Sx	128.73	9.85
1.25(CM+CV)-Sx	123.05	9.93
0.9CM+Sx	79.86	10.40
0.9CM-Sx	74.18	10.37
1.25(CM+CV)+Sy	126.13	19.86
1.25(CM+CV)-Sy	125.65	19.89
0.9CM+Sy	77.25	20.31
0.9CM-Sy	76.78	20.30
Mn máx. (ton.m)	20.31	
Vp (ton)	15.63	

- A partir de las combinaciones con amplificación en la carga sísmica

Tabla 8.10. Cortante debido a cargas sísmicas amplificadas C1

Combinación	Nu (ton)	Vu (ton)	$\emptyset V_c$ (ton)	D/C
1.4CM+1.7CV	145.46	0.52	11.955	0.044
1.25(CM+CV)+2.5SISXX	128.644	0.036	11.327	0.003
1.25(CM+CV)-2.5SISXX	122.997	0.978	11.117	0.088
0.9CM+2.5SISXX	79.796	0.148	9.505	0.016
0.9CM-2.5SISXX	74.148	0.867	9.294	0.093
1.25(CM+CV)+2.5*SISYY	126.06	3.38	12.635	0.267
1.25(CM+CV)-2.5*SISYY	125.58	3.38	12.615	0.2687
0.9CM+2.5*SISYY	77.21	3.38	10.585	0.319
0.9CM-2.5*SISYY	76.73	3.38	10.565	0.32
Vu máx. (ton)			3.38	

De acuerdo a lo indicado en cuanto al cortante por capacidad, se toma el menor valor de V_u de acuerdo a ambos criterios.

$$V_u = 3.38 \text{ ton}$$

Se observa que basta con la resistencia del concreto ($\phi V_c = 10.565 \text{ ton}$) para soportar la sollicitación máxima de la columna $V_u = 3.38 \text{ ton}$. Sin embargo, se colocará un refuerzo mínimo de confinamiento de acuerdo a lo indicado en el capítulo 21 de la norma E060.

COLUMNA C2 (60X25)

Cálculo del Cortante de Diseño (V_u)

- A partir de los momentos nominales:

Tabla 8.11. Cortante plástico C2

COMBINACIÓN	P (ton)	Mn (ton.m)
1.25(CM+CV)+S _x	72.91	28.70
1.25(CM+CV)-S _x	62.65	27.93
0.9CM+S _x	48.92	26.72
0.9CM-S _x	38.66	25.46
1.25(CM+CV)+S _y	72.93	11.06
1.25(CM+CV)-S _y	62.62	10.55
0.9CM+S _y	48.95	9.77
0.9CM-S _y	38.63	9.12
Mn máx. (ton.m)	28.70	
V _p (ton)	22.07	

- A partir de las combinaciones con amplificación en la carga sísmica

Tabla 8.12. Cortante debido a cargas sísmicas amplificadas C2

Combinación	Nu (ton)	Vu (ton)	ϕV_c (ton)	D/C
1.4CM+1.7CV	76.471	0.678	12.023	0.056
1.25(CM+CV)+2.5SISXX	71.918	2.363	11.832	0.200
1.25(CM+CV)-2.5SISXX	122.997	1.136	13.975	0.081
0.9CM+2.5SISXX	79.796	2.219	12.162	0.182
0.9CM-2.5SISXX	74.148	1.280	11.925	0.107
1.25(CM+CV)+2.5*SISYY	71.947	0.410	10.518	0.039
1.25(CM+CV)-2.5*SISYY	61.635	0.141	10.133	0.014
0.9CM+2.5*SISYY	48.250	0.348	9.634	0.036
0.9CM-2.5*SISYY	37.938	0.203	9.249	0.022
Vu máx. (ton)	2.36			

De acuerdo a lo indicado en cuanto al cortante por capacidad, se toma el menor valor de V_u de acuerdo a ambos criterios.

$$V_u = 2.36 \text{ ton}$$

Se observa que basta con el aporte del concreto ($\phi V_c = 11.83 \text{ ton}$) para soportar la sollicitación máxima de la columna $V_u = 2.36 \text{ ton}$. Al igual que el caso anterior, se colocará un refuerzo de confinamiento mínimo a la columna.

Luego, se muestran los resultados de los requerimientos para el confinamiento de las columnas.

Tabla 8.13. Confinamiento de las columnas

	COLUMNA C1 (25x50)	COLUMNA C2 (25x60)
Longitud de confinamiento		
$L_n/6$ (cm)	43.33	43.33
Mayor dimensión (cm)	50	60
50 cm	50	50
L conf (cm):	50.0	60.0
Espaciamiento de estribos		
8 db (cm)	12.72	15.28
$L_{\text{menor}}/2$ (cm)	12.5	12.5
10 cm	10	10
S estribos conf (cm):	10	10
Espaciamiento máximo		
$d/2$ (cm)	22	27
Distribución	$\phi 3/8''$; 1@50, 5@100, Rto. @200	$\phi 3/8''$; 1@50, 6@100, Rto. @250

Finalmente, se muestran las secciones finales de las columnas (mm)

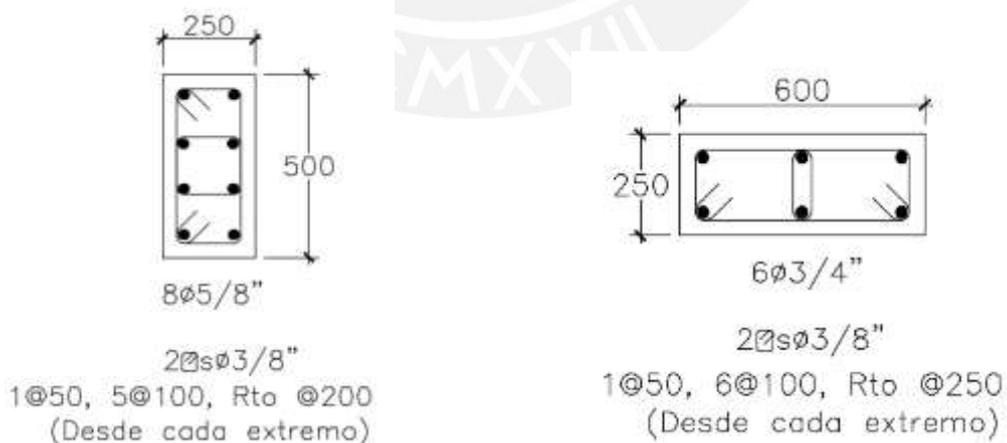


Figura 8.5. Diseño final columnas C1 (izquierda) y C2 (derecha)

CAPITULO 9: DISEÑO DE PLACAS

Las placas o muros de corte son elementos verticales las cuales se encargan de dar la mayor rigidez lateral a la estructura. Así también, son los responsables de, junto con las columnas, transferir todas las cargas de la edificación hacia la cimentación.

Es de vital importancia que la ubicación de las placas sean lo más simétricas posibles en ambas direcciones puesto que sino podrían aparecer problemas de torsión. Las placas al igual que las columnas, se diseñan bajo flexocompresión y fuerza cortante.

9.1. Metrado de cargas

Se realizará el metrado de la placa P2 Y P5 que se encuentran en dirección horizontal y vertical respectivamente.

PLACA P2 (3.70m x 0.20m)

Tabla 9.1. Metrado placa P2

PLACA P2 (3.7 x 0.2)			CM					CV	CARGAS FINALES	
Piso	Área alig (m ²)	Área trib. (m ²)	Peso Alig (ton)	Peso pt (ton)	Peso vigas (ton)	Peso tabiques (ton)	Peso propio (ton)	s/c (ton)	P cm (ton)	P cv (ton)
1	11.15	17.08	3.345	1.708	2.25	2.56	5.506	3.416	15.37	3.42
2	11.15	17.08	3.345	1.708	2.25	2.56	4.618	3.416	14.48	3.42
3	11.15	17.08	3.345	1.708	2.25	2.56	4.618	3.416	14.48	3.42
4	11.15	17.08	3.345	1.708	2.25	2.56	4.618	3.416	14.48	3.42
5 / Azotea	12.30	17.08	3.690	1.708	2.25	0.00	4.618	1.708	12.27	1.71
Total (ton)									71.07	15.37

PLACA P5 (3.00m x 0.25m)

Tabla 9.2. Metrado placa P5

PLACA P5 (3.0 x 0.25)			CM					CV	CARGAS FINALES	
Piso	Área alig (m ²)	Área trib. (m ²)	Peso Alig (ton)	Peso pt (ton)	Peso vigas (ton)	Peso tabiques (ton)	Peso propio (ton)	s/c (ton)	P cm (ton)	P cv (ton)
1	14.62	17.32	4.385	1.732	3.25	1.65	5.580	3.464	16.59	3.46
2	14.62	17.32	4.385	1.732	3.25	1.65	4.680	3.464	15.69	3.46
3	14.62	17.32	4.385	1.732	3.25	1.65	4.680	3.464	15.69	3.46
4	14.62	17.32	4.385	1.732	3.25	1.65	4.680	3.464	15.69	3.46
5 / Azotea	14.62	17.32	4.385	1.732	3.25	0.00	4.680	1.732	14.04	1.73
Total									77.70	15.59

9.2. Diseño por Flexo-compresión

El diseño por flexo-compresión se realizará utilizando el diagrama de interacción para la dirección en la cual se encuentra la placa. Debido a que el sistema es de muros estructurales, los momentos actuantes en las placas serán críticas en las combinaciones que actúan las cargas sísmicas. El mayor aporte del refuerzo se da en los extremos de la placa pues es donde se consigue un mayor brazo de palanca y es donde se concentran los mayores esfuerzos. Debido a eso, para una suposición inicial y conservadora del área de acero en los extremos se puede utilizar la siguiente expresión:

$$A_s = \frac{M_u}{\phi * f_y * 0.8L} \quad (9.1)$$

Así también, se complementa con el requerimiento mínimo en los núcleos de borde

$$0.01 \leq \rho_{\text{núcleo}} \leq 0.06 \quad (9.2)$$

Elementos de borde

En el ítem 21.9.7. de la norma E.060, se indica que se debe comprobar la necesidad de confinar los elementos de borde en los extremos de los muros estructurales. Para lo cual, indica que se debe verificar mediante alguno de los siguientes criterios.

Criterio 1:

Los elementos de borde deben ser confinados cuando la profundidad del eje neutro exceda de:

$$c \geq \frac{l_m}{600 * \left(\frac{\delta u}{h_m}\right)} \quad (9.3)$$

Donde:

l_m = Longitud del muro en el plano horizontal

h_m = Altura total del muro

δu = Desplazamiento lateral inelástico producido por el sismo en el nivel más alto del muro

El cociente $\frac{\delta u}{h_m}$ no debe tomarse menor de 0.005.

Criterio 2:

Los muros deben ser confinados cuando el esfuerzo de compresión máximo de la fibra extrema correspondiente a las fuerzas amplificadas incluyendo los efectos sísmicos, sobrepase $0.2 * f'_c$.

El esfuerzo en compresión máximo se calculará mediante la siguiente expresión:

$$\sigma = \frac{Pu}{Ag} + \frac{Mux}{Sgx} + \frac{Muy}{Sgy} \quad (9.4)$$

En donde se requieran elementos confinados se deben de cumplir que el elemento de borde se debe extender horizontalmente desde la fibra extrema en compresión una distancia no menor que el máximo valor entre $c-0.1*Lm$ y $c/2$.

Nota: Una longitud de confinamiento usual en las construcciones es considerarla el $0.15*Lm$.

Así también, el espaciamiento no debe exceder del menor entre:

- 10 veces el diámetro de la barra longitudinal confinada de menor diámetro
- La menor dimensión de la sección transversal
- 250 mm

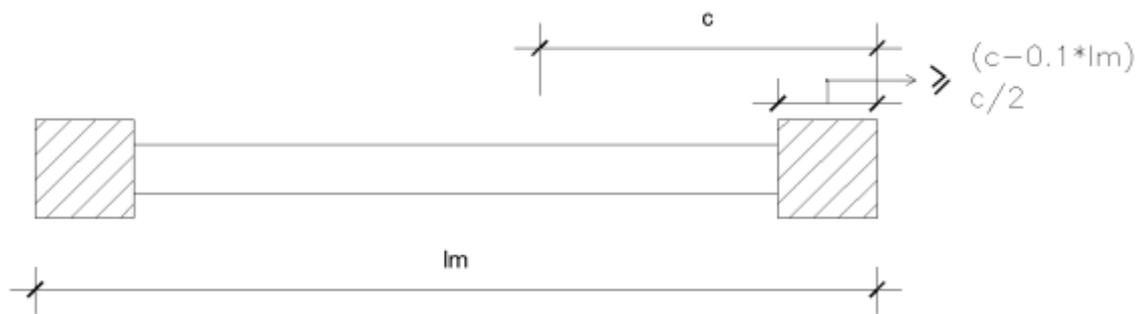


Figura 9.1. Elementos confinados en un muro (E060)

PLACA P2

La placa P2 tiene dimensiones de 20 cm de espesor y 3.7 m de longitud. Se encuentra situada en el eje A entre los ejes 5 y 6.

- Verificación de elementos de borde

Utilizando el criterio 2:

Esfuerzo límite:

$$\sigma_{lim} = 0.2 \cdot f'c = 0.2 \cdot (210) = 42 \text{ kg/cm}^2$$

Esfuerzo actuante:

$$\text{Mediante la expresión (9.4) se tiene: } \sigma_{act} = 52.41 \text{ kg/cm}^2$$

Se observa que $\sigma_{act} \geq \sigma_{lim}$ por lo que, mediante este criterio, sí se requiere que los elementos de borde estén confinados.

Longitud de confinamiento mínima:

$$\begin{aligned} \text{Norma E060:} \quad & \text{Máximo entre: } c-0.1l = 61.4-0.1*370 = 24.7 \text{ cm} \\ & c/2 = 61.4/2 = 30.7 \text{ cm} \end{aligned}$$

$$\rightarrow L_{\text{conf mín}} = 30.7 \text{ cm}$$

$$\text{Prácticas constructivas:} \quad 0.15*L_m = 0.15*370 = 55.5 \text{ cm}$$

$$\rightarrow L_{\text{conf}} = 55.5 \text{ cm}$$

Se usará como longitud de confinamiento: 55 cm.

- Acero en núcleos de confinamiento

Utilizando la expresión (9.1) se realiza una suposición inicial y conservadora del área de acero en los extremos:

Con $M_u = 165.11 \text{ ton.m}$, $L = 3.70 \text{ m}$ y $\phi = 0.9$

$$A_s = \frac{M_u}{\phi * f_y * 0.8L} = 14.76 \text{ cm}^2 \text{ en } c/\text{extremo}$$

As colocado: $6 \phi \frac{3}{4}'' = 17.1 \text{ cm}^2$ en cada extremo de la placa

Verificamos que se cumpla la expresión (9.2):

$$\rho_{\text{núcleo}} = \frac{A_s}{\text{Área núcleo}} = \frac{14.76}{55 \times 20} = 0.0134$$

El acero de refuerzo en el núcleo cumple con estar en el rango de cuantía permitida (9.2)

- Combinaciones de cargas

Se muestran las combinaciones de las solicitaciones actuantes en la placa en cada dirección.

Dirección X-X

Tabla 9.3. Solicitaciones placa P2 Dirección X

SISMO XX				
	COMBINACIONES	P (ton)	M22 (ton.m)	M33 (ton.m)
GRAVEDAD	1.4CM+1.7CV	131.66	0.01	6.61
SISXX POSITIVO	1.25(CM+CV)+SISXX	120.08	0.05	165.11
	1.25(CM+CV)-SISXX	109.39	-0.04	-153.98
	0.9CM+SISXX	78.47	0.05	162.42
	0.9CM-SISXX	67.78	-0.04	-156.67
SISXX NEGATIVO	1.25(CM+CV)+SISXX	120.08	-0.05	-165.11
	1.25(CM+CV)-SISXX	109.39	0.04	153.98
	0.9CM+SISXX	78.47	-0.05	-162.42
	0.9CM-SISXX	67.78	0.04	156.67

Dirección Y-Y

Tabla 9.4. Solicitaciones placa P2 Dirección Y

SISMO YY				
	COMBINACIONES	P (ton)	M22 (ton.m)	M33 (ton.m)
GRAVEDAD	1.4CM+1.7CV	131.66	0.01	6.61
SISYY POSITIVO	1.25(CM+CV)+SISYY	124.30	1.66	66.95
	1.25(CM+CV)-SISYY	105.17	-1.64	-55.82
	0.9CM+SISYY	82.69	1.65	64.26
	0.9CM-SISYY	63.56	-1.64	-58.51
SISYY NEGATIVO	1.25(CM+CV)+SISYY	124.30	-1.66	-66.95
	1.25(CM+CV)-SISYY	105.17	1.64	55.82
	0.9CM+SISYY	82.69	-1.65	-64.26
	0.9CM-SISYY	63.56	1.64	58.51

Se debe verificar que los pares combinados (M, P) estén dentro del Diagrama de interacción respectivo para cada dirección, de tal forma que se compruebe que la sección y armadura propuesta cumple con los requerimientos mínimos para el diseño por flexo-compresión

Se muestra para cada dirección las combinaciones de las solicitaciones actuantes y el diagrama de interacción obtenido considerando el acero calculado inicialmente en cada extremo de la placa.

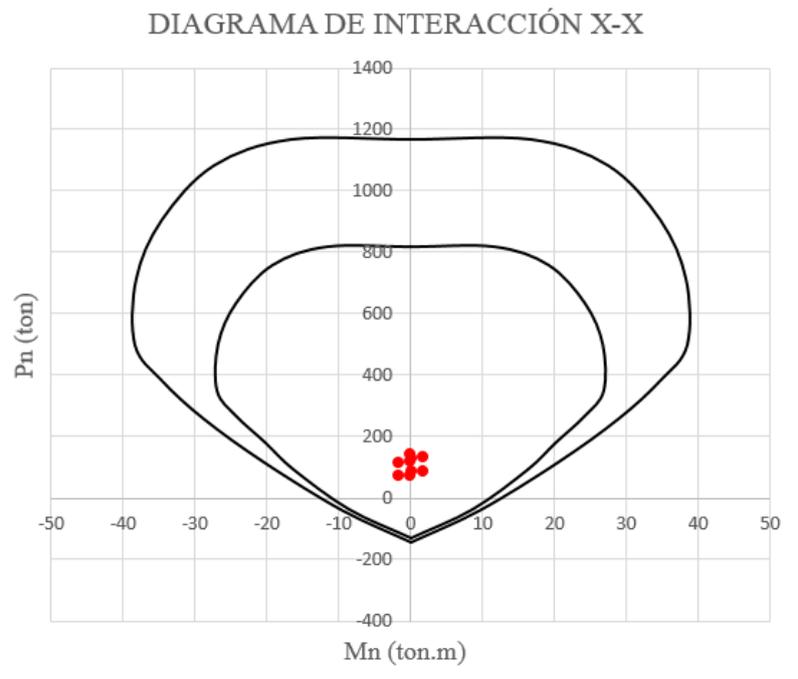


Figura 9.2. Diagrama Interacción placa P2. X-X

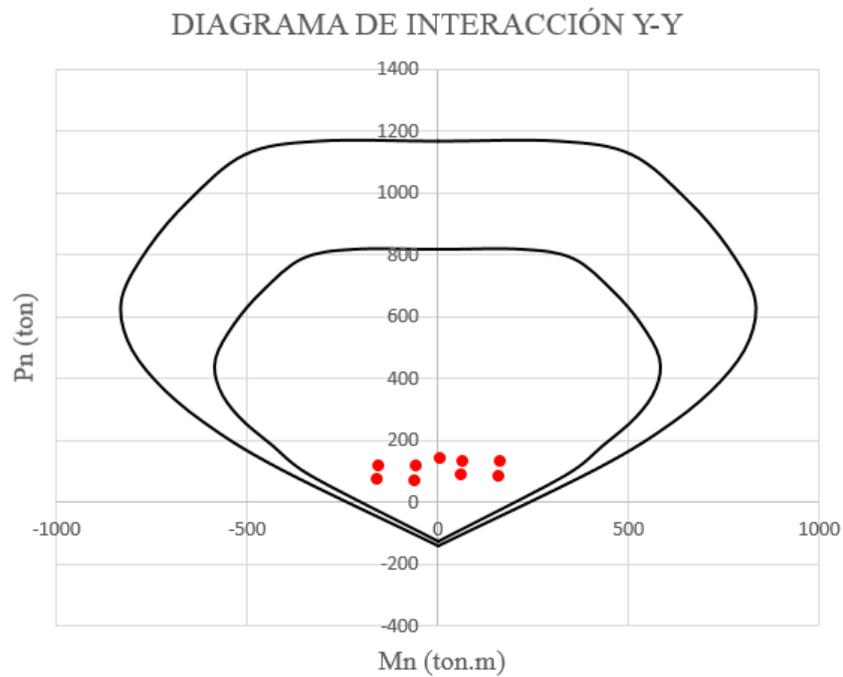


Figura 9.3. Diagrama Interacción placa P2. Y-Y

Las combinaciones de cargas sísmicas caen en el Diagrama de interacción, por lo que verifica que las dimensiones y el acero propuesto son las adecuadas y cumplen por flexo-compresión.

- Combinaciones de cargas

Se muestran las combinaciones de las solicitaciones actuantes en la placa en cada dirección.

Tabla 9.5. Solicitaciones placa P5 Dirección X

SISMO XX				
	COMBINACIONES	P (ton)	M22 (ton.m)	M33 (ton.m)
GRAVEDAD	1.4CM+1.7CV	121.449	-0.050	-0.242
SISXX POSITIVO	1.25(CM+CV)+SISXX	115.940	0.984	59.527
	1.25(CM+CV)-SISXX	95.080	-1.069	-59.949
	0.9CM+SISXX	76.564	1.003	59.604
	0.9CM-SISXX	55.705	-1.050	-59.872
SISXX NEGATIVO	1.25(CM+CV)+SISXX	115.940	-0.984	-59.527
	1.25(CM+CV)-SISXX	95.080	1.069	59.949
	0.9CM+SISXX	76.564	-1.003	-59.604
	0.9CM-SISXX	55.705	1.050	59.872

Dirección Y-Y

Tabla 9.6. Solicitaciones placa P5 Dirección Y

SISMO YY				
	COMBINACIONES	P (ton)	M22 (ton.m)	M33 (ton.m)
GRAVEDAD	1.4CM+1.7CV	121.45	-0.05	-0.24
SISYY POSITIVO	1.25(CM+CV)+SISYY	106.34	0.04	238.34
	1.25(CM+CV)-SISYY	104.68	-0.13	-238.76
	0.9CM+SISYY	66.97	0.06	238.42
	0.9CM-SISYY	65.30	-0.11	-238.69
SISYY NEGATIVO	1.25(CM+CV)+SISYY	106.34	-0.04	-238.34
	1.25(CM+CV)-SISYY	104.68	0.13	238.76
	0.9CM+SISYY	66.97	-0.06	-238.42
	0.9CM-SISYY	65.30	0.11	238.69

Se debe verificar que los pares combinados (M, P) estén dentro del Diagrama de interacción respectivo para las dos direcciones, de tal forma que se compruebe que la sección y armadura propuesta cumple con los requerimientos mínimos para el diseño por flexocompresión

Se muestra para cada dirección las combinaciones de las solicitaciones actuantes y el diagrama de interacción obtenido considerando el acero calculado inicialmente en cada extremo de la placa.

DIAGRAMA DE INTERACCIÓN X-X

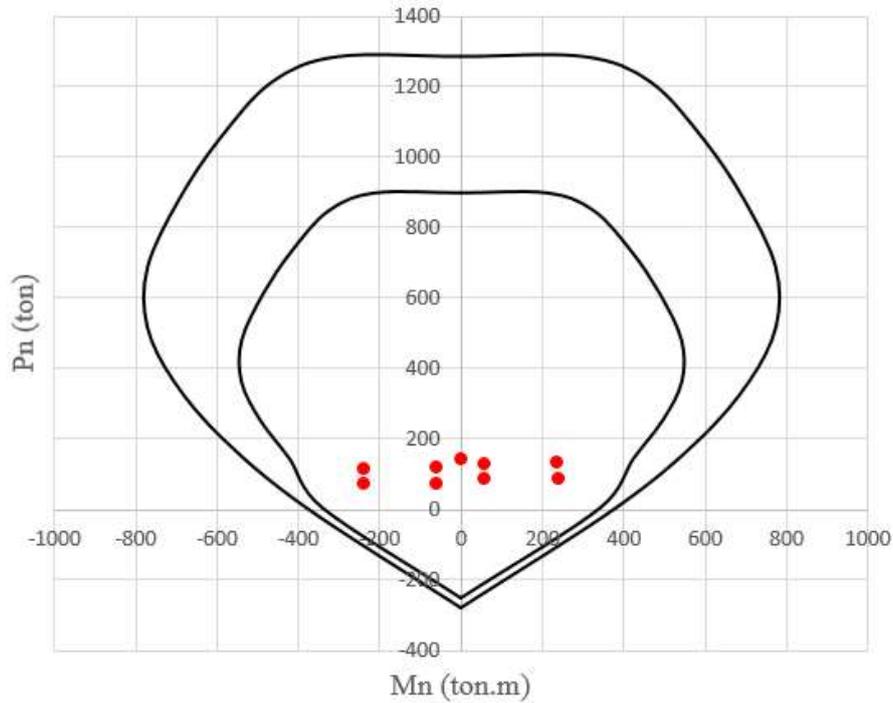


Figura 9.4. Diagrama Interacción placa P5. X-X

DIAGRAMA DE INTERACCIÓN Y-Y

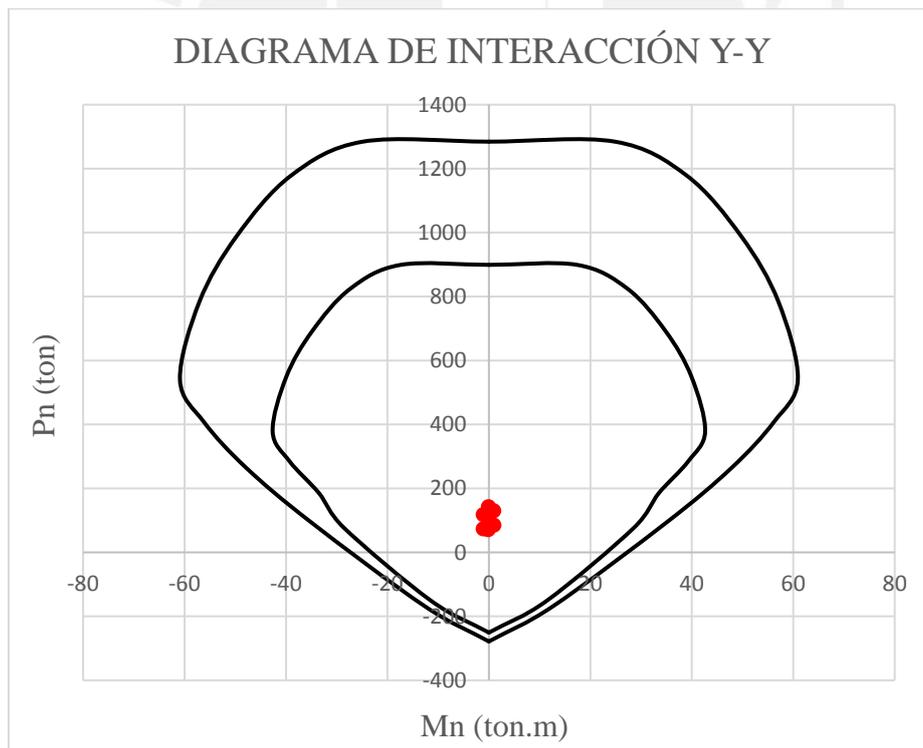


Figura 9.5. Diagrama Interacción placa P5. Y-Y

Al igual que en la placa anterior, las solicitaciones de cargas sísmicas están dentro del Diagrama de interacción, por lo que verifica que las dimensiones y el acero propuesto son las adecuadas y cumplen por flexo-compresión.

9.3. Diseño por corte

En el diseño por cortante, se seguirá lo indicado en los criterios por capacidad del capítulo 21 de la norma E060. Se menciona que el cortante de diseño “Vu” deberá acoplarse a la capacidad en flexión colocada en el muro con la ecuación que se muestra a continuación:

$$Vu = Vua * \left(\frac{Mn}{Mua} \right) \quad (9.4)$$

Donde:

Vua: Cortante amplificado del análisis

Mua: Momento amplificado del análisis

Mn: Momento resistente de la placa

El factor $\left(\frac{Mn}{Mua} \right)$ no deberá tomar un mayor valor que el coeficiente de reducción (R)

Lo indicado se limita a una altura de muro, con una longitud la cual es la mayor entre:

- Longitud del muro
- $\frac{Mu}{4*Vu}$
- Altura de los dos primeros pisos

Aporte del concreto:

$$Vc = Acw * \alpha * \sqrt{f'c} \quad (9.5)$$

Donde el coeficiente α es:

Para $hm/lm \leq 1.5$: $\alpha = 0.8$

Para $hm/lm \geq 2.0$: $\alpha = 0.53$

Para $1.5 \leq hm/lm \leq 2.0$: α varía linealmente entre 0.8 y 0.53

Aporte del acero de refuerzo:

$$Vs = Acw * \rho h * fy \quad (9.6)$$

Donde ρh es la cuantía horizontal para cortante espaciadas cada “s” cm.

Cuantía mínima de la placa

Si $Vu \leq 0.27 * \sqrt{f'c} * Acw$

→ $\rho_{horiz} \geq 0.002$

→ $\rho_{vert} \geq 0.0015$

Si $Vu \geq 0.27 * \sqrt{f'c} * Acw$

→ $\rho_{horiz} \geq 0.0025$

$$\rightarrow \rho_{vert} \geq 0.0025 + 0.5 * \left(2.5 - \frac{hm}{lm}\right) * (\rho h - 0.0025) \geq 0.0025$$

Pero no necesita ser mayor que el calculado por el ρh requerido por:

$$\rho h = \frac{V_s}{A_{cw} * f_y} \quad (9.7)$$

PLACA P2

Características de la placa P2:

- Altura del muro: 13 m
- Longitud del muro: 3.70 m
- Longitud efectiva del muro: $0.8 * (3.70) = 2.96$ m
- Espesor: 0.20 m
- $A_{cw} = 296 * 20 = 5920$ cm²
- R= 6. (Muros estructural)

Tabla 9.7. Diseño corte placa P2.

Piso	Placa	Combinación	Pu (ton)	Vua (ton)	Mua (ton.m)	Mn (ton.m)	Mn/Mua	Vu (ton)	Vc (ton)	Vs (ton)
TECHO 1	P2	1.25(CM+CV)+-SISXX	109.39	25.05	165.11	417.41	2.53	63.32	45.5	29.03
		1.25(CM+CV)+-SISXX	120.08	-30.72	-153.98	433.22	2.81	86.43	45.5	56.21
		1.25(CM+CV)+-SISYY	105.17	5.84	66.95	411.17	6.14	35.03	45.5	-4.26
		1.25(CM+CV)+-SISYY	124.30	-11.51	-55.82	439.46	7.87	69.05	45.5	35.77
		0.9CM+-SISXX	67.78	26.02	162.42	355.89	2.19	57.01	45.5	21.60
		0.9CM+-SISXX	78.47	-29.75	-156.67	371.70	2.37	70.57	45.5	37.56
		0.9CM+-SISYY	63.56	6.81	64.26	349.65	5.44	37.06	45.5	-1.87
		0.9CM+-SISYY	82.69	-10.54	-58.51	377.94	6.46	63.23	45.5	28.91

Se obtiene el cortante de diseño máximo $V_u = 86.45$ ton que sobrepasa la resistencia del concreto por lo que requiere un aporte del refuerzo de acero horizontal es de 56.21 ton.

Utilizando la ecuación (9.6) se obtiene la cuantía requerida:

$$V_s = \rho h * f_y * A_{cw}$$

$$56210 \text{ kg} = \rho h * 4200 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} * 5920 \text{ cm}^2$$

$$\rightarrow \rho h = 0.00226$$

Cuantía mínima:

$$V_u = 86.43 \text{ ton} > 0.27 * \sqrt{f_c} * A_{cw} = 23.16 \text{ ton}$$

$$\rightarrow \rho h \text{ min} = 0.0025$$

$$\rightarrow \rho v \text{ min} = 0.0025$$

Finalmente, se colocará como distribución de acero: $\phi 3/8'' @ 25$ cm tanto vertical como horizontalmente.

$$\rightarrow \rho_h \text{ colocado} = 0.00284$$

$$\rightarrow \rho_v \text{ colocado} = 0.00284$$

PLACA P5

Características de la placa P5:

- Altura del muro: 13 m
- Longitud del muro: 3.0 m
- Longitud efectiva del muro: $0.8 * (3.0) = 2.40$ m
- Espesor: 0.25 m
- $A_{cw} = 240 * 25 = 6000$ cm²
- $R = 6$. (Muros estructurales)

Tabla 9.8. Diseño corte placa P5.

Piso	Placa	Combinación	Pu (ton)	Vua (ton)	Mua (ton.m)	Mn (ton.m)	Mn/Mua	Vu (ton)	Vc (ton)	Vs (ton)
TECHO 1	P5	1.25(CM+CV)+-SISXX	95.08	12.77	59.53	482.16	8.10	76.62	46.1	44.06
		1.25(CM+CV)+-SISXX	115.94	-12.87	-59.95	502.39	8.38	77.23	46.1	44.78
		1.25(CM+CV)+-SISYY	104.68	46.63	238.34	491.47	2.06	96.16	46.1	67.04
		1.25(CM+CV)+-SISYY	106.34	-46.73	-238.76	493.08	2.07	96.51	46.1	67.46
		0.9CM+-SISXX	55.71	12.79	59.60	436.71	7.33	76.72	46.1	44.18
		0.9CM+-SISXX	76.56	-12.86	-59.87	460.80	7.70	77.14	46.1	44.67
		0.9CM+-SISYY	65.30	46.65	238.42	447.79	1.88	87.61	46.1	56.99
		0.9CM+-SISYY	66.97	-46.72	-238.69	449.72	1.88	88.02	46.1	57.47

Se obtiene el cortante de diseño máximo $V_u = 96.51$ ton que sobrepasa la resistencia del concreto por lo que requiere un aporte del refuerzo de acero horizontal es de 67.46 ton.

Utilizando la ecuación (9.6) se obtiene la cuantía requerida:

$$V_s = \rho_h * f_y * A_{cw}$$

$$67460 \text{ kg} = \rho_h * 4200 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} * 6000 \text{ cm}^2$$

$$\rightarrow \rho_h = 0.0027$$

Cuantía mínima:

$$V_u = 96.51 \text{ ton} > 0.27 * \sqrt{f_c} * A_{cw} = 23.48 \text{ ton}$$

$$\rightarrow \rho_h \text{ min} = 0.0025$$

$$\rightarrow \rho_v \text{ min} = 0.0025$$

Finalmente, se colocará como distribución de acero: $\phi 3/8'' @ 20$ cm tanto vertical como horizontalmente.

$$\rightarrow \rho_h \text{ colocado} = 0.00284$$

$$\rightarrow \rho_v \text{ colocado} = 0.00284$$

Finalmente, se muestra el armado final de los muros de corte.

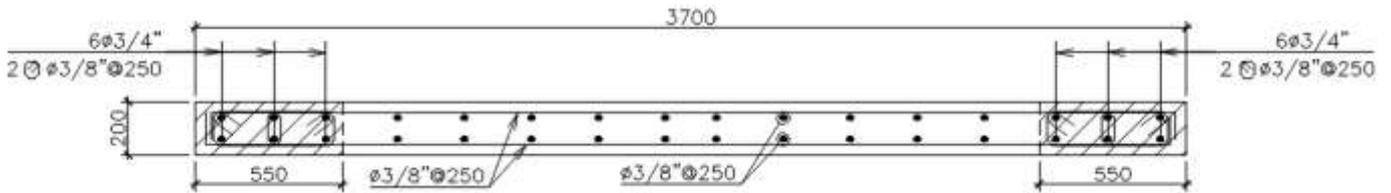


Figura 9.6. Armado placa P2

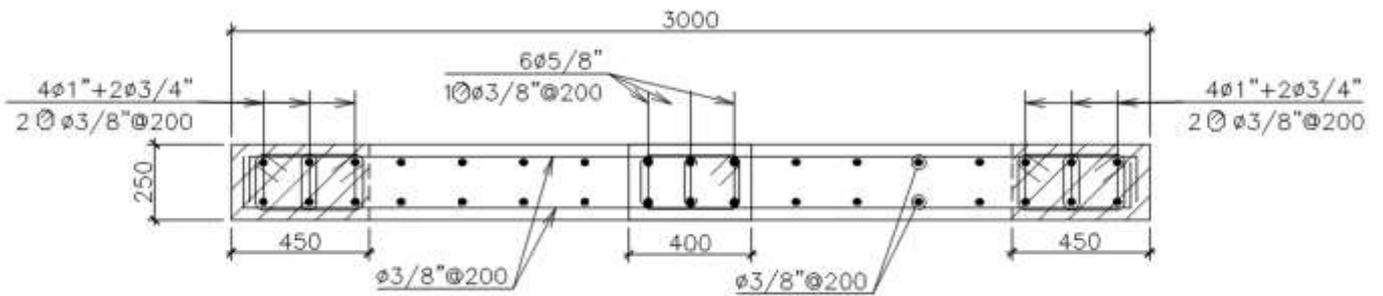


Figura 9.7. Armado placa P5

CAPITULO 10: DISEÑO DE CIMENTACIONES

La cimentación engloba a los elementos que transfieren las cargas provenientes de las columnas y muros de la superestructura hacia el suelo. Hay diversos elementos que confirman la cimentación de una estructura, elementos como las zapatas aisladas, combinadas, conectadas, cimientos corridos, vigas de cimentación y plateas.

El presente proyecto, que se encuentra situado en Lima, tiene un suelo bueno el cual tiene una capacidad portante igual a 4 kg/cm^2 y se considerará un fondo de cimentación de 1.5m. Se usarán zapatas aisladas y/o combinadas para la cimentación de las columnas y placas céntricas y debido a que se tiene muros perimetrales, se usarán zapatas conectadas mediante las vigas de cimentación de tal forma de tener esfuerzos uniformes y sin generar tracciones en el terreno.

10.1. Diseño de Zapata aislada

El procedimiento del diseño de una zapata se inicia con el predimensionamiento en planta de la zapata a partir de las cargas muertas y vivas de servicio que provienen del elemento vertical. Luego de comprobar que los esfuerzos en servicio sean menores que la capacidad portante del terreno, se propone un peralte a la zapata de tal forma que se verifique que sea el suficiente ante las fuerzas de corte y punzonamiento. Finalmente, se realiza el diseño por flexión con el cual se obtendrá el acero en ambas direcciones para la zapata.

- Ejemplo de diseño de una zapata aislada

Se realizará el diseño de la zapata de la columna C-1 (25x50cm) ubicada entre los ejes 3 y C. Se muestra una tabla resumen de las cargas aplicadas la zapata.

Tabla 10.1. Cargas zapata aislada de columna C-1

Caso de Carga	P	M2	M3
	tonf	tonf-m	tonf-m
CMT	85.575	0.00	-0.423
Live	15.137	0.00	0.025
SIS X-X	2.84	0.371	0.344
SIS Y-Y	0.236	2.558	0.028

Predimensionamiento de la zapata

En el predimensionamiento se multiplicará las cargas axiales productos de los casos de carga muerta y viva por un factor de 1.05 que representa el peso de la zapata. Así también, para el predimensionamiento la capacidad portante del terreno será afectada por el factor 0.9 debido a que no se están considerando los momentos ni el peso del material de relleno.

$$A_{req} = \frac{1.05 * (P_{cm} + P_{cv})}{0.9 * \sigma} \quad (10.1)$$

Al reemplazar los valores en la expresión (10.1) se obtiene un área requerida de 2.94 m². Es recomendable tener volados sean de igual longitud en ambas direcciones para así no incrementar las sollicitaciones tanto en flexión como corte.

→Se propone una zapata de 1.6m x 1.85m

Verificación para estados de servicio

Se debe verificar que los esfuerzos aplicados no deben superar el esfuerzo admisible del suelo. Se utiliza la siguiente expresión para calcular los esfuerzos a verificar.

$$\sigma = \frac{P}{A} \pm \frac{6 * M_2}{L_2 * L_3^2} \pm \frac{6 * M_3}{L_3 * L_2^2} \quad (10.2)$$

Considerando efectos por cargas de gravedad:

$$\sigma = 3.53 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma = 3.62 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma = 3.53 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma = 3.62 \text{ kg/cm}^2$$

Considerando efectos por cargas de Sismo en dirección X-X:

$$\sigma = 3.71 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma = 3.72 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma = 3.62 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma = 3.63 \text{ kg/cm}^2$$

Considerando efectos por cargas de Sismo en dirección Y-Y:

$$\sigma = 3.86 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma = 3.95 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma = 3.22 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma = 3.30 \text{ kg/cm}^2$$

Notas:

- Ante cargas temporales como la carga sísmica la norma E.060 acepta una amplificación de 1.30 veces la presión admisible del suelo.
- Para determinar los esfuerzos en el suelo la norma E.060 indica que las cargas sísmicas pueden disminuirse al 80% de los valores procedentes del análisis.

Se obtiene que los esfuerzos calculados son menores al esfuerzo admisible, por lo que las dimensiones propuestas de la zapata se ajustan a lo requerido.

Luego de tener las dimensiones en planta de la cimentación, se realiza el cálculo del esfuerzo de diseño, el cual se halla considerando las combinaciones para carga última y reemplazándolas en la ecuación (10.2). Otra forma con la que es usual calcular el esfuerzo último de diseño, es considerarlo como el mayor entre el máximo valor del esfuerzo en servicio generado por cargas de gravedad y sísmicas multiplicados por 1.25 y 1.6 respectivamente.

Para el diseño de esta zapata se tiene como esfuerzo de diseño:

$$\sigma_u = 5.79 \text{ kg/cm}^2$$

Diseño por punzonamiento

Se asume un peralte de zapata de 60 cm consiguiendo así un peralte efectivo aproximado de 50 cm (el peralte efectivo suele ser 10cm menos del peralte total en zapatas) con el cual se verificará si es suficiente para soportar al cortante por punzonamiento de la columna. Además, las zapatas no suelen llevar estribos por lo que toda la sollicitación será tomada por el concreto.

- Cortante por punzonamiento

El valor del cortante por punzonamiento se calculará a una distancia de $d/2$ de la cara del elemento mediante la siguiente expresión:

$$Vu = \sigma_u * (A_{total} - A_o) \quad (10.3)$$

Donde:

$$A_{total} : \text{Área total de la zapata} = 1.6 \times 1.85 = 2.96 \text{ m}^2$$

$$A_o : \text{Área de la sección crítica} = (0.25+0.5) \times (0.5+0.5) = 0.75 \text{ m}^2$$

$$\sigma_u : \text{esfuerzo de diseño} = 5.79 \text{ kg/cm}^2$$

Reemplazando en la ecuación (10.3) se obtiene un $Vu = 128 \text{ ton}$

- Resistencia al corte por punzonamiento

Para el valor de la resistencia del concreto (ϕVc) se escogerá el mínimo valor entre:

$$\begin{aligned} \circ \phi Vc1 &= 0.85 * (0.53 * \left(1 + \frac{2}{\beta}\right) * \sqrt{f'c} * bo * d) \\ \circ \phi Vc2 &= 0.85 * \left(0.27 * \left(\frac{\alpha*d}{bo} + 2\right) * \sqrt{f'c} * bo * d\right) \\ \circ \phi Vc3 &= 0.85 * (1.06 * \sqrt{f'c} * bo * d) \end{aligned} \quad (10.4)$$

Donde:

bo : Perímetro de la sección crítica = $2*(0.25+0.5)+2*(0.5+0.5) = 3.50$ m

β : lado largo columna / lado corto de la columna = $0.5/0.25 = 2$

α : 40,30,20 (depende de la posición de la columna) = 40 para columna céntrica

Reemplazando los valores en las ecuaciones del ítem (10.4), se presentan los siguientes resultados:

$$\Phi V_{c1} = 228.5 \text{ ton} \quad , \quad \Phi V_{c2} = 449.0 \text{ ton} \quad , \quad \Phi V_{c1} = 228.5 \text{ ton}$$

La resistencia del concreto por punzonamiento es:

$$\rightarrow \Phi V_c = 228.5 \text{ ton.}$$

Se verifica que $\Phi V_c > V_u$, por ende, el peralte efectivo de 50 cm propuesto es adecuado.

Diseño por cortante

- Fuerza cortante

Se calculará la fuerza cortante última por metro lineal mediante la siguiente expresión:

$$V_u = \sigma_u * (L - d) \quad (10.5)$$

Reemplazando se obtiene:

$$\rightarrow V_u = 10.13 \text{ ton/ml}$$

- Resistencia del concreto

La resistencia por cortante al igual que el de punzonamiento será tomado netamente por el concreto mediante la siguiente ecuación:

$$\Phi V_c = 0.85 * 0.53 * \sqrt{f'_c} * b * d \quad (10.6)$$

Reemplazando se obtiene:

$$\rightarrow \Phi V_c = 32.64 \text{ ton/ml}$$

Se verifica que $\Phi V_c > V_u$, por lo tanto, el peralte efectivo de 50cm propuesto queda verificado por cortante

Diseño por flexión

El refuerzo de la cimentación aislada debe diseñarse para resistir los momentos flectores generados por el esfuerzo último. El momento flector por metro lineal calculado debe hallarse en la cara de la columna mediante la siguiente ecuación:

$$M_u = \sigma_u * \frac{Lv^2}{2} \quad (10.7)$$

Donde:

Lv: longitud del volado = 0.675m para ambas direcciones.

Reemplazando se obtiene:

$$\rightarrow Mu = 13.19 \text{ ton.m/m}$$

De las ecuaciones para el diseño por flexión se obtiene un acero requerido de $7 \text{ cm}^2/\text{m}$

El acero mínimo se obtiene de la misma forma que en el cálculo de una losa maciza:

$$As \text{ mín.}: 0.0018bh = 10.80 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Debido a que el acero mínimo es mayor al requerido, será el usado para la distribución del refuerzo el cual se compone de varillas de $\phi 5/8'' @ 17.5 \text{ cm}$ en cada dirección:

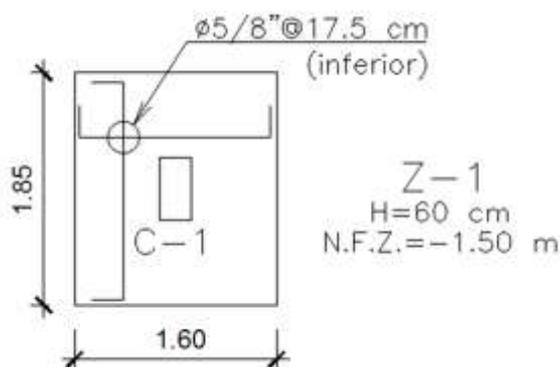


Figura 10.1. Armado zapata aislada

10.2. Diseño de Zapata Conectada

Las zapatas conectadas se usan generalmente en las columnas o muros que se encuentran situados en el borde (medianera) o esquina de la planta de cimentación. Debido a esta condición, se genera un momento volcante producto de la excentricidad que existe entre el centro de gravedad de la zapata y centro de gravedad del elemento vertical. El momento volcante origina que se produzcan tracciones en la zapata medianera de tal forma que se hace necesaria una viga de cimentación la cual debe ser diseñada para soportar el momento actuante y, a su vez, ayude a distribuir las presiones uniformemente en las zapatas.

- Ejemplo de diseño de una zapata conectada

Se realiza el diseño de la zapata conectada ubicada en el eje 7 la cual une a la zapata excéntrica de la columna C-2 (25x60cm) y la zapata interior de la placa P6 (25x334cm)

Las zapatas deben tener el peralte necesario para que las longitudes de anclaje de los refuerzos de los elementos verticales se desarrollen. La columna se encuentra reforzada con varillas de acero de diámetro $3/4''$ y la placa tiene varillas de $1''$ por lo que su longitud de anclaje en compresión toma el mayor valor entre las siguientes ecuaciones:

$$Ldb\ 1 = 0.075 * \frac{f_y}{\sqrt{f_c}} * db \quad (10.8)$$

$$Ldb\ 2 = 0.0044 * f_y * db \quad (10.9)$$

Reemplazando los valores $f_y=4200\text{ kg/cm}^2$, $f_c = 210\text{ kg/cm}^2$, $db\ (3/4'') = 1.905\text{ cm}$ y $db\ (1'') = 2.54\text{ cm}$ en las ecuaciones 10.8 y 10.9 obtenemos:

Tabla 10.2. Peraltes mínimos de las zapatas.

	Columna	Placa
Ldb ₁ (cm)	41.4	55.21
Ldb ₂ (cm)	35.2	46.94
H inicial (cm)	60	70

Se asumirá un peralte de zapata de 60 cm para la columna y un peralte de 70 cm para la zapata de la placa.

Se muestran a continuación las solicitaciones actuantes:

Tabla 10.3. Solicitaciones Columna Medianera C2

Columna medianera			
Caso de carga	P (ton)	M2 (ton.m)	M3 (ton.m)
CM	48.659	0.083	0.497
CV	5.568	0.028	-0.023
Sis2	5.12	0.042	1.709
Sis3	5.608	0.635	0.656

Tabla 10.4. Solicitaciones Placa interna P6

Placa interna			
Caso de carga	P (ton)	M2 (ton.m)	M3 (ton.m)
CM	147.99	1.075	0.183
CV	26.902	0.186	0.057
Sis2	1.037	33.411	1.263
Sis3	0.186	548.883	0.103

Dimensionamiento de zapata de la columna medianera

Aplicando la ecuación (10.1) tenemos:

$$A = \frac{(48.6 + 5.56)}{0.9 * 40} * 1.2 = 1.76\text{ m}^2$$

Las cargas axiales de gravedad se multiplican por un valor de 1.2 el cual representa los posibles efectos de excentricidad los cuales comúnmente incrementan las presiones.

Se estima una zapata de 2.20m x 1.05m con la cual se tiene una excentricidad con respecto al centro de la zapata de: $(1.05-0.25) / 2 = 0.40$ m.

Con las longitudes indicadas los volados de la zapata son:

$$L_{vx} = (1.05-0.25) = 0.80 \text{ m}$$

$$L_{vy} = (2.2-0.6) / 2 = 0.80 \text{ m}$$

Las cargas axiales de gravedad se multiplican por un valor de 1.2 el cual representa los posibles efectos de excentricidad los cuales comúnmente incrementan las presiones.

Se estima una zapata de 2.20m x 1.05m con la cual se tiene una excentricidad con respecto al centro de la zapata de: $(1.05-0.25) / 2 = 0.40$ m.

Con las longitudes indicadas los volados de la zapata son:

$$L_{vx} = (1.05-0.25) = 0.80 \text{ m} \quad ; \quad L_{vy} = (2.2-0.6) / 2 = 0.80 \text{ m}$$

Dimensionamiento de zapata de la placa interior

Aplicando la ecuación (10.1) tenemos:

$$A = \frac{(147.9 + 26.9)}{0.9 * 40} * 1.05 = 5.09 \text{ m}^2$$

Se estima una zapata de 1.80m x 4.80m. Las cargas axiales de gravedad se multiplican por un valor de 1.05 el cual representa el peso propio de la zapata.

Con las longitudes indicadas los volados de la zapata son:

$$L_{vx} = (1.80-0.25) / 2 = 0.775 \text{ m}$$

$$L_{vy} = (4.80-3.34) / 2 = 0.73 \text{ m}$$

1era Verificación

Considerando cargas gravitacionales:



Figura 10.2. Análisis Cargas de Servicio

Se obtienen las reacciones R1 y R2 las cuales son las reacciones en el centro de cada zapata. R1 de la zapata medianera y R2 de la interior.

$$R1 = 58.05 \text{ ton} \quad \text{y} \quad R2 = 83.62 \text{ ton}$$

Con las reacciones en cada zapata obtenemos las presiones ejercidas por el suelo con la ecuación:

$$\sigma_{1,2} = \frac{P}{A} \pm \frac{6M}{B \cdot L^2} \quad (10.10)$$

Zapata excéntrica:

$$\sigma_1 = \frac{58.05 \cdot 1.05}{2.2 \cdot 1.05} + \frac{6 \cdot 0.474}{1.05 \cdot 2.2^2} = 2.69 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} ; \sigma_2 = \frac{58.05 \cdot 1.05}{2.2 \cdot 1.05} - \frac{6 \cdot 0.474}{1.05 \cdot 2.2^2} = 2.58 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

Zapata interior:

$$\sigma_1 = \frac{83.62 \cdot 1.05}{1.8 \cdot 2.4} + \frac{6 \cdot 0.12}{2.4 \cdot 1.8^2} = 2.04 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} ; \sigma_2 = \frac{83.62 \cdot 1.05}{1.8 \cdot 2.4} - \frac{6 \cdot 0.12}{2.4 \cdot 1.8^2} = 2.02 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

En la zapata interior se utilizó la mitad de la dimensión longitudinal y la mitad de las cargas puesto que la zapata estará conectada por dos vigas de cimentación debido a que se cuenta con una cimentación simétrica.

2da Verificación

Considerando momentos de sismo máximo (sismo Y) en dirección longitudinal.



Figura 10.3. Análisis Sismo en dirección +Y-Y

Se obtienen los siguientes resultados:

$$R1 = 22.67 \text{ ton} \quad \text{y} \quad R2 = 123.56 \text{ ton}$$

Zapata excéntrica:

$$\sigma_1 = \frac{22.67 \cdot 1.05}{2.2 \cdot 1.05} + \frac{6 \cdot 0.474}{1.05 \cdot 2.2^2} = 1.08 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} ; \sigma_2 = \frac{22.67 \cdot 1.05}{2.2 \cdot 1.05} - \frac{6 \cdot 0.474}{1.05 \cdot 2.2^2} = 0.97 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

Zapata interior:

$$\sigma_1 = \frac{123.56 \cdot 1.05}{1.8 \cdot 2.4} + \frac{6 \cdot 0.12}{2.4 \cdot 1.8^2} = 3.01 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} ; \sigma_2 = \frac{123.56 \cdot 1.05}{1.8 \cdot 2.4} - \frac{6 \cdot 0.12}{2.4 \cdot 1.8^2} = 2.99 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

3era Verificación

Considerando momentos de sismo mínimo (sismo Y-Y) en dirección longitudinal.

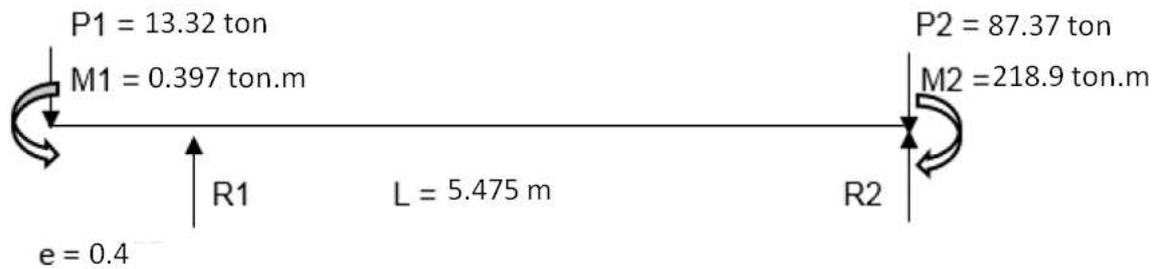


Figura 10.4. Análisis Sismo en dirección -Y-Y

Se obtienen los siguientes resultados:

$$R1 = 13.32 \text{ ton} \quad \text{y} \quad R2 = 123.80 \text{ ton}$$

Zapata excéntrica:

$$\sigma_1 = \frac{13.32 \cdot 1.05}{2.2 \cdot 1.05} + \frac{6 \cdot 0.474}{1.05 \cdot 2.2^2} = 0.66 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} ; \quad \sigma_2 = \frac{13.32 \cdot 1.05}{2.2 \cdot 1.05} - \frac{6 \cdot 0.474}{1.05 \cdot 2.2^2} = 0.54 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

Zapata interior:

$$\sigma_1 = \frac{123.80 \cdot 1.05}{1.8 \cdot 2.4} + \frac{6 \cdot 0.12}{2.4 \cdot 1.8^2} = 3.01 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} ; \quad \sigma_2 = \frac{123.80 \cdot 1.05}{1.8 \cdot 2.4} - \frac{6 \cdot 0.12}{2.4 \cdot 1.8^2} = 3 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

4ta Verificación

Considerando momentos de sismo transversales.



Figura 10.5. Análisis Sismo en dirección transversal

Se obtienen los siguientes resultados:

$$R1 = 58.08 \text{ ton} \quad \text{y} \quad R2 = 83.59 \text{ ton}$$

Zapata excéntrica:

$$\sigma_1 = \frac{(58.08 + 5.12) \cdot 1.05}{2.2 \cdot 1.05} + \frac{6 \cdot (0.474 + 1.07)}{1.05 \cdot 2.2^2} = 3.13 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$\sigma_2 = \frac{(58.08 - 5.12) \cdot 1.05}{2.2 \cdot 1.05} - \frac{6 \cdot (0.474 + 1.07)}{1.05 \cdot 2.2^2} = 2.61 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

Zapata interior:

$$\sigma_1 = \frac{(83.59 + 0.72) \cdot 1.05}{1.8 \cdot 2.4} + \frac{6 \cdot (0.12 + 0.63)}{2.4 \cdot 1.8^2} = 2.10 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{(83.59 + 0.72) \cdot 1.05}{1.8 \cdot 2.4} - \frac{6 \cdot (0.12 + 0.63)}{2.4 \cdot 1.8^2} = 1.98 \text{ kg/cm}^2$$

Tabla 10.5. Resumen esfuerzos de zapatas

CUADRO RESUMEN				D/C	Verificación
SIN SISMO	kg/cm ²	2.69	2.04	0.67	Cumple Zapata
	kg/cm ²	2.58	2.02		
CON SISMO EN DIRECC LONG Y SENTIDO ANTIHORARIO	kg/cm ²	1.09	3.01	0.60	Cumple Zapata
	kg/cm ²	0.97	2.99		
CON SISMO EN DIRECC LONG Y SENTIDO HORARIO	kg/cm ²	0.66	3.02		
	kg/cm ²	0.55	3.00		
CON SISMO EN DIRECC TRANSVERSAL	kg/cm ²	3.13	2.10		
	kg/cm ²	2.62	1.99		

En la tabla 10.5 se verifica que los esfuerzos solicitantes son menores a la capacidad portante del terreno, por lo tanto, las dimensiones planteadas para las zapatas son las adecuadas.

Diseño Estructural

Se definen los esfuerzos últimos amplificando las solicitaciones y siguiendo el mismo procedimiento mostrado anteriormente. Se presentan esfuerzos de diseño para las zapatas:

→Zapata excéntrica: $\sigma_u = 4.97 \text{ kg/cm}^2$

→Zapata interior: $\sigma_u = 6.50 \text{ kg/cm}^2$

- Verificación por punzonamiento

Como se indicó en la tabla (10.2) se estima un peralte de 60 cm para la zapata excéntrica y de 70 cm para la zapata interior.

Tabla 10.6. Verificación por punzonamiento

PUNZONAMIENTO		Zapata Excéntrica	Zapata Interior
d	m	0.5	0.6
h	m	0.6	0.7
Ao	m ²	0.55	3.349
Atotal	m ²	2.31	8.64
bo	m	2.1	9.58
Vu	ton	87.60	343.91
β		2.4	13.36
α		30	40
ϕV_{c1}	ton	125.67	431.43
ϕV_{c2}	ton	319.27	861.24
ϕV_{c3}	ton	137.10	750.50
ϕV_c	ton	125.67	431.43
D/C		0.70	0.80
Condición:		Cumple	Cumple

- Verificación por cortante

Tabla 10.7. Verificación por cortante

CORTANTE		Zapata Excéntrica	Zapata Interior
d	m	0.5	0.6
h	m	0.6	0.7
Vu	ton	14.93	11.38
ϕVc	ton	32.64	39.17
D/C		0.46	0.29
Condición:		Cumple	Cumple

- Diseño por Flexión

Tabla 10.8. Diseño por flexión zapatas conectadas

FLEXIÓN		Zapata Excéntrica	Zapata Interior
Lvx	m	0.80	0.78
Lvy	m	0.80	0.73
Mu	ton.m	15.93	19.52
Mu	ton.m	15.93	17.32
As min	cm ² /m	10.80	12.60
As req	cm ² /m	3.55	2.89
As a utilizar		Acero mínimo	Acero mínimo
	cm ² /m	10.8	12.6
Distribución:		5/8"@17.5 cm	5/8"@15 cm

Se verifica que el peralte estimado es el adecuado para cada zapata y que la distribución obtenida se realizará para ambas direcciones.

Diseño de la viga de Cimentación

Se diseñará una viga de 0.30m x 1.10m.

- Diagrama de Fuerzas Cortantes:

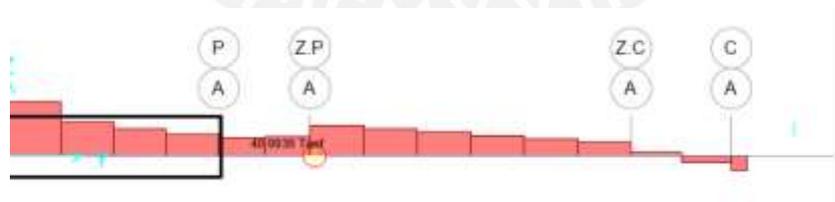


Figura 10.6. Diagrama de Fuerzas Cortantes en la viga (ton)

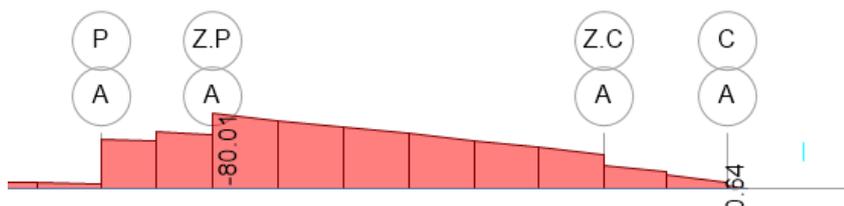


Figura 10.7. Diagrama de Momento Flectores en la viga (ton.m)

- Diseño por corte:

$$V_u = 41 \text{ ton}$$

$$\phi V_c = 0.85 * 0.53 * \sqrt{210} * 30 * (110 - 8.5) = 20.1 \text{ ton}$$

→ $V_u > \phi V_c$, por lo que requiere refuerzo con estribos.

$$V_s = \frac{V_u}{\phi} - V_c = \frac{40}{0.85} - 21.1 = 25.95 \text{ ton}$$

Usando estribos de $\phi = 3/8''$ ($A_v = 1.42 \text{ cm}^2$), se tiene un espaciamiento S de:

$$S = \frac{A_v * f_y * d}{V_s} = \frac{1.42 * 4200 * 101.5}{25.95} = 22.4 \text{ cm}$$

- Diseño por flexión:

Tabla 10.9. Diseño por flexión viga de cimentación

Flexión VC		Negativo	Positivo
Mu	ton.m	80.01	61.82
As mín	cm ²	7.43	7.43
As req	cm ²	22.6	17.07
As coloc	cm ²	25.35	18.06
		5 ϕ 1"	3 ϕ 1"+1 ϕ 3/4"

Finalmente, se detalla la distribución del armado en las zapatas y la viga de cimentación:

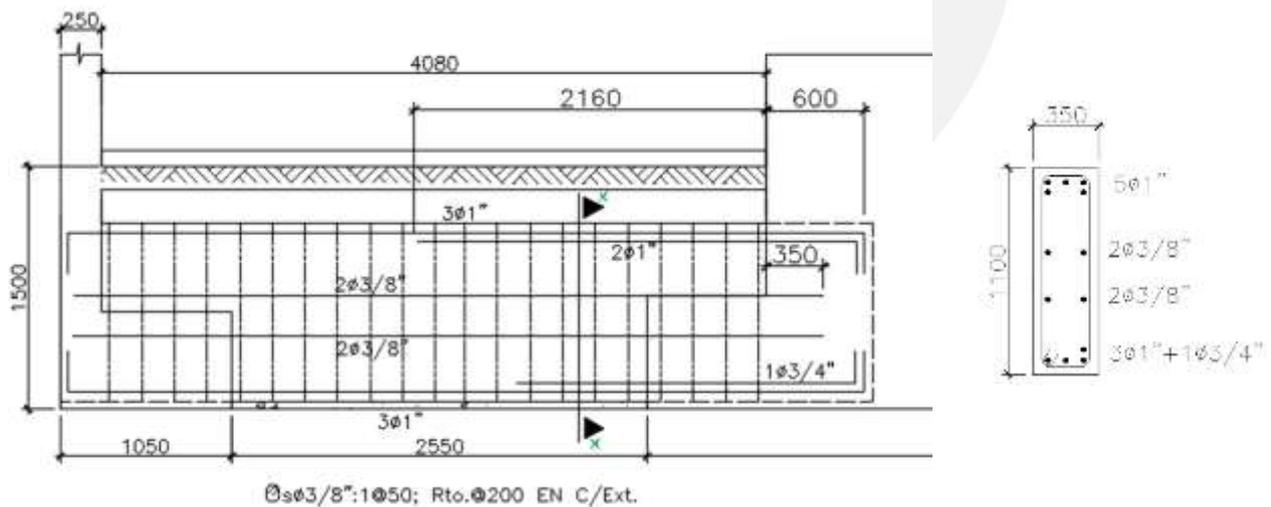


Figura 10.8. Armado del refuerzo longitudinal y transversal de la Viga de Cimentación.

CAPITULO 11: DISEÑO DE ELEMENTOS SECUNDARIOS

11.1. Diseño de escaleras

Las escaleras se diseñarán al igual que una losa maciza en una dirección. Se compone generalmente de tramos inclinados y descansos. En el presente proyecto se cuenta con 2 tramos y un descanso por cada nivel de entrepiso. Los pasos y contrapasos son de 25 cm y 18 cm respectivamente y se considerará un espesor de garganta de 15 cm. Por otro lado, el descanso tendrá un espesor de losa de 20 cm.

Metrado de Cargas

El peso propio de la escalera se puede estimar utilizando la siguiente ecuación dada por el Ing. San Bartolomé (1998).

$$W_{pp} = \gamma * \left(\frac{cp}{2} + t * \sqrt{1 + \left(\frac{cp}{p}\right)^2} \right) \quad (11.1)$$

Donde:

- cp: contrapaso = 18 cm
- p: paso = 25 cm
- t: garganta = 15 cm
- γ : peso específico = 2.4 ton/m³

Tabla 11.1. Metrado escalera

TRAMO INCLINADO				DESCANSO		
CM	Wpp	0.571	tonf/m ²	Wpp	0.48	tonf/m ²
	Wpt	0.1	tonf/m ²	Wpt	0.1	tonf/m ²
	Wcm:	0.671	tonf/m ²	Wcm:	0.58	tonf/m ²
CV	s/c	0.2	tonf/m ²	s/c	0.2	tonf/m ²

Diseño por Flexión

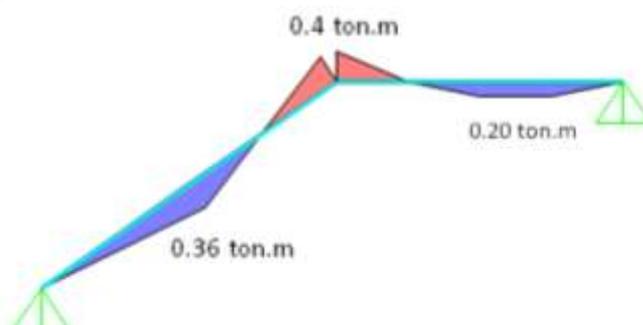


Figura 11.1. DMF envolvente

- Acero mínimo:

Usando 1 capa de refuerzo:

$$\text{Tramo inclinado: } 0.0018 * b * h = 0.0018 * 100 * 15 = 2.7 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$\text{Descanso: } 0.0018 * b * h = 0.0018 * 100 * 20 = 3.6 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Usando 2 capas de refuerzo:

Tramo inclinado:

$$\text{Acero a tracción: } 2/3 * (0.0018bh) = 0.0012 * 100 * 15 = 1.8 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$\text{Acero a compresión: } 1/3 * (0.0018bh) = 0.0006 * 100 * 15 = 0.9 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Descanso:

$$\text{Acero a tracción: } 2/3 * (0.0018bh) = 0.0012 * 100 * 20 = 2.4 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$\text{Acero a compresión: } 1/3 * (0.0018bh) = 0.0006 * 100 * 20 = 1.2 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Se evalúa cada momento generado;

$$\text{Mu +: } 0.36 \text{ ton.m} \rightarrow \text{As req} = 0.74 \text{ cm}^2/\text{m} < \text{As mín.}$$

$$\text{Mu -: } -0.40 \text{ ton.m} \rightarrow \text{As req} = 0.46 \text{ cm}^2/\text{m} < \text{As mín.}$$

$$\text{Mu +: } 0.20 \text{ ton.m} \rightarrow \text{As req} = 0.72 \text{ cm}^2/\text{m} < \text{As mín.}$$

Se observa que todos los aceros requeridos son menores que el acero mínimo, por lo tanto, se colocará el acero mínimo como refuerzo longitudinal. Se tiene la siguiente distribución:

Tramo inclinado: ϕ 3/8" @ 25 cm

Descanso: ϕ 3/8" @ 25 cm

Diseño por Cortante

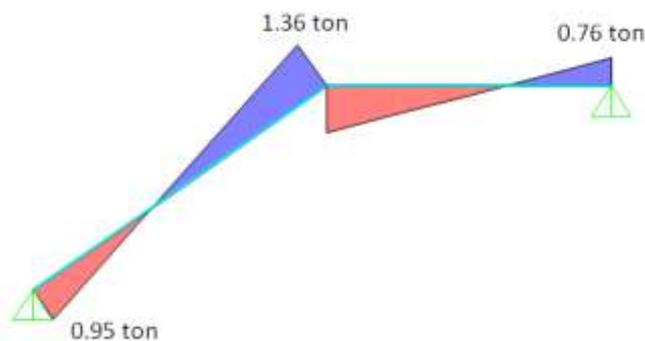


Figura 11.2. DFC envolvente

Resistencia del Concreto:

$$\phi V_c = 0.85 * 0.53 * \sqrt{f_c} * b * d = 7.834 \text{ ton}$$

Se observa que la resistencia que aporta el concreto basta para resistir las fuerzas cortantes

$$V_u \text{ máx: } 1.36 \text{ ton} < \phi V_c = 7.83 \text{ ton}$$

Diseño Final

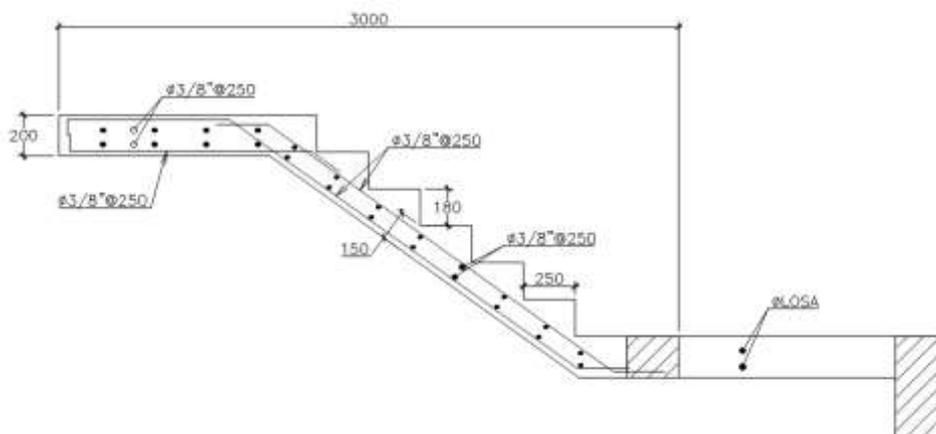


Figura 11.3. Tramo 1 en escalera en pisos típico

11.2. Diseño del Tanque elevado

El tanque elevado está compuesto de un cajón de muros de concreto armado los cuales son los encargados de contener el empuje hidrostático. En el presente proyecto los muros del tanque elevado se encuentran en la continuación de los muros de la escalera y su comportamiento, como cualquier losa maciza, dependerá de la relación entre sus dimensiones.

La norma peruana no indica consideraciones especiales por lo que se tomarán las indicaciones dadas por el ACI 350-06, se mencionan algunas de las principales:

- La relación a/c será de 0.45
- El concreto de los elementos que estén en contacto con agua será tendrán que tener una resistencia a la compresión f'_c mínima de 280 kg/cm^2 .
- Las barras de refuerzo serán de un diámetro mínimo de $1/2''$ con una separación máxima de 30 cm.
- El acero mínimo en este tipo de muros se considera de $0.003bh$

Metrado de Cargas

Las dimensiones de las losas de la base y del techo del tanque elevado son de 2.40m x 2.60m con un espesor de 20 cm.

Tabla 11.2. Metrado de cargas

	BASE TE (kg/m²)	TECHO TE (kg/m²)
CM	100	100
CV	100	100
CL	1400	-

Se considerará una altura de agua máxima de 1.4m. la fuerza generada por el agua hacia las paredes del tanque tiene una distribución triangular.

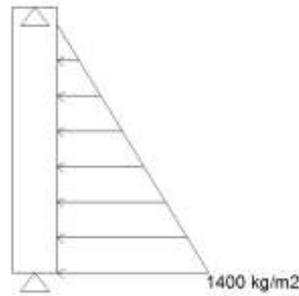


Figura 11.4. Distribución de presiones en pared lateral

Diseño por Flexión

Las paredes del tanque se modelarán como una viga apoyada en sus dos extremos. Se realizará el diseño considerando solo cargas de gravedad. Para el diseño a realizar se desprecia el movimiento del agua en el sismo.

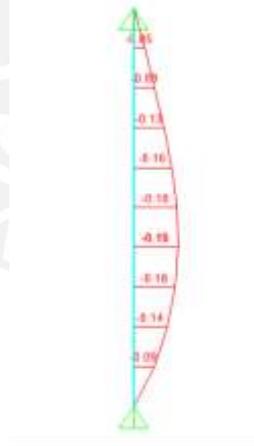


Figura 11.5. DMF (ton.m)

Acero mínimo:

$$\text{As mín.: } 0.003bh = 0.003 \cdot 100 \cdot 20 = 6 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Se muestra un momento máximo de 0.19 ton.m lo hace requerir un acero necesario de 0.21 cm^2 . Puesto que el acero mínimo es superior que el necesario, basta con la colocación de este mínimo refuerzo en 2 capas de $1/2'' @ 25 \text{ cm}$.

Para las losas de base y techo del tanque los aceros requeridos son menores que el mínimo se colocará una distribución de 2 capas de 1/2" @ 25cm y de 3/8" @ 25cm respectivamente.

Diseño por Corte

El concreto será el encargado de tomar toda la fuerza cortante. Se presenta el DFC de las paredes.

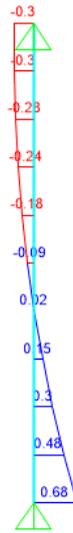


Figura 11.6. DFC (ton)

La resistencia al corte se calculará con la ecuación mencionada en (5.5). Por lo que se obtiene un $\Phi V_c = 13.19$ ton. Por otro lado, la cortante máxima obtenida en el diseño es de 1.74 ton, lo cual es bastante inferior a la resistencia que otorga el concreto.

Finalmente, se tiene el armado del refuerzo en las paredes del tanque y losas del tanque elevado.



Figura 11.7. Distribución de refuerzo en pared (izquierda) y base (derecha)

11.3. Diseño de muros de Cisterna

Dimensionamiento

Los muros de la cisterna, según norma, tendrán un espesor mínimo de 20 cm. Para la dotación diaria requerida por el edificio se realizará el diseño de la cisterna con una altura de 2.90m y con las dimensiones mostradas en la siguiente vista en planta:



Figura 11.8. Dimensionamiento de cisterna y cuarto de bombas

Análisis Estructural

La cisterna al ser una estructura que se encuentra enterrada, estará sometida a cargas de empuje lateral. Las cargas mencionadas provienen del empuje del suelo (CE), de la sobrecarga existente (s/c) y de la presión hidrostática (CL).

En el diseño estructural se pueden presentar dos casos de análisis, uno de ellos es cuando la cisterna se encuentre vacía y la otra con agua. Se analizará cuál de los dos casos resulta el más crítico para realizar el diseño de las paredes laterales. Debido a que la relación de los lados de los paños de la cisterna es menor a 2, el comportamiento de los muros será en dos direcciones, mientras que, por las condiciones de apoyo de los paños, los cuales son arriostrados por las paredes adyacentes y por el techo y base de la cisterna, se puede tomar como el análisis de un muro apoyado en todos sus bordes.

Las consideraciones especiales para los muros cisterna son igual a los indicados en el diseño del tanque elevado.

Metrado de cargas

$$CE: 1.7 \times K_0 \times \gamma_{\text{suelo}} \times H = 1.7 \times 0.3 \times 2 \text{ ton/m}^3 \times 2.9\text{m} = 2.96 \text{ ton/m/ml}$$

$$S/C: 1.7 \times K_0 \times s/c = 1.7 \times 0.3 \times 0.25 \text{ ton/m}^3 = 0.128 \text{ ton/m/ml}$$

$$CL: 1.4 \times \gamma_{\text{agua}} \times H_{\text{agua}} = 1.4 \times 1 \text{ ton/m}^3 \times 1.8\text{m} = 2.52 \text{ ton/m/ml}$$

Caso 1: Cisterna Vacía: CE+ S/C = 3.09 ton/m/ml

Caso 2: Cisterna con agua: CL = 2.52 ton/m/ml

Como se observa, el caso 1 (considerando la cisterna vacía) es el caso más crítico por lo que se realizará el diseño bajo esta condición.

Se presentan los diagramas de fuerzas cortantes y momentos flectores en los muros laterales de la cisterna:

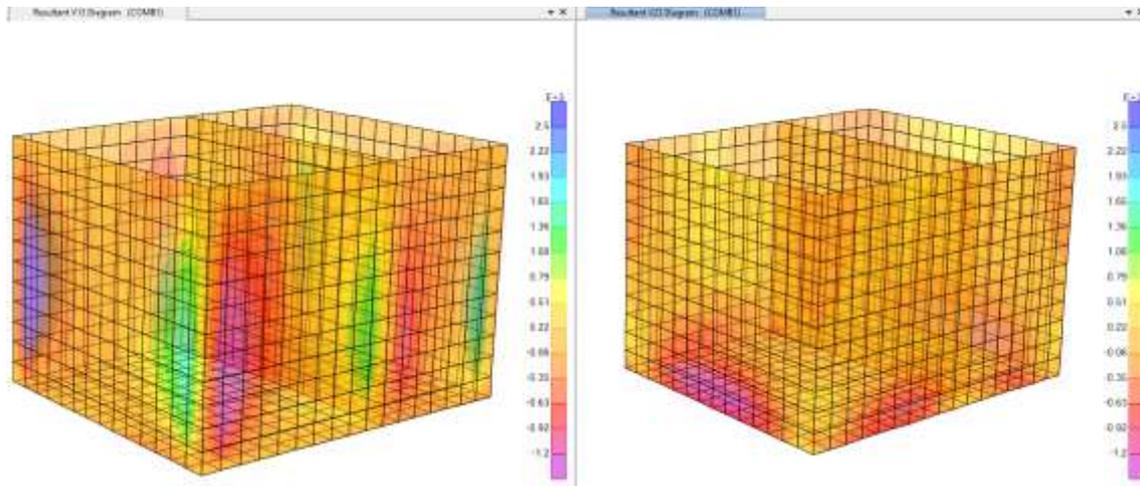


Figura 11.9. Diagrama de fuerzas cortantes (kg)

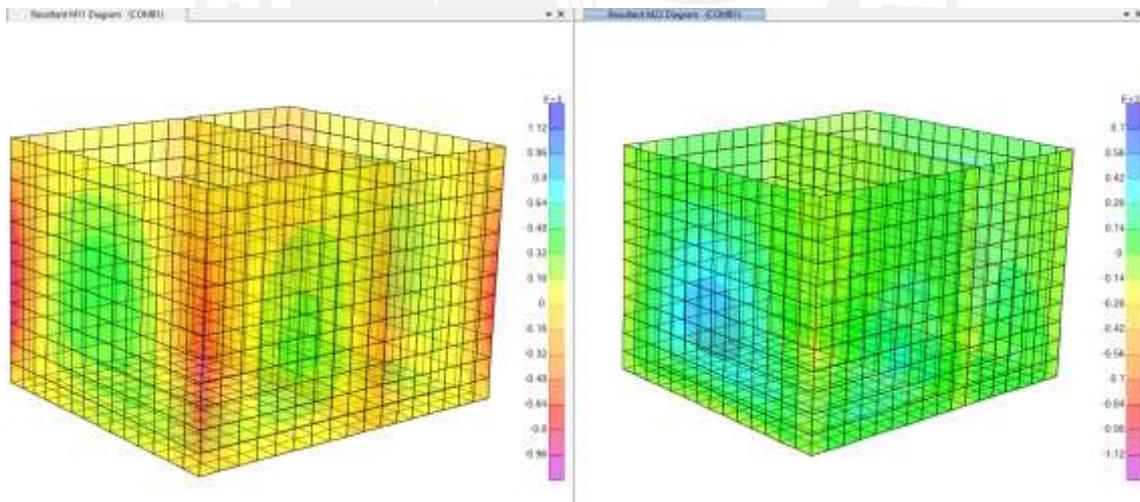


Figura 11.10. Diagrama de momentos flectores (kg.m)

Diseño por Flexión

El acero mínimo para los tipos de elementos que están en contacto con minerales es de 0.0030bh. Se tiene

As mín = 6 cm²/m para muros de 20 cm

As mín = 7.5 cm²/m para muros de 25 cm

Los valores de momentos y acero requerido por las solicitaciones actuantes son las siguientes:

$$M_{+} = 500 \text{ kg.m} \rightarrow A_{s \text{ req}} = 0.89 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$M_{+} = 1000 \text{ kg.m} \rightarrow A_{s \text{ req}} = 1.79 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Por lo tanto, diseño de las paredes laterales se realizará utilizando la cuantía mínima debido a que es mayor a la requerida utilizando 2 mallas de $\phi 3/8'' @ 20 \text{ cm}$ para los muros de 20 cm y de $\phi 3/8'' @ 17.5 \text{ cm}$ para los muros de 25 cm.

Diseño por Corte

Para verificar que el espesor de las paredes es el adecuado, tiene que cumplirse que el cortante actuante sea menor a la capacidad dada por el concreto debido a que los muros de la cisterna no contarán con refuerzo transversal. Se tiene un cortante máximo $V_u = 1980 \text{ kg}$ y la capacidad del concreto $\phi V_c = 9792 \text{ kg}$ para muros de 20cm considerando un recubrimiento mínimo de 5 cm para superficies en contacto con agua.

Se concluye que la máxima solicitación actuante por corte es menor a la capacidad del concreto por lo que los espesores de los muros son los adecuados.

Finalmente se muestra un corte donde se observa la distribución del acero colocado en los muros de la cisterna de 20cm.

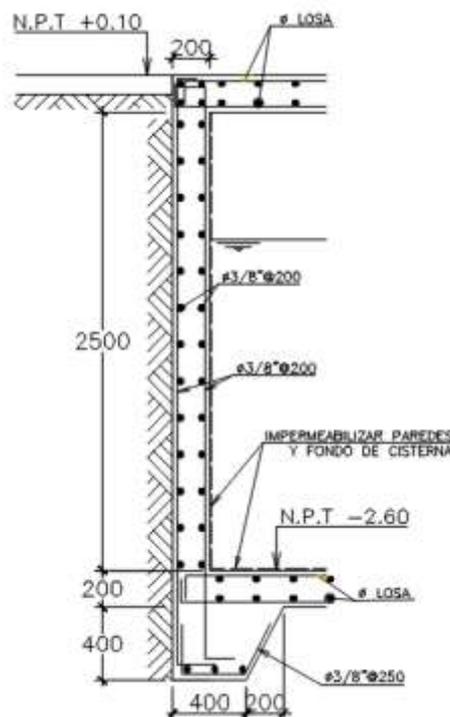


Figura 11.11. Distribución acero en muros de cisterna

CAPITULO 12: CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

- Se diseñó la edificación con el fin de proporcionarle una buena resistencia, rigidez y ductibilidad a la estructura sin perjudicar en lo posible la arquitectura indicada.
- En cuanto al predimensionamiento de los elementos, se basó en el libro *Estructuración y diseño de edificaciones de concreto armado* (Blanco,1994), se utilizó para obtener longitudes mínimas de la sección de los elementos estructurales con las que iniciar el diseño. Posteriormente, se verificó que, en diversos elementos fue necesario utilizar mayores dimensiones a las predimensionadas con el fin de cumplir con los requerimientos de las normas vigentes.
- Con la estructuración planteada a se obtuvo una estructura regular la cual se verificó que no presentaba ningún tipo de irregularidad.
- El sistema estructural de la edificación es de muros estructurales en las 2 direcciones, con lo cual estos muros son los elementos principales para dotar a la estructura con una rigidez lateral capaz de resistir las sollicitaciones sísmicas en la estructura y a su vez, controlar las derivas en cada entrepiso.
- Se usaron los softwares ETABS y SAP2000 los que nos ayuda a realizar un análisis más rápido a la estructura en su totalidad, sin embargo, es importante que los resultados obtenidos de estos softwares sean coherentes con el tipo de estructura, cargas y el modelamiento realizado, por lo que deben estar acompañados del buen criterio del proyectista. Debido a esto, para una mayor seguridad, se hizo el diseño de los elementos estructurales siguiendo las indicaciones de las normas técnicas de edificaciones.
- Al ser una edificación de pocos niveles y de estructuración regular, fue suficiente con utilizar la cuantía mínima de refuerzo en diversos elementos que componen la estructura.
- Del análisis realizado se tiene derivas inelásticas de 0.0016 en la dirección X-X y de 0.0043 en la dirección Y-Y, que son inferiores a la deriva máxima permisible para estructuras de concreto armado (0.007) establecido en la NTE E.030.
- En cuanto al diseño de los elementos de concreto armado se obtuvo que, salvo las vigas sísmicas, las cuales principalmente se encontraban entre placas que son las que desarrollaron mayores momentos de sismo, el resto de elementos horizontales trabajaban principalmente bajo cargas de gravedad.

- En el diseño de los elementos verticales se obtuvieron grandes momentos que afectaban principalmente a los muros estructurales mientras que para el caso de las columnas su diseño se realizó principalmente bajo cargas de compresión puesto que los momentos resultaron bajos para estos elementos.
- Para el diseño de las cimentaciones se usaron zapatas aisladas, zapatas combinadas y zapatas conectadas mediante vigas de cimentación. Las zapatas aisladas se utilizaron principalmente para las columnas interiores, mientras que las zapatas combinadas se usaron en los elementos verticales que se encontraban cercanos con la intención de evitar que las zonas de influencia de cada zapata particular se interpongan y puedan fallar por esta condición. Las vigas de cimentación que forman a las zapatas conectadas fueron necesarias debido a que las zapatas excéntricas que se encontraban en los límites del lindero generan momentos adicionales por excentricidad los cuales requerían ser tomados por estas vigas.
- En el diseño de los elementos secundarios se concluyó que es suficiente el acero mínimo indicado en la NTE E.060, esto debido que los claros y las cargas aplicadas a estos elementos no son tan grandes.
- Finalmente, es importante que además del correcto diseño de los elementos estructurales se realicen buenas prácticas en las diferentes etapas del proceso constructivo de la edificación. Por ende, es necesaria la comunicación entre los profesionales involucrados en el proyecto con el fin de evitar interferencias que traigan costos extras en el mismo.

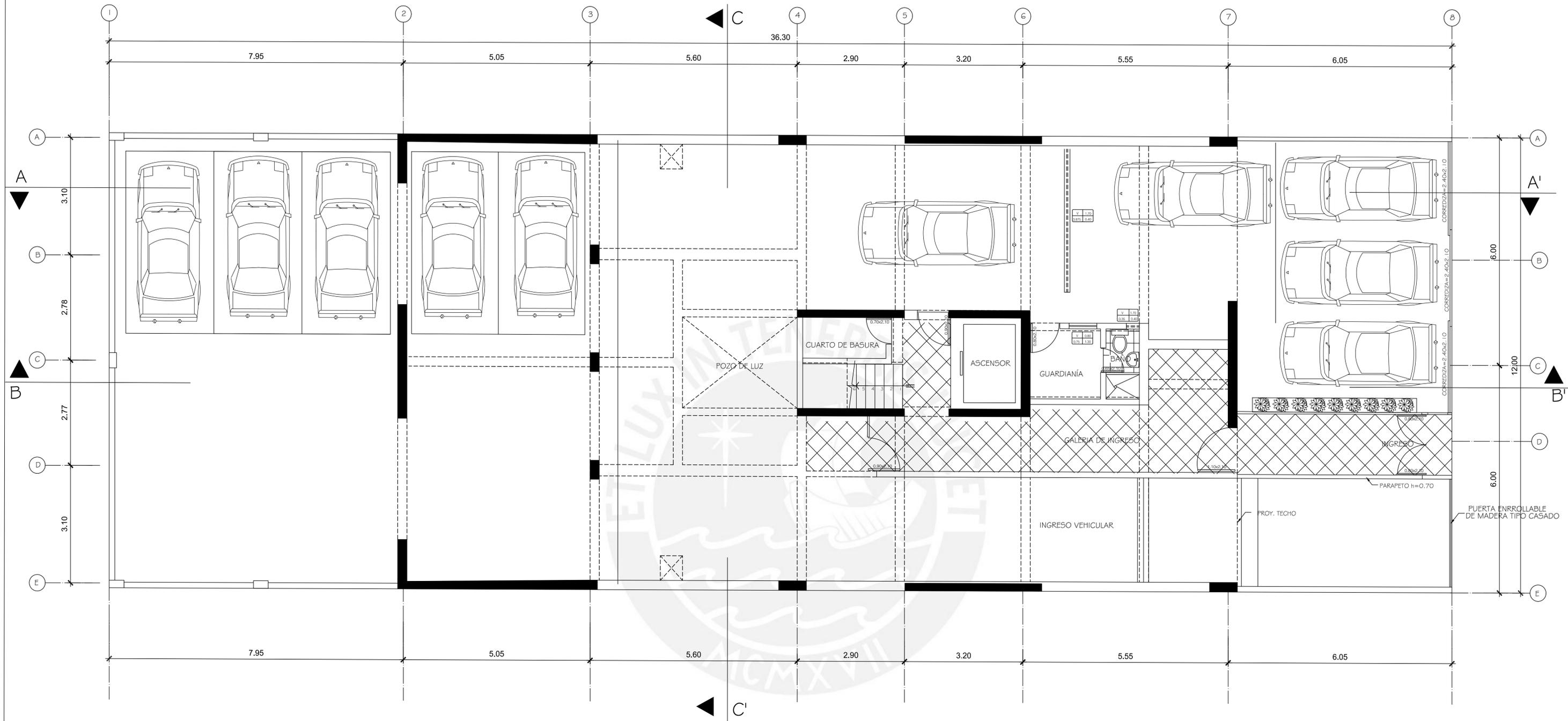
Bibliografía

- American Concrete Institute (2019). Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-19). Farmington Hills, Michigan, United States of America: ACI.
- Blanco, A (1994). Estructuración y Diseño de Edificaciones de Concreto Armado. Lima, Perú: Colegio de Ingenieros del Perú.
- Higashi, J. (2017). Apuntes del curso Concreto Armado 2. Lima, Perú
- Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento. (2006). NTE.E.020 Cargas. Lima, Perú: Reglamento Nacional de Edificaciones.
- Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento. (2018). NTE.E.030 Diseño Sismorresistente. Lima, Perú: Reglamento Nacional de Edificaciones.
- Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento. (2018). NTE.E.050 Suelos y Cimentaciones. Lima, Perú: Reglamento Nacional de Edificaciones.
- Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento. (2009). NTE.E.060 Concreto Armado. Lima, Perú: Reglamento Nacional de Edificaciones.
- Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento. (2006). NTE.E.060 Albañilería. Lima, Perú: Reglamento Nacional de Edificaciones.
- Nilson, A. (2001). Diseño de Estructuras de Concreto. (Duodécima ed). Colombia: Mc Graw Hill.
- Ottazzi, G. (2016). Apuntes del curso Concreto Armado I (Decimoquinta ed). Lima, Perú: Fondo Editorial PUCP.

ANEXOS

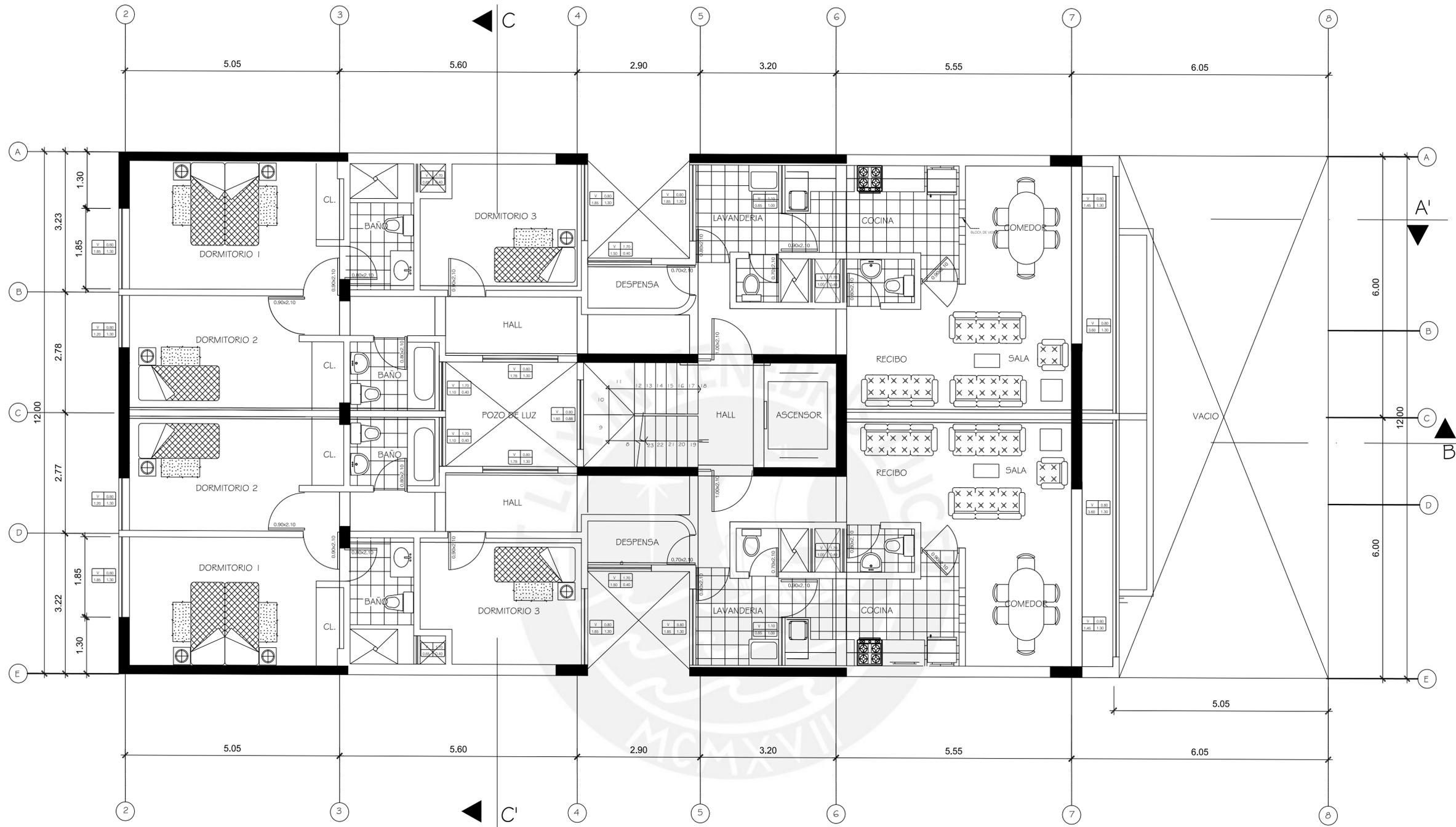
- PLANOS DE ARQUITECTURA
 - A-01. PLANTA 1ER PISO
 - A-02. PLANTA PISO TÍPICO
 - A-03. PLANTA AZOTEA
 - A-04. ELEVACIÓN PRINCIPAL Y CORTE
 - A-05. CORTES

- PLANOS DE ESTRUCTURAS
 - E-01. ESPECIFICACIONES TÉCNICAS + LISTA DE PLANOS
 - E-02. CIMENTACIÓN
 - E-03. CORTES Y DETALLES DE CIMENTACIÓN (I)
 - E-04. CORTES Y DETALLES DE CIMENTACIÓN (II)
 - E-05. CORTES Y DETALLES DE CIMENTACIÓN (III)
 - E-06. COLUMNAS Y PLACAS
 - E-07. ENCOFRADO PISO TÍPICO
 - E-08. ENCOFRADO AZOTEA
 - E-09. ESCALERA Y CUARTO DE MÁQUINAS
 - E-10. VIGAS PISOS TÍPICOS (I)
 - E-11. VIGAS PISOS TÍPICOS (II)
 - E-12. VIGAS PISOS TÍPICOS (III)
 - E-13. VIGAS AZOTEA (I)
 - E-14. VIGAS AZOTEA (II)
 - E-15. VIGAS AZOTEA (III)



PLANTA 1er PISO
NPT.+0.10

PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ			
Proyecto		EDIFICACIÓN MULTIFAMILIAR DE CINCO PISOS EN CONCRETO ARMADO EN EL DISTRITO DE LINCE	
Elaborado por:		RENZO CANAHUIRI PELAES	Lámina
Plano:		PLANTA 1ER PISO	
Escala:	1/50	Fecha:	ENERO - 2022
		Dibujo:	RCP
			A-1

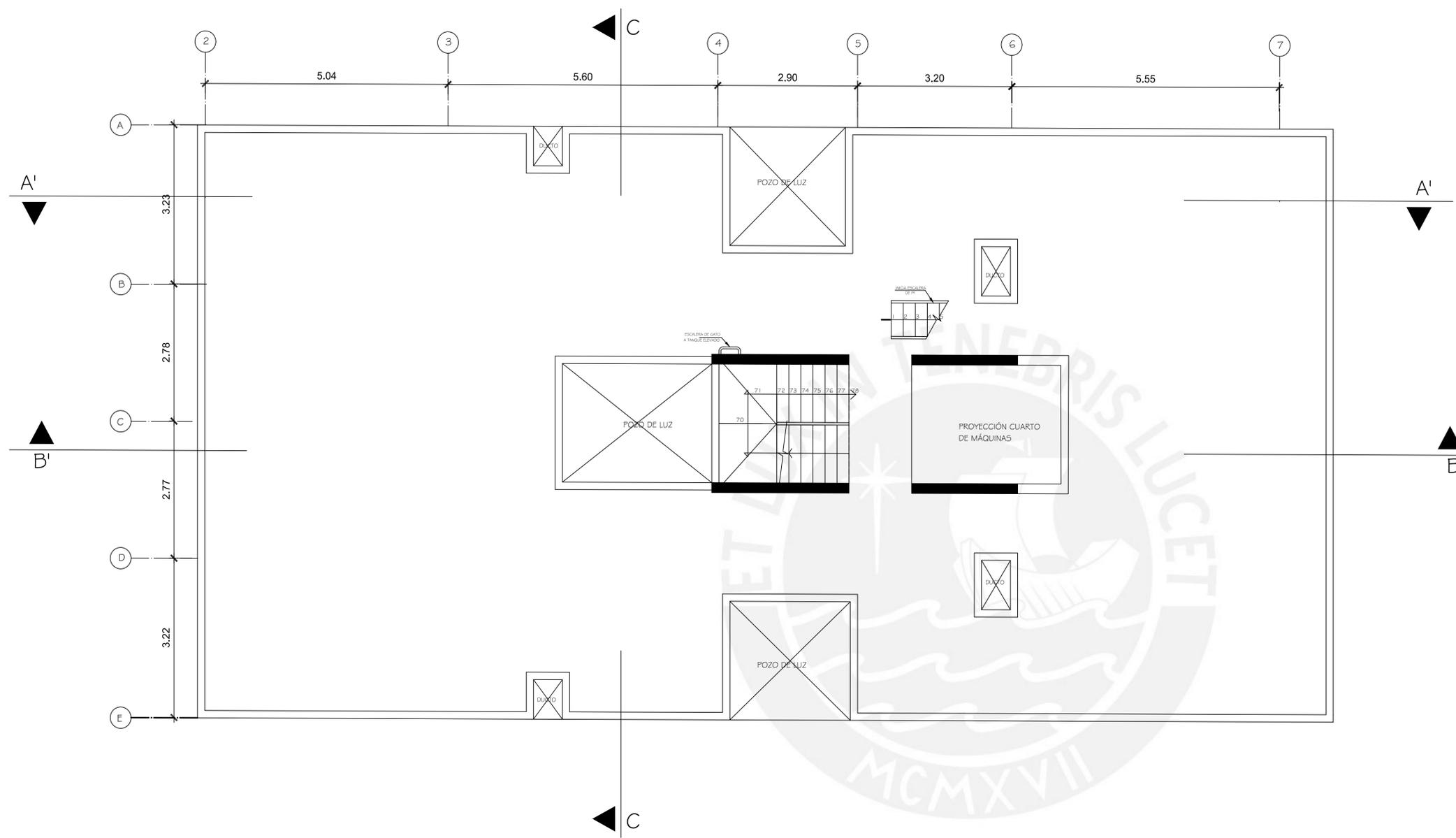


PLANTA TIPICA (2º, AL 5º PISO)

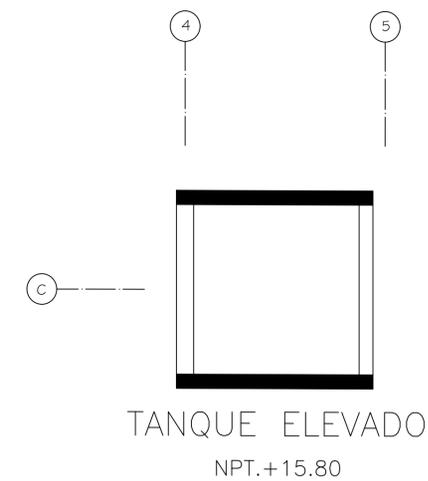
NPT.+3.25,+5.90,+8.50,+11.15

PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ			
Proyecto	EDIFICACIÓN MULTIFAMILIAR DE CINCO PISOS EN CONCRETO ARMADO EN EL DISTRITO DE LINCE		
Elaborado por:	RENZO CANAHUIRI PELAES	Lámina	
Plano:	PLANTA PISO TÍPICO		
Escala:	1/50	Fecha:	ENERO - 2022
		Dibujos: RCP RCP	

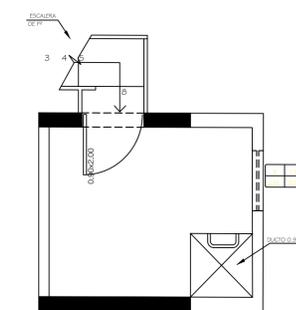
A-2



PLANTA AZOTEA
NPT.+13.80

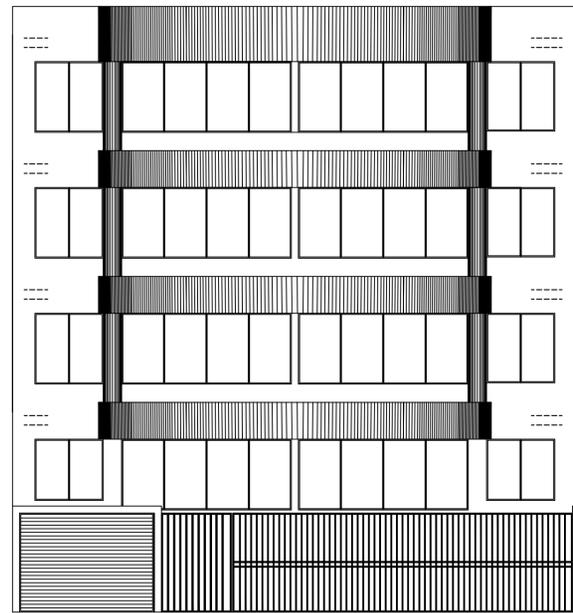


TANQUE ELEVADO
NPT.+15.80

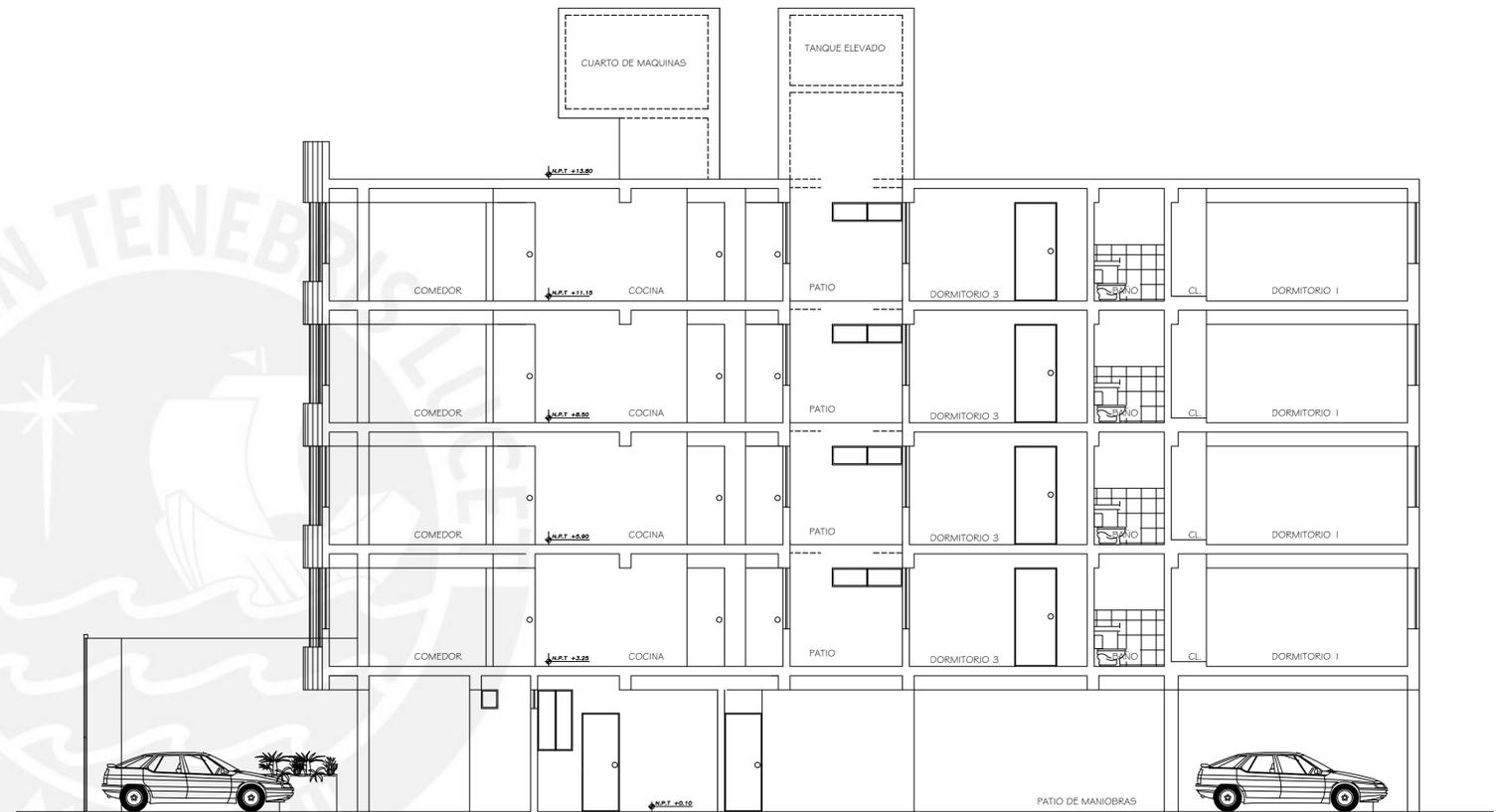


CUARTO DE MÁQUINAS
NPT.+15.30

PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ		
Proyecto: EDIFICACIÓN MULTIFAMILIAR DE CINCO PISOS EN CONCRETO ARMADO EN EL DISTRITO DE LINCE		
Elaborado por: RENZO CANAHURI PELAES		Lámina
Plano: PLANTA AZOTEA		A-3
Escala: 1/50	Fecha: ENERO - 2022	



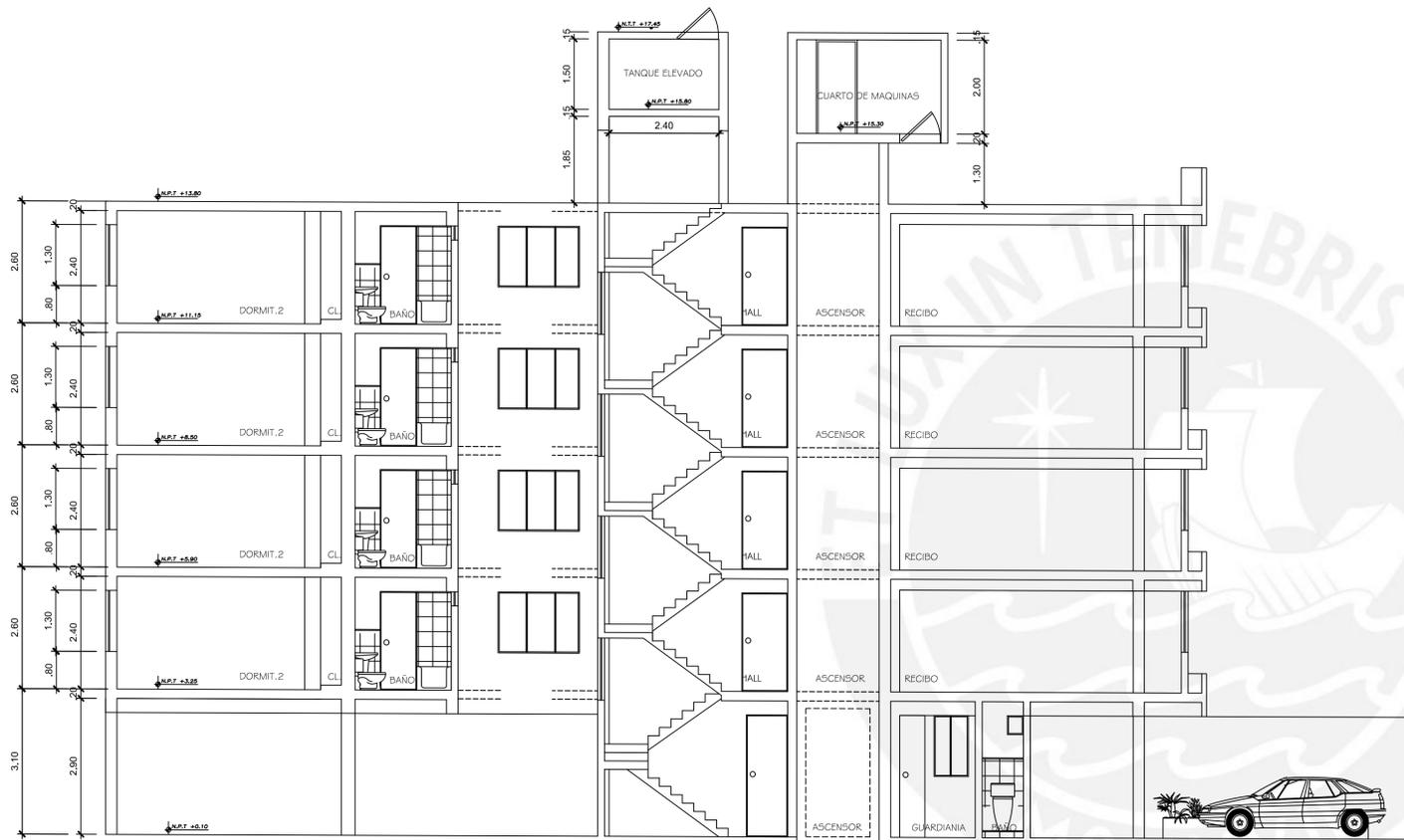
ELEVACION PRINCIPAL



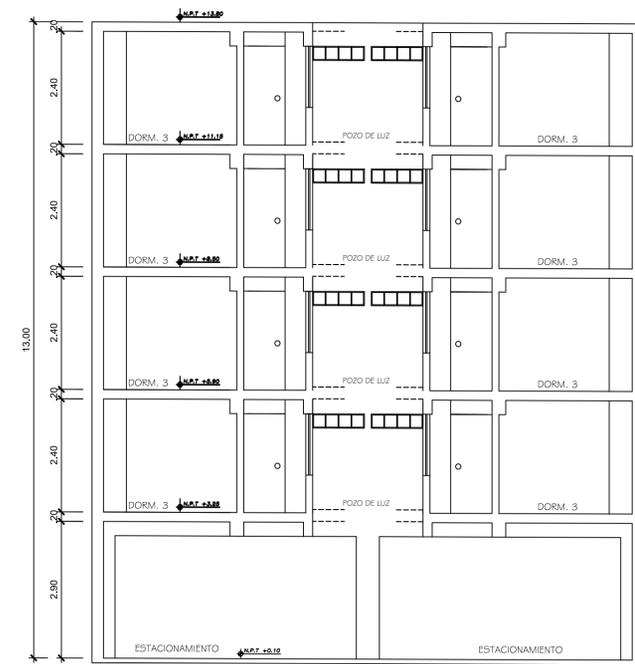
CORTE A-A'

PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ		
Proyecto	EDIFICACIÓN MULTIFAMILIAR DE CINCO PISOS EN CONCRETO ARMADO EN EL DISTRITO DE LINCE	
Elaborado por:	RENZO CANAHUIRI PELAES	Lámina
Plano:	ELEVACIÓN PRINCIPAL Y CORTE	
Escala:	1/75	Fecha: ENERO - 2022
		Dibujo: RCP

A-4



CORTE B-B'



CORTE C-C'

PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATOLICA DEL PERU			
Proyecto		EDIFICACION MULTIFAMILIAR DE CINCO PISOS EN CONCRETO ARMADO EN EL DISTRITO DE LINCE	
Elaborado por:		RENZO CANAHUIRI PELAES	Lamina
Plano:		CORTES	
Escala:	1/75	Fecha:	ENERO - 2022
		Dibujo:	RCP
			A-5

ESPECIFICACIONES GENERALES DE LOS MATERIALES

CEMENTO

- PORTLAND TIPO I

CONCRETO SIMPLE

- SOBRECIMIENTO: $f'c = 140 \text{ kg/cm}^2 + 25\% \text{ DE PIEDRA MEDIANA (MÁX. 3")}$
- CIMENTO CORRIDO Y RELLENO DE CONCRETO: $f'c = 100 \text{ kg/cm}^2 + 30\% \text{ DE PIEDRA GRANDE (MÁX. 6")}$
- FALSA ZAPATA: $f'c = 100 \text{ kg/cm}^2 + 30\% \text{ DE PIEDRA GRANDE (MÁX. 6")}$

CONCRETO ARMADO

- CIMENTACIÓN Y VIGAS DE CIMENTACIÓN: $f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$
- COLUMNAS, VIGAS, LOSAS Y PLACAS: $f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$
- TANQUE ELEVADO (EN CONTACTO CON AGUA): $f'c = 280 \text{ kg/cm}^2$
- ESCALERAS: $f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$
- VIGAS SOLERAS Y COLUMNERAS DE CERCO EXTERNO: $f'c = 175 \text{ kg/cm}^2$
- ARMADURA DE REFUERZO: ASTM 615 Gr:60: $fy = 4200 \text{ kg/cm}^2$

ALBAÑILERÍA

TABIQUERÍA EXTERIOR Y CERCOS

- LADRILLO CLASE IV SÓLIDO, TIPO KING KONG: $f'm = 65 \text{ kg/cm}^2$
- RESISTENCIA MÍNIMA DEL LADRILLO: $f'b = 130 \text{ kg/cm}^2$
- MORTERO P1 (CEMENTO/ARENA): 1/4
- ESPESOR DE JUNTA ENTRE HILADAS: 10 mm
- CONEXIÓN DENTADA DE 5cm A LAS COLUMNAS DE CONFINAMIENTO: 10 mm

TABIQUERÍA INTERIOR

- LADRILLO, TIPO PANDERETA
- MORTERO P1 (CEMENTO/ARENA): 1/4
- ESPESOR DE JUNTA ENTRE HILADAS: 10 mm
- LOS MUROS DE TABIQUERÍA NO ESTRUCTURAL SERÁN AISLADOS CON UNA JUNTA DE 2cm EN SU PERIMETRO

RECUBRIMIENTOS LIBRES

- CONCRETO COLOCADO CONTRA EL SUELO Y EXPUESTO PERMANENTEMENTE A ÉL.: 75mm
- LOSAS Y ESCALERAS: 25mm
- VIGAS, COLUMNAS Y PLACAS: 40mm
- MUROS: 20mm

PARÁMETROS PARA EL ANÁLISIS SÍSMICO

SISTEMA ESTRUCTURAL SISMORRESISTENTE

X: MUROS ESTRUCTURALES
Y: MUROS ESTRUCTURALES

PERIODO FUNDAMENTAL DE VIBRACIÓN

$T_x: 0.24 \text{ seg}$ $T_y: 0.39 \text{ seg}$

PARÁMETROS PARA DEFINIR LA FUERZA SÍSMICA

Z : 0.45 U : 1.00 S : 1.00 C : 2.5

Coefficiente básico de reducción: $R_{ox}=R_{oy}= 6.00$

Irregularidad en altura: $I_a= 1.00$

Irregularidad en planta: $I_p= 1.00$

Coefficiente de reducción sísmica: $R_x=R_y= 6.00$



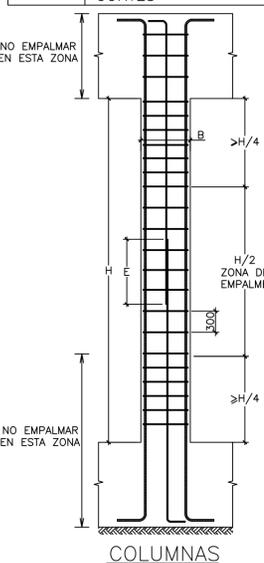
FUERZA CORTANTE EN LA BASE

$V_x: 244.8 \text{ tn}$ $V_y: 251.4 \text{ tn}$

	DESPLAZAMIENTO RELATIVO MÁXIMO	DESPLAZAMIENTO DEL ÚLTIMO NIVEL	DERIVA MÁXIMA (0.007 MÁX)
X	0.38 cm	1.61 cm	0.0016
Y	1.12 cm	4.46 cm	0.0047

LISTA DE PLANOS

E-1	ESPECIFICACIONES TÉCNICAS + LISTA DE PLANOS
E-2	PLANTA DE CIMENTACIÓN
E-3	CORTES Y DETALLES DE CIMENTACIÓN (I)
E-4	CORTES Y DETALLES DE CIMENTACIÓN (II)
E-5	CORTES Y DETALLES DE CIMENTACIÓN (III)
E-6	COLUMNAS Y PLACAS
E-7	PLANTA DE ENCOFRADO PISO TÍPICO
E-8	PLANTA DE ENCOFRADO DE AZOTEA
E-9	ESCALERAS
E-10	VIGAS PISOS TÍPICOS (I)
E-11	VIGAS PISOS TÍPICOS (II)
E-12	VIGAS PISOS TÍPICOS (III)
E-13	VIGAS AZOTEA (I)
E-14	VIGAS AZOTEA (II)
E-15	VIGAS AZOTEA (III)
A-1	PLANTA 1ER PISO
A-2	PLANTA PISO TÍPICO
A-3	PLANTA AZOTEA
A-4	ELEVACIÓN PRINCIPAL Y CORTE
A-5	CORTES



NOTAS:

- NO EMPALMAR MÁS DE 50% DEL ÁREA TOTAL EN UNA MISMA SECCIÓN.
- EN CASO DE NO EMPALMAR EN LAS ZONAS INDICADAS O CON LOS PORCENTAJES ESPECIFICADOS AUMENTAR LA LONGITUD DE EMPALME EN UN 30%
- EN COLUMNAS COLOCAR ESTRIBOS CERRADOS ADICIONALES DE CADA 100mm. EN TODA LA LONGITUD DEL EMPALME CONSIDERANDO LA MISMA CANTIDAD Y DISPOSICIÓN DE ESTRIBOS INDICADA EN PLANOS.
- NO EMPALMAR EN NUDOS.

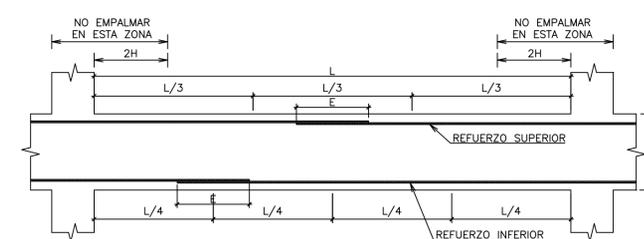
LONGITUD DE EMPALME E (mm) SEGÚN $f'c$ (Kg/cm ²)	210	280
ϕ (Pulg.)		
3/8"	450	400
1/2"	600	550
5/8"	750	650
3/4"	900	800
1"	1500	1300

EMPALMES POR TRASLAPE EN ELEMENTOS VERTICALES

SIN ESCALA

CONDICIONES PARA LA CIMENTACIÓN

- TIPO DE CIMENTACIÓN: ZAPATAS, ZAPATAS COMBINADAS Y CONECTADAS
- ESTRATO DE APOYO DE LA CIMENTACIÓN: GRAVA TÍPICA DE LIMA DE ALTA RESISTENCIA
- PROFUNDIDAD DE CIMENTACIÓN: $D_f = 1.50 \text{ m}$ (RESPECTO DEL N.T.N)
- PRESIÓN ADMISIBLE DEL SUELO: $q_{adm} = 4 \text{ kg/cm}^2$
- TIPO DE SUELO SEGÚN NORMA SISMO-RESISTENTE: TIPO S1, $S=1.00$, $T_p = 0.40s$, $T_I = 2.50s$
- AGRESIVIDAD DEL SUELO A LA CIMENTACIÓN: NO PRESENTA
- NIVEL DE NAPA FREÁTICA: NO DETECTADA
- PESO ESPECÍFICO DEL SUELO: 2.10 ton/m^3



NOTAS:

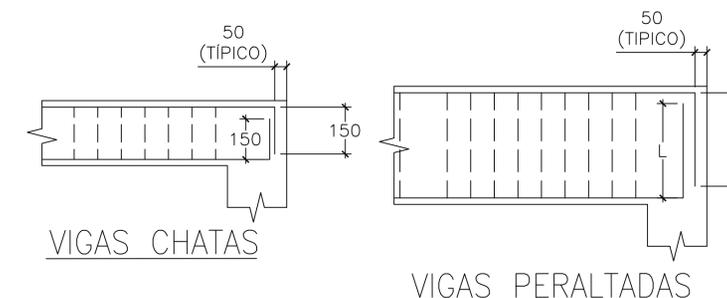
- NO EMPALMAR MÁS DE 50% DEL ÁREA TOTAL EN UNA MISMA SECCIÓN.
- EN CASO DE NO EMPALMAR EN LAS ZONAS INDICADAS O CON LOS PORCENTAJES ESPECIFICADOS AUMENTAR LA LONGITUD DE EMPALME EN UN 30%

LONGITUD DE EMPALME E (mm)			
ϕ	$f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$		
	REFUERZO INFERIOR	REFUERZO SUPERIOR	
	H CUALQUIERA	H < 300	H > 300
6mm	390	390	550
3/8"	450	450	600
1/2"	600	600	800
5/8"	750	750	1000
3/4"	900	900	1150
1"	1500	1500	1900

EMPALMES POR TRASLAPE PARA CIMENTACIÓN, VIGAS Y LOSAS

SIN ESCALA

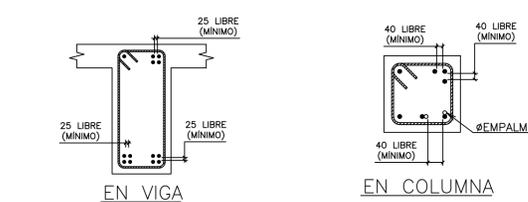
ϕ	L (mm)
1/2"	300
5/8"	300
3/4"	350
1"	450



ANCLAJE TÍPICO EN CORTES

EXCEPTO INDICADO EN PLANOS

ESCALA 1/30



NOTA: COLOCAR EL REFUERZO DE LAS CAPAS ADICIONALES EN LA MISMA UBICACIÓN DEL REFUERZO DE LA 1ª CAPA.

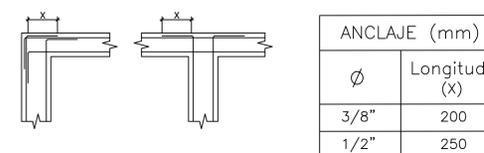
NOTA: ESTA LIMITACIÓN TAMBIÉN APLICA A EMPALMES.

DETALLE TÍPICO DE ARMADURA CON DOS CAPAS DE REFUERZO

ESCALA 1/30

ANCLAJE TÍPICO DE VIGA SOBRE VIGA

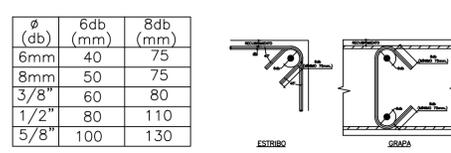
ESCALA 1/30



ANCLAJE (mm)	
ϕ	Longitud (x)
3/8"	200
1/2"	250

DETALLE TÍPICO DE DOBLADO DE ARMADURA

ESCALA 1/30



DETALLE TÍPICO DE DOBLADO EN ESTRIBOS

NOTA:
1. LAS DIMENSIONES ESTÁN DADAS EN MILÍMETROS Y LOS NIVELES ESTÁN DADOS EN METROS.
2. N.T.N.: NIVEL TERRENO NATURAL.
N.P.T.: NIVEL DE PISO TERMINADO.
3. ESTOS PLANOS DEBERÁN LEERSE CONJUNTAMENTE CON PLANOS DE ARQUITECTURA Y ESPECIALIDADES.

PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ

Proyecto: EDIFICACIÓN MULTIFAMILIAR DE CINCO PISOS EN CONCRETO ARMADO EN EL DISTRITO DE LINCE

Elaborado por: RENZO CANAHUIRI PELAES

Lámina

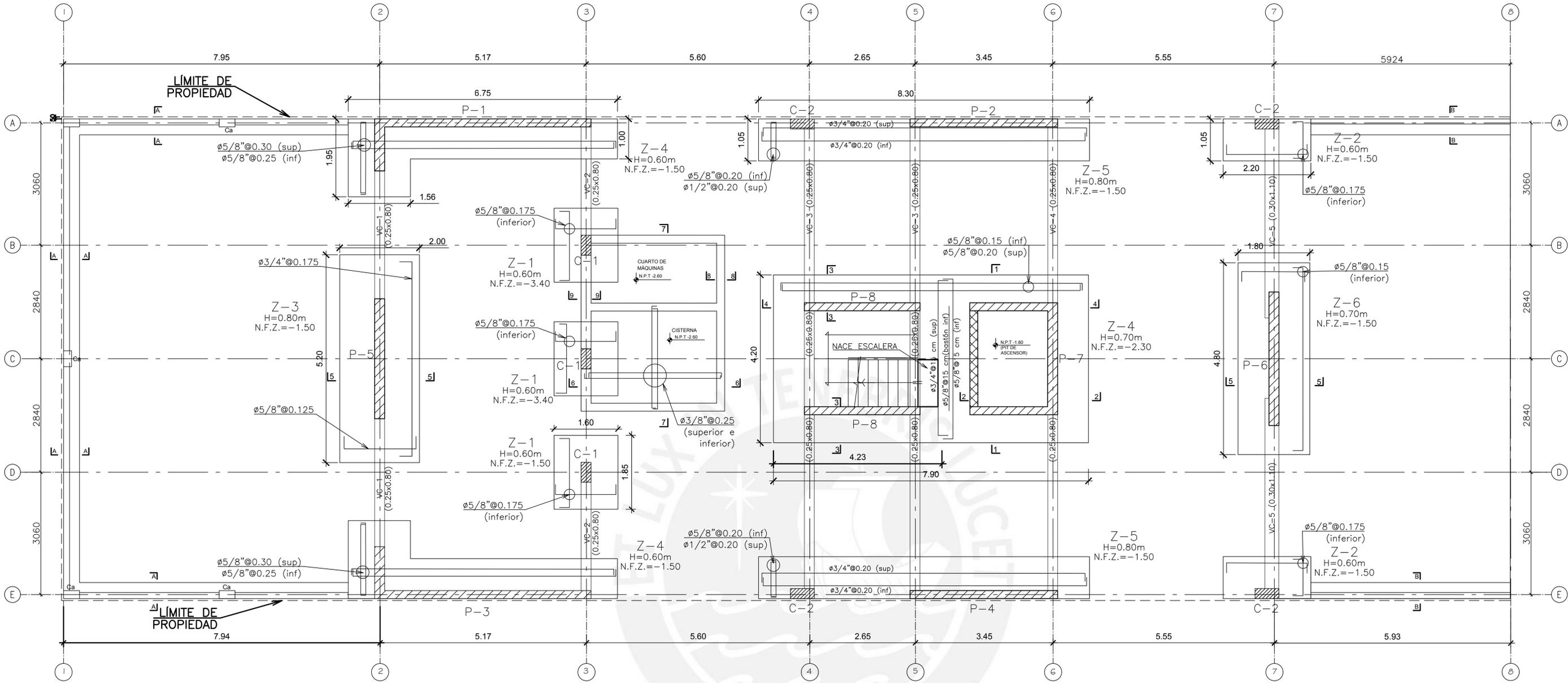
Plano: ESPECIFICACIONES TÉCNICAS + LISTA DE PLANOS

E-1

Escala: INDICADA

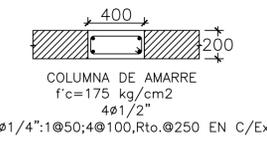
Fecha: ENERO - 2022

Dibujo: RCP



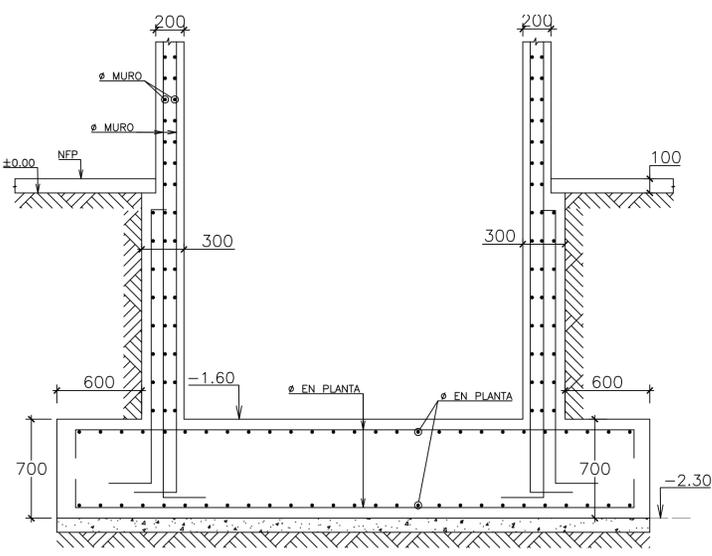
PLANTA DE CIMENTACIÓN

NOTA: - VER RESTO DE COTAS Y DIMENSIONES EN PLANOS DE ARQUITECTURA.
 N.C. : NIVEL DE CIMENTACIÓN
 N.F.Z. : NIVEL FONDO DE ZAPATA
 ESCALA 1/50

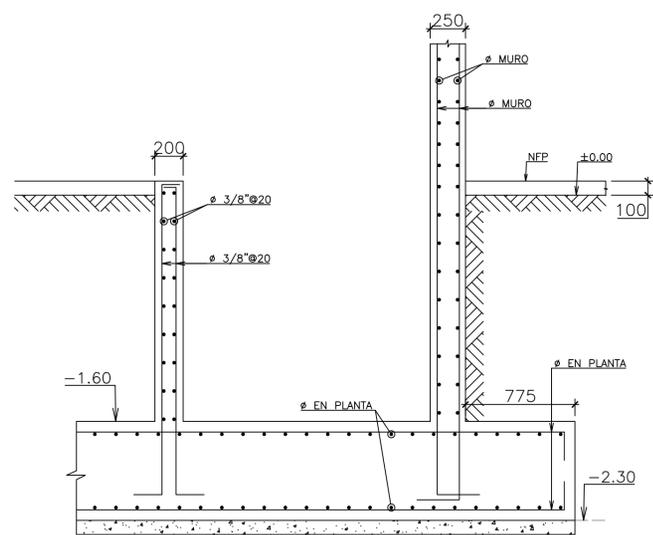


COLUMNA Ca
 ESCALA 1/25

NOTA:
 1. SALVO ESTÉ INDICADO EN ESQUEMA, LAS DIMENSIONES ESTÁN DADAS EN MILIMETROS Y LOS NIVELES ESTÁN DADOS EN METROS.
 2. N.T.N. : NIVEL TERRENO NATURAL.
 N.P.T. : NIVEL DE PISO TERMINADO.
 3. ESTOS PLANOS DEBERÁN LEERSE CONJUNTAMENTE CON PLANOS DE ARQUITECTURA Y ESPECIALIDADES.

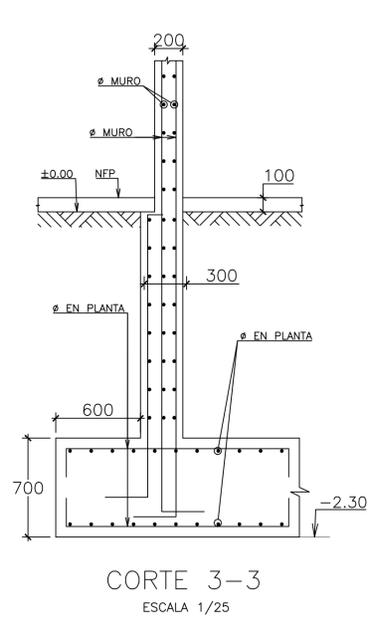


CORTE 1-1
 ESCALA 1/25

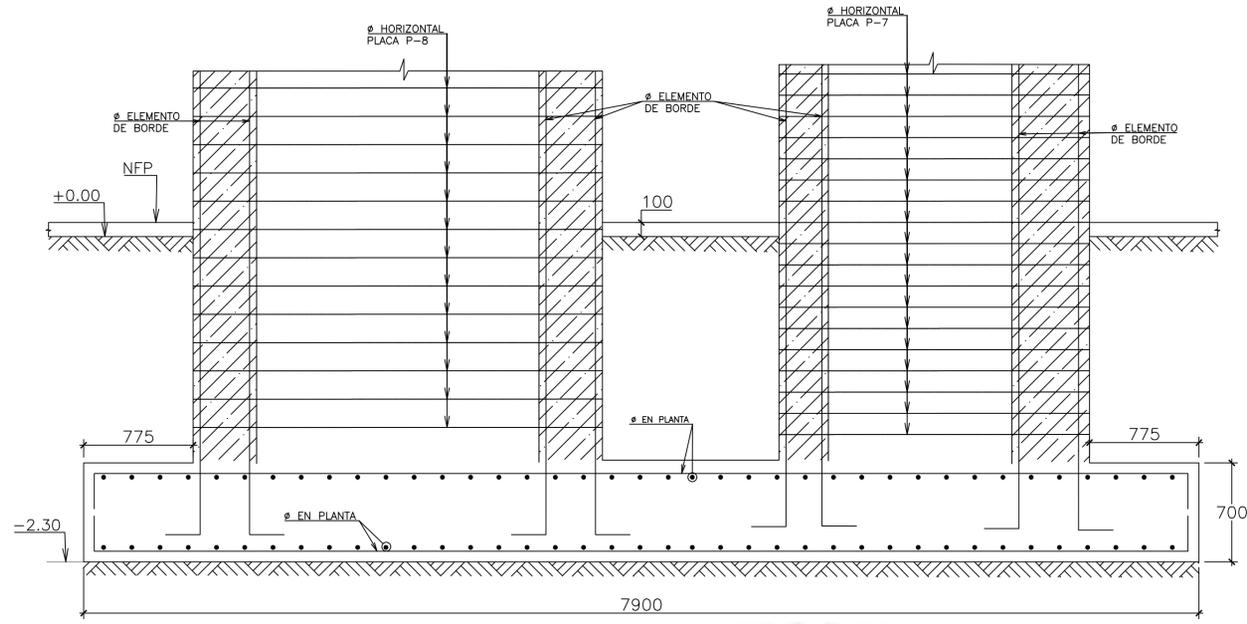


CORTE 2-2
 ESCALA 1/25

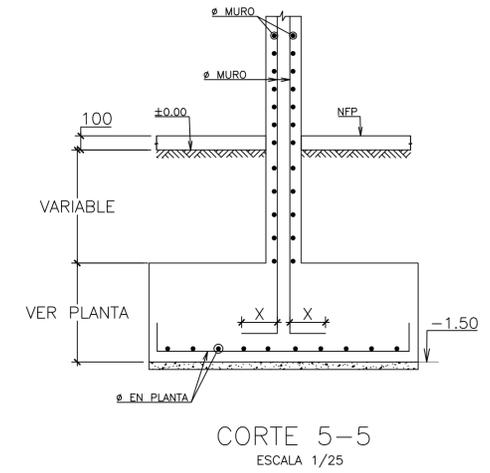
PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ		
Proyecto	EDIFICACIÓN MULTIFAMILIAR DE CINCO PISOS EN CONCRETO ARMADO EN EL DISTRITO DE LINCE	
Elaborado por:	RENZO CANAHUIRI PELAES	
Plano:	CIMENTACIÓN	
Escala: 1/75	Fecha: ENERO - 2022	Dibujo: RCP
		E-2



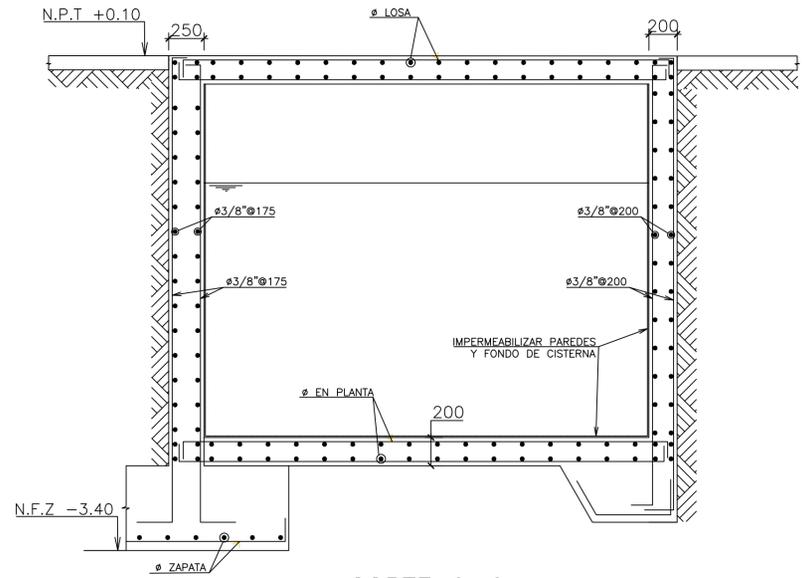
CORTE 3-3
ESCALA 1/25



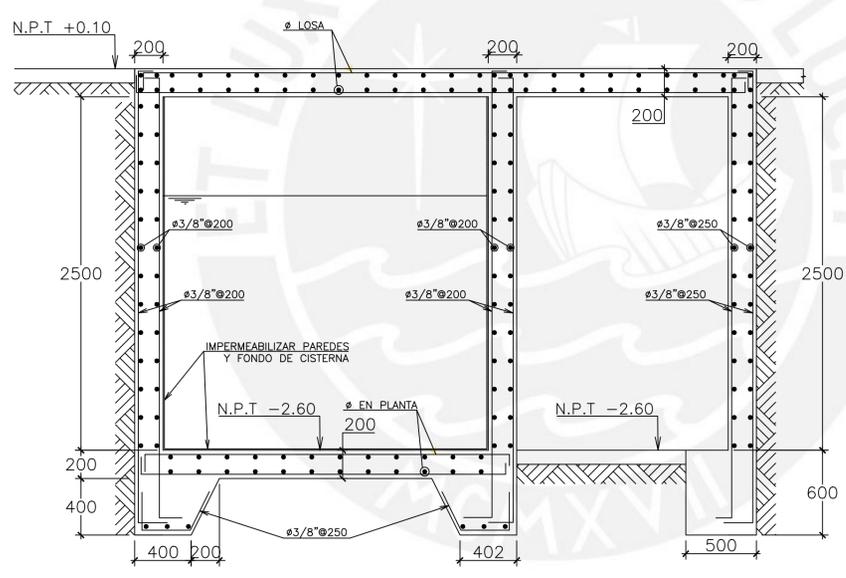
CORTE 4-4
ESCALA 1/25



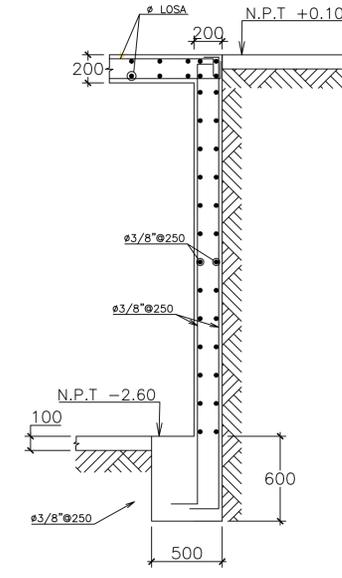
CORTE 5-5
ESCALA 1/25



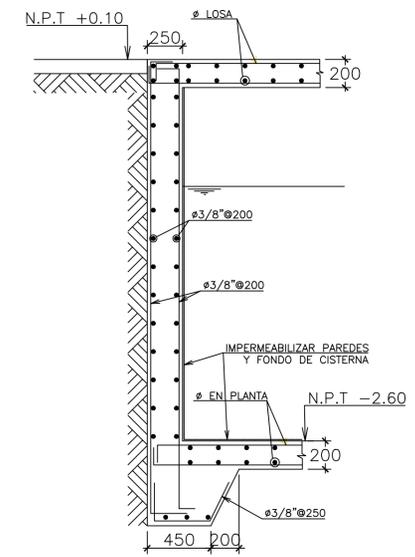
CORTE 6-6
ESCALA 1/25



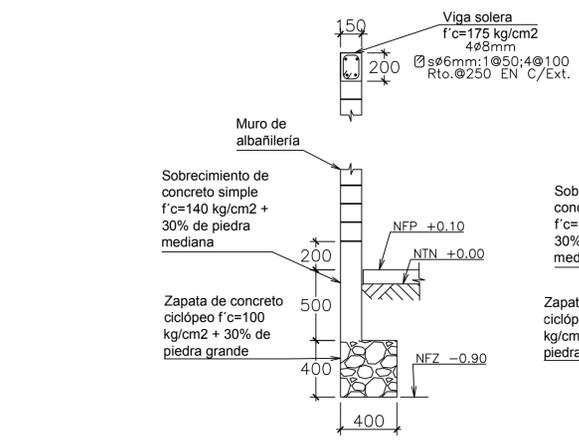
CORTE 7-7
ESCALA 1/25



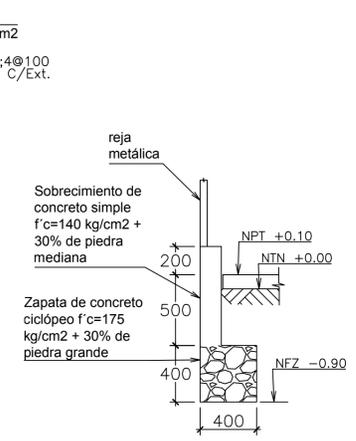
CORTE 8-8
ESCALA 1/25



CORTE 9-9
ESCALA 1/25



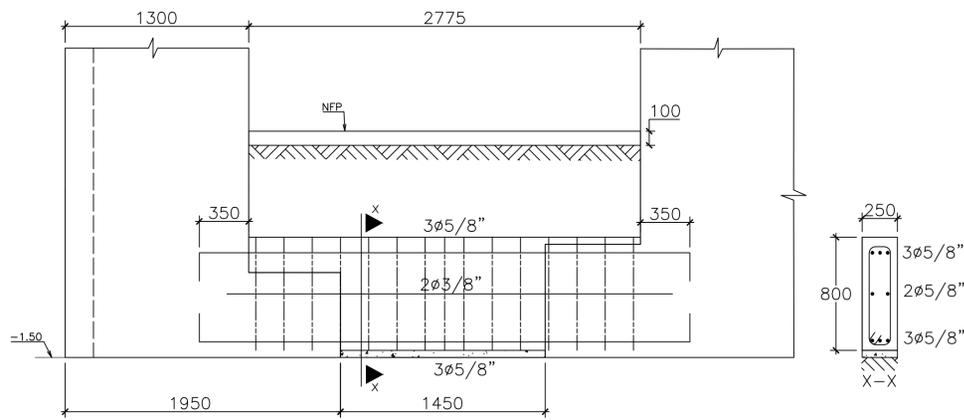
CORTE A-A
ESCALA 1/25



CORTE B-B
ESCALA 1/25

PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ		
Proyecto	EDIFICACIÓN MULTIFAMILIAR DE CINCO PISOS EN CONCRETO ARMADO EN EL DISTRITO DE LINCE	
Elaborado por:	RENZO CANAHUIRI PELAES	Lámina
Plano:	CORTES Y DETALLES DE CIMENTACIÓN (I)	
Escala: 1/25	Fecha: ENERO - 2022	Dibujo: RCP

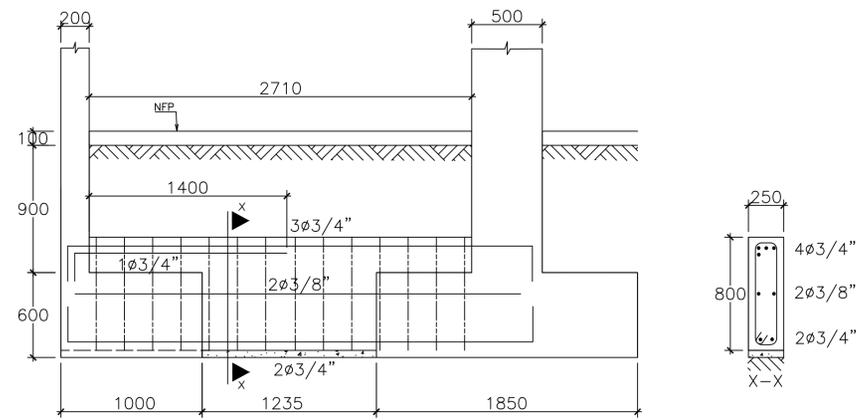
E-3



Ø sø3/8":1@50; Rto.@200 EN C/Ext.

VC-1 (250X800)

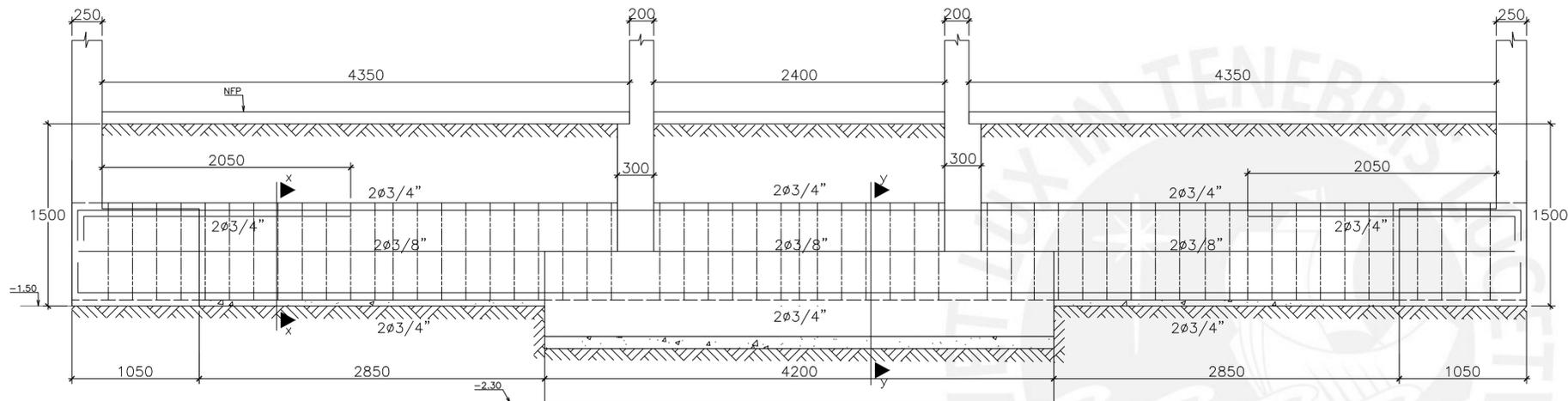
ESCALA 1/25



Ø sø3/8":1@50; Rto.@200 EN C/Ext.

VC-2 (250X800)

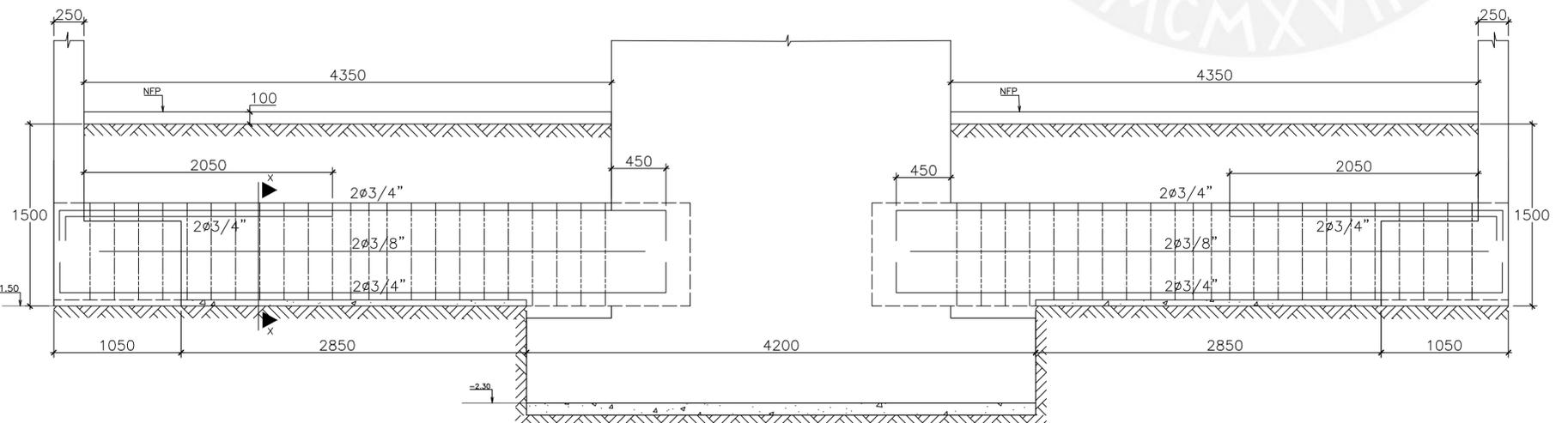
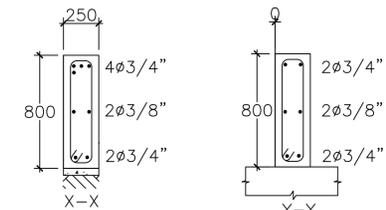
ESCALA 1/25



Ø sø3/8":1@50; Rto.@200 EN C/Ext.

VC-3 (250X800)

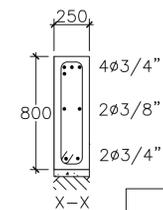
ESCALA 1/25



Ø sø3/8":1@50; Rto.@200 EN C/Ext.

VC-4 (250X800)

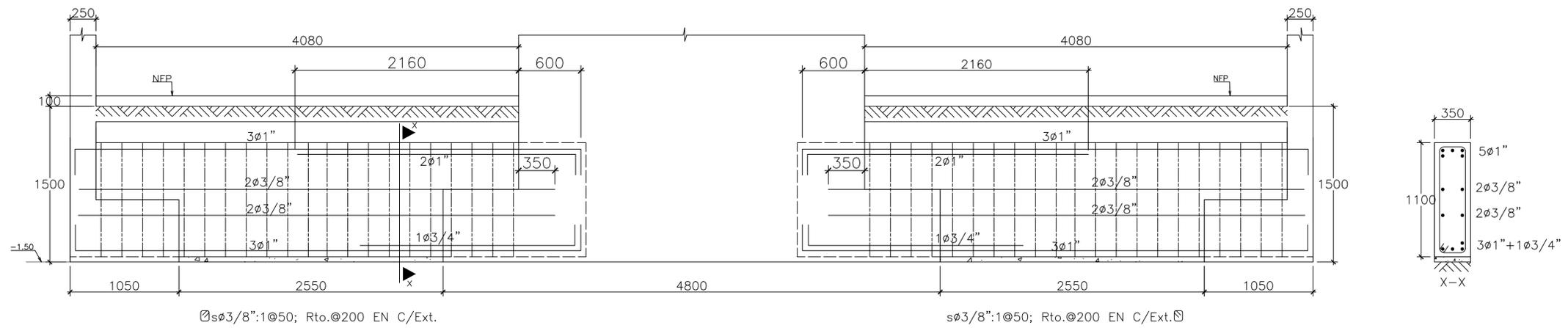
ESCALA 1/25



NOTA:

1. SALVO ESTÉ INDICADO EN ESQUEMA, LAS DIMENSIONES ESTÁN DADAS EN MILÍMETROS Y LOS NIVELES ESTÁN DADOS EN METROS.
2. N.T.N. : NIVEL TERRENO NATURAL.
N.P.T. : NIVEL DE PISO TERMINADO.
3. ESTOS PLANOS DEBERÁN LEERSE CONJUNTAMENTE CON PLANOS DE ARQUITECTURA Y ESPECIALIDADES.

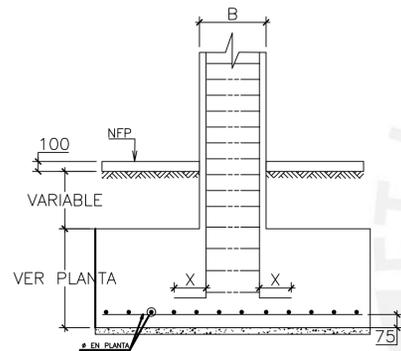
PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ		
Proyecto EDIFICACIÓN MULTIFAMILIAR DE CINCO PISOS EN CONCRETO ARMADO EN EL DISTRITO DE LINCE		
Elaborado por:	RENZO CANAHURI PELAES	Lámina
Plano:	CORTES Y DETALLES DE CIMENTACIÓN (II)	E-4
Escala: 1/25	Fecha: ENERO - 2022	Dibujo: RCP



VC-5 (350X1250)

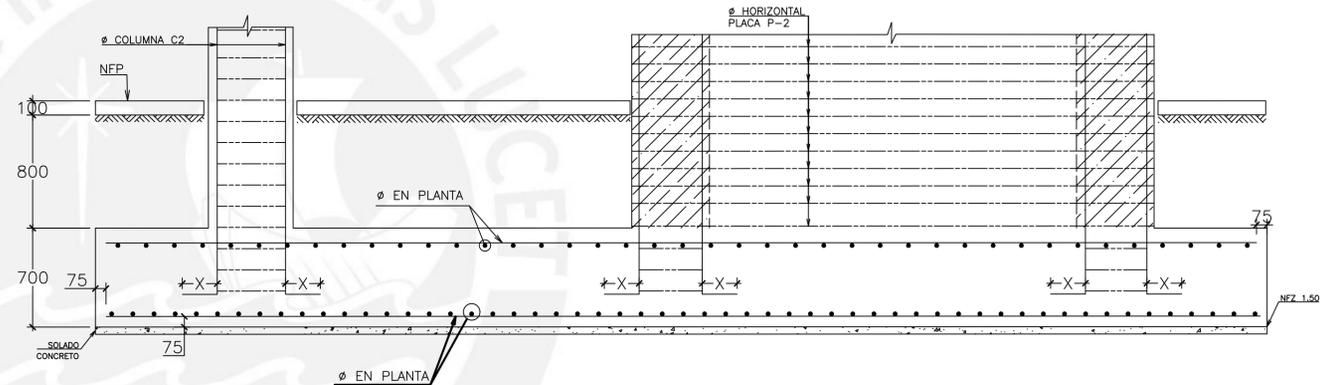
ESCALA 1/25

ANCLAJE (m)	
∅	Longitud (X)
3/8"	0.20
1/2"	0.25
5/8"	0.30
3/4"	0.35
1"	0.40



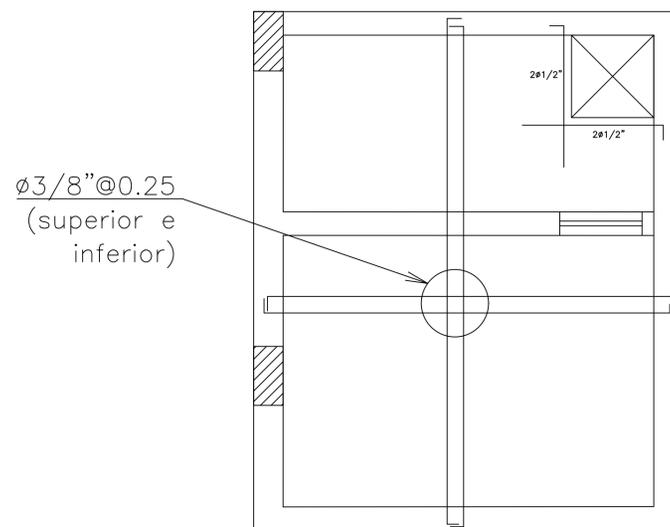
DETALLE ZAPATA AISLADA Z-1

ESCALA 1/25



DETALLE ZAPATA COMBINADA Z-5

ESCALA 1/25



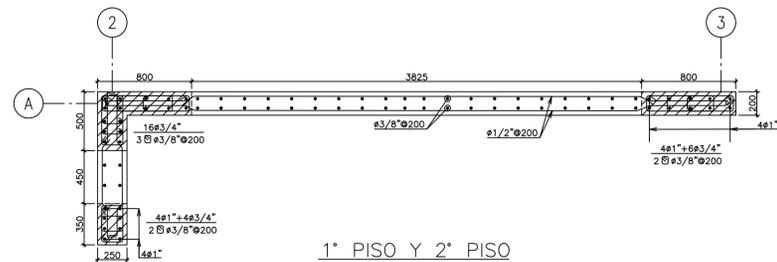
TECHO DE CISTERNA Y CTO. DE BOMBAS

(Losa maciza h=0.20m)

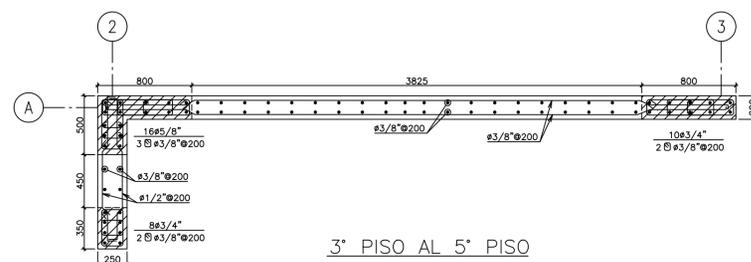
S/C=250 kg/m²

ESCALA 1/25

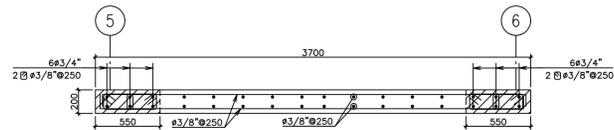
PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ		
Proyecto	EDIFICACIÓN MULTIFAMILIAR DE CINCO PISOS EN CONCRETO ARMADO EN EL DISTRITO DE LINCE	
Elaborado por:	RENZO CANAHUIRI PELAES	Lámina
Plano:	CORTES Y DETALLES DE CIMENTACIÓN (III)	E-5
Escala:	INDICADA	Fecha: ENERO - 2022
		Dibujo: RCP



PLACA P-1
ESCALA 1/30

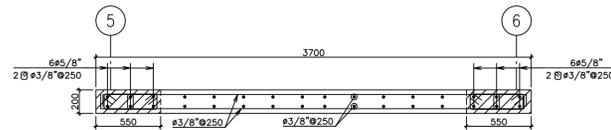


3° PISO AL 5° PISO

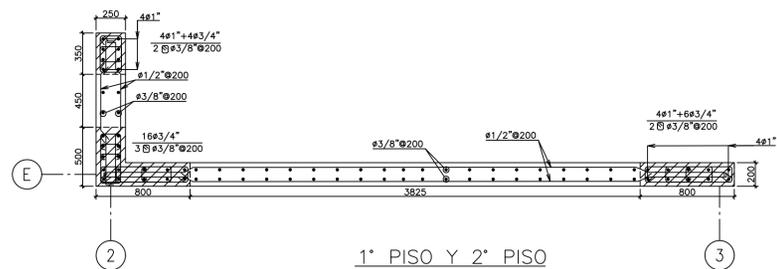


1° PISO Y 2° PISO

PLACA P-2
ESCALA 1/30

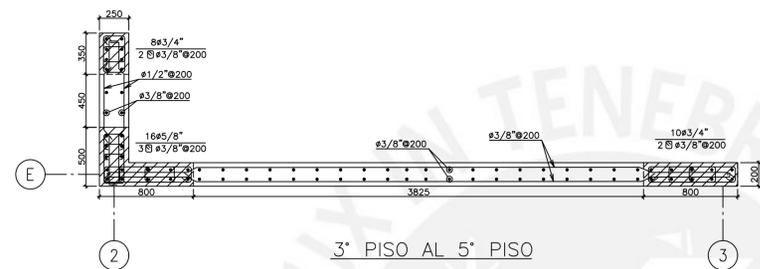


3° PISO AL 5° PISO

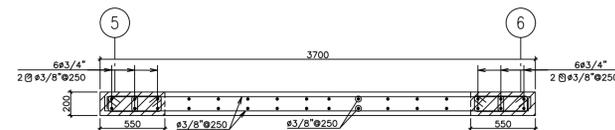


1° PISO Y 2° PISO

PLACA P-3
ESCALA 1/30

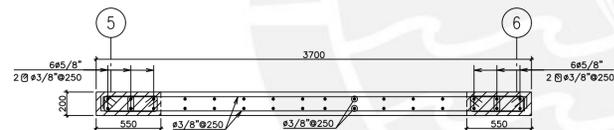


3° PISO AL 5° PISO

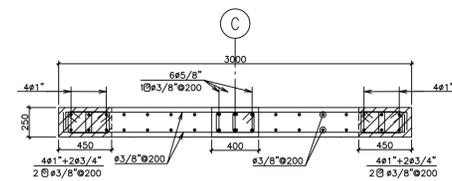


1° PISO Y 2° PISO

PLACA P-4
ESCALA 1/30

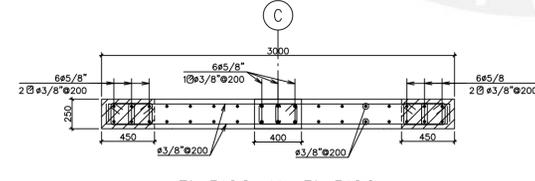


3° PISO AL 5° PISO

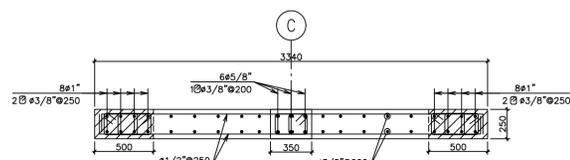


1° PISO Y 2° PISO

PLACA P-5
ESCALA 1/30

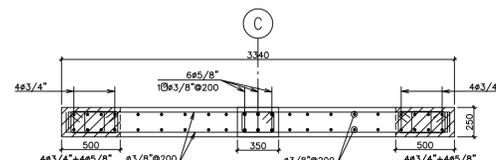


3° PISO AL 5° PISO

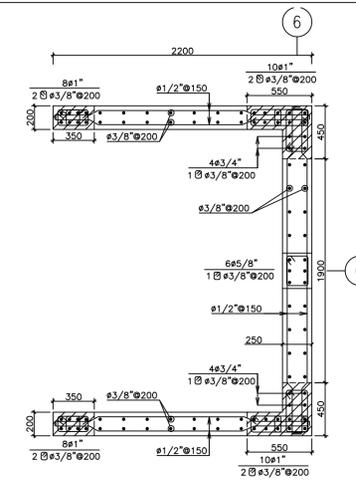


1° PISO Y 2° PISO

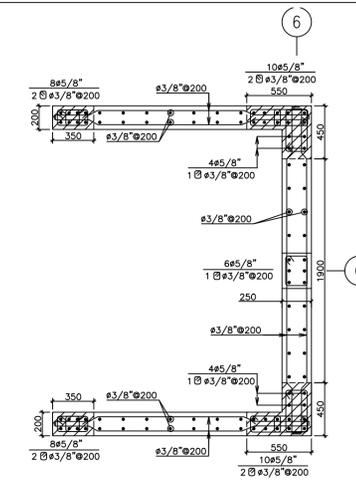
PLACA P-6
ESCALA 1/30



3° PISO AL 5° PISO

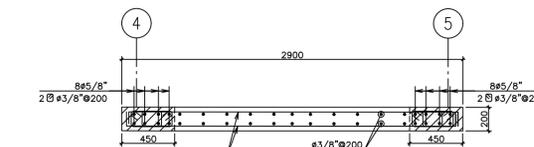


1° PISO Y 2° PISO



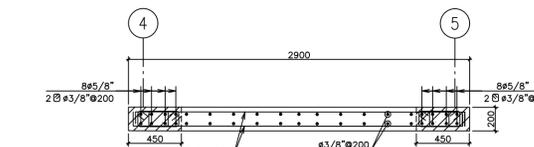
3° PISO AL 5° PISO

CAJA DE ASCENSOR P-7
ESCALA 1/30



1° PISO Y 2° PISO

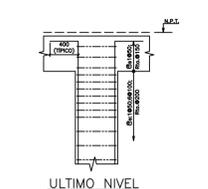
P-8
ESCALA 1/30



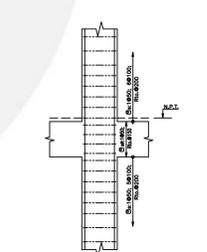
3° PISO AL 5° PISO



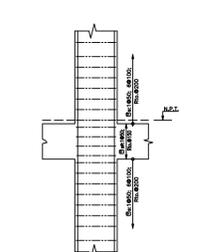
ULTIMO NIVEL



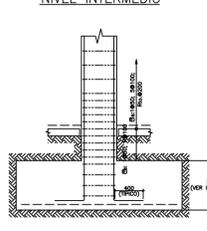
ULTIMO NIVEL



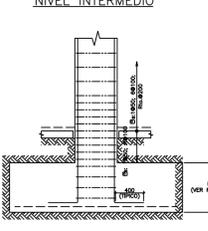
NIVEL INTERMEDIO



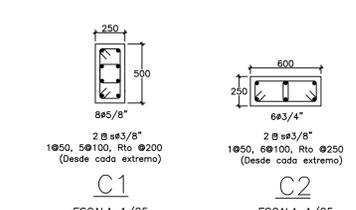
NIVEL INTERMEDIO



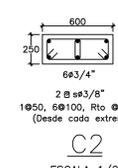
ARRANQUE
ELEVACIÓN TÍPICA DE COLUMNA 1
ESCALA 1/30



ARRANQUE
ELEVACIÓN TÍPICA DE COLUMNA 2
ESCALA 1/30



C1
ESCALA 1/25

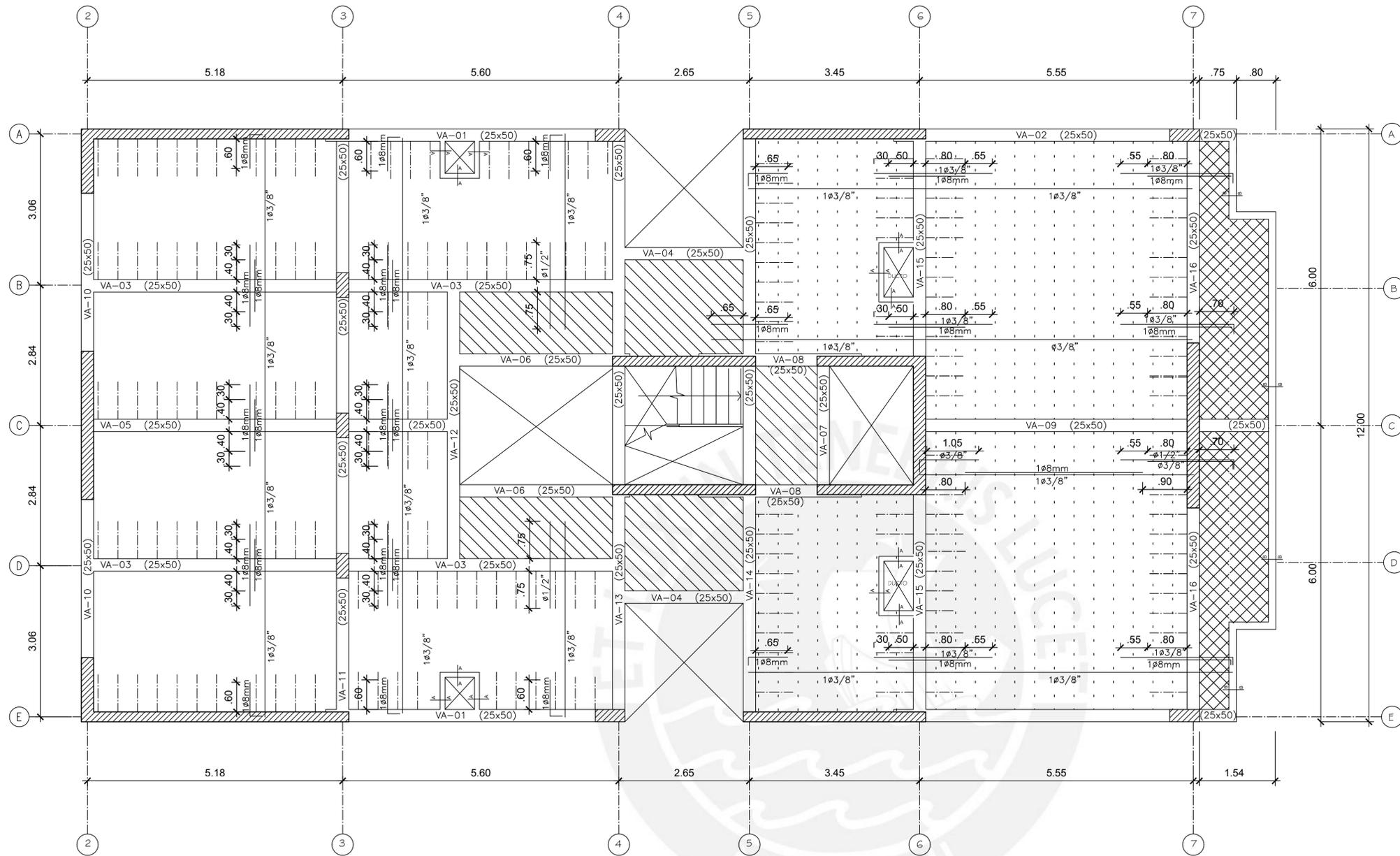


C2
ESCALA 1/25

NOTA:
1. LAS DIMENSIONES ESTÁN DADAS EN MILÍMETROS Y LOS NIVELES ESTÁN DADOS EN METROS.
2. ESTOS PLANOS DEBERÁN LEERSE CONJUNTAMENTE CON PLANOS DE ARQUITECTURA Y ESPECIALIDADES.

PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ		
Proyecto	EDIFICACIÓN MULTIFAMILIAR DE CINCO PISOS EN CONCRETO ARMADO EN EL DISTRITO DE LINCE	
Elaborado por:	RENZO CANAHUIRI PELAES	Lámina
Plano:	COLUMNAS Y PLACAS	
Escala:	INDICADA	Fecha: ENERO - 2022
		Dibujo: RCP

E-6



ENCOFRADO PISO AZOTEA

S/C=100 Kg/m²
NPT. +13.85

PISO TANQUE ELEVADO

(Losa armada h=0.20)
S/C=1400 kg/m²

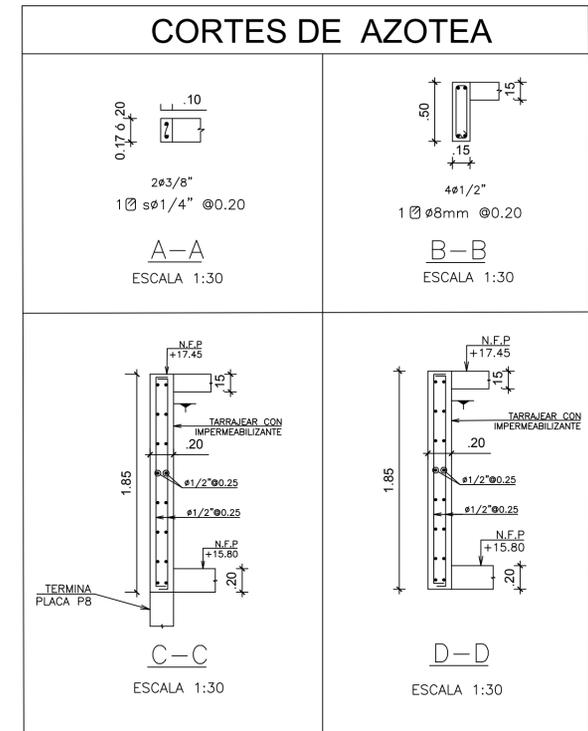
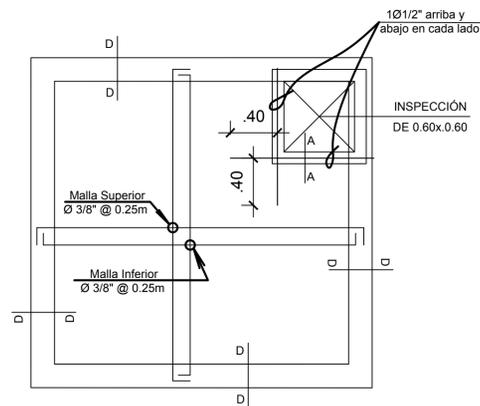
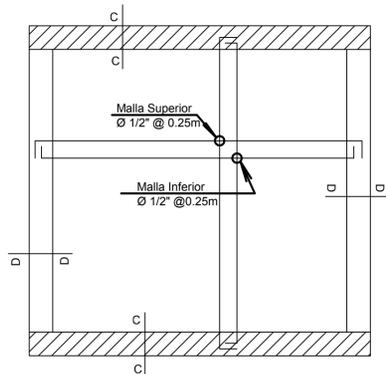
ESCALA 1:30

TECHO TANQUE ELEVADO

(Losa armada h=0.15)
S/C=100 kg/m²

ESCALA 1:30

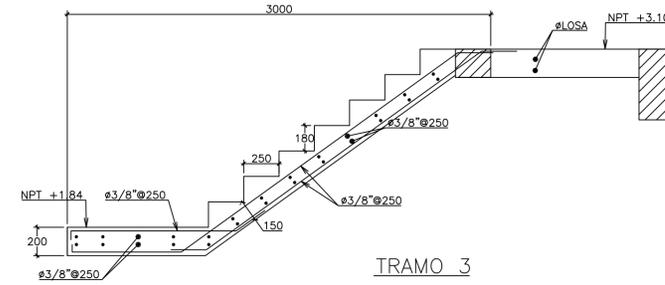
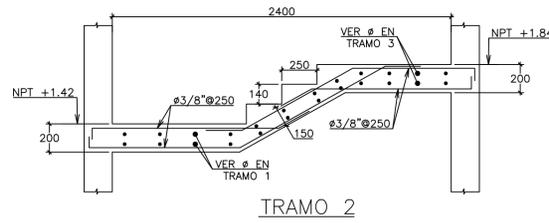
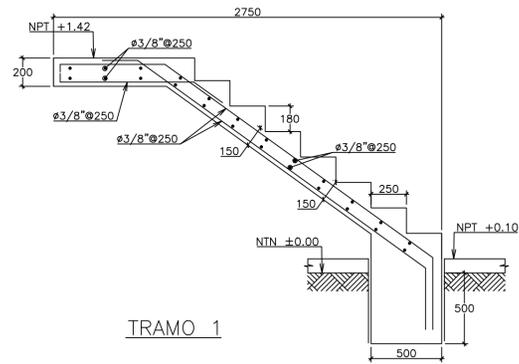
- LOSA MACIZA H=0.15m
MALLA EN DOS DIRECCIONES SUPERIOR ø8mm @0.25m
MALLA EN DOS DIRECCIONES INFERIOR ø3/8" @0.25m
- LOSA ALIGERADA CONVENCIONAL H=0.17m CON VIGUETAS ESPACIADAS ø0.40m
MALLA SUPERIOR PERPENDICULAR A LA VIGUETA DE ø1/4" @0.25m
- LOSA MACIZA H=0.20m
MALLA EN DOS DIRECCIONES SUPERIOR ø3/8" @0.25m
MALLA EN DOS DIRECCIONES INFERIOR ø3/8" @0.25m
- LOSA ALIGERADA CONVENCIONAL H=0.20m CON VIGUETAS ESPACIADAS ø0.40m
MALLA SUPERIOR PERPENDICULAR A LA VIGUETA DE ø1/4" @0.25m



NOTA:

1. LAS DIMENSIONES Y LOS NIVELES ESTÁN DADOS EN METROS
2. ESTOS PLANOS DEBERÁN LEERSE CONJUNTAMENTE CON PLANOS DE ARQUITECTURA Y ESPECIALIDADES.

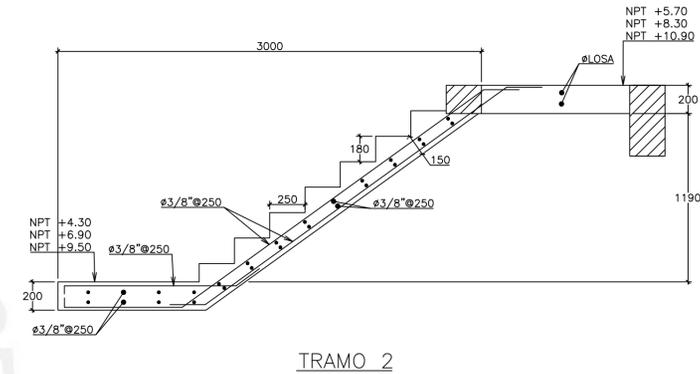
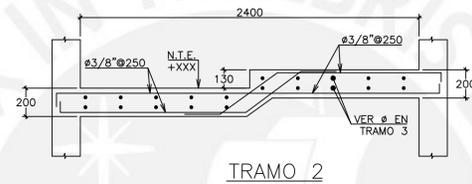
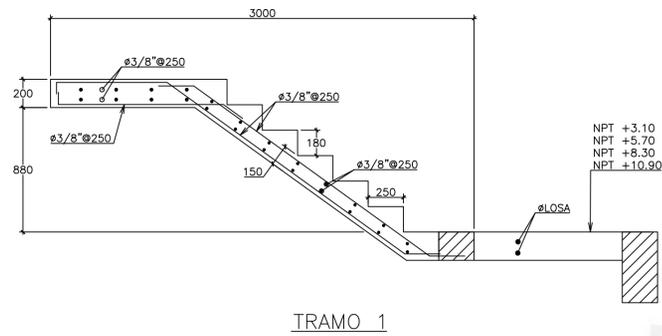
PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ		
Proyecto EDIFICACIÓN MULTIFAMILIAR DE CINCO PISOS EN CONCRETO ARMADO EN EL DISTRITO DE LINCE		
Elaborado por: RENZO CANAHUIRI PELAES		Lámina
Plano: ENCOFRADO AZOTEA		E-8
Escala: 1/50	Fecha: ENERO - 2022	Dibujo: RCP



PRIMER PISO

S/C=200 Kg/m²

NOTA: VER TRAZO FINAL EN PLANO DE ARQUITECTURA.



PISO TÍPICO

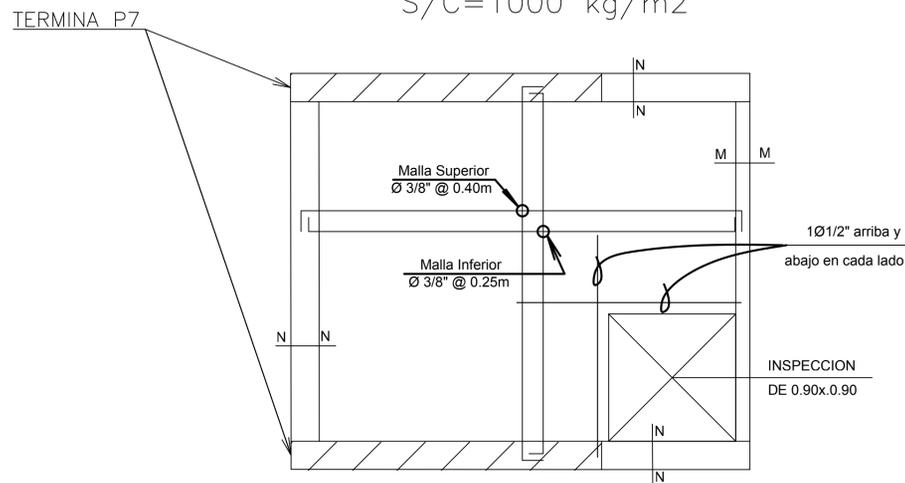
S/C=200 Kg/m²

NOTA: VER TRAZO FINAL EN PLANO DE ARQUITECTURA.

PISO CTO. DE MAQUINAS

(Losa armada h=0.20m)

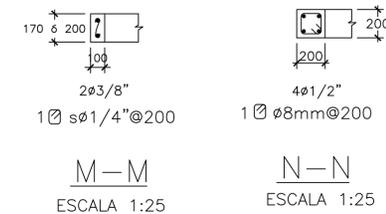
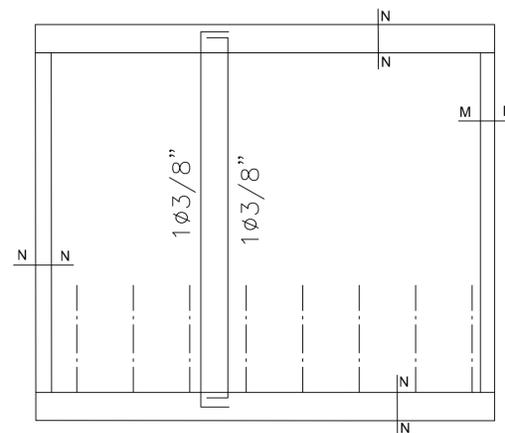
S/C=1000 kg/m²



TECHO CTO. DE MAQUINAS

(Losa Aligerada h=0.17m)

S/C=100 kg/m²

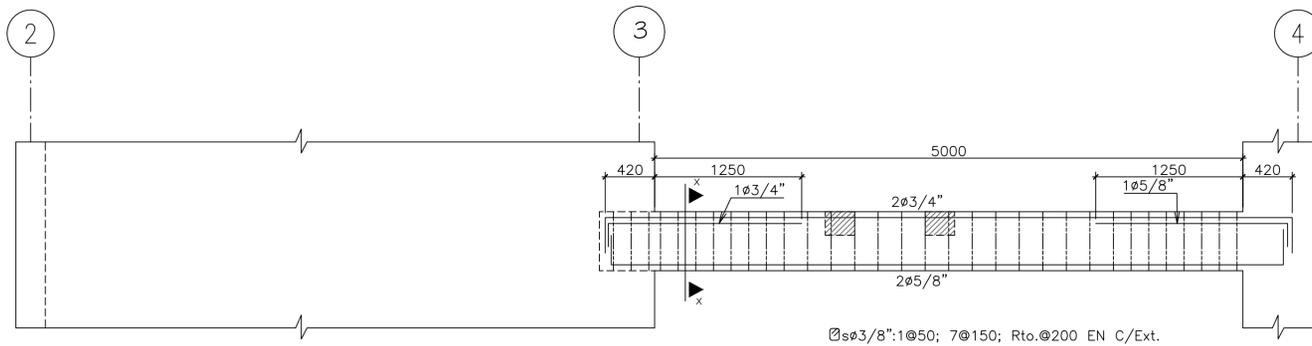


NOTA:

1. LAS DIMENSIONES ESTÁN DADAS EN MILÍMETROS Y LOS NIVELES ESTÁN DADOS EN METROS.
2. N.T.N. : NIVEL TERRENO NATURAL.
N.P.T. : NIVEL DE PISO TERMINADO.
3. ESTOS PLANOS DEBERÁN LEERSE CONJUNTAMENTE CON PLANOS DE ARQUITECTURA Y ESPECIALIDADES.

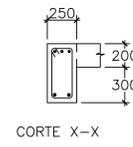
PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ		
Proyecto	EDIFICACIÓN MULTIFAMILIAR DE CINCO PISOS EN CONCRETO ARMADO EN EL DISTRITO DE LINCE	
Elaborado por:	RENZO CANAHUIRI PELAES	Lámina
Plano:	ESCALERA Y CUARTO DE MÁQUINAS	
Escala:	1/25	Fecha: ENERO - 2022
		Dibujo: RCP

E-9

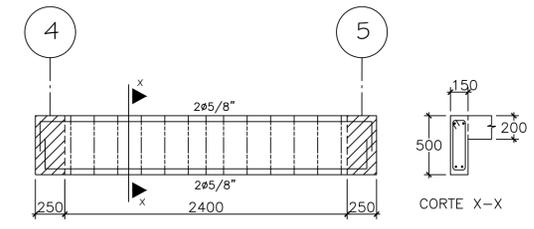


Øs#3/8":1@50; 7@150; Rto.@200 EN C/Ext.

VT-01 (250X500)

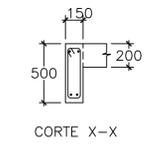


CORTE X-X

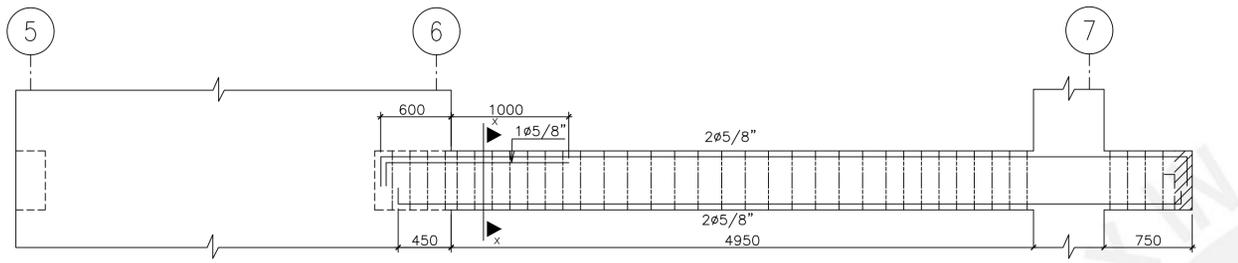


Øs#3/8":1@50; Rto.@200

VT-04 (150X500)



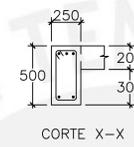
CORTE X-X



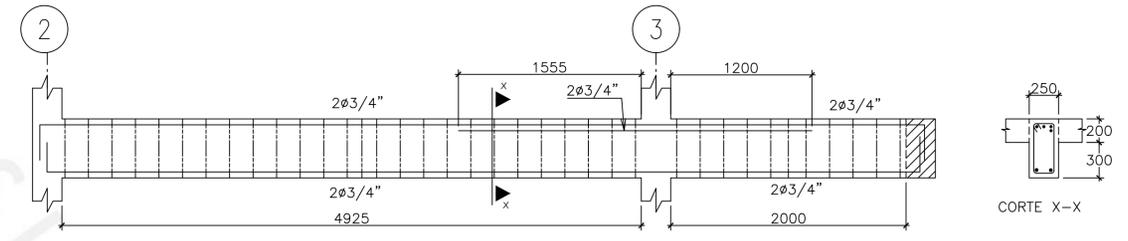
Øs#3/8":1@50; 7@150; Rto.@200 EN C/Ext.

Øs#3/8":1@50; Rto.@150

VT-02 (250X500)



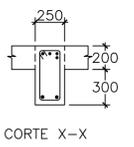
CORTE X-X



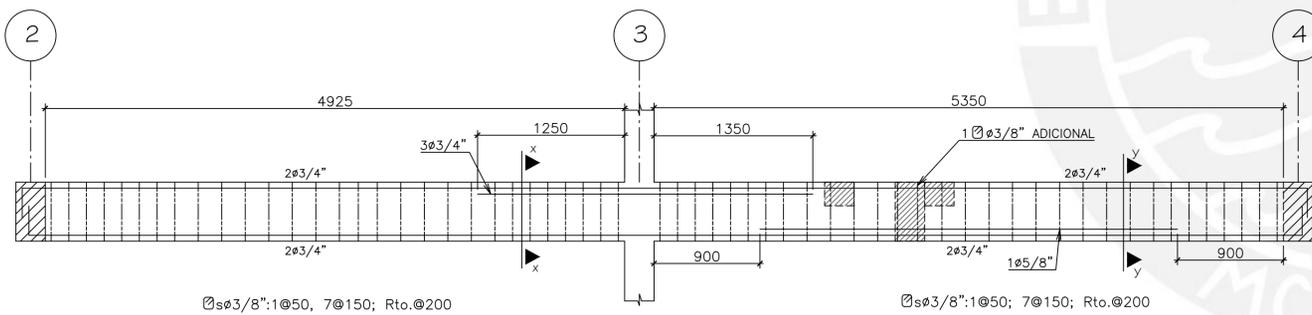
Øs#3/8": 1@50; 7@150; Rto.@200 en C/Ext.

Øs#3/8": 1@50; Rto.@200 en C/Ext.

VT-05 (250X500)



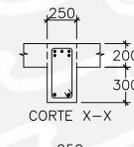
CORTE X-X



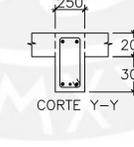
Øs#3/8":1@50, 7@150; Rto.@200

Øs#3/8":1@50; 7@150; Rto.@200

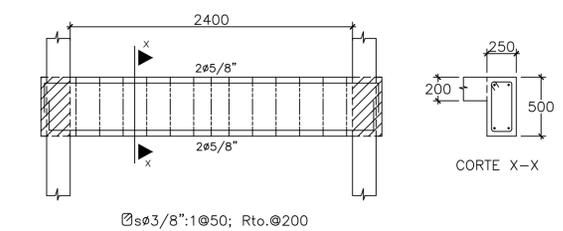
VT-03 (250X500)



CORTE X-X

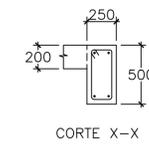


CORTE Y-Y

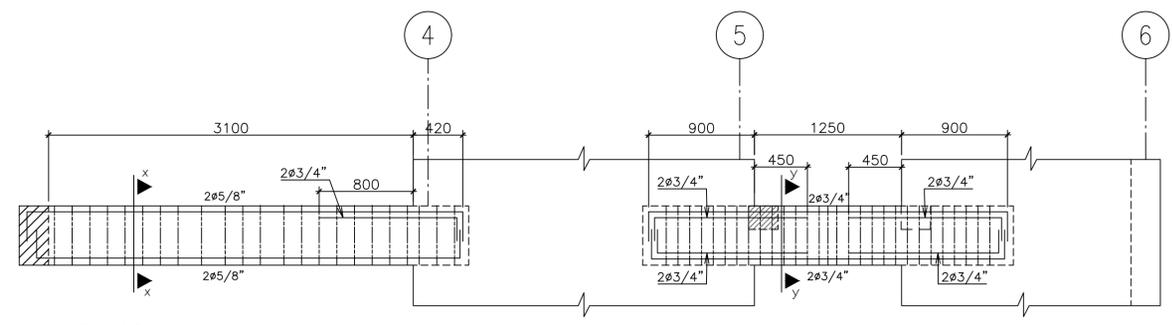


Øs#3/8":1@50; Rto.@200

VT-07 (250X500)

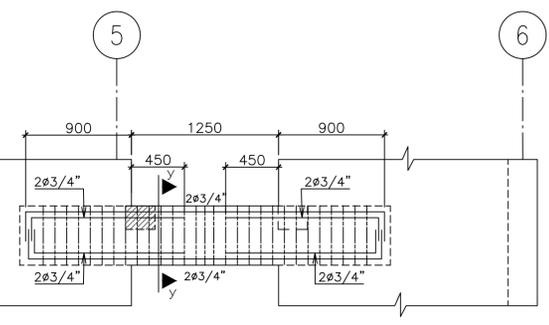


CORTE X-X



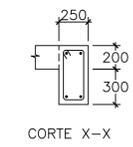
Øs#3/8":1@50; 6@150, Rto.@200 EN C/Ext.

VT-06 (250X500)

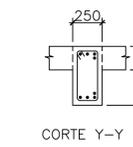


Øs#3/8":1@50; Rto.@100 EN C/Ext.

VT-08 (250X500)



CORTE X-X

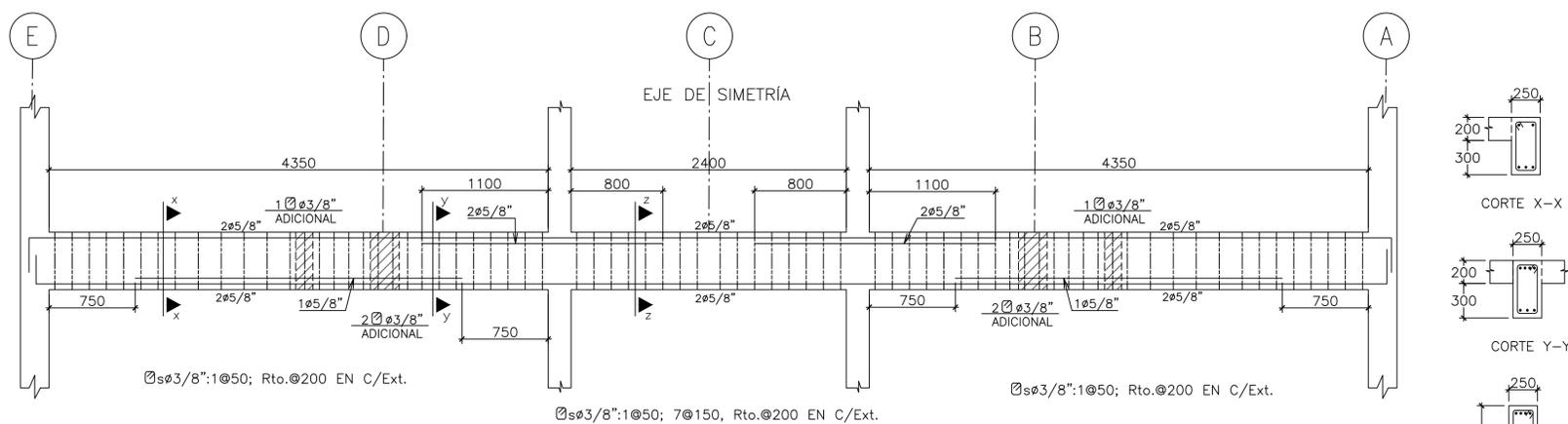
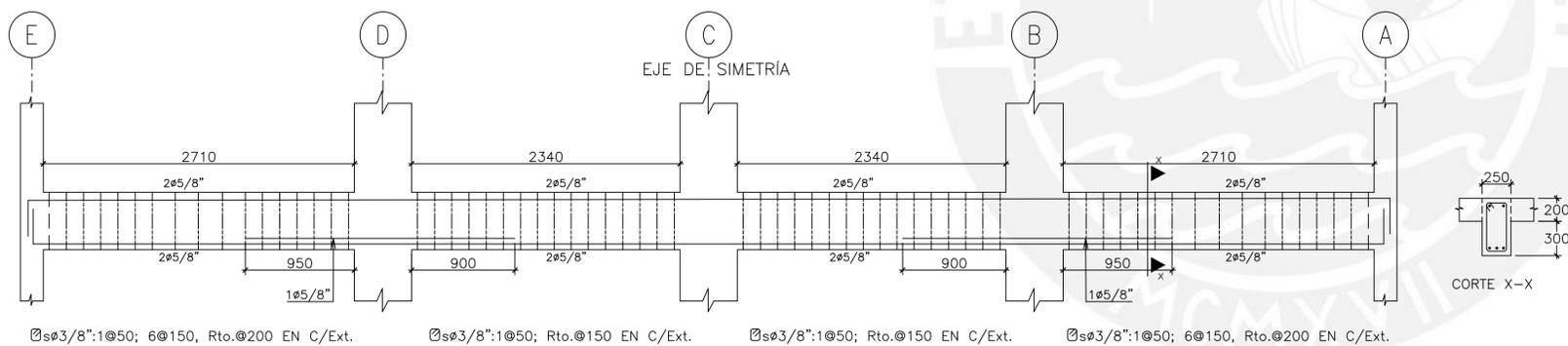
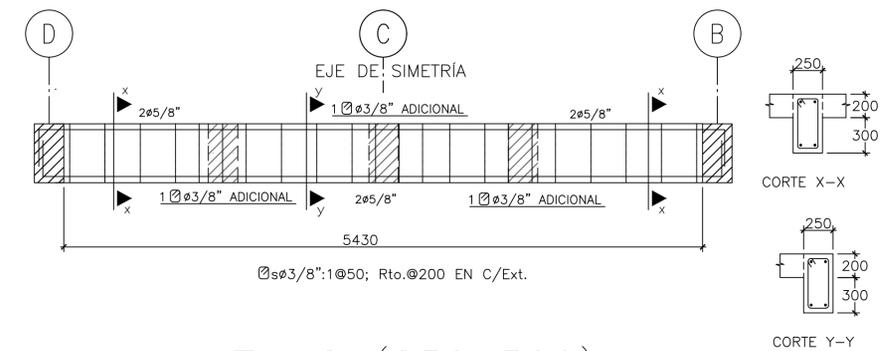
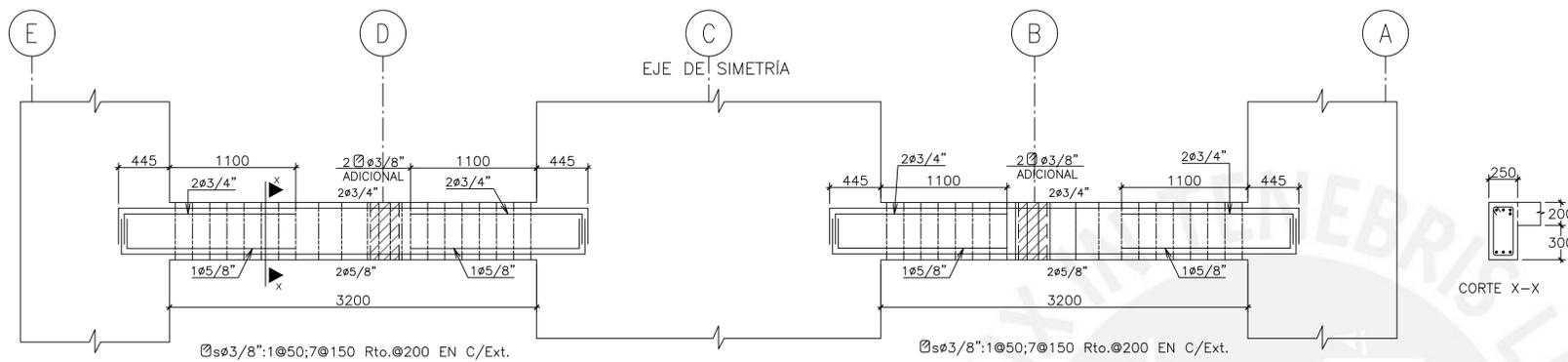
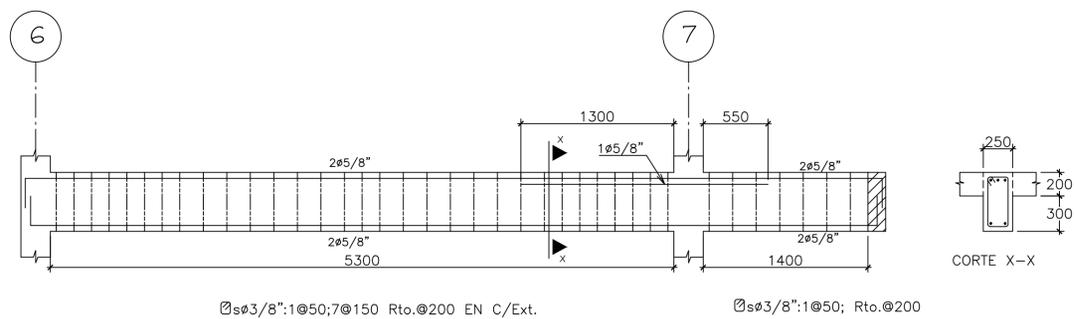


CORTE Y-Y

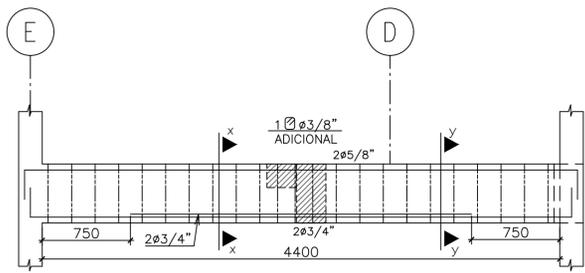
NOTA:

1. LAS DIMENSIONES ESTÁN DADAS EN MILÍMETROS Y LOS NIVELES ESTÁN DADOS EN METROS.
2. ESTOS PLANOS DEBERÁN LEERSE CONJUNTAMENTE CON PLANOS DE ARQUITECTURA Y ESPECIALIDADES.

PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ		
Proyecto EDIFICACIÓN MULTIFAMILIAR DE CINCO PISOS EN CONCRETO ARMADO EN EL DISTRITO DE LINCE		
Elaborado por: RENZO CANAHUURI PELAES		Lámina
Plano: VIGAS PISOS TÍPICOS (I)		E-10
Escala: 1/30	Fecha: ENERO - 2022	Dibujo: RCP

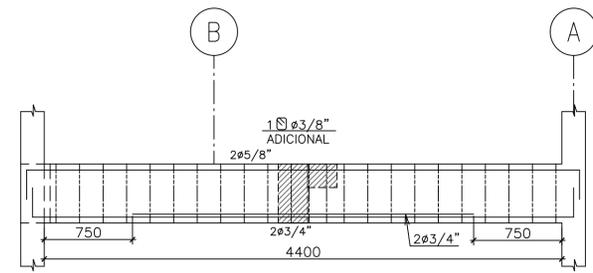


PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ		
Proyecto: EDIFICACIÓN MULTIFAMILIAR DE CINCO PISOS EN CONCRETO ARMADO EN EL DISTRITO DE LINCE		
Elaborado por: RENZO CANAHUIRI PELAES		Lámina
Plano: VIGAS PISOS TÍPICOS (II)		E-11
Escala: 1/30	Fecha: ENERO - 2022	Dibujo: RCP

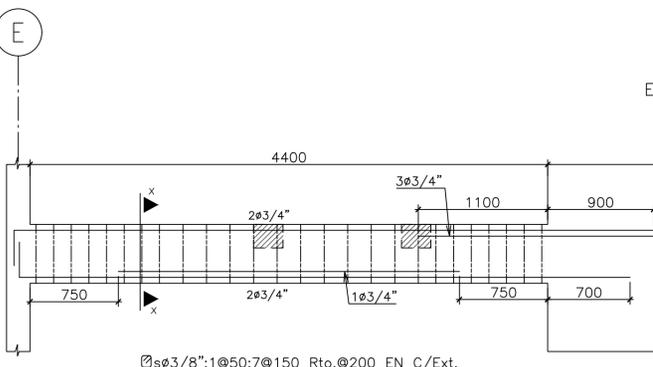


Øsø3/8":1@50; Rto.@200

VT-14 (250X500)

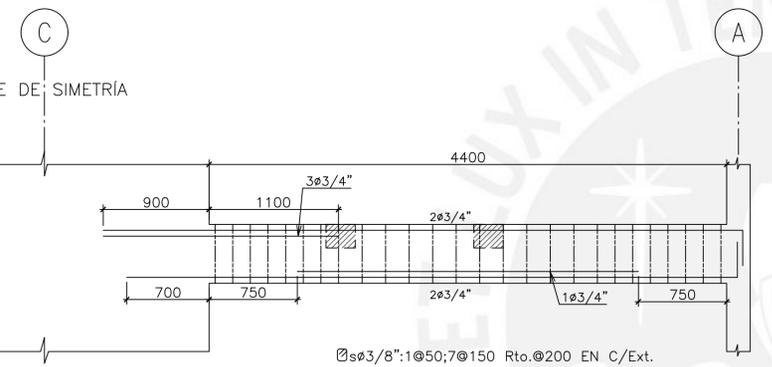


Øsø3/8":1@50; Rto.@200

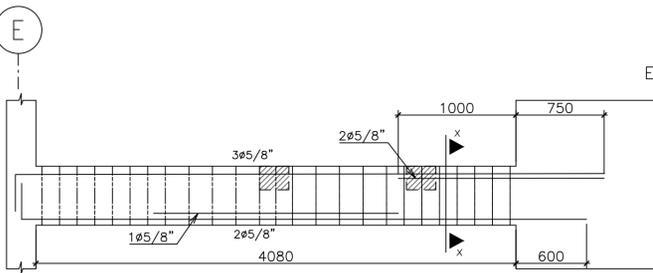


Øsø3/8":1@50;7@150 Rto.@200 EN C/Ext.

VT-15 (250X500)



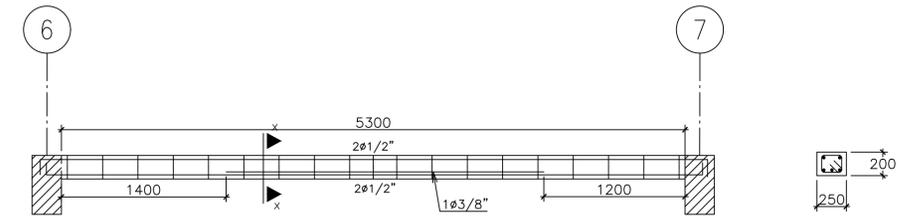
Øsø3/8":1@50;7@150 Rto.@200 EN C/Ext.



Øsø3/8":1@50; 7@150, Rto.@200 EN C/Ext.

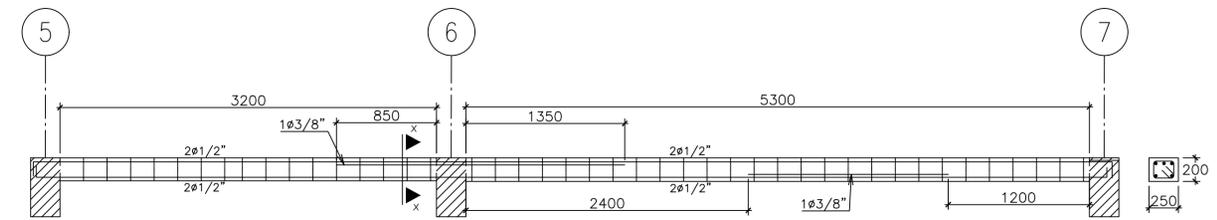
VT-16 (250X500)

ESCALA 1/40



VCH-1(250x200)

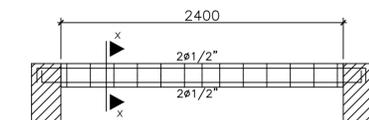
ESCALA 1/40



Øsø3/8":1@50; Rto.@200 EN C/Ext.

VCH-2(250x200)

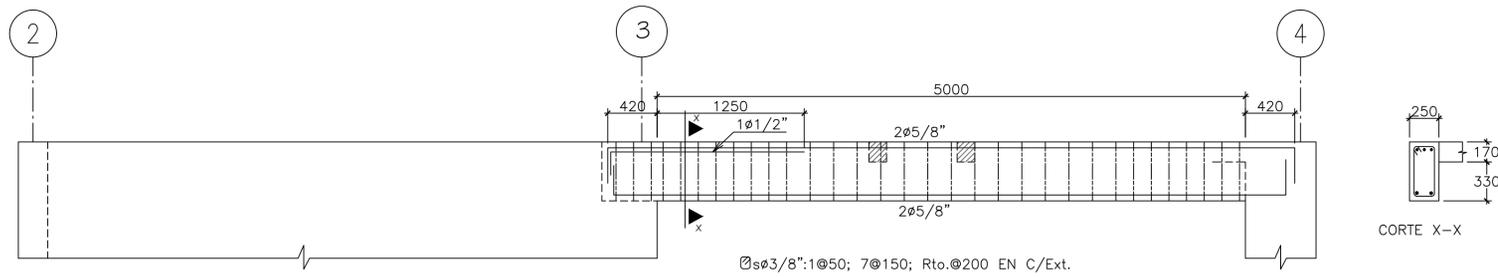
ESCALA 1/40



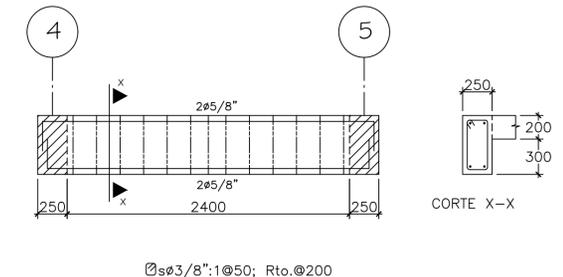
Øsø3/8":1@50; Rto.@200 EN C/Ext.

VCH-3(250x200)

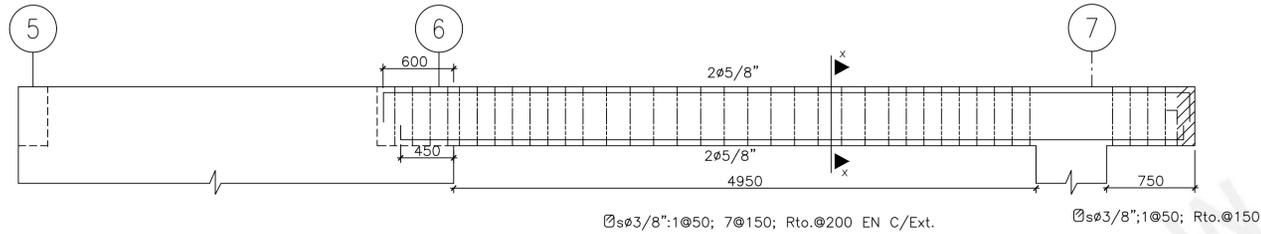
PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ		
Proyecto EDIFICACIÓN MULTIFAMILIAR DE CINCO PISOS EN CONCRETO ARMADO EN EL DISTRITO DE LINCE		
Elaborado por: RENZO CANAHUIRI PELAES		Lámina
Plano: VIGAS PISOS TÍPICOS (III)		E-12
Escala: 1/30	Fecha: ENERO - 2022	



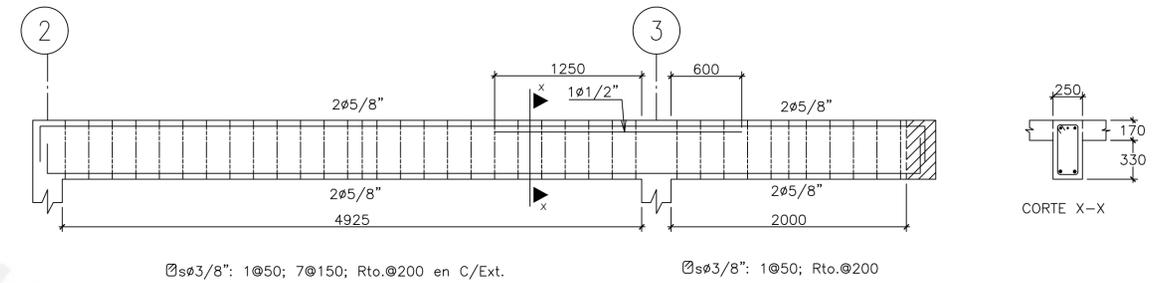
VA-01 (250X500)



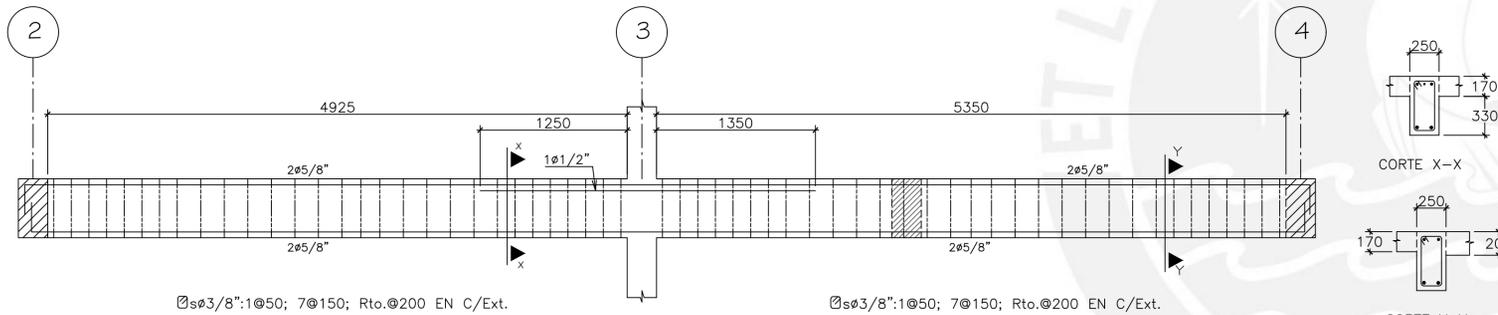
VA-04 (150X500)



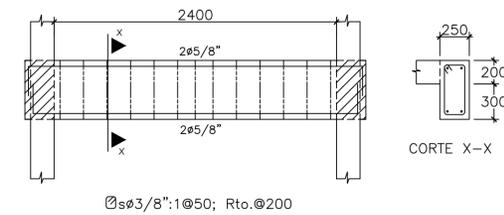
VA-02 (250X500)



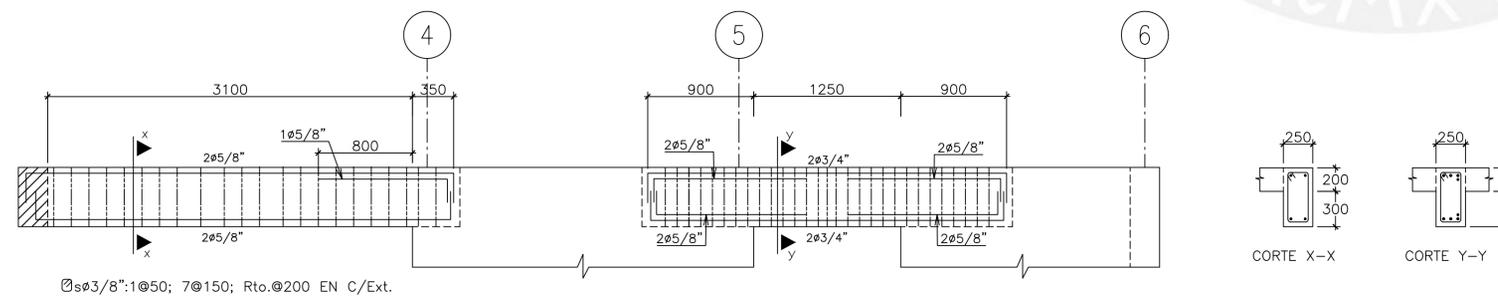
VA-05 (250X500)
ESCALA 1/40



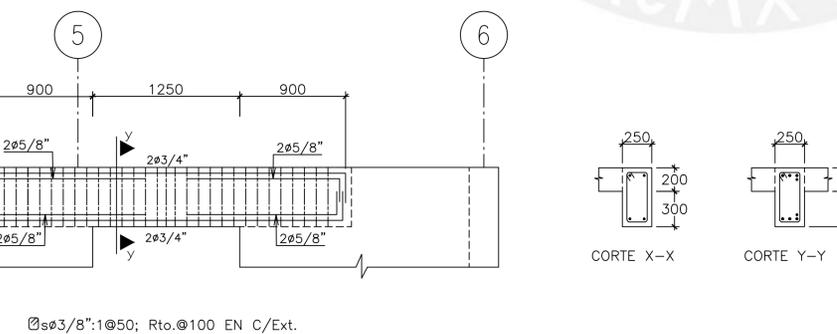
VA-03 (250X500)



VA-07 (250X500)

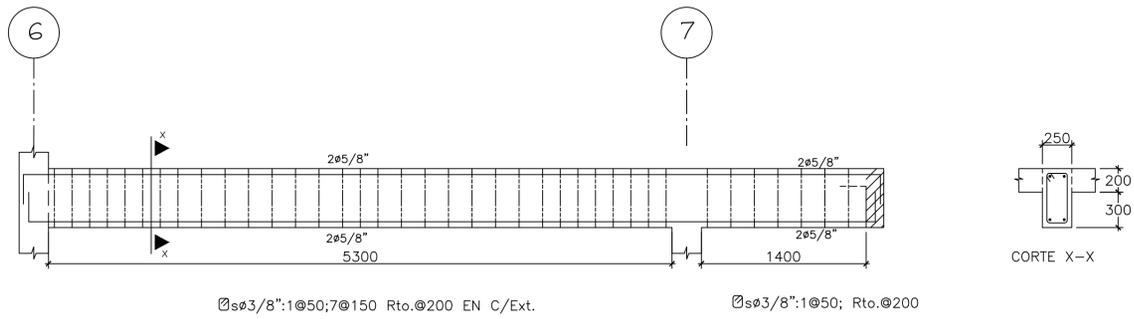


VA-06 (250X500)



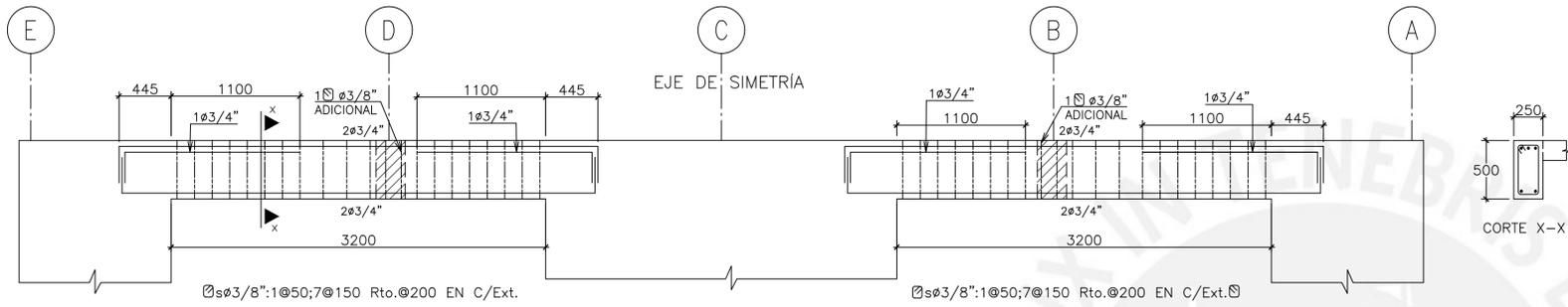
VA-08 (250X500)

PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ		
Proyecto EDIFICACIÓN MULTIFAMILIAR DE CINCO PISOS EN CONCRETO ARMADO EN EL DISTRITO DE LINCE		
Elaborado por: RENZO CANAHUIRI PELAES		Lámina
Plano: VIGAS AZOTEA (I)		E-13
Escala: 1/30	Fecha: ENERO - 2022	



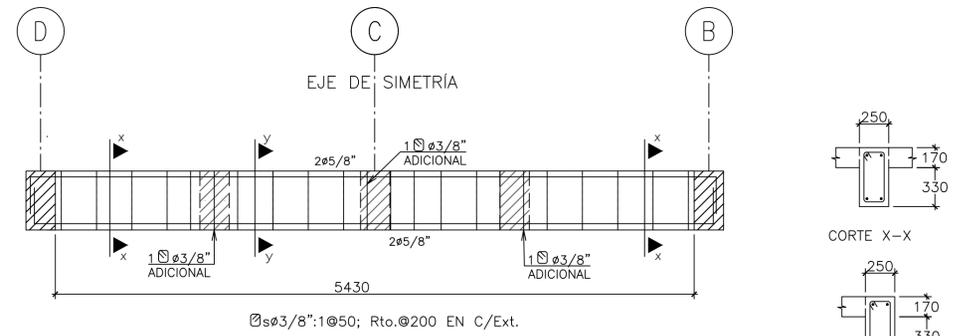
$\varnothing s\phi 3/8": 1\phi 50; 7\phi 150$ Rto. @200 EN C/Ext. $\varnothing s\phi 3/8": 1\phi 50; \text{Rto.}@200$

VA-09 (250X500)



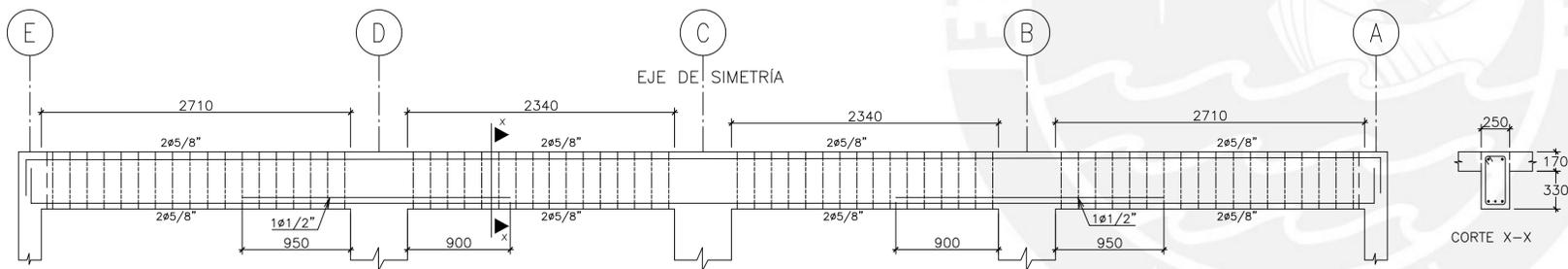
$\varnothing s\phi 3/8": 1\phi 50; 7\phi 150$ Rto. @200 EN C/Ext. $\varnothing s\phi 3/8": 1\phi 50; 7\phi 150$ Rto. @200 EN C/Ext.

VA-10 (250X500)



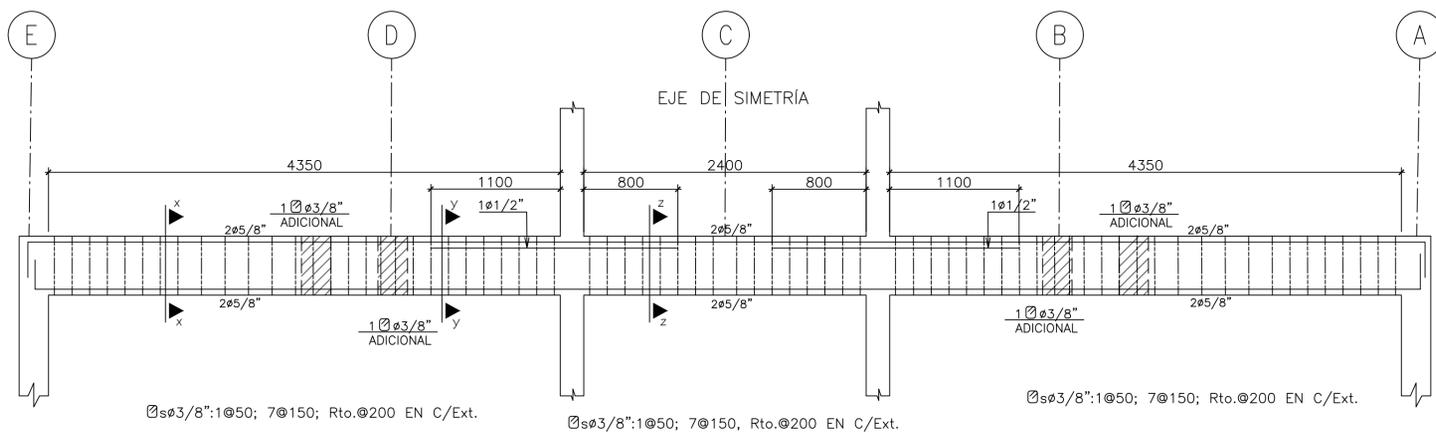
$\varnothing s\phi 3/8": 1\phi 50; \text{Rto.}@200$ EN C/Ext.

VA-12 (250X500)



$\varnothing s\phi 3/8": 1\phi 50; \text{Rto.}@150$ EN C/Ext.

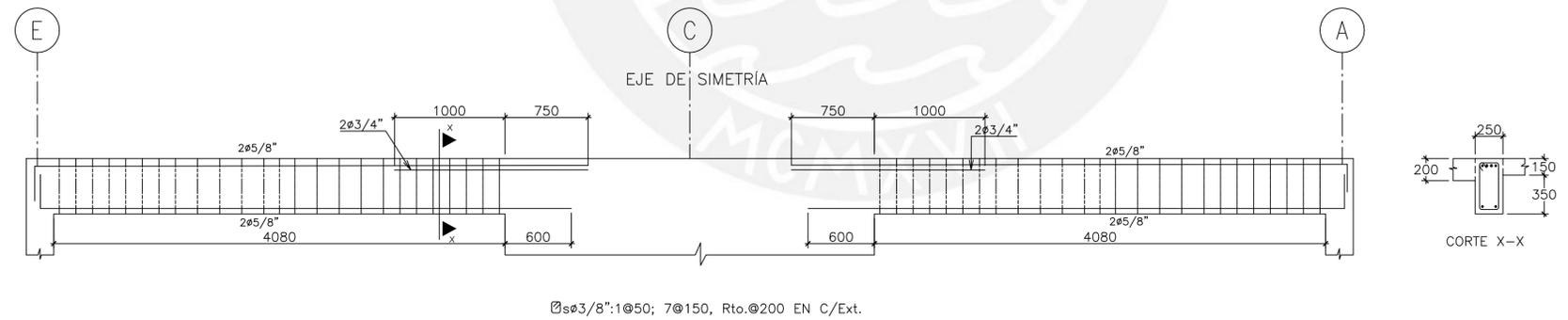
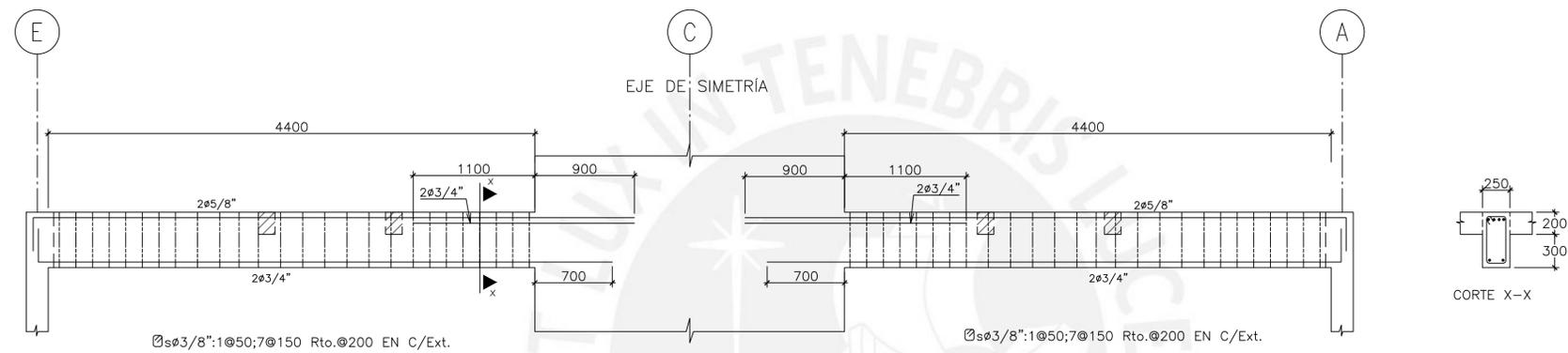
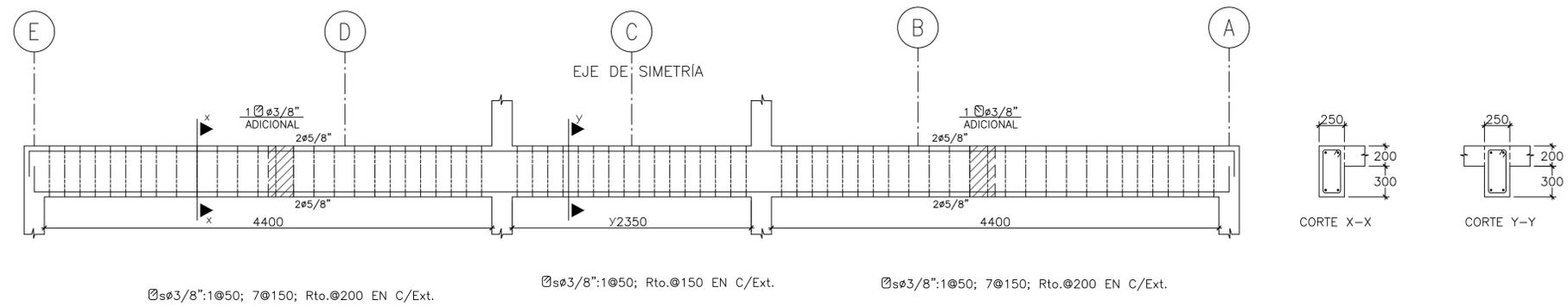
VA-11 (250X500)



$\varnothing s\phi 3/8": 1\phi 50; 7\phi 150; \text{Rto.}@200$ EN C/Ext. $\varnothing s\phi 3/8": 1\phi 50; 7\phi 150; \text{Rto.}@200$ EN C/Ext. $\varnothing s\phi 3/8": 1\phi 50; 7\phi 150; \text{Rto.}@200$ EN C/Ext.

VA-13 (250X500)

PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ		
Proyecto	EDIFICACIÓN MULTIFAMILIAR DE CINCO PISOS EN CONCRETO ARMADO EN EL DISTRITO DE LINCE	
Elaborado por:	RENZO CANAHUIRI PELAES	Lámina
Plano:	VIGAS AZOTEA (II)	
Escala:	1/30	Fecha: ENERO - 2022
		Dibujo: RCP



PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ		
Proyecto	EDIFICACIÓN MULTIFAMILIAR DE CINCO PISOS EN CONCRETO ARMADO EN EL DISTRITO DE LINCE	
Elaborado por:	RENZO CANAHUIRI PELAES	Lámina
Plano:	VIGAS AZOTEA (III)	
Escala:	1/30	Fecha: ENERO - 2022
		Dibujo: RCP
		E-15