

PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ

FACULTAD DE CIENCIAS E INGENIERÍA



**DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO MULTIFAMILIAR DE
CONCRETO ARMADO DE SIETE PISOS EN PUEBLO LIBRE**

Tesis para obtener el título profesional de Ingeniera Civil

AUTORA:

IVANNA FRANCCESCA SANCHEZ CARRASCO

Tesis para obtener el título profesional de Ingeniero Civil

AUTOR:

BREYTON LUIS DAVILA ANDIA

ASESOR:

CARLOS ALBERTO SOSA CÁRDENAS

Lima, Noviembre, 2024

Informe de Similitud

Yo, Carlos Alberto Sosa Cárdenas, docente de la Facultad de Ingeniería Civil de la Pontificia Universidad Católica del Perú, asesor de la tesis de investigación titulada "DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO MULTIFAMILIAR DE CONCRETO ARMADO DE SIETE PISOS EN PUEBLO LIBRE", de los autores:


20145806 Ivanna Francesca Sanchez Carrasco

20162096 Breyton Luis Davila Andia

dejo constancia de lo siguiente:

- El mencionado documento tiene un índice de puntuación de similitud de 21%. Así lo consigna el reporte de similitud emitido por el software *Turnitin* el 12/11/2024.
- He revisado con detalle dicho reporte y la Tesis o Trabajo de Suficiencia Profesional, y no se advierte indicios de plagio.
- Las citas a otros autores y sus respectivas referencias cumplen con las pautas académicas.

Lugar y fecha: Miami, 17 de noviembre del 2024

Apellidos y nombres del asesor / de la asesora: <u>SOSA CARDENAS, CARLOS ALBERTO</u>	
DNI: 41696228	Firma 
ORCID: 0000-0003-4818-6361	

Resumen

En la presente tesis se describe el análisis y diseño estructural en concreto armado de un edificio multifamiliar de 7 pisos sin sótanos ubicado en el distrito de Pueblo Libre. El edificio forma parte de un condominio, y cuenta con estacionamientos alrededor del edificio. La edificación consiste en un primer piso distinto y de seis pisos típicos. El primer piso y el piso típico tienen un área techada de 565 y 575 m² respectivamente. El edificio cuenta con 28 departamentos en total, 4 departamentos por piso; una escalera de emergencia; un ascensor, un *hall* de recepción, un baño de servicios y una azotea con áreas verdes. Asimismo, el sistema de abastecimiento de agua en el edificio consiste en un sistema hidroneumático.

La arquitectura del edificio se plantea simétrica y simple. El sistema estructural sismorresistente del edificio se asume dual. La estructuración y el predimensionamiento del edificio se realiza en base a las recomendaciones del libro de “Estructuración y Diseño de Edificaciones de Concreto Armado” del ingeniero Antonio Blanco Blasco. Además, se realizan los metrados y el análisis por cargas de gravedad de las placas y columnas para verificar que se cumpla las dimensiones que se tomaron para la estructura.

Con la información obtenida de la estructuración y predimensionamiento, se realiza el análisis estático y dinámico de la estructura en el software ETABS®. Este análisis toma en cuenta los conceptos de la norma de diseño sismorresistente E.030 y la norma de cargas E.020. Asimismo, los elementos estructurales de concreto armado se diseñan mediante el método de diseño por resistencia según los conceptos de la norma de concreto armado E.060. Finalmente, este análisis considera los conceptos de la norma de suelos y cimentaciones E.050 para cumplir con los factores de seguridad mínimos en el diseño sísmico de la estructura.

A mis padres, Rocio y Jose, y a mi hermano Sebastian, por el apoyo incondicional.

Al Ing. Carlos Sosa por su paciencia y valioso tiempo.

Ivanna Francesca Sanchez Carrasco

A mis padres, Ruth y Luis, por el apoyo desinteresado.

Al Ing. Carlos Sosa por su valioso tiempo.

Breyton Luis Dávila Andía



ÍNDICE

1.	ASPECTOS GENERALES DEL PROYECTO.....	1
1.1.	Objetivo del proyecto	1
1.2.	Descripción de la arquitectura del proyecto	2
1.3.	Descripción de la estructura del proyecto	3
1.4.	Aspectos geotécnicos.....	3
1.5.	Normativa aplicada.....	3
1.6.	Materiales y cargas utilizadas.....	4
1.6.1.	Materiales	4
1.6.2.	Cargas de diseño.....	4
2.	ESTRUCTURACIÓN Y PREDIMENSIONAMIENTO.....	6
2.1.	Estructuración.....	6
2.2.	Predimensionamiento	8
2.2.1.	Predimensionamiento de losas	8
2.2.2.	Predimensionamiento de vigas	8
2.2.3.	Predimensionamiento de columnas	9
2.2.4.	Predimensionamiento de placas	11
2.2.5.	Predimensionamiento de escaleras	15
2.2.6.	Estructuración de la planta típica	15

3.	ANÁLISIS SÍSMICO.....	16
3.1.	Modelo estructural.....	16
3.2.	Peso sísmico del edificio	19
3.2.1.	Proveniente del ETABS®	19
3.2.2.	Proveniente del metrado convencional.....	20
3.2.3.	Centro de masas y de rigidez en cada nivel.....	21
3.3.	Modos, periodos y masas participantes de la estructura.....	22
3.4.	Parámetros de edificación.....	23
3.4.1.	Factor de zona (Z)	23
3.4.2.	Parámetros de sitio (S, T _P , T _L).....	23
3.4.3.	Factor de amplificación sísmica	24
3.4.4.	Factor de uso (U).....	24
3.4.5.	Coeficientes de reducción sísmica (R)	24
3.5.	Irregularidades	25
3.5.1.	Irregularidades en planta, según la Norma Técnica E.030	25
3.5.2.	Irregularidades en altura, según la Norma Técnica E.030.....	26
3.6.	Procedimiento de análisis	27
3.6.1.	Análisis estático.....	28
3.6.2.	Análisis dinámico	30

3.7. Control de desplazamientos laterales	32
3.8. Separación entre edificios.....	35
3.9. Verificación del sistema estructural	36
3.10. Verificación de irregularidades	36
4. DISEÑO DE LOSAS ALIGERADAS Y MACIZAS	40
4.1. Diseño de losas aligeradas.....	40
4.1.1. Diseño por flexión.....	42
4.1.2. Diseño por corte	44
4.1.3. Cálculo de deflexiones	45
4.1.4. Control de fisuración.....	46
4.1.5. Armado de la losa aligerada	47
4.2. Diseño de losas macizas	49
4.2.1. Diseño por flexión.....	51
4.2.2. Diseño por corte	54
4.2.3. Cálculo de deflexiones	55
4.2.4. Armado de la losa maciza.....	55
4.3. Diseño de Vigas Chatas:.....	56
4.3.1. Diseño por flexión.....	58
4.3.2. Diseño por corte	59

5.	DISEÑO DE VIGAS PERALTADAS	60
	5.1. Diseño por flexión	62
	5.2. Diseño por cortante.....	65
	5.3. Diseño por capacidad	68
	5.4. Cálculo de deflexiones	70
	5.5. Control de fisuración	70
	5.6 Armado de las vigas	71
6.	DISEÑO DE COLUMNAS.....	74
	6.1. Diseño por flexocompresión.....	79
	6.2. Diseño por cortante.....	81
	6.3. Diseño por capacidad	82
	6.4. Armado de la columna.....	83
7.	DISEÑO DE PLACAS.....	84
	7.1. Diseño por flexocompresión.....	88
	7.2. Diseño por cortante.....	93
	7.3. Armado de las placas.....	99
8.	DISEÑO DE CIMENTACIONES.....	100
	8.1. Verificación de esfuerzos sobre el terreno	101
	8.1.1. Verificación de esfuerzos sobre el terreno por cargas de gravedad	101

8.1.2. Verificación de esfuerzos sobre el terreno por sismo.....	103
8.3. Diseño por cortante en zapatas.....	105
8.4. Diseño por flexión en zapatas.....	106
8.5. Armado de las zapatas.....	108
9. DISEÑO DE ESCALERA.....	109
9.1. Diseño por flexión.....	112
9.2. Diseño por corte.....	114
9.3. Armado de la escalera.....	115
10. DISEÑO DE CISTERNA.....	116
10.1. Armado de la cisterna.....	124
11. METRADO Y PRESUPUESTO DEL PROYECTO.....	125
12. CONCLUSIONES.....	128
13. BIBLIOGRAFÍA.....	130

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1. Plano de arquitectura de un piso típico.....	2
Figura 2. Plano inicial de estructuración de un piso típico.....	14
Figura 3. Plano final de estructuración de un piso típico.....	16
Figura 4. Modelo tridimensional de la estructura realizado en ETABS®.....	18

Figura 5. Gráfico del factor de amplificación sísmico (C)	30
Figura 6. Espectro de diseño de la norma E.030 para el análisis dinámico modal espectral.....	31
Figura 7. Idealización de la vigueta aplicada solo carga muerta (tonf/m) y solo carga viva (tonf/m).	
42	
Figura 8. Diagrama de momento flector resultante (tonf-m) y fuerza cortante de la vigueta (tonf).	
42	
Figura 9. Deflexión del tramo 3 más crítico	45
Figura 10. Ubicación del punto de corte teórico.....	48
Figura 11. Armado de losa aligerada (A1).....	49
Figura 12. Modelo de la losa maciza con carga muerta (tonf/m ²) aplicada y carga viva (tonf/m ²).	
50	
Figura 13. Distribución de momentos (tonf.m) en la dirección Y y en la dirección X.....	51
Figura 14. Distribución filtrada de momentos (tonf-m) en la dirección Y.	53
Figura 15. Distribución filtrada de momentos (tonf-m) en la dirección X.	53
Figura 16. Distribución de cortante (tonf) en la dirección Y y en la dirección X.	55
Figura 17. Armado de losa maciza	56
Figura 18. Diagrama de momento flector (tonf-m) y fuerza cortante (tonf) resultante de la viga chata.	
57	
Figura 19. Diagrama de momento flector (tonf-m) y fuerza cortante por carga muerta (tonf) de la viga V-5.	
61	

Figura 20. Diagrama de momento flector (tonf-m) y fuerza cortante por carga viva (tonf) de la viga V-5.	61
Figura 21. Diagrama de momento flector (tonf-m) y fuerza cortante (tonf) por sismo X de la viga V-5.	61
Figura 22. Diagrama de momento flector (tonf-m) y fuerza cortante (tonf) de la envolvente de la viga V-5.	62
Figura 23. Deflexión del tramo 2-3 más crítico de la viga V-5	70
Figura 24. Ubicación del punto de corte teórico para V-5.....	72
Figura 25. Tabla para anclaje superior.....	73
Figura 26. Tabla para anclaje inferior.....	73
Figura 27. Armado de acero de la viga V-5 (0.30x0.40m).....	74
Figura 28. Área tributaria de la columna C-3 para el piso típico.....	75
Figura 29. Diagrama de fuerza axial (tonf) por carga muerta y por carga viva de la columna C-3.	78
Figura 30. Detalle de refuerzo longitudinal a flexocompresión de la columna C-3.	79
Figura 31. Diagrama de interacción M22 (tonf.m) y M33 (tonf.m) en la dirección X e Y de la columna C-3.....	80
Figura 32. Armado de acero de la columna C-3 (0.30x0.40m)	84
Figura 33. Área tributaria de la placa PL-01 para el piso típico.....	85

Figura 34. Diagramas de momento flector (tonf.m) y fuerza cortante (tonf) por sismo en Y de la Placa PL-01	87
Figura 35. Diagramas de fuerza axial (tonf) por carga viva y muerta de la Placa PL-01	87
Figura 36. Sección transversal y orientación de ejes locales de la placa PL-01	88
Figura 37. Detalle de refuerzo a flexocompresión de la placa PL-01	89
Figura 38. Diagrama de interacción M22 (tonf.m) y M33 (tonf.m) en la dirección X e Y de la placa PL-01 en el 1er piso	90
Figura 39. Diagramas de interacción M22 (tonf.m) y M33 (tonf.m) en la dirección X e Y de la placa PL-01 en el 4to piso.....	93
Figura 40. Armado de acero de la placa PL-01	99
Figura 41. Dimensiones de la zapata combinada.....	102
Figura 42. Diagrama de cortantes (tonf) en la zapata ZC-03 en X.....	105
Figura 43. Diagrama de cortantes (tonf) en la zapata ZC-03 en Y.....	106
Figura 44. Diagrama de momentos (tonf-m) en la zapata ZC-03 en X	107
Figura 45. Diagrama de momentos (tonf-m) en la zapata ZC-03 en Y	108
Figura 46. Armado de acero de la placa PL-01	109
Figura 47. Carga Muerta (tonf/m) y Carga Viva (tonf/m) aplicada en el primer tramo y segundo tramo.	111
Figura 48. Diagrama de momento flector (tonf-m) y fuerza cortante (tonf) de cargas últimas del primer tramo y segundo tramo.....	111

Figura 49. Armado de acero del primer tramo de la escalera del primer nivel.....	115
Figura 50. Armado de acero del segundo tramo de la escalera del primer nivel.....	116
Figura 51. Tabla de valores de K30 propuestos por Terzaghi	118
Figura 52. Modelo de la cisterna y cuarto de máquinas	120
Figura 53. Momentos últimos (tonf-m) en X de la pared del eje A.....	120
Figura 54. Momentos últimos (tonf-m) en Y de la pared del eje A.....	121
Figura 55. Armado en planta de la cisterna y cuarto de máquinas.	124
Figura 56. Armado en elevación de la cisterna y cuarto de máquinas.....	125

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1. Predimensionamiento de vigas	9
Tabla 2. Predimensionamiento de columnas por carga de servicio	11
Tabla 3. Parámetros para hallar la cortante basal	12
Tabla 4. Pesos unitarios de los elementos en el modelo estructural	17
Tabla 5. Masas de cada piso en el modelo estructural.....	19
Tabla 6. Peso sísmico por metro cuadrado de cada entrepiso del edificio de ETABS®	20
Tabla 7. Carga muerta y carga viva para estimaciones de peso total y peso sísmico de cada entrepiso	20
Tabla 8. Peso sísmico por metro cuadrado de cada entrepiso del edificio de metrado convencional	

Tabla 9. Peso sísmico por metro cuadrado de cada entrepiso del edificio por metrado convencional y por ETABS®.	21
Tabla 10. Centro de rigideces y masas de cada nivel	22
Tabla 11. Modos de vibración para 1 grado de libertad por piso (Traslación pura en X)	22
Tabla 12. Modos de vibración para 1 grado de libertad por piso (Traslación pura en Y)	22
Tabla 13. Modos de vibración para 3 grados de libertad por piso	22
Tabla 14. Periodos fundamentales para cada tipo de análisis	23
Tabla 15. Parámetros nuevos para hallar la cortante estática en la base.....	28
Tabla 16. Para cada piso las fuerzas cortantes en dirección del eje X.....	29
Tabla 17. Para cada piso las fuerzas cortantes en dirección del eje Y	30
Tabla 18. Resultados de las cortantes en la base de la edificación	31
Tabla 19. Desplazamientos laterales para la dirección del eje X.....	32
Tabla 20. Desplazamientos laterales para la dirección del eje Y	33
Tabla 21. Derivas para la dirección del eje X.....	33
Tabla 22. Derivas para la dirección del eje Y	33
Tabla 23. Desplazamientos laterales del análisis de traslación puro	34
Tabla 24. Derivas del análisis de traslación puro	34
Tabla 25. Distribución de fuerzas en muros y columnas – Análisis dinámico (3 GDL)	36
Tabla 26. Análisis dinámico (3GDL) de condiciones de irregularidad en dirección X-X	37
Tabla 27. Análisis dinámico (3GDL) de condiciones de irregularidad en dirección Y-Y	37

Tabla 28. Análisis dinámico (3GDL) de condiciones de irregularidad de masa	38
Tabla 29. Resultado de los dos criterios de piso blando para el eje X con excentricidad Y negativo	
38	
Tabla 30. Resultado de los dos criterios de piso blando para el eje X con excentricidad Y positivo	
39	
Tabla 31. Resultado de los dos criterios de piso blando para el eje Y con excentricidad X negativo	
39	
Tabla 32. Resultado de los dos criterios de piso blando para el eje Y con excentricidad X positivo	
39	
Tabla 33. Propiedades de vigueta típica del aligerado.....	40
Tabla 34. Resultados de los fierros para el armado de la losa aligerada	44
Tabla 35. Propiedades de la viga chata.....	56
Tabla 36. Resultados de los fierros para el armado de la viga chata	59
Tabla 37. Propiedades de las vigas a diseñar	60
Tabla 38. Metrado de la viga V-5 (0.30x0.40m)	60
Tabla 39. Aceros colocados en la viga peraltada V-5 (0.30x0.40m).....	64
Tabla 40. Valores de ϕV_n para espaciamientos de la viga V-5 (0.35x0.40m)	67
Tabla 41. Cuantías mínimas y máximas de las columnas.....	74
Tabla 42. Metrado manual de la columna C-3 por piso.....	75
Tabla 43. Carga viva acumulada en cada nivel de la columna C-3 (0.40x0.30m)	76

Tabla 44. Carga muerta, viva y de servicio de C-3 (0.40x0.30m) del metrado manual	76
Tabla 45. Carga muerta, viva y de servicio de C-3 (0.40x0.30m) del ETABS®	77
Tabla 46. Resultados de cargas de diseño obtenidos de la columna C-3 (40x30cm)	77
Tabla 47. Resultados de combinaciones de cargas de columna C-3 (40x30cm) en la dirección X	78
Tabla 48. Resultados de combinaciones de cargas de columna C-3 (40x30cm) en la dirección Y	79
Tabla 49. Acero longitudinal de las columnas del diseño por flexocompresión	80
Tabla 50. Diseño por columna típica	81
Tabla 51. Metrado de placa PL-01 por piso típico.....	85
Tabla 52. Carga viva acumulada en cada nivel de la placa PL-01	86
Tabla 53. Resultados de cargas de diseño obtenidos de la placa PL-01	86
Tabla 54. Resultados de combinaciones de cargas de la placa PL-01 en X	88
Tabla 55. Resultados de combinaciones de cargas de la placa PL-01 en Y	88
Tabla 56. Distribución de fierros de PL-01 en la dirección 2-2.....	91
Tabla 57. Resultados para hallar la posición del eje neutro de PL-01	91
Tabla 58. Cuantías mínimas de las mallas de concreto armado	94
Tabla 59. Resultados de cálculos de cuantías de acero horizontal y vertical	95
Tabla 60. Espaciamiento de cuantías de acero horizontal y vertical	95
Tabla 61. Resultados de cálculos de cuantías de acero horizontal y vertical	97

Tabla 62. Espaciamiento de cuantías de acero horizontal y vertical	97
Tabla 63. Resultados de cargas de diseño obtenidos de la columna C-1 (60x25cm)	100
Tabla 64. Resultados de cargas de diseño obtenidos de la columna C-3 (40x30cm)	100
Tabla 65. Resultados de cargas de diseño obtenidos de la columna C-5 (40x25cm)	100
Tabla 66. Resultados de cargas de diseño obtenidos de la placa PL-01	100
Tabla 67. Resultados de cargas de diseño obtenidos de la placa PL-04	100
Tabla 68. Cargas de gravedad de la zapata	103
Tabla 69. Esfuerzos por cargas de gravedad de la zapata	103
Tabla 70. Cargas de sismo de la zapata	104
Tabla 71. Resumen de los esfuerzos actuantes de la zapata combinada	104
Tabla 72. Aceros colocados en la escalera del primer nivel	114
Tabla 73. Dotación de agua para el consumo humano	116
Tabla 74. Dotación total de agua	117
Tabla 75. Parámetros para hallar las cargas	117
Tabla 76. Aceros colocados en paredes de ejes A, B y C	122
Tabla 77. Aceros colocados en paredes de ejes 1 y 2	123
Tabla 78. Aceros colocados en tapa y fundación	123
Tabla 79: Lista de partidas del proyecto	125
Tabla 80: Comparación de ratios del proyecto	126

Tabla 81: Resumen del presupuesto por especialidad 126

Tabla 82: Resumen del presupuesto del proyecto..... 126



1. ASPECTOS GENERALES DEL PROYECTO

Dado el incremento poblacional pronosticado por el Instituto Nacional de Estadística e Informática y el crecimiento de la informalidad en el sector construcción indicado por el gremio empresarial Capeco, se necesitan más edificaciones de vivienda que cumplan con los lineamientos de las normas técnicas peruanas para mejorar las condiciones de vida de la población; ya que nuestro país se encuentra en una zona geográfica con mayor actividad sísmica. Esta tesis tiene como objetivo realizar el análisis y diseño estructural en concreto armado de un edificio multifamiliar de 7 pisos sin sótanos ubicado en el distrito de Pueblo Libre que albergará 28 familias, cuyo piso típico tiene un área techada de 575 metros cuadrados. La estructuración elegida para el presente proyecto es de muros estructurales, dicha estructuración deberá ser capaz de soportar las cargas de gravedad y principalmente las cargas de sismo. Se utilizará el Reglamento Nacional de Edificaciones y diferentes herramientas computacionales para obtener un diseño que se encuentre con los estándares de dicha norma.

1.1. Objetivo del proyecto

Analizar y diseñar estructuralmente un edificio de siete pisos de concreto armado, ubicado en el distrito de Pueblo Libre con uso de vivienda y áreas construidas de 575 m² por piso típico.

Objetivos específicos:

- Realizar la estructuración y predimensionamiento de los elementos estructurales.
- Realizar el análisis de cargas de gravedad y sísmico del modelo de la estructura del edificio.
- Desarrollar el diseño estructural de elementos como columnas, vigas, placas, losa aligerada, losa maciza y la cimentación.

1.2. Descripción de la arquitectura del proyecto

El presente proyecto consiste de un edificio de vivienda de 7 pisos ubicado en el distrito de Pueblo Libre, provincia de Lima. La primera planta del edificio tiene 4 departamentos familiares y un baño para la persona encargada de la recepción. Las plantas del segundo al séptimo piso del edificio tienen 4 departamentos, dos de ellos con terraza cada uno. El edificio cuenta con dos cisternas enterradas, un ascensor, escaleras de emergencia y un tanque hidroneumático para proveer agua a los 28 departamentos. Este proyecto cuenta con un área total para el primer nivel de 565 m² y con un área construida por piso típico de 575 m². En la zona central se encuentra ubicado el ascensor y en la parte superior central las escaleras de emergencia.

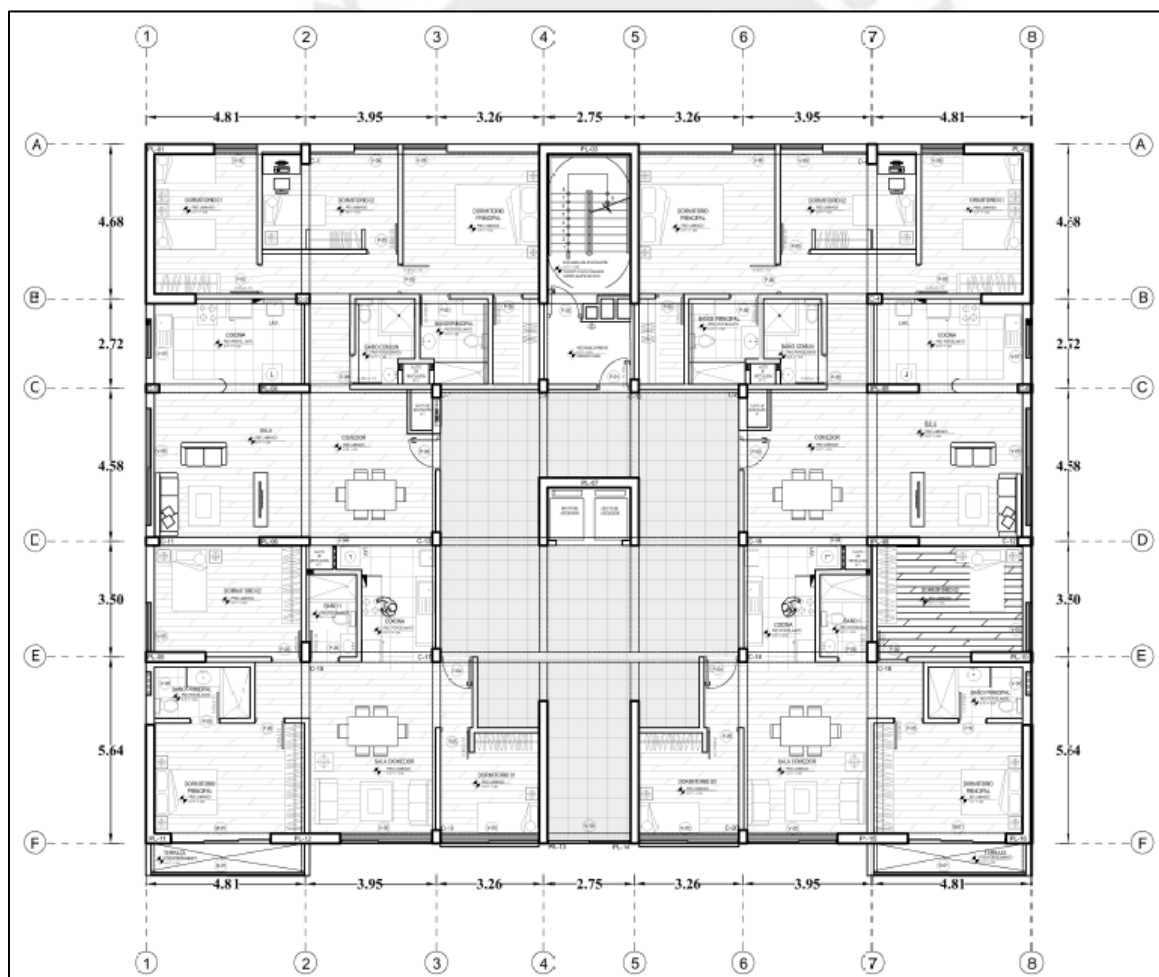


Figura 1. Plano de arquitectura de un piso típico.

1.3. Descripción de la estructura del proyecto

El edificio multifamiliar de siete pisos presenta en su primer nivel una altura de piso a piso de 3 m, en su nivel típico una altura de piso a piso de 2.8 m. Por lo tanto, se obtuvo una altura total de 19.8 m para toda la edificación.

El sistema estructural consiste en un sistema aporticado con muros de corte. El sistema de techado se basa en losas aligeradas y macizas. Las losas macizas están ubicadas en los ambientes de los baños y alrededor de la placa del ascensor y los tabiques son de albañilería de arcilla cocida.

A partir de la estructuración preliminar, se obtiene el predimensionamiento de los elementos estructurales: placas, vigas, columnas, losas aligeradas y losas macizas. Luego, se deberá efectuar un análisis sísmico y el diseño final de los elementos estructurales.

1.4. Aspectos geotécnicos

De acuerdo con el Centro Peruano Japonés de Investigaciones Sísmica y Mitigación de Desastres, el suelo de Pueblo Libre está conformado por depósitos de gravas de compactación media a densa (CISMID, 2018). Es decir, presenta buenas características geotécnicas para la cimentación de nuestra edificación correspondiendo a un suelo de zona 1 de la norma sismorresistente peruana con capacidad portante de 4 kgf/cm^2 .

1.5. Normativa aplicada

Se siguen las siguientes Normas del Reglamento Nacional de Edificaciones:

- Norma Técnica de Edificación E.020 Cargas
- Norma Técnica de Edificación E.030 Diseño Sismorresistente
- Norma Técnica de Edificación E.050 Suelos y Cimentaciones
- Norma Técnica de Edificación E.060 Concreto Armado

1.6. Materiales y cargas utilizadas

1.6.1. Materiales

El edificio por diseñar es de concreto armado, por lo cual se tienen las siguientes características de los materiales a utilizar:

- Resistencia nominal a compresión del concreto armado $f'c = 280 \text{ kgf/cm}^2$
- Módulo de elasticidad del concreto armado $E_c = 250000 \text{ kgf/cm}^2$
- Módulo de Poisson del concreto armado $\nu = 0.15$
- Esfuerzo de fluencia del acero $f_y = 4200 \text{ kgf/cm}^2$
- Módulo de elasticidad del acero $E_s = 2000000 \text{ kgf/cm}^2$

1.6.2. Cargas de diseño

Según la norma E.020 del RNE, el edificio debe poder soportar las cargas que se le apliquen de acuerdo con su uso establecido. Estas cargas se pueden clasificar en las tres siguientes:

- Carga muerta (CM): También llamadas fijas o permanentes, las cuales son las cargas de gravedad verticales que actúan durante toda la vida útil de la estructura y son el peso propio de la edificación (columnas, vigas, losas, placas) y elementos añadidos (piso terminado, tabiques).
- Carga viva (CV): También llamadas variables o movibles, las cuales son cargas de gravedad verticales que actúan eventualmente en la estructura, como el peso de los usuarios, equipos y muebles movibles.
- Cargas de sismo (CS): Son las cargas dinámicas generadas por la acción sísmica sobre la estructura.

Combinación de cargas:

Según la norma E.060 del RNE, se establecen combinaciones de cargas según las solicitaciones a considerar en la estructura. Para el diseño de este proyecto, no se consideran las solicitaciones de nieve o viento debido a que no se presentan en el lugar del edificio a diseñar, ubicado en el distrito de Pueblo Libre. Sin embargo, se debe considerar las cargas por sismo, ya que el Perú es un país de mayor potencial sísmico.

- $C1 = 1.4 CM + 1.7CV$
- $C2 = 1.25(CM+CV) \pm CS$
- $C3 = 0.9CM \pm CS$

Factores de reducción de diseño:

Se toman en cuenta los siguientes valores de reducción de la norma E.060 debido a la posibilidad de obtener menores resistencias por la variabilidad existente, imprecisión de las fórmulas, tipos de fallas e importancia del elemento estructural.

- Flexión Pura: 0.90
- Corte y Torsión: 0.85
- Compresión y Flexocompresión: 0.70

La metodología de diseño a seguir será detallada en el Capítulo 4, en el cual se seguirán las especificaciones de la norma E.060 Concreto Armado del RNE.

2. ESTRUCTURACIÓN Y PREDIMENSIONAMIENTO

2.1. Estructuración

La presente tesis toma criterios de estructuración indicados en el libro de Blanco, quien indica que *“mientras más compleja es la estructura, más difícil resulta predecir su comportamiento sísmico. Por esta razón, es aconsejable que la estructuración sea lo más simple y limpia posible (...)”* (Blanco, 1997, p. 5). A continuación, se detalla lo siguiente:

A) Simplicidad y simetría: La estructuración expuesta presenta simetría con respecto al eje Y. Además, presenta simplicidad por su forma cuadrangular, sin presencia de aberturas considerables mayores al 50% del área bruta del diafragma, para que se comporte mejor durante los sismos.

B) Resistencia y ductilidad: La densidad de las placas está ubicada en las direcciones longitudinales y transversales de manera equitativa aproximadamente, para asegurar una apropiada distribución de cargas y evitar grandes concentraciones de esfuerzos debido a las fuerzas sísmicas. Los muros de corte de mayor inercia se encuentran alrededor de la escalera y el ascensor.

Asimismo, las columnas y vigas están localizadas de acuerdo con la disposición de la arquitectura. Adicionalmente, las vigas peraltadas unen placas y columnas, y las vigas chatas se colocaron en el perímetro de los ductos y debajo de los tabiques paralelos a la dirección del armado de las losas aligeradas.

Finalmente, las losas macizas se ubican en los baños y en la parte central donde se sitúa el ascensor, y las losas aligeradas en el resto de los ambientes.

C) Uniformidad y continuidad de la estructura: La estructura mantiene continuidad en toda su elevación que permite una distribución uniforme de esfuerzos. Las dimensiones de las placas se reducen gradualmente para evitar los cambios bruscos.

D) Rigidez lateral: Los elementos estructurales (placas y columnas) aportan rigidez lateral en sus direcciones longitudinal y transversal para que la estructura pueda resistir fuerzas horizontales sin poseer deformaciones sustanciales. El trabajo conjunto de muros de corte y sistema aporticado tiene una combinación de elementos rígidos y flexibles. Por lo tanto, los muros de corte limitan la flexibilidad del pórtico, lo que logra así disminuir las deformaciones horizontales mientras los pórticos disponen una óptima disipación de energía sísmica.

E) Diafragma rígido: En el análisis, las losas de entrepiso se consideran diafragmas rígidos en su plano, estos permiten una apropiada idealización de la estructura considerando las columnas como elementos uniaxiales y las placas unidas a estas losas rígidas. Las fuerzas horizontales se asumen aplicadas en el centro de masa del diafragma rígido; estas se distribuyen en las columnas y placas dependiendo de su rigidez lateral, las cuales proporcionan en conjunto la deformación lateral para cada nivel de la estructura. Algunas losas en la edificación poseen pequeñas aberturas que no afectarán sustancialmente su comportamiento como diafragma rígido.

F) Elementos no estructurales: La tabiquería a pesar de ser un elemento no estructural contribuye a disipar energía sísmica al agrietarse, ya que de esta manera alivia a los elementos resistentes. Además, la tabiquería no se considera para soportar cargas de gravedad, pero sí se considera su peso para el posterior análisis sísmico del edificio.

G) Subestructura o cimentación: Se asume que el terreno de la edificación presenta buenas características geotécnicas para la cimentación. Por ello, se ha considerado el empotramiento en su base en el modelamiento del edificio.

H) Diseño en concreto armado: En los elementos de diseño por flexión, se busca la falla por flexión y se evita la falla por cortante. Esto se logra con la cuantía de acero para producir una

ductilidad adecuada. Asimismo, en los elementos sometidos por flexión y cortante, se otorga más capacidad por cortante y se consigue evitar la falla por cortante debido a que esta falla es frágil.

2.2. Predimensionamiento

2.2.1. Predimensionamiento de losas

Losas aligeradas:

Según las recomendaciones de Blanco (1997), para las luces libres de la losa aligerada comprendidas entre 4 a 5.5 m, se debe colocar un peralte de losa de 20cm. Como en el proyecto se tienen luces de losas desde 2.44 m hasta 4.43 m, se elegirá un peralte de losa de 20 cm. Aunque se tienen losas con luces menores a 4 m, se utilizará el peralte de 20 cm para uniformizar todas las losas aligeradas del proyecto. El peralte incluye la losa superior de 5 cm y el ladrillo de 15 cm para el caso elegido.

En el caso del uso de losa maciza, solo se colocarán junto a la escalera, en los baños y en el paño que conecta el ducto del ascensor con la escalera, de tal forma que se obtenga un diafragma rígido por piso típico. Entonces, siguiendo las recomendaciones de Blanco (1997), para luces libres menores a 6.5 m se utilizará un peralte de losa de 20 cm. Este peralte será elegido, debido a que en el proyecto se tienen luces de 2.44 m, 2.50 m, 3.23 m, y 4.43 m. Además, se utilizará el espesor de 20cm para uniformizar el peralte de todos los paños de losa del piso típico.

2.2.2. Predimensionamiento de vigas

Según las recomendaciones de Blanco (1997), el peralte de las vigas tendrá aproximadamente su luz libre entre 10 o 12, y el ancho el 30% o 50% de dicho peralte. De esta manera, se evitarán las deflexiones y estas trabajarán sin fallar ante las sollicitaciones sísmicas. Para este proyecto se eligió colocar anchos de 25 cm y 30 cm para todas las vigas, y los peraltes

elegidos fueron de 60 cm como máximo hasta 40 cm como mínimo, según las recomendaciones mencionadas para una luz dividida entre 12. Finalmente, se tuvo en cuenta solo 5 secciones de viga para el plano de estructuración, las cuales son de 30x60 cm, 25x50 cm, 25x40 cm y 30x40 cm que se presentan en la siguiente tabla:

Tabla 1. Predimensionamiento de vigas

Eje de referencia	Luz mayor (m)	Peralte elegido (m)	Ancho elegido (m)
A-Hor	6.96	0.60	0.30
B-Hor	6.96	0.60	0.30
C-Hor	3.70	0.40	0.25
D-Hor	3.70	0.40	0.25
E-Hor	3.70	0.40	0.30
F-Hor	3.37	0.40	0.30
1,8-Ver	4.33	0.40	0.25
2,3,6,7-Ver	5.19	0.50	0.25
4,5-Ver (Tramo F-D)	4.71	0.50	0.25
4,5-Ver (Tramo C-B)	2.53	0.40	0.25

Para los ejes 4, 5 (Tramo F-D) se tendrá una viga peraltada de 50 cm, la cual es mayor a la horizontal del eje E cuyo peralte es 40cm, debido a que la viga vertical cargará a la horizontal. Además, para el tramo C-B de los ejes 4, 5 se tendrá un peralte de 40 cm debido a la menor luz que se presenta en dichos tramos. Asimismo, se debe tener en cuenta que las demás vigas empleadas son uniformes en toda su longitud para así evitar problemas en aglomeraciones de fierro en su unión con las columnas y placas.

2.2.3. Predimensionamiento de columnas

Para cada columna, tomando los criterios del Blanco (1997), se halló el área tributaria y la carga de servicio que soporta cada columna. Para que se cumpla con los criterios, las dimensiones de las columnas deben ser mayores al área calculada, de acuerdo a las siguientes expresiones que dependen de la ubicación de la columna.

Para el predimensionamiento de una columna interior, se utiliza la siguiente expresión:

$$A_{columna} = \frac{P_{servicio}}{0.45 \cdot f'c}$$

Para el predimensionamiento de una columna exterior y esquinera, se utiliza la siguiente expresión:

$$A_{columna} = \frac{P_{servicio}}{0.35 \cdot f'c}$$

Como ejemplo, se tomará la columna más crítica que posee el área tributaria mayor, el cual es la columna interna C-3 con un área tributaria de 18.04 m². Además, se debe tener en cuenta que para una edificación de tipo C (de edificio multifamiliar) se debe emplear un peso de 0.98 tonf/m² para calcular la carga muerta, la sobrecarga a emplear para un piso típico será 0.2 tonf/m² para hallar la carga viva y para la azotea será 0.1 tonf/m². A continuación, se muestra el cálculo de la carga de servicio total para la columna elegida.

$$\text{Carga Muerta} = 18.04 \cdot 0.98 = 17.68 \text{ tonf}$$

$$\text{Carga Viva (piso típico)} = 18.04 \cdot 0.20 = 3.61 \text{ tonf}$$

$$\text{Carga Viva (azotea)} = 18.04 \cdot 0.1 = 1.804 \text{ tonf}$$

$$\text{Carga de servicio total (7 pisos)} = 6 \cdot (17.68 + 3.61) + 1 \cdot (17.68 + 1.804) = 147.21 \text{ tonf}$$

Luego, se aplica la expresión para columna interior antes mencionada para hallar el área de columna mínima.

$$A_{columna} = \frac{147.21 \cdot 1000}{0.45 \cdot 280} = 1170 \text{ cm}^2$$

De igual forma para las demás columnas se obtiene un área calculada, la cual debe ser la mínima área de la columna y como se muestra en la siguiente tabla se cumple dicha condición para las dimensiones seleccionadas de cada columna.

Tabla 2. Predimensionamiento de columnas por carga de servicio

Columnas	Pservicio (tonf)	Acalculada (cm ²)	Acolumna (cm ²)
C-1, C-2 (ext)	98.16	1002	60x25 = 1500
C-3, C-4	147.21	1168	30x40 = 1200
C-5, C-6 (ext)	55.81	570	25x40 = 1000
C-7, C-8	106.16	843	40x25 = 1000
C-9, C-10	66.34	527	40x25 = 1000
C-11, C-12 (ext)	61.93	632	25x40 = 1000
C-13, C-14	116.28	923	40x25 = 1000
C-15, C-16	146.55	1163	60x25 = 1500
C-17, C-18	125.26	994	40x25 = 1000
C-19, C-20 (ext)	73.36	749	40x25 = 1000

Como se observa en la tabla anterior, solo se eligieron tres secciones de columna de 60x25 cm, 30x40 cm y 25x40 cm para el proyecto. La sección más pequeña corresponde mayormente a las columnas exteriores, ya que soportan menos carga axial. Sin embargo, para la columna C-1, al tener un área tributaria mucho mayor a las otras columnas perimetrales, se le considerará una sección mayor igual a 60x25 cm. Por último, solo se consideró la sección de 30x40 cm para las columnas C-3 y C-4.

2.2.4. Predimensionamiento de placas

Para el predimensionamiento de las placas, se verificó en el plano de arquitectura del primer piso, que las placas del eje Y cumplieran con la longitud mínima y para el eje X de igual forma. Para realizar esta verificación, se tomaron en cuenta el factor de zona (Z), perfil del suelo (S), factor de uso (U), factor de amplificación sísmica (C) y el coeficiente de reducción (R), los cuales son los parámetros necesarios para un diseño sismorresistente (Norma técnica E.030, 2018). Una vez obtenidos estos parámetros (ZUCS/R), se multiplican por el peso de la estructura para así hallar la cortante basal del edificio (V), la cual es necesaria para realizar las verificaciones del dimensionamiento de las placas.

Factor de Zona: Lima (Zona 4) $Z = 0.45$

Parámetro de suelo: Suelo rígido (S1) $S = 1$

Factor de Uso: Edificación de vivienda (Común) $U = 1$

Los periodos del espectro de la norma para S1: $T_p = 0.4s$ y $T_1 = 2.5 s$

Factor de amplificación Sísmica: (C)

Periodo Fundamental: $T = h_n/60 = 19.80/60 = 0.33 s$

Entonces, entrando al espectro de la norma resulta un $C = 2.5$

Coefficiente de Reducción (R): Se asumirá un valor de 7, para un sistema dual de concreto armado por la cantidad de placas en la estructura.

Irregularidades:

$I_p = 1$ irregularidades en planta (verificaciones más adelante)

$I_a = 1$ irregularidades en altura (verificaciones más adelante)

Peso sísmico (P) CM + 25% CV

Área construida = $575 m^2$ con peso de 1 piso típico $1 ton/m^2$ y $CV = 0.20 \cdot 575 \cdot 7 = 805 tonf$

Para 7 pisos = $575 \cdot 7 + 0.25 \cdot 805 = 4226 tonf$

Los parámetros obtenidos se muestran en la siguiente tabla:

Tabla 3. Parámetros para hallar la cortante basal

Parámetros	Valores
Factor de Zona (Z)	0.45
Parámetro de suelo (S)	1.00
Factor de Uso (U)	1.00
Factor de amplificación sísmica (C)	2.50
Coefficiente de Reducción (R)	7.00
Irregularidad en planta (I_p)	1.00
Irregularidad en altura (I_a)	1.00
Peso sísmico (P)	4226 tonf

Reemplazando los valores en la siguiente expresión, se obtiene la cortante basal del edificio.

$$V = \frac{zucs}{R} \cdot P = \frac{0.45 \cdot 1 \cdot 2.5 \cdot 1}{7 \cdot 1 \cdot 1} \cdot 4226 = 679.2 tonf$$

Para la verificación del predimensionamiento de las placas, solo se considera el aporte del concreto por ser el más crítico. A continuación, se realizan los cálculos correspondientes a cada eje, con la siguiente expresión que proviene de la fórmula para el diseño por cortante.

$$\Phi V_c = 0.85 \cdot 0.53 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot e_{prom} \cdot d$$

La expresión anterior se despeja y se emplea la cortante basal del edificio obtenida anteriormente para hallar la longitud mínima total de las placas en una dirección.

$$L = \frac{V_{basal}}{\Phi \cdot 0.53 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot e_{prom} \cdot 0.8}$$

Donde:

ϕ = factor de reducción para cortante = 0.85

V_c = contribución del concreto a la resistencia al corte

V_{basal} = cortante basal del edificio

f'_c = resistencia a la compresión del concreto = 280 kgf/cm²

e_{prom} = espesor promedio de las placas

d = longitud efectiva de las placas = 0.8 L

Para el eje X:

$$L = \frac{679200}{0.85 \cdot 0.53 \cdot \sqrt{280} \cdot 27.9 \cdot 0.8} = 40.34 \text{ m}$$

Como la longitud total en X es 40.42 m, se cumple que es mayor al mínimo de 40.34 m.

Para el eje Y:

$$L = \frac{679200}{0.85 \cdot 0.53 \cdot \sqrt{280} \cdot 25.5 \cdot 0.8} = 44.23 \text{ m}$$

Como la longitud total en Y es 44.24 m, se cumple que es mayor al mínimo de 44.23 m.

Finalmente, de los resultados anteriores, se obtiene que las verificaciones si se cumplen. Por lo tanto, primero se utilizarán las dimensiones de las placas del siguiente plano de estructuración.

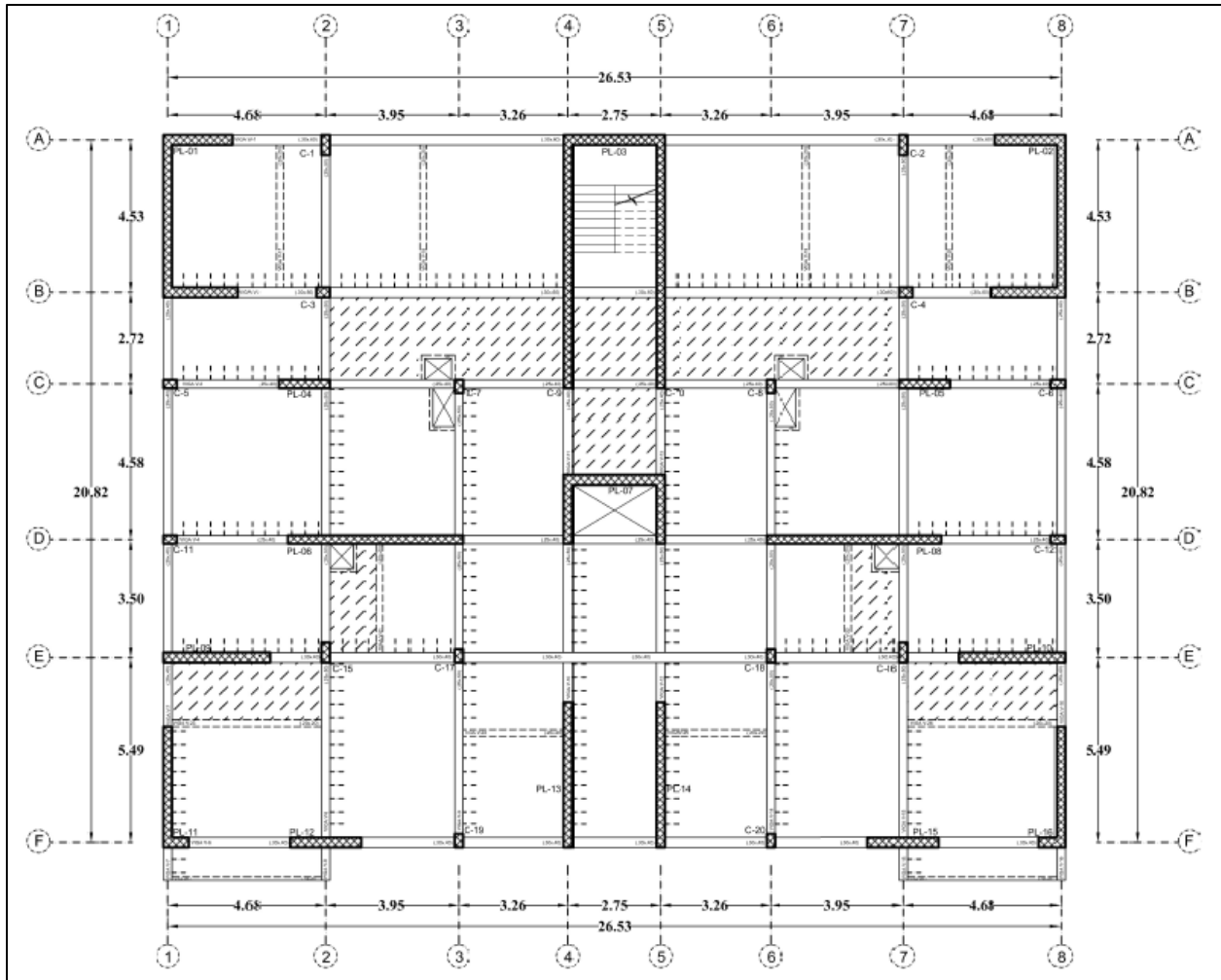


Figura 2. Plano inicial de estructuración de un piso típico.

Posteriormente, se hicieron cambios al plano de estructuración inicial con respecto al espesor y longitud de algunas placas. Para ello, se verificó más adelante que con dichos cambios se cumple con el análisis sísmico (derivadas menores a 0.007), el sistema estructural es de muros ($R=6.00$) diferente al asumido inicialmente de dual, con el cambio se redujo la irregularidad por torsión para ser menor a 1.30 y la edificación se mantenga regular. Además, como se redujeron longitudes largas de placas, los tramos cortos de vigas se alargan para que cumpla con su diseño estructural sin problemas. El plano de estructuración final se muestra al final del presente capítulo.

2.2.5. Predimensionamiento de escaleras

Para el proyecto, se tienen 2 escaleras con tres tramos cada una para la altura del primer piso de 3.00 m y el piso típico de 2.80 m. Para la primera se tendrá 17 contrapisos de 0.175 m y para la segunda 16 contrapisos de 0.175 m; para ambos, el ancho del paso será 0.25 m.

Además, se debe cumplir con la regla que 2 contrapisos más 1 paso deben estar entre 0.60 m y 0.64 m (Norma técnica A.010, 2014). Para la escalera elegida, se cumple que el paso es mayor igual a 0.25 m y el contrapaso es mayor a 0.175 m, con lo cual resulta en un valor de 0.60 m que cumple con la condición de la norma de condiciones generales de diseño.

Se predimensiona la escalera con las luces libres de 4.23 m:

$$Espesor (t) = \frac{luz\ libre}{25} = \frac{4.23}{25} = 16.9\ cm$$

Finalmente, el espesor elegido de la garganta será 20 cm.

2.2.6. Estructuración de la planta típica

De acuerdo con lo planteado en este capítulo, se obtiene el plano de estructuración de un piso típico. Para este piso, se puede identificar los siguientes elementos con sus respectivas dimensiones:

Losa aligerada de 20 cm de espesor

Losa maciza de 20 cm de espesor

Vigas de 30x60cm, 25x50 cm, 25x40 cm y 30x40 cm

Columnas rectangulares de 40x30 cm, 40x25 cm y 60x25 cm

Placas de 25 cm y 30 cm de espesor

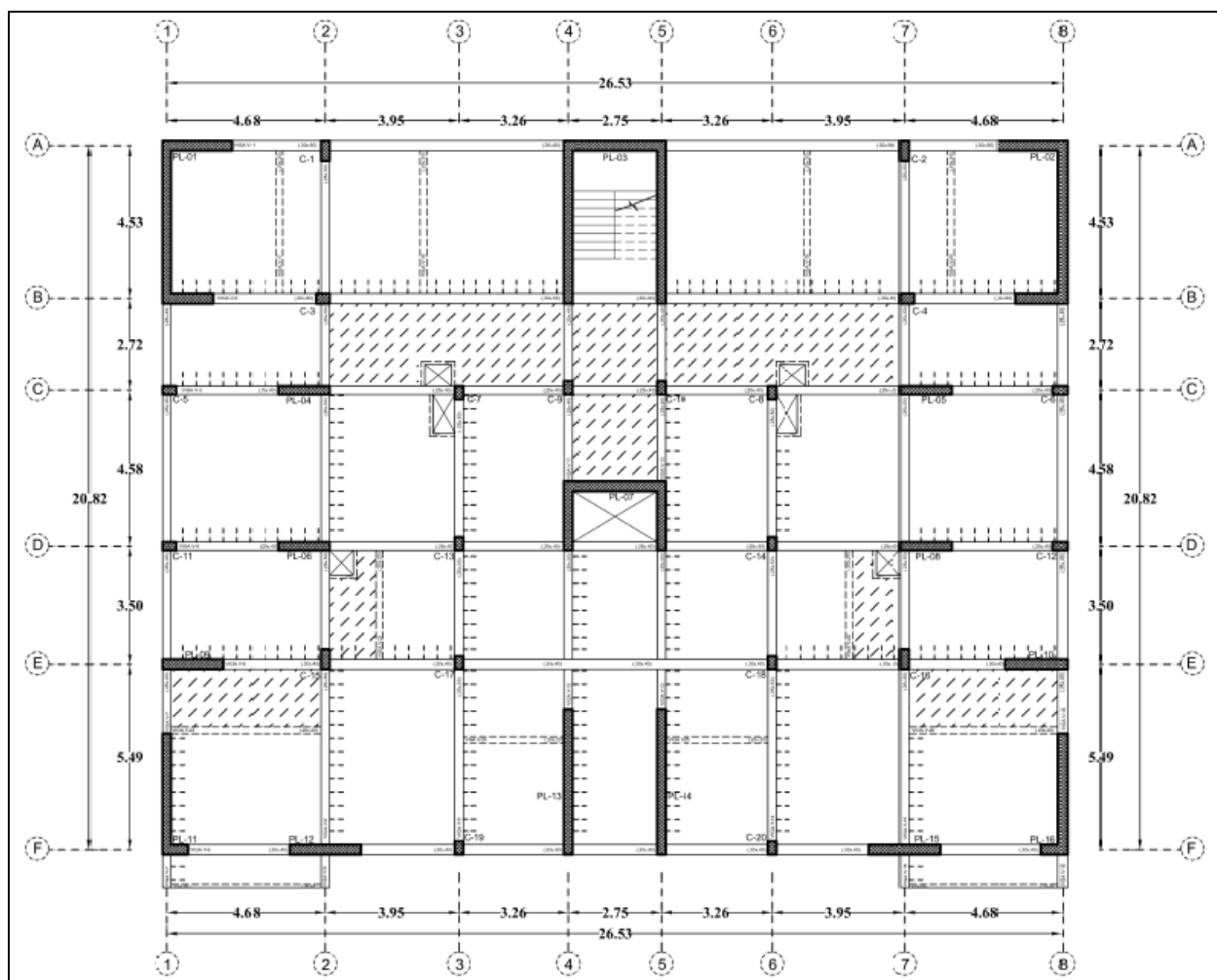


Figura 3. Plano final de estructuración de un piso típico

3. ANÁLISIS SÍSMICO

3.1. Modelo estructural

Para el modelo tridimensional del edificio, se definieron las propiedades de los materiales de concreto y acero, correspondientes al capítulo 1. Asimismo, se consideraron losas, vigas, columnas y placas con secciones indicadas en el plano de estructuración (ver figura 3) y alturas definidas en el plano de elevación de la planta de arquitectura. Se realizó el metrado de cargas de los materiales como las losas aligeradas y macizas, el piso terminado y la tabiquería compuesta por arcilla cocida hueca más su acabado. Asimismo, se colocó la carga viva de sobrecarga en edificación multifamiliar de 200 kgf/m^2 , en escaleras y pasadizos se consideró una sobrecarga de

400 kgf/m² para dar una mayor seguridad, todo esto en el primer piso y los pisos típicos. Para la azotea se colocó una sobrecarga de 100 kgf/m² en todos los ambientes, excepto en las losas de las escaleras, en estas la sobrecarga fue de 400 kgf/m². Todas estas cargas por metro cuadrado se transmitieron por gravedad hacia las vigas, columnas y placas. Se colocaron las losas de la escalera del tramo inclinado de manera horizontal pues para el análisis sísmico importan las cargas de gravedad.

Los sistemas de piso se asumieron como un diafragma rígido en cada nivel, desde el techo del primer piso hasta el techo del séptimo piso, para que se pueda usar un modelo de masas concentradas y tres grados de libertad por diafragma. Se consideró la tabiquería como carga en el modelado de la estructura, ya que trabaja como un elemento no estructural aislado, para evitar efectos de columna corta y variación de rigidez de las columnas, placas y vigas. Los pesos unitarios de los materiales, sacados de la norma E.020 y utilizados para el metrado de cargas, se muestran en la tabla 4.

Tabla 4. Pesos unitarios de los elementos en el modelo estructural

Elemento	Peso Unitario
Tabiquería + tarrajeo	1400 kgf/m ³
Aligerado convencional h=0.20m	300 kgf/m ²
Piso terminado 5cm	100 kgf/m ²
Concreto armado	2400 kgf/m ³

Nota. Tomado de “Norma Técnica de Edificaciones E.020 Cargas”, por Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento, 2006.

Se consideraron uniones rígidas (brazo rígido) en las vigas. Además, la base se consideró empotrada, debido a las buenas características geotécnicas para la cimentación. Asimismo, se asumió que la viga tiene fierros de diámetro de 3/4”, por lo que, la longitud de anclaje (Ldg) sería 36 cm para un concreto de 280 kg/cm². Ese Ldg más el recubrimiento de 4cm para los elementos verticales daría como resultado una medida de 40 cm. Por lo tanto, existen algunos encuentros entre vigas y columnas, donde se colocaron columnas de 40 cm en la dirección del acero

longitudinal de la viga. Las columnas del presente edificio tienen un ancho igual a 40 cm en esa dirección donde se desarrollan los aceros de la viga. Asimismo, las vigas y columnas se modelaron como elementos unidireccionales y las placas como elementos bidireccionales. Para cada nivel se consideraron tres grados de libertad, dos traslacionales (direcciones ortogonales predominantes) y uno de rotación en el eje vertical, dando un total para los siete pisos de veintiuno grados de libertad (modos). Se asignó *releases* en los extremos de viga chata donde no existe continuidad, para liberar los momentos flectores ya que la rigidez que poseen estos elementos no es suficiente para resistir las flexiones.

Utilizando la norma E.030 del 2018, se construyó una representación del sismo de acuerdo con las características de la zona y el perfil del suelo para obtener un T_p y T_l y así obtener la función de respuesta espectral de periodo vs factor de amplificación sísmica (C), el rango de valores para el periodo se consideró de 0 a 8 segundos. El espectro obtenido se carga en el modelo ETABS®. A continuación, se muestra el modelo estructural en 3D.

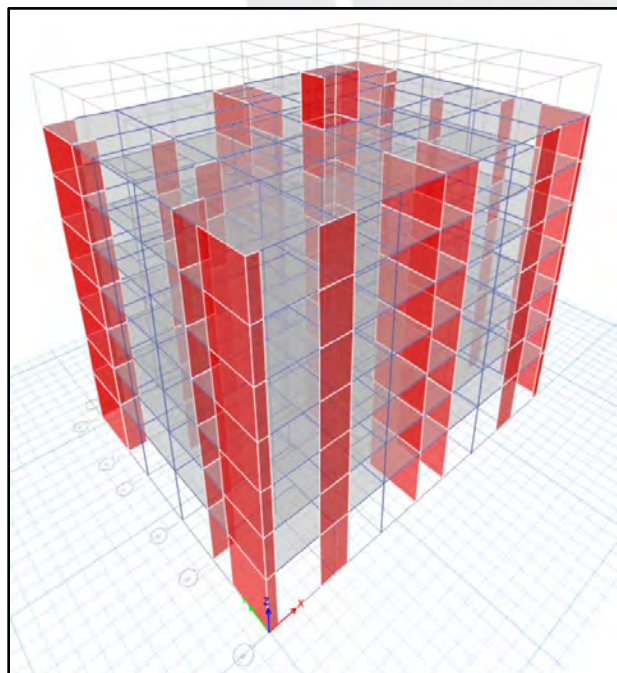


Figura 4. Modelo tridimensional de la estructura realizado en ETABS®.

3.2. Peso sísmico del edificio

3.2.1. Proveniente del ETABS®

Con respecto al peso sísmico, se consideró según la norma E.030 para edificaciones de categoría C, el total de peso de la carga muerta más el 25% de la carga viva. Para obtener el peso sísmico es necesario calcular la masa sísmica. Los resultados de las masas de cada piso del ETABS®, se muestran en la tabla 5.

Tabla 5. Masas de cada piso en el modelo estructural

Pisos	Masa (tonf-s ² /m)
Piso 7	50.113
Piso 6	64.578
Piso 5	64.578
Piso 4	64.578
Piso 3	64.578
Piso 2	64.578
Piso 1	67.188

Con estas masas obtenidas del análisis sísmico, se procedió a calcular los pesos sísmicos por metro cuadrado de cada nivel. Estos fueron cercanos a 1 tonf/m², excepto en la azotea, ya que allí el peso es mucho menor porque ya no hay presencia de cargas de tabiquería, no hay algunas vigas chatas que servían, en pisos inferiores, como soporte para cargar a la tabiquería, y la sobrecarga es la mitad en este último nivel. Los pesos por metro cuadrado de cada nivel se calcularon:

Para el segundo piso (piso típico):

$$Peso = \frac{(Masa \cdot Gravedad)}{\text{Área techada}}$$

$$Peso = \frac{64.578 \left(\frac{tonf \cdot s^2}{m}\right) \cdot 9.81 \left(\frac{m}{s^2}\right)}{575 (m^2)} = 1.10 \text{ tonf/m}^2$$

Los resultados de los pesos sísmicos por metro cuadrado obtenidos del programa ETABS®, se muestran en la siguiente tabla.

Tabla 6. Peso sísmico por metro cuadrado de cada entrepiso del edificio de ETABS®

Pisos	Peso (tonf/m2)
Piso 7	0.85
Piso 6	1.10
Piso 5	1.10
Piso 4	1.10
Piso 3	1.10
Piso 2	1.10
Piso 1	1.15

3.2.2. Proveniente del metrado convencional

Se realiza el metrado convencional en el edificio de las placas, columnas, vigas, losas, tabiques y piso terminado. Luego, se calcula el peso por metro cuadrado del área techada del primer piso, del piso típico y de la azotea. A continuación, se presenta la estimación del peso total y del peso sísmico de cada entrepiso.

Tabla 7. Carga muerta y carga viva para estimaciones de peso total y peso sísmico de cada entrepiso

Carga Muerta (tonf):

	Primer piso	Piso típico	Azotea
Placa	182	146	146
Columna	16	12	12
Losa maciza	40	40	40
Losa aligerada	119	119	119
Vigas	68	68	68
Tabiquería	130	97	0
Piso terminado	58	58	58
Total	611	539	442

Carga Viva (tonf):

Primer piso	Piso típico	Azotea
107	107	65

Peso total (tonf):

Primer piso	Piso típico	Azotea
719	646	507

Peso sísmico (tonf):

Primer piso	Piso típico	Azotea
638	565	458

Los resultados de los pesos sísmicos por metro cuadrado, para un área techada de 575 m² en todos los niveles, se muestran en la siguiente tabla:

Tabla 8. Peso sísmico por metro cuadrado de cada entrepiso del edificio de metrado convencional

Pisos	Peso (tonf/m ²)
Piso 7	0.80
Piso 6	1.00
Piso 5	1.00
Piso 4	1.00
Piso 3	1.00
Piso 2	1.00
Piso 1	1.11

Se hace una comparación de ambos resultados utilizando los dos métodos de cálculo de peso sísmico.

Tabla 9. Peso sísmico por metro cuadrado de cada entrepiso del edificio por metrado convencional y por ETABS®.

	Metrado convencional	ETABS®
Piso 7	0.80	0.85
Piso 6	1.00	1.10
Piso 5	1.00	1.10
Piso 4	1.00	1.10
Piso 3	1.00	1.10
Piso 2	1.00	1.10
Piso 1	1.11	1.15

Se observa que existe semejanza entre el peso sísmico proveniente del metrado convencional y el peso sísmico proveniente de ETABS®. La pequeña diferencia se puede deber a que el metrado manual es un aproximado mientras que ETABS® es más preciso, ya que incluye el peso total de la tabiquería. Asimismo, en el metrado convencional manualmente se estimó el peso de los tabiques; sin embargo, se consideró en promedio un ancho de 15 cm y los tabiques del contorno que son de 25 cm de ancho se asumieron de 15 cm en el metrado, solo con el fin de aproximar los cálculos.

3.2.3. Centro de masas y de rigidez en cada nivel

A continuación, se muestran el centro de masa y el centro de rigidez en el eje X e Y en la siguiente tabla:

Tabla 10. Centro de rigideces y masas de cada nivel

Nivel	XCM (m)	YCM (m)	XCR (m)	YCR (m)
7	13.21	10.59	13.26	14.21
6	13.27	10.60	13.26	14.35
5	13.27	10.60	13.26	14.54
4	13.27	10.60	13.26	14.73
3	13.27	10.60	13.26	14.82
2	13.27	10.60	13.26	14.62
1	13.27	10.61	13.26	13.35

3.3. Modos, periodos y masas participantes de la estructura

Mediante el modelamiento de la estructura en ETABS®, se obtienen los modos de vibración, los periodos y las masas participantes correspondientes a la traslación pura en ambas direcciones y a los tres grados de libertad por piso. A continuación, se muestran los resultados en las tablas 11, 12 y 13.

Tabla 11. Modos de vibración para 1 grado de libertad por piso (Traslación pura en X)

Modo	Periodo (s)	% Masa Participante en X	
1	0.549	74%	% en X:
2	0.134	17%	91.2%
3	0.059	5%	
4	0.036	2%	

Tabla 12. Modos de vibración para 1 grado de libertad por piso (Traslación pura en Y)

Modo	Periodo (s)	% Masa Participante en Y	
1	0.402	72%	% en Y:
2	0.090	20%	91.7%
3	0.040	5%	
4	0.025	2%	

Tabla 13. Modos de vibración para 3 grados de libertad por piso

Modo	Periodo (s)	% Masa Participante en X	% Masa Participante en Y	
1	0.58	71%	0%	
2	0.41	0%	72%	% en X:
3	0.34	3%	0%	90.3%
4	0.14	16%	0%	% en Y:
5	0.09	0%	20%	91.7%

Se elige el periodo predominante para traslación pura en ambas direcciones y para los tres grados de libertad del primer piso, hasta llegar al menos hasta el 90% de la masa participativa en cada dirección, el cual se muestra en la siguiente tabla:

Tabla 14. Periodos fundamentales para cada tipo de análisis

Dirección	Periodo (s)	
	1 GDL por piso	3 GDLs por piso
X	0.55	0.58
Y	0.40	0.41

3.4. Parámetros de edificación

Los valores se obtuvieron según la norma E.030 Diseño Sismorresistente, los cuales también se usaron para calcular la cortante basal del edificio anteriormente para el predimensionamiento de placas.

3.4.1. Factor de zona (Z)

Según la norma E. 030, Perú presenta 4 zonas sísmicas y a cada una le corresponde un factor de zona Z. Los valores de estos factores se deben a la aceleración máxima de suelo rígido con una probabilidad de excedencia del 10% en 50 años. Además, para la zona cercana a la costa se tiene un mayor valor de Z; debido a que, presenta mayor peligro sísmico por estar próxima al borde de subducción producida por la convergencia de las placas de Nazca y Sudamericana.

Para este proyecto, ubicado en el distrito de Pueblo Libre, provincia de Lima; le corresponde un valor de $Z = 0,45$ por estar en la zona 4.

3.4.2. Parámetros de sitio (S, T_p , T_L)

Según la norma E.030, se tienen cinco perfiles del suelo. Estos se pueden diferenciar de acuerdo con la velocidad de propagación de ondas de corte (V_s), a los resultados de los ensayos

SPT sobre el N₆₀ y el promedio ponderado de la resistencia al corte en condición no drenada (Su). Para el presente proyecto, se tiene que el suelo es rígido (S1). Por lo tanto, se utilizan los siguientes valores de parámetros de sitio $S = 1.00$, $T_P = 0.40$ y $T_S = 2.50$.

3.4.3. Factor de amplificación sísmica

La norma E.030 señala un espectro que se define con los valores de los parámetros de sitio (T_P , T_L) anteriormente hallados. Con el cual se puede hallar la amplificación sísmica debido a los estratos del suelo; para ello, se obtiene antes el periodo de la estructura (T) para entrar al espectro de la norma y así obtener el valor de la amplificación sísmica. Además, se deben tener en cuenta las siguientes fórmulas para hallar su valor.

$$\begin{aligned}
 T < T_P & \quad C = 2.5 \\
 T_P < T < T_L & \quad C = 2.5 \cdot \frac{T_P}{T} \\
 T > T_L & \quad C = 2.5 \cdot \frac{T_P \cdot T_L}{T^2}
 \end{aligned}$$

Según la altura total del edificio (20.3 m) entre un factor para una estructura dual, se estima el valor del periodo de 0.338s, menor a $T_P = 0.40$ s. Por lo tanto, se utiliza un valor de $C = 2.50$.

3.4.4. Factor de uso (U)

Para el presente proyecto, se tiene una edificación multifamiliar. Por lo cual se considera su uso para vivienda y según la norma E.030 se define como una edificación común con un factor de uso de $U = 1.00$.

3.4.5. Coeficientes de reducción sísmica (R)

Según la norma E.030, el sistema estructural para un edificio de concreto armado puede ser de pórticos, dual y de muros. La elección del tipo de sistema estructural depende de la cantidad

del porcentaje de cortante en la base que absorbe las placas y columnas. Para el predimensionamiento se empleó un valor de coeficiente básico de reducción sísmica de $R_0 = 7.00$, el cual es el caso para un sistema estructural dual. Sin embargo, de los resultados posteriores del análisis sísmico se verificó que el sistema estructural correcto es de muros cuyo coeficiente básico de reducción sísmica es $R_0 = 6.00$, el cual se utilizó para el modelo en ETABS®.

3.5. Irregularidades

Las estructuras pueden ser regulares o irregulares, el primero presentará menos problemas y su análisis será más simple, pero el segundo tendrá una mayor cantidad de incertidumbre que se produzcan problemas en la edificación. Por ello, se debe verificar las irregularidades que presenta el edificio y los valores obtenidos de estas irregularidades afectan al valor obtenido del coeficiente básico de reducción sísmica $R_0 = 6.00$. Se tiene 2 tipos de irregularidades en altura y planta según la norma E.030.

3.5.1. Irregularidades en planta, según la Norma Técnica E.030

Irregularidad torsional: La irregularidad torsional se da cuando en cualquiera de las dos direcciones de análisis X o Y, el máximo desplazamiento relativo de entrepiso (Δ_{max}), calculado incluyendo la excentricidad accidental, es mayor que 1.3 el desplazamiento relativo promedio (Δ_{prom}) de los extremos del mismo entrepiso para la misma condición de carga. Este criterio solo se aplica en edificios que poseen diafragmas rígidos, y sólo si el máximo desplazamiento relativo de entrepiso es mayor que 50% del desplazamiento permisible. Para este caso analizado, se asume que no presenta una irregularidad torsional, la cual se verificará después. Además, se asume que no presentará la irregularidad torsional extrema y por tanto el factor a utilizar en primera instancia es de 1.00.

Esquinas entrantes: Se presenta cuando el edificio posee esquinas entrantes con dimensiones en ambas direcciones mayores al 20% de la dimensión total de la planta del edificio. La edificación en el presente trabajo no posee esquinas entrantes.

Discontinuidad del diafragma: La presencia de esta irregularidad se da cuando los edificios poseen aberturas mayores al 50% del área bruta del diafragma. Además, existe esta irregularidad cuando se tiene una sección transversal con un área menor al 25% del área total de la sección transversal. Los valores de dichas áreas fueron obtenidos de los planos en planta para verificar a continuación si se presenta esta irregularidad.

Se tiene un área por planta total de 575 m² y un área de huecos de 7.2 m², con los cuales se calcula el porcentaje de aberturas. ($\%aberturas = \frac{7.2}{575} \cdot 100 = 1.25\%$)

Por lo tanto, como el porcentaje obtenido de 1.25% es menor al 50%, el edificio analizado no presenta discontinuidad del diafragma.

Sistemas no paralelos: Esta irregularidad existe cuando en las direcciones de análisis los elementos estructurales no son paralelos. Como el sistema estructural analizado solo presenta elementos ubicados en los ejes X y Y, no existe la irregularidad por sistemas no paralelos

3.5.2. Irregularidades en altura, según la Norma Técnica E.030

Irregularidad de rigidez – Piso blando: Se presenta cuando la rigidez lateral de un entrepiso es menor que 70% de la rigidez lateral del entrepiso inmediato superior. Como en el edificio analizado presenta una gran cantidad de placas para cada piso y estas son continuas en toda la edificación, entonces resulta que no habrá piso blando. Por lo tanto, el edificio no presenta esta irregularidad ni la de extrema rigidez. Posteriormente se verificará que no existe la irregularidad de piso blando para el edificio.

Irregularidad de resistencia – Piso débil: Se presenta cuando la resistencia de un entrepiso es menor que el 80% de la resistencia del entrepiso inmediato superior. Como en el edificio analizado presenta una misma distribución de elementos estructurales para cada piso típico y estos elementos son continuos en toda la altura del edificio, entonces resulta que no habrá piso débil. Por lo tanto, el edificio no presenta esta irregularidad ni la de extrema resistencia.

Irregularidad de masa o peso: Se presenta cuando el peso de un piso es mayor que 1.5 veces el peso de un piso adyacente. A manera de ejemplo, la tabla 6 muestra que los pesos son iguales para cada piso típico. Por consiguiente, no se presenta esta irregularidad.

Irregularidad geométrica vertical: Se presenta cuando existe una variación mayor a 1.3 veces la dimensión de un piso con su piso adyacente. Como el edificio analizado está conformado por pisos típicos en toda su altura, no se presenta esta irregularidad.

Discontinuidad en los sistemas resistentes: La norma señala que para cualquier elemento que resista más de 10% de la cortante, presente un desalineamiento vertical se considera como una irregularidad. Sin embargo, para la edificación analizada conformada por placas y columnas ubicadas a lo largo de todo el edificio no presentan un desplazamiento de su eje; por lo tanto, no se presenta esta irregularidad ni la discontinuidad extrema.

Por consiguiente, el valor final del coeficiente de reducción de las fuerzas sísmicas (R) que se usó para hallar la cortante basal del edificio, es el valor antes obtenido de $R_0 = 6.00$ para un sistema de muros estructurales multiplicado por los valores de las irregularidades antes mencionadas cuyos valores son 1.00 para las irregularidades en planta y 1.00 para las irregularidades en altura.

3.6. Procedimiento de análisis

3.6.1. Análisis estático

Para el análisis estático, las cargas se aplican al centro de masa de cada piso, el cual es el mismo para todos debido a que se tiene pisos típicos en todo el edificio. Según la norma E.030 se aplica la fórmula siguiente para hallar la cortante estática en la base de la edificación:

$$V = \frac{Z \cdot U \cdot C \cdot S}{R_0 \cdot I_p \cdot I_a} \cdot P$$

Además, se debe tener en cuenta que para hallar el peso sísmico se multiplicó la masa total del edificio (440.2 tonf-s²/m) por la gravedad y se obtuvo el peso sísmico de 4318.26 tonf. Para los valores de los parámetros empleados para el predimensionamiento se cambiaron debido a que ahora sí se consideró correctamente el sistema estructural y las irregularidades, cuyas verificaciones se desarrollarán más adelante. Respecto al valor del factor de amplificación sísmica, se obtuvo ingresando al espectro de la norma E.030 con los valores de los periodos obtenidos del primer modo de vibración mediante un análisis de traslación pura en ambas direcciones. Los periodos que se obtuvieron fueron 0.549 seg para la dirección en X y 0.402 seg para la dirección en Y, entonces para ambos al ser mayores a $T_p = 0.40$, se debe emplear la fórmula correspondiente de la amplificación sísmica. Los valores que se obtuvieron se muestran en la siguiente tabla:

Tabla 15. Parámetros nuevos para hallar la cortante estática en la base

Parámetros	Eje X	Eje Y
Factor de Zona (Z)	0.45	0.45
Parámetro de suelo (S)	1	1
Factor de Uso (U)	1	1
Factor de amplificación sísmica (C)	1.82	2.49
Coefficiente de Reducción (R0)	6	6
Irregularidad en planta (Ip)	1	1
Irregularidad en altura (Ia)	1	1
Peso sísmico (P)	4318.3 tonf	4318.3 tonf

Se utilizan los datos de la tabla 15 para hallar la cortante estática en la base para ambas direcciones, en este caso como el factor de amplificación sísmica es diferente para cada dirección,

la cortante basal resulta diferente para ambas direcciones. Se obtiene $V_x = 589.93$ tonf y $V_y = 805.65$ tonf como cortantes estáticas en la base de la edificación.

Se verifica que la relación C/R resulta 0.30 y 0.42 para el eje X y el eje Y respectivamente, ambos valores son mayores a 0.11, cumpliendo con el mínimo cortante de la norma E.030. Además, como el periodo en X es mayor a 0.5, el valor de k es $0.75 + 0.5 \cdot (0.549) = 1.0245$, pero para el periodo en Y menor a 0.5, el valor de k es 1.00 que sirve para hallar las fuerzas cortantes en cada piso. Para ello, se tiene la siguiente expresión:

$$F_i = \frac{P_i \cdot h_i^k}{\sum_{j=1}^n P_j \cdot h_j^k} \cdot V$$

La expresión anterior solo se usa para edificios regulares y no para edificaciones con irregularidades. Como el edificio analizado, se considera un edificio regular, se procede a emplear la fórmula anterior y se obtienen los resultados de las cortantes en cada piso para ambas direcciones como se muestran en la tabla 16 y 17.

Tabla 16. Para cada piso las fuerzas cortantes en dirección del eje X

Nivel	hi (m)	Pi (tonf)	Pi · hi (tonf.m)	Fi (tonf)
7	19.80	491.61	10472.57	121.39
6	17.00	633.51	11543.75	133.81
5	14.20	633.51	9600.00	111.28
4	11.40	633.51	7665.68	88.86
3	8.60	633.51	5743.09	66.57
2	5.80	633.51	3836.05	44.47
1	3.00	659.11	2031.29	23.55
Total	79.80	4318.26	50892.43	589.93

Tabla 17. Para cada piso las fuerzas cortantes en dirección del eje Y

Nivel	hi (m)	Pi (tonf)	Pi·hi (tonf.m)	Fi (tonf)
7	19.80	491.61	9733.86	163.99
6	17.00	633.51	10769.63	181.44
5	14.20	633.51	8995.81	151.55
4	11.40	633.51	7221.99	121.67
3	8.60	633.51	5448.17	91.79
2	5.80	633.51	3674.34	61.90
1	3.00	659.11	1977.34	33.31
Total	79.80	4318.26	47821.14	805.65

Se observa que, en ambas tablas, los valores de las fuerzas cortantes en cada piso van disminuyendo a medida que baja el nivel del piso, excepto para la azotea donde se tiene cargas aplicadas menores de sobrecarga.

3.6.2. Análisis dinámico

Existen dos tipos de análisis dinámico, el primero se refiere al análisis dinámico modal espectral y el segundo es el análisis tiempo-historia. Para el análisis del presente proyecto solo se desarrollará el primer análisis, modal espectral con tres grados de libertad por piso. Para ello, se tiene primero, al gráfico del factor de amplificación sísmico versus el periodo en segundos.

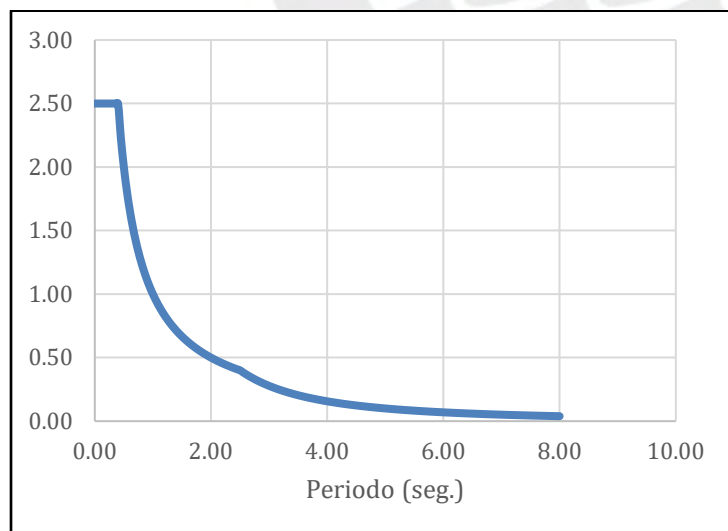


Figura 5. Gráfico del factor de amplificación sísmico (C)

El gráfico anterior se construyó con los valores obtenidos del $T_P = 0.40$ y $T_L = 2.50$, además se colocó en el ETABS® para definir la función del espectro de respuesta. Además, se puede aplicar la siguiente expresión para obtener el espectro de diseño.

$$S_a(g) = \frac{Z \cdot U \cdot C \cdot S}{R} \cdot g$$

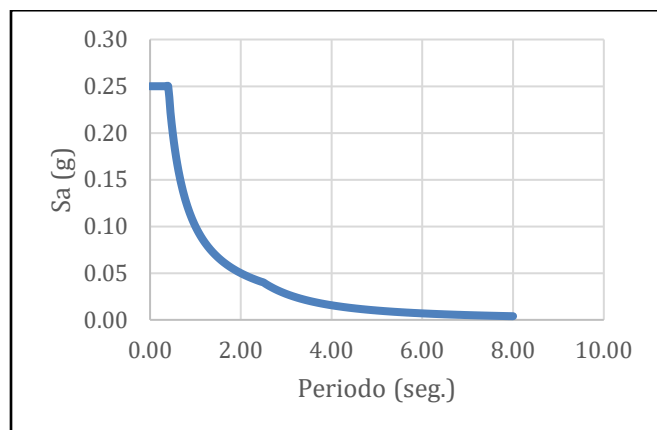


Figura 6. Espectro de diseño de la norma E.030 para el análisis dinámico modal espectral

Para el análisis sísmico en ETABS®, se consideró las dos direcciones SISXX y SISYY y para cada dirección una excentricidad accidental positiva y negativa. Una vez realizado el análisis sísmico, se obtuvieron los resultados del ETABS® de la cortante dinámica y anteriormente ya se obtuvieron los resultados de la cortante estática. Asimismo, se debe tener en cuenta que la norma E.030 señala que la fuerza cortante mínima para estructuras regulares no debe ser menor al 80% de la cortante estática y el cortante de diseño debe ser el mayor entre la cortante dinámica y el 80% de la cortante estática. Como resultó que el segundo es el cortante de diseño, se debe escalar la cortante dinámica para aplicar a las combinaciones de carga para poder realizar el diseño en concreto armado posteriormente. A continuación, se presentan los resultados de las cortantes en la siguiente tabla:

Tabla 18. Resultados de las cortantes en la base de la edificación

Excent.	SENTIDO	Vestático	Vdinámico	Vmin	80%Vestático	Vdiseño	Factor
MY+	SISXX	589.93	436.56	213.75	471.94	471.94	1.08

MY-	SISXX	589.93	408.01	213.75	471.94	471.94	1.16
MX+	SISYY	805.65	559.27	213.75	644.52	644.52	1.15
MX-	SISYY	805.65	557.36	213.75	644.52	644.52	1.16

Adicionalmente, se realiza un análisis por superposición modal en traslación pura en ambas direcciones. En el cual la cortante para la dirección en X resulta 462.14 tonf y para la dirección en Y resulta 606.85 tonf. A diferencia de la cortante dinámica, los valores de cortantes en la base del edificio son iguales para cada excentricidad accidental positiva o negativa para ambas direcciones. Además, se observa que los valores obtenidos mediante un análisis de traslación pura son mayores a los valores obtenidos de un análisis sísmico por superposición modal con 3 grados de libertad por piso, pero menores a los valores de cortantes estáticas e incluso menores a los valores de cortantes mínimas en la base de la edificación.

3.7. Control de desplazamientos laterales

La norma E.030, señala que los desplazamientos laterales máximos se multiplican por 0.75R para estructuras regulares y por 0.85R para irregulares, los cuales se extraen del modelo ETABS®. Como el presente proyecto, es una estructura regular, se multiplicó por el primer factor de 0.75R y se obtuvo las derivas para cada piso. A continuación, se muestran los resultados de desplazamientos por piso del edificio, para el análisis estático y dinámico en las dos direcciones y con las 2 excentricidades accidentales para ambas direcciones.

Tabla 19. Desplazamientos laterales para la dirección del eje X

Nivel	D. Elásticos (cm)		D. Inelásticos (cm)	
	MY-	MY+	MY-	MY+
7	1.83	1.75	8.24	7.88
6	1.57	1.50	7.05	6.75
5	1.28	1.23	5.78	5.54
4	0.98	0.94	4.43	4.25
3	0.68	0.65	3.07	2.94
2	0.40	0.38	1.79	1.72
1	0.16	0.15	0.71	0.68

Tabla 20. Desplazamientos laterales para la dirección del eje Y

Nivel	D. Elásticos (cm)		D. Inelásticos (cm)	
	MX-	MX+	MX-	MX+
7	1.32	1.32	5.95	5.94
6	1.11	1.10	4.98	4.97
5	0.88	0.88	3.97	3.96
4	0.66	0.66	2.97	2.96
3	0.44	0.44	2.00	2.00
2	0.26	0.25	1.15	1.14
1	0.10	0.10	0.46	0.46

Como se observa en las tablas anteriores, los desplazamientos inelásticos resultantes del eje X son mucho mayores que los correspondientes al eje Y. Como la estructura es simétrica respecto al eje Y, se obtuvieron desplazamientos menores comparados con los del eje X.

Además, se muestran los resultados de derivas máximas del edificio, para el análisis estático y dinámico en las dos direcciones y con las 2 excentricidades accidentales para ambas direcciones.

Tabla 21. Derivas para la dirección del eje X

Nivel	Deriva Elástica (x1000)		Deriva Inelástica (x1000)	
	MY-	MY+	MY-	MY+
7	0.95	0.90	4.28	4.07
6	1.03	0.98	4.62	4.39
5	1.08	1.03	4.85	4.64
4	1.08	1.04	4.88	4.67
3	1.02	0.98	4.58	4.40
2	0.86	0.82	3.86	3.71
1	0.41	0.39	1.83	1.75

Tabla 22. Derivas para la dirección del eje Y

Nivel	Deriva Elástica (x1000)		Deriva Inelástica (x1000)	
	MX-	MX+	MX-	MX+
7	0.78	0.78	3.50	3.50
6	0.80	0.80	3.60	3.60
5	0.80	0.80	3.61	3.61
4	0.77	0.77	3.45	3.45
3	0.68	0.68	3.07	3.07
2	0.54	0.54	2.44	2.44
1	0.26	0.26	1.18	1.18

Según la norma E.030 de diseño sismorresistente para estructuras de concreto armado la deriva máxima debe ser 0.007 o este valor por mil resulta 7. Se observa en la tabla anteriormente indicada, que las derivas máximas para cada dirección del sismo cumplen con la norma por ser menores a 7. Además, cabe resaltar que cuando se aplica el sismo en la dirección Y, los resultados para ambas excentricidades accidentales son parecidos debido a que la planta típica es simétrica respecto al eje Y. En cambio, los resultados para cuando se aplica un sismo en la dirección X, si tienen una diferencia porque la planta típica no es simétrica respecto al eje X. Adicionalmente, se obtuvieron los valores de desplazamientos y derivas por cada piso de acuerdo con el análisis traslacional puro en ambas direcciones.

Tabla 23. Desplazamientos laterales del análisis de traslación puro

Nivel	SISMO XX		SISMO YY	
	Elástico (cm)	Inelástico (cm)	Elástico (cm)	Inelástico (cm)
7	1.46	6.59	1.09	4.90
6	1.25	5.61	0.91	4.09
5	1.02	4.57	0.72	3.26
4	0.78	3.49	0.54	2.43
3	0.54	2.41	0.36	1.64
2	0.31	1.40	0.21	0.94
1	0.12	0.56	0.08	0.38

Tabla 24. Derivas del análisis de traslación puro

Nivel	SISMO XX		SISMO YY	
	Elástico (x1000)	Inelástico (x1000)	Elástico (x1000)	Inelástico (x1000)
7	0.78	3.52	0.64	2.89
6	0.83	3.75	0.66	2.97
5	0.87	3.91	0.66	2.97
4	0.86	3.88	0.63	2.84
3	0.80	3.60	0.56	2.53
2	0.67	3.00	0.44	2.00
1	0.32	1.43	0.21	0.96

Como se observa en las dos anteriores tablas, los valores de desplazamiento y deriva para cada piso, solo se colocaron para un valor de excentricidad accidental debido a que los valores resultantes para ambas excentricidades eran muy parecidos. Además, los valores obtenidos de

desplazamiento y derivas para el análisis modal en traslación pura para ambas direcciones son mucho menores a los obtenidos para los dos análisis antes mencionados de superposición modal con tres grados de libertad por piso y el análisis estático.

3.8. Separación entre edificios

La norma E.030 indica los valores mínimos de separación de una edificación con otras edificaciones continuas para evitar su contacto en el momento que se produce un sismo. Este valor de separación se denomina junta sísmica (S) y se calcula siguiendo dos reglas.

La primera regla sirve para cuando ya existen las dos edificaciones y consiste en las siguientes dos expresiones:

$$S \geq \frac{2}{3} \cdot (\Delta 1 + \Delta 2)$$

$$S \geq 0.006h \geq 3cm$$

Siendo h la altura total del edificio 1, $\Delta 1$ desplazamiento del último piso del edificio 1 y $\Delta 2$ desplazamiento del último piso del edificio 2.

La segunda regla sirve para edificaciones que no tienen un edificio vecino todavía y consiste en las siguientes dos expresiones:

$$SL1 \geq \frac{2}{3} \cdot \Delta 1$$

$$SL1 \geq \frac{S}{2}$$

Para el presente proyecto, la altura total del edificio es de 19.80 m. Con este valor se reemplaza en la siguiente expresión de la primera regla y se obtiene:

$$S \geq 0.006h = 0.006 \cdot 19.8 = 0.119m \geq 0.03m$$

Como el valor obtenido es mayor a 3 cm, se cumple con la norma. Sin embargo, para el caso del proyecto, se tiene un edificio que no presenta una edificación contigua, por lo tanto, se deben

desarrollar las dos expresiones de la segunda regla. Entonces, para el caso de solo la separación del edificio analizado (S_{L1}), este debe ser mayor a los dos tercios del mayor desplazamiento de su último piso (8.24 cm) que resulta 5.5 cm y mayor igual a la mitad de la junta sísmica que resulta un valor de 5.95 cm. Por lo tanto, la junta sísmica para el edificio analizado es 6 cm que cumple con las dos condiciones anteriores.

3.9. Verificación del sistema estructural

Verificación del valor asumido del sistema estructural muros ($R_0 = 6.00$): Para el análisis sísmico, se asumió que la estructura de concreto armado del edificio era de muros en las direcciones de los ejes X e Y. El sistema de muros estructurales, según la Norma Técnica E.030 del RNE, consiste en que los muros predominan la resistencia sísmica, es decir, los muros toman al menos el 70% de la fuerza cortante en la base.

Tabla 25. Distribución de fuerzas en muros y columnas – Análisis dinámico (3 GDL)

Dirección	Sismo en X		Sismo en Y	
	SISXXMY+	SISXXMY-	SISYYMX+	SISYYMX-
Fuerza cortante en muros (tonf)	425	397	553	550
Fuerza cortante en columnas (tonf)	12	11	8	8
Fuerza cortante basal (tonf)	437	408	561	558
% V muros	97%	97%	99%	99%
% V columnas	3%	3%	1%	1%
Condición	Cumple R=6		Cumple R=6	

Se observa en la tabla que la fuerza cortante dinámica que toman los muros, en ambas direcciones del sismo, es mayor que el 70% de la fuerza cortante dinámica en la base. Por consiguiente, se comprueba que es un sistema de muros estructurales. Por lo que el $R = 6$ asumido para edificios de muros estructurales, es correcto.

3.10. Verificación de irregularidades

Verificación de irregularidad torsional: Para el análisis sísmico, se asumió que no existe una irregularidad torsional en la planta. Por lo que, se verificará esta asunción en las tablas 26 y 27.

Tabla 26. Análisis dinámico (3GDL) de condiciones de irregularidad en dirección X-X

Giro X-X	Excentricidad	Desp. Rel. Máximo (Δ_{max})	Desp. Rel. Promedio (Δ_{prom})	$\Delta_{max} / \Delta_{prom}$	50% \times 0.007	Δ_{max} / h	$i(\Delta_{max} / h) > 0.0035?$
Story7	DERXXMY+	0.0114	0.0099	1.16	0.0035	0.0041	Si
Story7	DERXXMY-	0.0120	0.0096	1.25	0.0035	0.0043	Si
Story6	DERXXMY+	0.0123	0.0106	1.16	0.0035	0.0044	Si
Story6	DERXXMY-	0.0129	0.0103	1.25	0.0035	0.0046	Si
Story5	DERXXMY+	0.0130	0.0112	1.16	0.0035	0.0046	Si
Story5	DERXXMY-	0.0136	0.0109	1.25	0.0035	0.0049	Si
Story4	DERXXMY+	0.0131	0.0113	1.16	0.0035	0.0047	Si
Story4	DERXXMY-	0.0137	0.0109	1.25	0.0035	0.0049	Si
Story3	DERXXMY+	0.0123	0.0106	1.16	0.0035	0.0044	Si
Story3	DERXXMY-	0.0128	0.0103	1.25	0.0035	0.0046	Si
Story2	DERXXMY+	0.0104	0.0089	1.16	0.0035	0.0037	Si
Story2	DERXXMY-	0.0108	0.0087	1.24	0.0035	0.0039	Si
Story1	DERXXMY+	0.0068	0.0059	1.16	0.0035	0.0020	No
Story1	DERXXMY-	0.0071	0.0057	1.24	0.0035	0.0020	No

Tabla 27. Análisis dinámico (3GDL) de condiciones de irregularidad en dirección Y-Y

Giro Y-Y	Excentricidad	Desp. Rel. Máximo (Δ_{max})	Desp. Rel. Promedio (Δ_{prom})	$\Delta_{max} / \Delta_{prom}$	50% \times 0.007	$(\Delta_{max}) / h$	$i(\Delta_{max}) / h > 0.0035?$
Story7	DERYYMX+	0.0098	0.0079	1.23	0.0035	0.0033	No
Story7	DERYYMX-	0.0098	0.0079	1.24	0.0035	0.0033	No
Story6	DERYYMX+	0.0101	0.0082	1.23	0.0035	0.0034	No
Story6	DERYYMX-	0.0101	0.0081	1.24	0.0035	0.0034	No
Story5	DERYYMX+	0.0101	0.0082	1.24	0.0035	0.0034	No
Story5	DERYYMX-	0.0101	0.0081	1.24	0.0035	0.0034	No
Story4	DERYYMX+	0.0096	0.0078	1.24	0.0035	0.0032	No
Story4	DERYYMX-	0.0096	0.0078	1.24	0.0035	0.0032	No
Story3	DERYYMX+	0.0086	0.0069	1.24	0.0035	0.0029	No
Story3	DERYYMX-	0.0086	0.0069	1.24	0.0035	0.0029	No
Story2	DERYYMX+	0.0068	0.0055	1.25	0.0035	0.0023	No
Story2	DERYYMX-	0.0068	0.0055	1.25	0.0035	0.0023	No
Story1	DERYYMX+	0.0046	0.0037	1.26	0.0035	0.0015	No
Story1	DERYYMX-	0.0046	0.0037	1.26	0.0035	0.0015	No

Se observa que el índice de torsión en todos los niveles es menor a 1.3 en ambas direcciones. Asimismo, se observa que el máximo desplazamiento relativo de entrepiso es mayor que 0.0035 desde el segundo al séptimo nivel en la dirección X, y que es menor que 0.0035 en la dirección Y. Por lo tanto, no existirá irregularidad torsional en ambas direcciones, se comprueba que el edificio no presenta irregularidad torsional y se cumple con lo asumido para el análisis sísmico.

Verificación de irregularidad de masa o peso: Para el análisis sísmico se asumió que no existe irregularidad de masa o peso. Por consiguiente, se verificará esta asunción en la tabla 28.

Tabla 28. Análisis dinámico (3GDL) de condiciones de irregularidad de masa

	Masa (tonf-s ² /m)	P. Sis. piso n/P. sis. piso n+1	P. Sis. piso n+1/P. Sis. piso n
Piso 7	50.11	-	0.78
Piso 6	64.58	1.29	1.00
Piso 5	64.58	1.00	1.00
Piso 4	64.58	1.00	1.00
Piso 3	64.58	1.00	1.00
Piso 2	64.58	1.00	0.96
Piso 1	67.19	1.04	-

Se observa que, no existe irregularidad de masa, ya que la relación entre el peso de un piso y el peso del piso adyacente es menor a 1.5. Esto se cumple tanto para el caso en que el peso sísmico del piso n dividido por el peso sísmico del piso n+1, como también para el caso n, que el peso sísmico del piso n+1 está dividido por el peso sísmico del piso n. Por lo tanto, se comprueba que el edificio no presenta irregularidad de masa y se cumple con lo asumido para el análisis sísmico. Este criterio no considera la azotea.

Verificación de irregularidad de piso blando: La irregularidad de piso blando se da cuando existen los siguientes criterios:

Primer criterio: Rigidez respecto al piso inmediato superior:

$$\frac{K_{ent i}}{K_{ent i + 1}} < 70\%$$

Segundo criterio: Rigidez respecto al promedio de los 3 pisos inmediatamente superiores:

$$\frac{K_{ent i}}{(K_{ent i}) + (K_{ent i + 1}) + (K_{ent i + 2})} < 80\%$$

Se verifican en las siguientes tablas los dos criterios para que exista irregularidad de piso blando.

Tabla 29. Resultado de los dos criterios de piso blando para el eje X con excentricidad Y negativo

Dirección X-X (MY-)	Rigidez (tonf/mm)	Kent i/Kent(i+1)	Kent i/Promedio[(Kent i)+(Kent i+1)+(Kent i+2)]	¿(Kent i>70%K(i+1)?	¿[(Kent i>80%Promedio[(Kent i)+(Kent i+1)+(Kent i+2)]]?
Piso 7	50	-	-	-	-
Piso 6	85	1.72	-	Cumple	-
Piso 5	108	1.27	-	Cumple	-
Piso 4	129	1.19	1.59	Cumple	Cumple

Piso 3	156	1.21	1.45	Cumple	Cumple
Piso 2	202	1.29	1.54	Cumple	Cumple
Piso 1	320	1.59	1.97	Cumple	Cumple

Comentario: La estructura no presenta piso blando en ninguno de sus niveles

Tabla 30. Resultado de los dos criterios de piso blando para el eje X con excentricidad Y positivo

Dirección X-X (MY+)	Rigidez (tonf/mm)	Kent i/Kent(i+1)	Kent i/Promedio[(Kent i)+(Kent i+1)+(Kent i+2)]	ζ (Kent i>70%K(i+1)?	ζ [Kent i>80%Promedio[(Kent i)+(Kent i+1)+(Kent i+2)]]?
Piso 7	51	-	-	-	-
Piso 6	88	1.73	-	Cumple	-
Piso 5	113	1.28	-	Cumple	-
Piso 4	134	1.19	1.60	Cumple	Cumple
Piso 3	162	1.21	1.45	Cumple	Cumple
Piso 2	210	1.29	1.54	Cumple	Cumple
Piso 1	332	1.58	1.97	Cumple	Cumple

Comentario: La estructura no presenta piso blando en ninguno de sus niveles

Tabla 31. Resultado de los dos criterios de piso blando para el eje Y con excentricidad X negativo

Dirección Y-Y (MX-)	Rigidez (tonf/mm)	Kent i/Kent(i+1)	Kent i/Promedio[(Kent i)+(Kent i+1)+(Kent i+2)]	ζ (Kent i>70%K(i+1)?	ζ [Kent i>80%Promedio[(Kent i)+(Kent i+1)+(Kent i+2)]]?
Piso 7	79	-	-	-	-
Piso 6	149	1.88	-	Cumple	-
Piso 5	203	1.36	-	Cumple	-
Piso 4	256	1.26	1.78	Cumple	Cumple
Piso 3	324	1.27	1.60	Cumple	Cumple
Piso 2	441	1.36	1.69	Cumple	Cumple
Piso 1	684	1.55	2.01	Cumple	Cumple

Comentario: La estructura no presenta piso blando en ninguno de sus niveles

Tabla 32. Resultado de los dos criterios de piso blando para el eje Y con excentricidad X positivo

Dirección Y-Y (MX+)	Rigidez (tonf/mm)	Kent i/Kent(i+1)	Kent i/Promedio[(Kent i)+(Kent i+1)+(Kent i+2)]	ζ (Kent i>70%K(i+1)?	ζ [Kent i>80%Promedio[(Kent i)+(Kent i+1)+(Kent i+2)]]?
Piso 7	79	-	-	-	-
Piso 6	149	1.88	-	Cumple	-
Piso 5	203	1.36	-	Cumple	-
Piso 4	256	1.26	1.78	Cumple	Cumple
Piso 3	325	1.27	1.60	Cumple	Cumple
Piso 2	442	1.36	1.69	Cumple	Cumple
Piso 1	685	1.55	2.01	Cumple	Cumple

Comentario: La estructura no presenta piso blando en ninguno de sus niveles

Se observa que, en las tablas mencionadas anteriormente, para el primer criterio de rigidez respecto al piso inmediato superior, los resultados obtenidos son mayores a 0.7. Asimismo, para el segundo criterio de rigidez respecto al promedio de los 3 pisos inmediatamente superiores, los resultados obtenidos son mayores a 0.8. Por lo tanto, en ambos casos se cumple que no existen irregularidades por piso blando en cada sentido X e Y con sus respectivas excentricidades en cada

sentido. Por consiguiente, se comprueba que el edificio no presenta irregularidad de rigidez o piso blando y se cumple con lo asumido para el análisis sísmico.

4. DISEÑO DE LOSAS ALIGERADAS Y MACIZAS

Las losas trabajan a flexión y corte; por ello, en cada sección se debe cumplir que las sollicitaciones últimas de momento (M_u) y cortante (V_u) deben ser menores a sus resistencias nominales (ϕM_n y ϕV_n) correspondientes aplicadas con un factor de reducción correspondiente.

4.1. Diseño de losas aligeradas

Para este tipo de losa aligerada se usarán viguetas de 10 cm de ancho y ladrillos de 30 cm, los más usados. El peralte elegido fue de 20 cm para todos los paños de losa aligerada. Con respecto al acero mínimo, se tiene la siguiente tabla resumen en la cual se especifica dichas condiciones para un $f'_c = 280 \text{ kgf/cm}^2$.

Tabla 33. Propiedades de vigueta típica del aligerado

Criterio	Descripción
Peralte efectivo (d)	17 cm
Artículo 10.5.2 (Norma E.060) A_{smin+}	0.47 cm^2
Artículo 10.3.4 (Norma E.060) A_{smax+}	9.99 cm^2
Artículo 10.5.1 (Norma E.060) A_{smin-}	1.16 cm^2
Artículo 10.3.4 (Norma E.060) A_{smax-}	3.61 cm^2
Ancho tributario	40 cm

También se debe tener en cuenta que se diseña por fuerza cortante para que solo la resista el concreto y no se coloquen estribos. Para aligerados se amplifica la resistencia a cortante de 10%. En caso de que no se cumpla que V_u sea menor a ϕV_c , se puede utilizar ensanches alternados. Como ejemplo se tomará un tramo de la planta típica, el cual corresponde a los paños entre los ejes verticales 1-2 con los ejes horizontales E-D-C-B-A, para un piso típico.

Método de análisis: Se realizó un modelo en el programa ETABS® de los 4 tramos considerados cada uno con su respectivo apoyo, lo cual permite obtener con precisión los

momentos y fuerzas cortantes a lo largo de la vigueta. Con respecto a la consideración de los apoyos, se tuvo en cuenta un empotramiento cuando se tienen una losa maciza continua y como apoyo simple cuando está sobre vigas. Además, para el caso de tener una placa en cierta parte de la viga, se colocará apoyo simple debido a que es más crítico para colocar el acero positivo en la vigueta. Por último, para la idealización se consideró de eje a eje de las vigas, pero los momentos y cortantes se obtienen a las caras de las vigas.

Para la colocación de las cargas se consideró lo siguiente, el aligerado seleccionado presenta un tabique perpendicular a su dirección y por tanto hay carga puntual sobre la vigueta. Además, hay un tabique en su misma dirección, el cual se coloca sobre una viga chata, la cual su diseño se realizará más adelante. El metrado correspondiente es el siguiente:

Peso propio de 300 kgf/m^2 (Norma E.020)

Peso piso terminado (5 cm) de 100 kgf/cm^2

Sobrecarga para viviendas en piso típico 200 kgf/m^2 , para pasadizos 400 kgf/m^2 y en la azotea de 100 kgf/m^2

Carga Muerta:

$$\text{Peso Propio} = 0.40 \cdot 300 = 120 \text{ kgf/m} = 0.12 \text{ tonf/m}$$

$$\text{Piso Terminado} = 0.40 \cdot 100 = 40 \text{ kgf/m} = 0.04 \text{ tonf/m}$$

$$\text{Carga Muerta total} = 0.12 + 0.04 = 0.16 \text{ tonf/m}$$

$$\text{Tabique} = 2.60 \cdot 0.15 \cdot 1.4 = 0.546 \cdot 0.4 = 0.218 \text{ tonf (Ubicado en el tramo B-A)}$$

Carga Viva:

$$\text{Sobrecarga} = 0.40 \cdot 200 = 80 \text{ kgf/m} = 0.08 \text{ tonf/m}$$

Combinación de Carga Última:

$$\text{Carga Última} = 1.4 \cdot \text{CM} + 1.7 \cdot \text{CV} = 1.4 \cdot 0.16 + 1.7 \cdot 0.08 = 0.36 \text{ tonf/m}$$

A continuación, se presenta el modelo y los diagramas obtenidos al aplicar las cargas antes mencionadas:

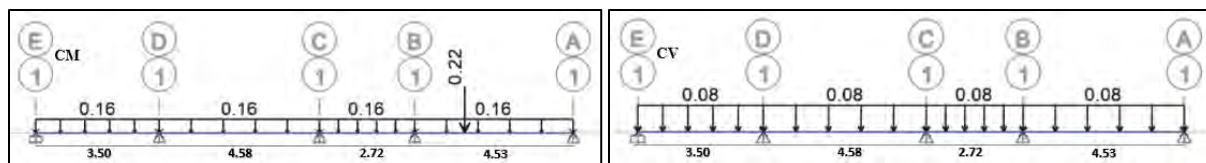


Figura 7. Idealización de la vigueta aplicada solo carga muerta (tonf/m) y solo carga viva (tonf/m).

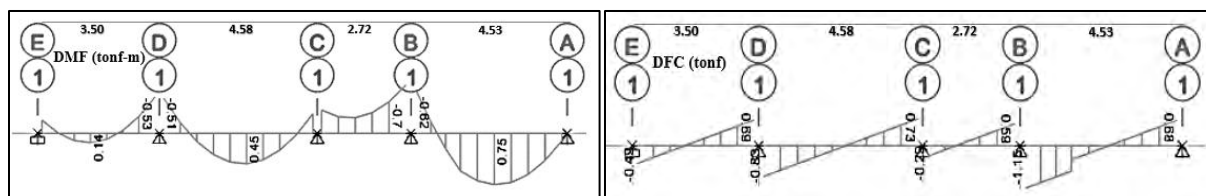


Figura 8. Diagrama de momento flector resultante (tonf-m) y fuerza cortante de la vigueta (tonf).

4.1.1. Diseño por flexión

Se analizó las secciones críticas por flexión con un peralte efectivo de 17cm y un $f'c = 280$ kgf/cm²

Primero se calcula el valor de a , con la siguiente expresión:

$$a = d - \sqrt{d^2 - \frac{2 * Mu}{\emptyset * 0.85 * f'c * b}}$$

Una vez obtenido dicho valor, se procede a hallar el A_s calculado con la siguiente expresión:

$$A_s = \frac{Mu}{\emptyset * f_y * (d - 0.5 * a)}$$

Se repite el mismo procedimiento para los 5 apoyos, como ejemplo se realizó los cálculos para el apoyo del eje E.

Momento negativo a la cara del primer apoyo (empotrado):

Reemplazando en la expresión anterior, con los siguientes valores:

$Mu \text{ der.} = 0.19 \text{ tonf-m}$ $b = 10 \text{ cm}$

$$a = 17 - \sqrt{17^2 - \frac{2 \cdot 0.19 \cdot 10^5}{0.9 \cdot 0.85 \cdot 280 \cdot 10}}$$

Se obtiene $a = 0.53$ cm, con el cual se puede calcular el área de acero requerido.

$$A_s = \frac{0.19 \cdot 10^5}{0.9 \cdot 4200 \cdot (17 - 0.5 \cdot 0.53)}$$

Se obtiene $A_s \text{ req.} = 0.30 \text{ cm}^2$ y el acero a colocar es $A_s \text{ colocado} = 1.29 \text{ cm}^2$ (1Ø1/2”).

También se cumple que el valor colocado de acero 1.29 cm^2 es mayor al mínimo negativo de 1.16 cm^2 .

Es importante señalar que el acero mínimo negativo ($A_{s \text{ min-}} = 1.16 \text{ cm}^2$) calculado según la norma E.060 puede resultar excesivo, por lo cual es recomendable colocar como mínimo 1.3 del área de acero requerido que resulta del cálculo (Ottazzi, 2016). Lo anterior se puede aplicar para los apoyos 3 y 5, donde el A_s requerido resulta 0.54 tonf-m y 0.17 tonf-m respectivamente, los cuales multiplicados resultan 0.71 tonf-m y 0.22 tonf-m de área de acero requerido. Por lo tanto, si es posible colocar un fierro de Ø3/8” para dichos apoyos.

Se repite el mismo procedimiento para los 4 tramos, como ejemplo se realizó los cálculos para el tramo ubicado en los ejes E-D.

Momento positivo en el tramo E-D:

Reemplazando en la expresión anterior, con los siguientes valores:

$$M_u = 0.14 \text{ tonf-m} \quad b = 40 \text{ cm}$$

$$a = 17 - \sqrt{17^2 - \frac{2 \cdot 0.14 \cdot 10^5}{0.9 \cdot 0.85 \cdot 280 \cdot 40}}$$

Se obtiene $a = 0.10$ cm, con el cual se puede calcular el área de acero requerido.

$$A_s = \frac{0.14 \cdot 10^5}{0.9 \cdot 4200 \cdot (17 - 0.5 \cdot 0.10)}$$

Se obtiene $A_s \text{ req.} = 0.22 \text{ cm}^2$ y el acero a colocar es $A_s \text{ colocado} = 0.71 \text{ cm}^2$ (1Ø3/8”).

También se cumple que el valor colocado de acero 0.71 cm^2 es mayor al mínimo positivo de 0.47 cm^2 . Después de haber obtenido los fierros por flexión, se define los que se colocarán para el armado de la losa aligerada (A1), los cuales se muestran en la siguiente tabla:

Tabla 34. Resultados de los fierros para el armado de la losa aligerada

	Sección	Mu (ton-m)	As req. (cm ²)	As coloc (cm ²)	Barras de acero
TRAMO E-D	-	0.190	0.30	1.29	Φ1/2"
	+	0.140	0.22	0.71	Φ3/8"
	-	0.530	0.86	1.29	Φ1/2"
TRAMO D-C	-	0.510	0.83	1.29	Φ1/2"
	+	0.450	0.71	0.71	Φ3/8"
	-	0.280	0.45	0.71	Φ3/8"
TRAMO C-B	-	0.340	0.54	0.71	Φ3/8"
	+	-0.230	-0.36	0.71	Φ3/8"
	-	0.700	1.16	1.29	Φ1/2"
TRAMO B-A	-	0.620	1.02	1.29	Φ1/2"
	+	0.750	1.19	1.42	Φ3/8"+Φ3/8"
	-	0.110	0.17	0.71	Φ3/8"

4.1.2. Diseño por corte

Se utilizaron las siguientes expresiones:

$$V_c = 1.1 \cdot 0.53 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b \cdot d$$

Se analizó las secciones críticas por corte utilizando un peralte efectivo de 0.17m y $f'_c = 280 \text{ kgf/cm}^2$.

Reemplazando en la expresión anterior:

$$V_c = 1.1 \cdot 0.53 \cdot \sqrt{280} \cdot 10 \cdot 17 = 1.658 \text{ tonf}$$

$$\emptyset V_c = 0.85 \cdot 1.658 = 1.41 \text{ tonf}$$

El aporte del concreto (ϕV_c) equivale a 1.41 tonf. Se verifica el tramo más crítico con cortantes más altas, según la figura 8 corresponde al tramo 4.

Cortante a “d” de la cara, Tramo 4 izquierda:

$$V_u = 1.09 \text{ tonf (combinación 1.4CM + 1.7CV)}$$

Como $V_u < \phi V_c$, la sección es correcta.

Cortante a “d” de la cara, Tramo 4 derecha:

$$V_u = 0.62 \text{ ton (combinación 1.4CM + 1.7CV)}$$

Como $V_u < \phi V_c$, la sección es correcta.

Por lo tanto, no es necesario el ensanche por cortante para el aligerado (A1) analizado.

4.1.3. Cálculo de deflexiones

Considerando que el peralte de la losa es de 0.20 m, el cálculo de deflexión en la mayoría de los tramos es necesario debido a que según la norma E.060 la luz máxima para no revisar deflexiones para condiciones simplemente apoyado es de 3.20 m. Por ello, se analiza el tramo más crítico de 4.23 m debido al tabique que carga. A continuación, se presenta el valor obtenido de deflexión del ETABS® para el tramo B-A.

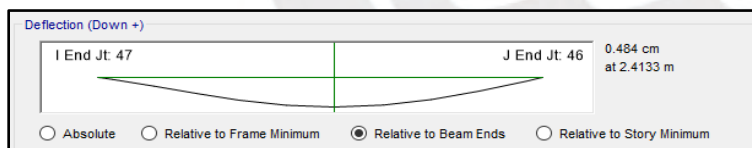


Figura 9. Deflexión del tramo 3 más crítico

La deflexión resulta 4.84 mm, este valor es mucho menor al límite máximo según la norma E.060 para pisos o techos que soporten elementos no estructurales susceptibles de fallar debido a deflexiones grandes cuyo valor máximo resulta de la longitud libre de 4.23 m entre 480 obteniendo 8.81 mm. Por lo tanto, se observa que la losa no fallaría debido a las deflexiones.

4.1.4. Control de fisuración

Según la norma E.060, el refuerzo de tracción por flexión deberá distribuirse adecuadamente en zonas de tracción del elemento para controlar el ancho de las grietas por flexión. Los valores por obtener deben estar bajo cargas de servicio. Para que se controle adecuadamente el parámetro Z debe ser menor o igual a 26 KN/mm. El valor de Z se calcula con la siguiente expresión:

$$Z = f_s \cdot \sqrt[3]{d_c \cdot A_{ct}}$$

Se sabe que f_s es el esfuerzo en el acero en MPa, que se estima con la siguiente expresión:

$$f_s = \frac{M_s}{(0.9 \cdot d \cdot A_s)}$$

El M_s representa al mayor momento positivo bajo cargas de servicio que resulta para el tramo más cargado del aligerado analizado (A1), el cual corresponde al tramo B-A con un valor de 0.51 tonf.m. El valor de d corresponde al peralte efectivo de 170 mm y A_s corresponde al área de acero colocado 142 mm². Reemplazando dichos valores en la expresión anterior se obtiene:

$$f_s = \frac{0.51 \cdot (9806.65N) \cdot (1000mm)}{(0.9 \cdot 170 \cdot 142)}$$

El valor de f_s resulta 230.2 MPa, d_c es el espesor del recubrimiento y A_{ct} es el área efectiva de concreto en tracción. Este último valor se obtiene de multiplicar $2 \cdot (b = 100mm) \cdot (y_s = 30mm)$, el cual resulta 6000 mm². Por último, se halla el valor del parámetro Z reemplazando todos los valores obtenidos.

$$Z = 230.2 \cdot \sqrt[3]{30 \cdot 6000}$$

El valor de Z resulta 12997.6 N/mm o 13 KN/mm, entonces como el valor resultante es menor a 26 KN/mm se cumple que se controla las fisuraciones.

4.1.5. Armado de la losa aligerada

Se colocó en los apoyos de los ejes E, D y B fierros de 1Ø1/2” y en los ejes C y A fierros de 1Ø3/8”. Además, para los centros de todos los tramos se colocó fierros de 1Ø3/8” que es igual a 0.71cm² y cumple al ser mayor al mínimo permitido por la norma de 0.47cm², pero para el tramo B-A se colocó un bastón adicional de 1Ø3/8”.

Con respecto al corte de fierro, se realizó considerando que el corte se haga más allá del punto teórico de corte (más el peralte efectivo), donde ya no se necesite parte del acero en flexión. Para ello, se tuvo que sacar los valores de ϕM_n y ubicarlo en la longitud del aligerado con respecto al diagrama de momento flector para sumarle el peralte efectivo. Como ejemplo se tomó el tramo B-A del aligerado.

Como se tiene el fierro corrido de 1Ø3/8” para el acero positivo, se calcula primero el a y luego el ϕM_n .

$$0.85 \cdot 280 \cdot 40 \cdot a = 4200 \cdot 0.71$$

El valor resultante de a es 0.31 cm, el cual se utiliza en la siguiente expresión para hallar el momento resistente (ϕM_n).

$$\phi M_n = 0.9 \cdot 0.85 \cdot 280 \cdot 40 \cdot 0.31 \cdot \left(17 - \frac{0.31}{2}\right)$$

El valor resultante de ϕM_n corresponde a 44741.67 kgf-cm o 0.45 tonf-m, el cual se compara con los valores de la envolvente del diagrama de momento flector de la siguiente figura y se obtiene la distancia a la que se encuentra el punto de corte teórico.



Figura 10. Ubicación del punto de corte teórico

La distancia obtenida es de 1.12 m del gráfico. A la cual se le deben hacer los siguientes cambios de quitarle la mitad de la viga y el peralte efectivo.

$1.12 - 0.15 - 0.17 = 0.80$ m es la distancia de la cara de la viga hasta el bastón a colocar.

Se realiza el mismo procedimiento para el corte de fierro en la mayoría de los fierros colocados en las losas aligeradas.

Además, se debe considerar el acero de temperatura que va en dirección perpendicular a los fierros hallados. El acero de temperatura a considerar es de $\varnothing 1/4" @ .25$ m, cuya área colocada equivale a 1.28 cm^2 mayor al valor del acero mínimo. Finalmente, el armado del fierro del tramo elegido de losa aligerada se encuentra ubicado en el plano de encofrado de techo de piso típico E-04, y se muestra en la siguiente imagen:

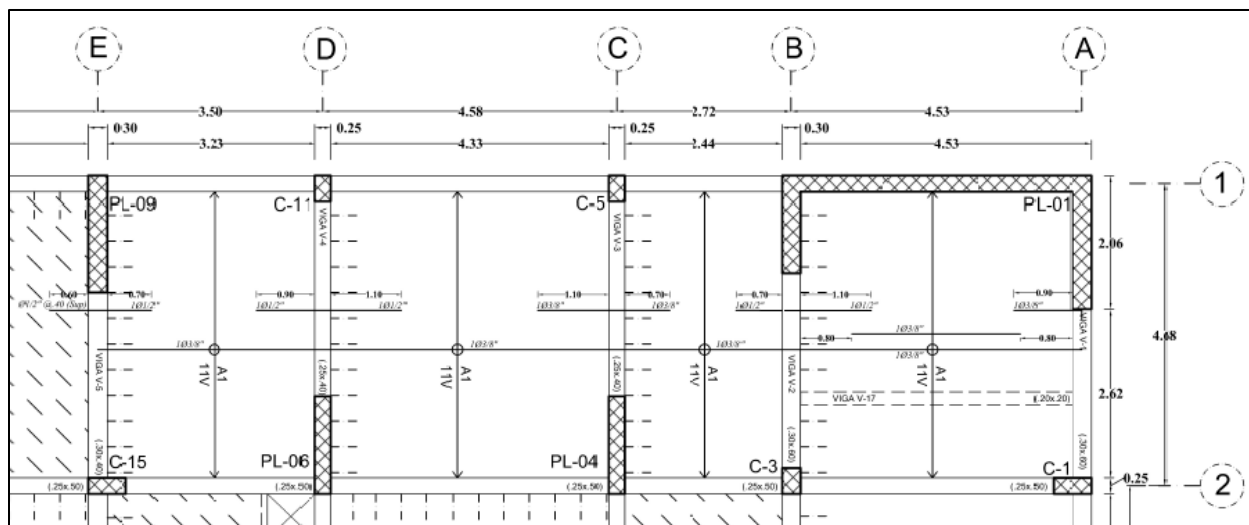


Figura 11. Armado de losa aligerada (A1)

4.2. Diseño de losas macizas

Para este tipo de losas se tienen varios métodos de diseño, según la E.060 especifica el método de coeficientes y método directo para una losa en dos direcciones. Se usará el programa ETABS® para realizar un análisis de elementos finitos, el cual es más completo y preciso para el análisis de losas macizas y para posteriormente realizar su diseño. Además, se debe tener en cuenta que, según el plano de estructuración, se debe considerar losa maciza en los baños, los cuales en su relación de dimensiones es mayor a 2, por lo cual las losas macizas se comportarán posiblemente en una dirección y además existen 2 losas macizas correspondientes a los pasadizos que conecta el ascensor con la escalera que se comportan en dos direcciones porque la relación entre sus lados es menor a 2. Para ambos casos, se analiza de la misma forma con el programa ETABS® para obtener sus momentos resistentes en sus 4 lados. A continuación, se muestra la losa maciza a diseñar que corresponde a los baños entre los ejes horizontales F-E con los ejes verticales 1-2 del piso típico.

Método de análisis: Se modela la losa lo más próxima a sus dimensiones reales, se definen las condiciones de apoyo y se aplican las cargas siguientes a dicho modelo. Para la colocación de las cargas se tomó en cuenta lo siguiente:

Peso propio de losa maciza es de 2400 kgf/m^3 (Norma E.020)

Peso piso terminado de 5 cm es de 100 kgf/m^2

Sobrecarga para viviendas en piso típico 200 kgf/m^2 , para pasadizos 400 kgf/m^2 (mayor al mínimo de 200 kgf/m^2) y en la azotea de 100 kgf/m^2 .

Carga Muerta:

$$\text{Peso Propio} = 2400 \cdot 0.20 = 480 \text{ kgf/m}^2 = 0.48 \text{ tonf/m}^2$$

$$\text{Piso Terminado} = 100 \text{ kgf/m}^2 = 0.10 \text{ tonf/m}^2$$

$$\text{Carga Muerta total} = 0.58 \text{ tonf/m}^2$$

$$\text{Tabique} = 2.60 \cdot 0.15 \cdot 1.4 = 0.546 \text{ tonf/m}$$

Carga Viva:

$$\text{Sobrecarga} = 200 \text{ kgf/m}^2 = 0.20 \text{ tonf/m}^2$$

Combinación de Carga:

$$\text{Carga Última} = 1.4 \cdot \text{CM} + 1.7 \cdot \text{CV} = 1.4 \cdot 0.58 + 1.7 \cdot 0.2 = 1.152 \text{ tonf/m}^2$$

$$\text{Carga Última Tabique} = 1.4 \cdot \text{CM} = 1.4 \cdot 0.546 = 0.764 \text{ tonf/m}$$

A continuación, se presenta el modelo idealizado con las cargas aplicadas de carga muerta y viva, además de considerar la carga del tabique. Las cargas se hallaron anteriormente.

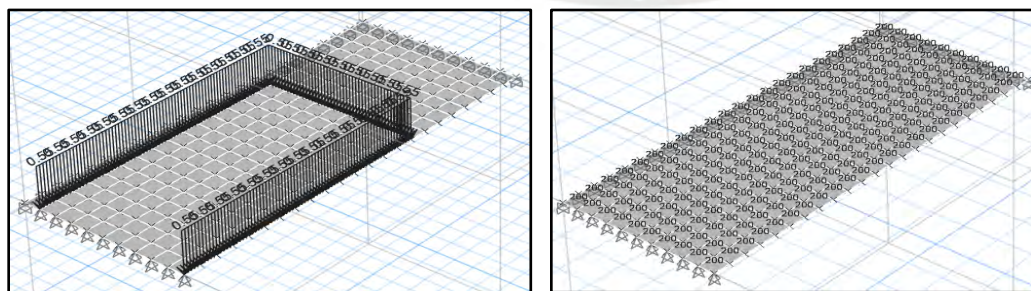


Figura 12. Modelo de la losa maciza con carga muerta (tonf/m^2) aplicada y carga viva (tonf/m^2).

Como se observan en las figuras anteriores obtenidas del programa ETABS®, a partir de las cuales se obtuvieron los diagramas de fuerza cortante y momento flector en ambas direcciones. Para ello, se dividió cada losa en piezas de aproximadamente 20 cm. Luego se asignó las restricciones en el contorno de la losa maciza, considerando si el aligerado es continuo con su lado como empotrado, lado de la viga chata como libre y lado con solo viga como apoyado. A continuación, se tiene los resultados de los diagramas en las siguientes figuras.

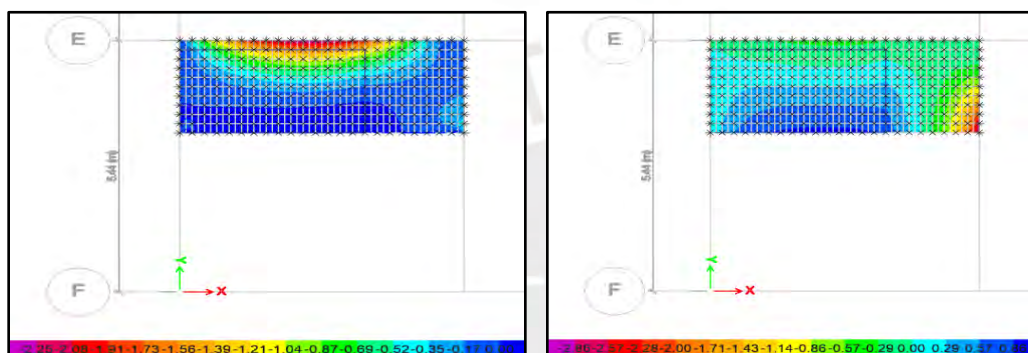


Figura 13. Distribución de momentos (tonf.m) en la dirección Y y en la dirección X.

4.2.1. Diseño por flexión

Se debe considerar para el diseño de la losa maciza, el acero de temperatura o acero mínimo, que corresponde a una cuantía mínima de 0.0018. A partir de estas se halla el área del acero mínimo a colocar tanto en la parte superior e inferior de la losa maciza como mallas.

$$A_s \text{ mínimo} = 0.0018 \cdot b \cdot h = 0.0018 \cdot 100 \cdot 20 = 3.6 \text{ cm}^2$$

El acero mínimo calculado se debe distribuir en inferior y superior con una cuantía mínima de 0.0012 y 0.0006 respectivamente. El acero mínimo en la parte inferior es debido a la zona de tracción en la cual la cuantía mínima debe ser de 0.0012 y en la parte superior debe sobrepasar el valor 0.0006. Por lo tanto, se consideró colocar una malla en dos direcciones según los siguientes cálculos.

$$\text{As Malla Inferior} = 0.0012 \cdot b \cdot h = 0.0012 \cdot 100 \cdot 20 = 2.4 \text{ cm}^2$$

Entonces el As a colocar será de Ø3/8" @ .20 m que equivale a 3.55 cm².

$$\text{As Malla Superior} = 0.0006 \cdot b \cdot h = 0.0006 \cdot 100 \cdot 20 = 1.2 \text{ cm}^2$$

Entonces el As a colocar será de Ø3/8" @ .40 m que equivale a 1.78 cm².

Una vez hallado las mallas mínimas a colocar, se calcula los bastones en los lugares que serán necesarios. Para ello, se calcula el momento resistente que se obtienen al utilizar los fierros ya colocados anteriormente, con las siguientes expresiones:

$$0.85 \cdot f'c \cdot b \cdot a = fy \cdot As$$

Como se sabe el $f'c = 280 \text{ kgf/cm}^2$, b equivale a la base de 100 cm, $fy = 4200 \text{ kgf/cm}^2$ y el As colocado es 1.78 cm². Con los valores antes mencionados se halla el valor de a .

$$0.85 \cdot 280 \cdot 100 \cdot a = 4200 \cdot 1.78$$

El valor resultante de a es 0.31 cm, el cual se utiliza en la siguiente expresión para hallar el momento resistente (ϕMn).

$$\phi Mn = \phi \cdot 0.85 \cdot f'c \cdot b \cdot a \cdot \left(d - \frac{a}{2}\right)$$

Como se sabe el $f'c = 210 \text{ kgf/cm}^2$, b equivale a la base de 100 cm, $a = 0.42 \text{ cm}$ y el d peralte efectivo equivale a 17 cm. Con los valores antes mencionados se halla el valor de ϕMn .

$$\phi Mn = 0.9 \cdot 0.85 \cdot 280 \cdot 100 \cdot 0.31 \cdot \left(17 - \frac{0.31}{2}\right)$$

El valor resultante de ϕMn corresponde a 111854.2 kgf-cm o 1.12 tonf-m, el cual se compara con los valores obtenidos de momentos en la losa para ambos ejes. Si los valores de momentos resultantes del análisis en Etabs son mayores, se colocará bastones en dichas posiciones. Para ello,

se filtran los valores de momentos mayores a 1.12 tonf-m para los momentos negativos y 2.24 tonf-m para los momentos positivos, según las siguientes figuras.

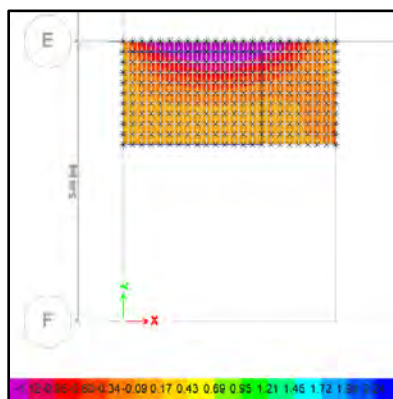


Figura 14. Distribución filtrada de momentos (tonf-m) en la dirección Y.

Como se observa en la distribución de momentos en el eje Y, para el apoyo externo inferior no se necesita bastones, pero si se necesitará bastones superiores para el apoyo superior porque el momento promedio negativo en dicha ubicación es de 2.37 tonf-m el cual supera los 1.12 tonf-m ya colocados. Por lo tanto, el bastón a añadir corresponde a $\varnothing 1/2'' @ .40$ m proveniente del aligerado que equivale en total ambos fierros un área de 5.00 cm^2 , con el cual se obtiene un momento resistente de 3.11 tonf-m que cumple con el diseño. Para el tramo intermedio, no hay momentos positivos debido a que un lado es libre, por lo cual se coloca el acero mínimo inferior que corresponde al momento resistente de 2.23 tonf-m.

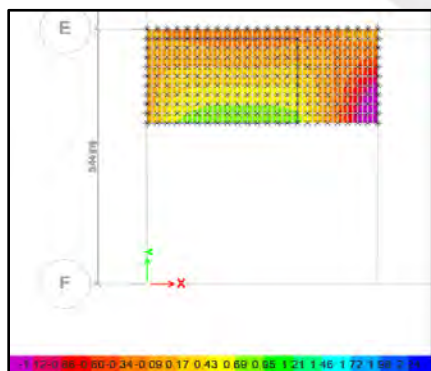


Figura 15. Distribución filtrada de momentos (tonf-m) en la dirección X.

Con respecto a la distribución de momentos en el eje X, para el apoyo externo izquierdo no se necesita bastones. Pero, se observa que se necesita bastones superiores en el apoyo derecho, ya que el momento promedio en dicha ubicación es de 2.8 tonf-m el cual supera los 1.12 tonf-m ya colocados. Por lo tanto, el bastón a añadir corresponde a continuar con el refuerzo de la losa aligerada previamente diseñada que corresponde a $\emptyset 1/2'' @ .40$ m que equivale en total a 5.00 cm^2 , con el cual se obtiene un momento resistente total de 3.11 tonf-m que cumple con el diseño.

Para el corte de fierro de los bastones, se sigue las figuras anteriores filtradas los momentos positivos y negativos colocados de las mallas, para obtener la ubicación del punto teórico de corte. Para el eje Y, se observa que el bastón en el medio debe estar en una longitud de 0.40 m al cual se le suma el peralte efectivo de 0.17 m, que resulta 0.57 m, pero el mínimo a colocar es 0.60 m. Para el eje X, se observa que el punto teórico de corte está a 0.40 m y se le suma el peralte efectivo de 0.17 m y se obtiene 0.57 m y se redondea al mínimo de 0.60 m.

Como la relación L/B (4.43/1.90) es mayor a 2, se espera que estas actúen en una dirección. Sin embargo, como se observa en las distribuciones de momentos en ambos ejes, es necesario colocar refuerzos en ambas direcciones.

4.2.2. Diseño por corte

Se realizó una verificación por cortante para prevenir posibles problemas de corte en la losa maciza. Para lo cual se utilizó la siguiente expresión.

$$\phi V_c = (0.85) \cdot 0.53 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b \cdot d$$

Como se sabe el $f'_c = 280 \text{ kgf/cm}^2$, b equivale a la base de 100 cm y el d peralte efectivo equivale a 17 cm. Con los valores antes mencionados se halla el valor de ϕV_c .

$$\phi V_c = (0.85) \cdot 0.53 \cdot \sqrt{280} \cdot 100 \cdot 17$$

El valor resultante de ϕV_c corresponde a 12815 kgf o 12.8 tonf, el cual se compara con los valores obtenidos de cortante en la losa para ambos ejes, como se muestra en las siguientes figuras.

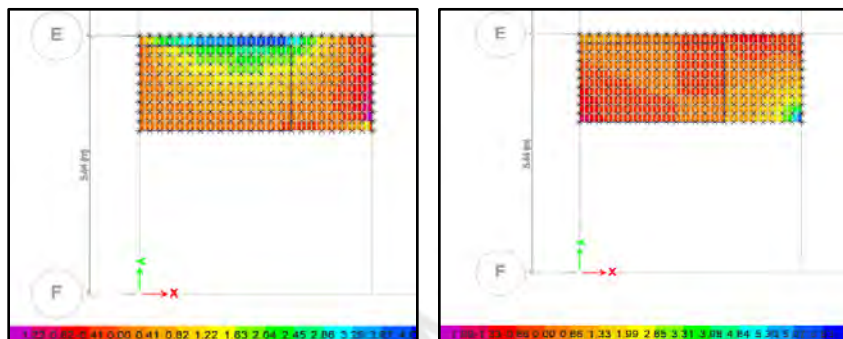


Figura 16. Distribución de cortante (tonf) en la dirección Y y en la dirección X.

Como se observa en las figuras, para el eje Y el valor máximo de cortante es aproximadamente de 4 tonf y para el eje X el valor máximo de cortante es aproximadamente es 6.6 tonf. Ambos valores obtenidos son menores a ϕV_c , por lo cual no habrá problemas por cortante.

4.2.3. Cálculo de deflexiones

Considerando que el peralte de la losa es de 0.20 m, el cálculo de deflexión en los tramos no es necesario debido a que según la norma E.060 para una losa maciza con un extremo continuo, como es el caso analizado anteriormente, con la luz libre de 4.43 m entre 24, resulta en un peralte de 0.18 m. Por lo tanto, se obtiene que el peralte a utilizar cumple con el mínimo señalado y por tanto la losa maciza analizada no fallaría debido a las deflexiones.

4.2.4. Armado de la losa maciza

Se colocó en ambas direcciones una malla inferior de $\emptyset 3/8''$ cada 20 cm que equivale a 3.55 cm^2 por metro lineal correspondiente al acero mínimo requerido y una malla superior de $\emptyset 3/8''$ cada 40 cm que equivale a 1.78 cm^2 . Además, se colocó bastones de $\emptyset 1/2'' @ 40 \text{ cm}$ alargados de

la losa aligerada para ambas direcciones en los lados de la losa en contacto con la losa aligerada. Finalmente, el armado del fierro del tramo elegido de losa maciza se encuentra ubicado en el plano de encofrado de techo de piso típico E-04, y se muestra en la siguiente imagen:

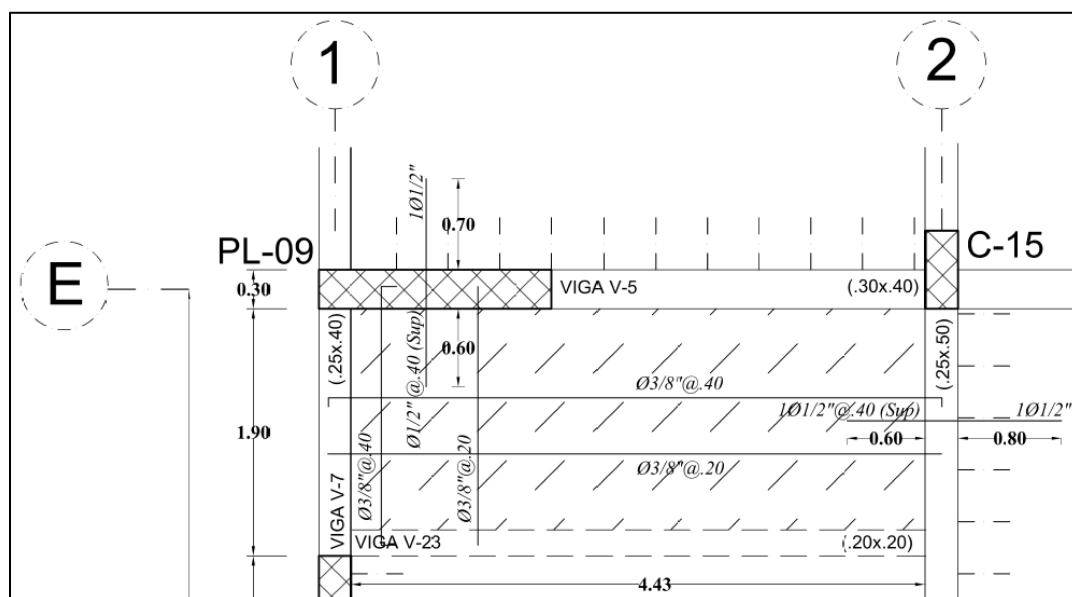


Figura 17. Armado de losa maciza

4.3. Diseño de Vigas Chatas:

Para las vigas chatas se usará vigas de 20 cm de ancho y peralte de 20 cm igual que la losa maciza y aligerado donde están ubicados. Con respecto al acero mínimo, se tiene la siguiente tabla resumen en la cual se especifica dichas condiciones para un $f'c = 280 \text{ kgf/cm}^2$. Además, los aceros mínimos y máximos a colocar son los mismos para positivo y negativo, los valores se muestran en la siguiente tabla:

Tabla 35. Propiedades de la viga chata

Criterio	Descripción
Peralte efectivo (d)	17 cm
Artículo 10.3.4 (Norma E.060) A_{smax}	7.23 cm^2
Artículo 10.5.2 (Norma E.060) A_{smin}	0.95 cm^2
Ancho tributario	20 cm

Como ejemplo se tomará la viga chata V-23 de 0.20 x 0.20 m, esta se ubica entre una losa maciza y un aligerado, la cual es parte de la losa maciza y facilita el proceso constructivo de esta.

Método de análisis: Se realizó un modelo en el programa ETABS® de un tramo considerado con apoyos simples en ambos extremos porque se apoya en las vigas peraltadas. Además, para la idealización se consideró de eje a eje de las vigas, pero los momentos y cortantes se obtienen a las caras de la viga y placa.

Para la colocación de las cargas se consideró lo siguiente, el peso propio de la viga chata y el tabique que se encuentra en su encima, ambas como cargas distribuidas. El metrado correspondiente es el siguiente:

Carga Muerta:

$$\text{Peso Propio} = 2,40 \cdot 0,20 \cdot 0,20 = 0,096 \text{ tonf/m}$$

$$\text{Peso Tabique} = 1,40 \cdot 2,60 \cdot 0,15 = 0,546 \text{ tonf/m}$$

$$\text{Carga Muerta total} = 0,642 \text{ tonf/m}$$

Combinación de Carga:

$$\text{Carga Última} = 1,4 \cdot \text{CM} + 1,7 \cdot \text{CV} = 1,4 \cdot 0,642 = 0,899 \text{ tonf/m}$$

Como se observa en el metrado anterior solo se considera carga muerta debido a que el tabique se encuentra totalmente encima de la viga chata de 4.43 m. A continuación, se tiene los resultados de los diagramas en las siguientes figuras.

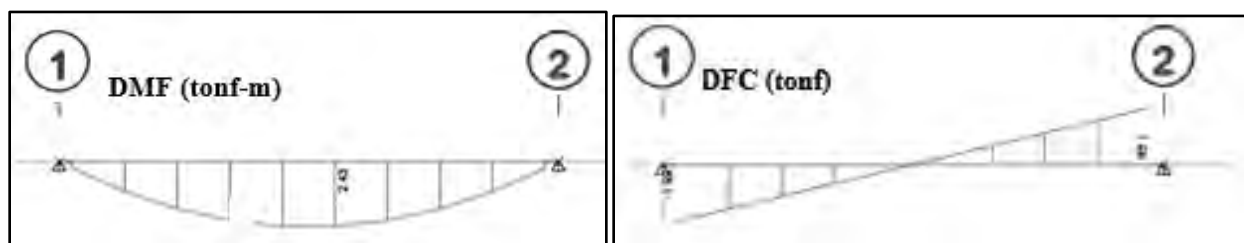


Figura 18. Diagrama de momento flector (tonf-m) y fuerza cortante (tonf) resultante de la viga chata.

4.3.1. Diseño por flexión

De igual forma al diseño por flexión para las viguetas de sección T, se utiliza las mismas expresiones para hallar el fierro a colocar en las vigas chatas con la diferencia de utilizar una sección rectangular de 0.20m x 0.20 m. Además, los aceros mínimos y máximos a colocar son los mismos para positivo y negativo. A continuación, se analizó las secciones críticas por flexión con un peralte efectivo de 17cm y un $f'c = 280 \text{ kgf/cm}^2$

Se repite el mismo procedimiento para los 2 apoyos, como ejemplo se realizó los cálculos para el apoyo del eje 1.

Momento negativo a la cara del primer apoyo (apoyo simple):

Reemplazando en la expresión anterior, con los siguientes valores:

$$M_u = 0.25 \text{ tonf-m} \quad b = 20 \text{ cm}$$

$$a = 17 - \sqrt{17^2 - \frac{2 \cdot 0.25 \cdot 10^5}{0.9 \cdot 0.85 \cdot 280 \cdot 20}}$$

Se obtiene $a = 0.35 \text{ cm}$, con el cual se puede calcular el área de acero requerido.

$$A_s = \frac{0.25 \cdot 10^5}{0.9 \cdot 4200 \cdot (17 - 0.5 \cdot 0.35)}$$

Se obtiene $A_s \text{ req} = 0.39 \text{ cm}^2$ y el acero a colocar es $A_s \text{ colocado} = 1.42 \text{ cm}^2$ ($2\text{Ø}3/8''$). El mismo valor resulta para el apoyo del eje 2. Se repite el mismo procedimiento para el tramo interior.

Después de haber obtenido los fierros por flexión, se define los que se colocarán para el armado de la viga chata V-23, los cuales se muestran en la siguiente tabla:

Tabla 36. Resultados de los fierros para el armado de la viga chata

	Sección	Mu (ton-m)	As req (cm ²)	As coloc (cm ²)	Barras de acero
TRAMO 1-2	-	0.250	0.39	1.42	2Φ3/8"
	+	2.430	4.25	4.71	2Φ5/8"+1Φ3/8"
	-	0.250	0.39	1.42	2Φ3/8"

Como se muestra en el plano de encofrado de piso típico E-04, el armado empleado se muestra en la sección de techo 3-3. Para el caso de las vigas de borde de 0.10m x 0.20m alrededor de los 4 ductos, se realiza el mismo análisis y diseño por flexión, en el cual se coloca los 2 fierros mínimos de Ø3/8" ubicados cada uno en la parte superior e inferior.

4.3.2. Diseño por corte

Se debe tener en cuenta que se diseña por fuerza cortante para las vigas chatas y se colocará estribos en caso de que no se cumpla que V_u sea menor a ϕV_c . Se utilizó la siguiente expresión:

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

Se analizó las secciones críticas por corte utilizando un peralte efectivo de 0.17 m, ancho de 0.20 m y $f'_c = 280 \text{ kgf/cm}^2$. Reemplazando en la expresión anterior:

$$V_c = 0.53 \cdot \sqrt{280} \cdot 20 \cdot 17 = 3.015 \text{ tonf}$$

$$\phi V_c = 0.85 \cdot 3.015 = 2.563 \text{ tonf}$$

El aporte del concreto (ϕV_c) equivale a 2.56 tonf

Se toma como ejemplo para la viga chata V-23, la cortante a "d" de la cara a partir del apoyo interno.

$$V_u = 1.84 \text{ tonf (máxima cortante de la carga última obtenido del ETABS®)}$$

Como $V_u < \phi V_c$, el ancho de la viga chata es adecuado, además no es necesario colocar estribos. Sin embargo, se colocará los estribos mínimos para las vigas chatas.

Por lo tanto, se elige un espaciamiento a 0.20 m que cumpla con el diseño por cortante. Por lo cual, la distribución de los estribos para las vigas chatas será de fierros de $\text{Ø}3/8''$ (0.71 cm^2), el primero a 0.05 m y el resto a 0.20 m para cada extremo. Además, para las vigas de borde se colocará estribos en forma de S de 8 mm (0.50 cm^2) el primero a 0.05 m y el resto a 0.20 m para cada extremo, de tal forma que también cumpla con el diseño por corte.

5. DISEÑO DE VIGAS PERALTADAS

Para este capítulo sobre el diseño de vigas peraltadas, se tomó como ejemplo el diseño de la viga V-5 (0.30x0.40m) en el eje horizontal E. Además, de estas secciones de viga se tiene una adicional de 0.30x0.60m para las vigas con luces libres grandes como en el eje A y B.

Además, se debe tener en cuenta el acero mínimo y máximo que puede tener la viga usando un concreto de $f'c = 280 \text{ kgf/cm}^2$ y un acero de $f_y = 4200 \text{ kgf/cm}^2$, para lo cual se tiene la siguiente tabla resumen donde se especifican dichos valores:

Tabla 37. Propiedades de las vigas a diseñar

Criterio	V-5
Peralte efectivo (d)	34 cm
Artículo 10.5.2 (Norma E.060) A_{smin+}	2.84 cm^2
Artículo 10.3.4 (Norma E.060) A_{smax+}	21.68 cm^2
Ancho tributario	30 cm

Método de análisis: A partir del modelo completo del edificio de 7 pisos en el programa ETABS® se obtuvieron los valores de los momentos flectores y fuerzas cortantes a lo largo de las vigas. Para ello, las cargas del metrado que se consideran en las vigas son las siguientes:

Tabla 38. Metrado de la viga V-5 (0.30x0.40m)

Cargas	Cálculos	Peso Unitario	Unidades
Peso propio viga	$2.40 \times 0.30 \times 0.40$	0.288	tonf/m
Peso aligerado	0.30×1.59	0.477	tonf/m
Piso terminado viga	$0.10 \times (0.30 - 0.15)$	0.015	tonf/m

Cargas	Cálculos	Peso Unitario	Unidades
Piso terminado losa	0.10×1.59	0.159	tonf/m
Peso macizo	$2.40 \times 0.20 \times 0.80$	0.384	tonf/m
Tabiquería perpendicular	$1.40 \times 0.15 \times (2.80 - 0.20)$	0.546	tonf/m
Peso propio viga chata	$2.40 \times 0.20 \times 0.20$	0.096	tonf/m
Carga Puntual Viga Chata	$(0.546 + 0.096) \times (3.18 / 2)$	1.021	tonf
Sobrecarga	$0.20 \times (1.59 + 0.15 + .80)$	0.506	tonf/m

La tabla anterior muestra las cargas que soporta la viga V-5 en su desarrollo, las cuales varían si son distribuidas en forma rectangular o distribuidas obtenidas del método del sobre para la losa maciza y puntuales de la viga chata perpendicular a la viga analizada. A continuación, se muestran los diagramas de momentos y cortante para solo carga muerta, carga viva y sismo en la dirección correspondiente de cada viga.

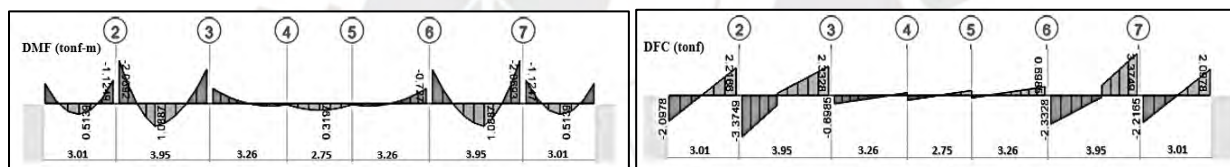


Figura 19. Diagrama de momento flector (tonf-m) y fuerza cortante por carga muerta (tonf) de la viga V-5.

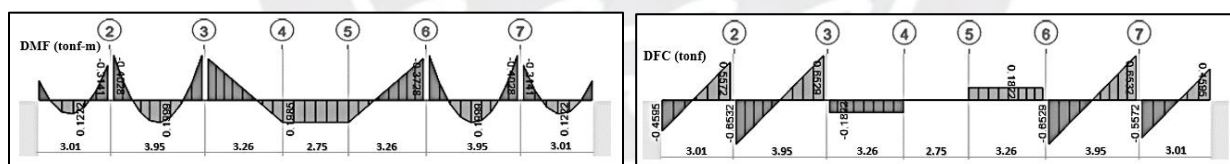


Figura 20. Diagrama de momento flector (tonf-m) y fuerza cortante por carga viva (tonf) de la viga V-5.

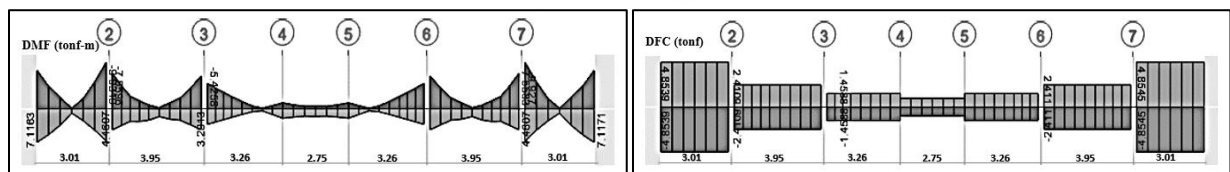


Figura 21. Diagrama de momento flector (tonf-m) y fuerza cortante (tonf) por sismo X de la viga V-5.

Para obtener los valores para diseñar las vigas, se emplearon las 5 combinaciones de la norma E.060 y a partir de las cuales se creó una envolvente con la que se diseña la viga. Por último, se

consideró los valores de momentos a cara de las columnas o placas y los valores de cortantes a “d” de la cara de la columna o placa en las que se apoya la viga. A continuación, se muestra para la envolvente los diagramas más críticos obtenidos para las vigas seleccionadas de un piso típico.

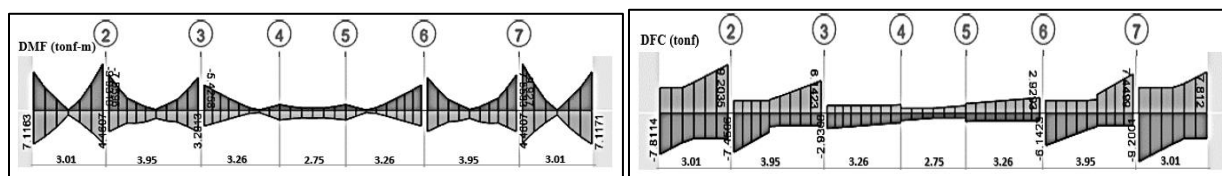


Figura 22. Diagrama de momento flector (tonf-m) y fuerza cortante (tonf) de la envolvente de la viga V-5.

5.1. Diseño por flexión

Para realizar el diseño por flexión, primero se obtienen los valores de momentos flectores de la envolvente de las cinco combinaciones que incluyen el sismo. Se analizó las secciones críticas por flexión con un peralte efectivo de 34 cm o 44 cm y un $f'c = 280 \text{ kgf/cm}^2$.

Primero se calcula el valor de a , con la siguiente expresión:

$$a = d - \sqrt{d^2 - \frac{2 \cdot Mu}{\phi \cdot 0.85 \cdot f'c \cdot b}}$$

Una vez obtenido dicho valor, se procede a hallar el A_s calculado con la siguiente fórmula:

$$A_s = \frac{Mu}{\phi \cdot f_y \cdot (d - 0.5 \cdot a)}$$

Se repite el mismo procedimiento para los apoyos (Momentos negativos) y los tramos (Momentos positivos). Se toma como ejemplo para la viga V-5 (0.30x0.40m) la sección crítica que corresponde al apoyo del eje 1 al lado derecho, por tener los momentos negativos mayores y el tramo 1-2 por tener el momento positivo más grande.

Para la viga V-5 (0.30x0.40m)

Momento negativo a la cara del apoyo (eje 1):

Reemplazando en la expresión anterior, con los siguientes valores:

Mu derecha del apoyo = 8.18 tonf-m (valores máximos de la envolvente) $b = 30$ cm, el peralte efectivo para este caso es 34 cm (1 capa de fierro)

$$a = 34 - \sqrt{34^2 - \frac{2 \cdot 8.18 \cdot 10^5}{0.9 \cdot 0.85 \cdot 280 \cdot 30}}$$

Se obtiene $a = 3.98$ cm, con el cual se puede calcular el área de acero requerido.

$$A_s = \frac{8.18 \cdot 10^5}{0.9 \cdot 4200 \cdot (34 - 0.5 \cdot 3.98)}$$

Se obtiene $A_s \text{ req} = 6.76 \text{ cm}^2$ y el acero a colocar es $A_s \text{ colocado} = 8.52 \text{ cm}^2$ (2Ø3/4" + 1Ø3/4"), donde los dos fierros de Ø3/4" son corridos superiores en toda la viga y los demás fierros son los bastones para este apoyo.

Momento Positivo (tramo 1-2):

Reemplazando en la expresión anterior, con los siguientes valores:

Mu izquierda del tramo = 7.11 tonf-m (valor máximo de la envolvente) $b = 30$ cm, el peralte efectivo para este caso es 34 cm (1 capa de fierro)

$$a = 34 - \sqrt{34^2 - \frac{2 \cdot 7.11 \cdot 10^5}{0.9 \cdot 0.85 \cdot 280 \cdot 30}}$$

Se obtiene $a = 3.43$ cm, con el cual se puede calcular el área de acero requerido.

$$A_s = \frac{7.11 \cdot 10^5}{0.9 \cdot 4200 \cdot (34 - 0.5 \cdot 3.43)}$$

Se obtiene $A_s \text{ req} = 5.83 \text{ cm}^2$ y el acero a colocar es $A_s \text{ colocado} = 8.52 \text{ cm}^2$ (2Ø3/4" + 1Ø3/4"), donde los dos fierros de Ø3/4" son corridos inferiores en toda la viga y adicionalmente

se coloca el bastón que para este caso debe ir en ambos lados de este tramo, por lo tanto, se coloca en todo el tramo.

Como se observa, los valores hallados para el tramo analizado 1-2 de la viga V-5 (0.30x0.40 m) son altos, su luz libre es muy corta y está ubicado entre una placa y una columna, por lo que más adelante se hará el diseño por capacidad.

De igual forma, se realizan los cálculos para todas las secciones en los apoyos con momentos negativos y al medio de los tramos con momentos positivos, tomando los valores de momentos flectores de la envolvente para las dos vigas. Es importante señalar que el acero colocado en ambos casos es mayor al A_{smin} y menor al A_{smax} calculados anteriormente según la norma E.060. Además, de acuerdo con el capítulo 21 de la norma E.060 para colocar los fierros, se debe cumplir:

El A_s (-) corrido debe ser mayor al A_s (-) del nudo entre 4.

El A_s (+) corrido debe ser mayor al A_s (+) del nudo entre 4 y mayor al A_s (+) en el medio entre 3.

El A_s (+) del nudo debe ser mayor al A_s (-) del nudo entre 3.

Las tres condiciones anteriores, si se cumplen para el armado seleccionado. A continuación, se presentan los resultados de fierros colocados por flexión para ambas vigas:

Tabla 39. Aceros colocados en la viga peraltada V-5 (0.30x0.40m)

	Sección	Mu (ton-m)	As req (cm ²)	As coloc (cm ²)	Barras de acero
TRAMO 1-2	-	8.180	6.76	8.52	2Φ3/4"+1Φ3/4"
	+	7.110	5.83	8.52	2Φ3/4"+1Φ3/4"
	-	9.930	8.33	8.52	2Φ3/4"+1Φ3/4"
TRAMO 2-3	-	7.560	6.22	8.52	2Φ3/4"+1Φ3/4"
	+	4.450	3.57	5.68	2Φ3/4"
	-	7.000	5.73	5.68	2Φ3/4"
TRAMO 3-4	-	5.440	4.40	5.68	2Φ3/4"
	+	3.300	2.63	5.68	2Φ3/4"
	-	1.250	0.98	5.68	2Φ3/4"

	Sección	Mu (ton-m)	As req (cm ²)	As coloc (cm ²)	Barras de acero
TRAMO 4-5	-	1.250	0.98	5.68	2Φ3/4"
	+	1.960	1.55	5.68	2Φ3/4"
	-	1.250	0.98	5.68	2Φ3/4"
TRAMO 5-6	-	1.250	0.98	5.68	2Φ3/4"
	+	3.300	2.63	5.68	2Φ3/4"
	-	5.440	4.40	5.68	2Φ3/4"
TRAMO 6-7	-	7.000	5.73	5.68	2Φ3/4"
	+	4.450	3.57	5.68	2Φ3/4"
	-	7.560	6.22	8.52	2Φ3/4"+1Φ3/4"
TRAMO 7-8	-	9.930	8.33	8.52	2Φ3/4"+1Φ3/4"
	+	7.110	5.83	8.52	2Φ3/4"+1Φ3/4"
	-	8.180	6.76	8.52	2Φ3/4"+1Φ3/4"

5.2. Diseño por cortante

Se debe tener en cuenta que se diseña por fuerza cortante para las vigas peraltadas y se colocará estribos en caso de que no se cumpla que V_u sea menor a ϕV_c .

Se utilizaron la siguiente expresión:

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

Se analizó para las dos vigas las secciones críticas por corte utilizando un peralte efectivo de 0.34 m y 0.44 m, ancho de 0.25 m o 0.30m y $f'_c = 280 \text{ kgf/cm}^2$.

Reemplazando en la expresión anterior, para la viga V-5:

$$V_c = 0.53 \cdot \sqrt{280} \cdot 30 \cdot 34 = 9.05 \text{ tonf}$$

$$\phi V_c = 0.85 \cdot 9.05 = 7.69 \text{ tonf}$$

El aporte del concreto (ϕV_c) equivale a 7.69 tonf para la V-5 (0.35x0.40m).

Se toma como ejemplo para la viga peraltada V-5, la cortante a “d” de la cara a partir del apoyo interno, en el tramo 1-2.

V_u izq. = 7.03 tonf y V_u der = 8.46 tonf (máximas cortantes de la envolvente obtenido del Etabs)

Como $V_u > \phi V_c$, es necesario colocar estribos. Primero, se hallaron los espaciamientos mínimos de los estribos según la norma E.060, para edificios con sistema estructural de muros.

Para la viga V-5 (0.30x0.40m):

Para estribos en la zona de confinamiento ($2h=0.80m$)

$$d/4 = 34cm/4 = 8.5cm \text{ o } 150mm = 15 \text{ cm}$$

$$10db(\text{longitudinal}) = 10 \cdot 1.91cm = 19.1cm$$

$$24db(\text{estribo}) = 24 \cdot 0.95(3/8") = 22.8cm$$

$$300mm = 30cm$$

Se elige el menor para el espaciamiento máximo en la zona de confinamiento. Por lo tanto, en primera instancia se coloca estribos de 3/8" cada 15cm.

Para estribos fuera de la zona de confinamiento

$$d/2 = 34cm/2 = 17cm$$

$$300mm = 30 \text{ cm}$$

Se elige el menor para el espaciamiento máximo fuera de la zona de confinamiento. Por lo tanto, en primera instancia se coloca estribos de 3/8" cada 15cm.

Además, el primer estribo se coloca a menor igual a 150mm, el elegido será a 50mm.

A continuación, se halla el valor de V_s máx y luego ϕV_n máx (suma de los aportes de concreto y estribos) para ambas vigas. Donde los valores de las fuerzas cortantes de la envolvente hallada sean menores a ϕV_n máx, para que se puede realizar el diseño por cortante.

$$V_s \text{ máx} = 2.1\sqrt{280} \cdot 30 \cdot 34 = 35.84 \text{ tonf}$$

$$\phi V_n \text{ máx} = 0.85 \cdot 35.84 + 7.69 = 38.16 \text{ tonf}$$

El valor anterior corresponde para la viga V-5 se obtiene un valor de ϕV_n máx igual a 41.15 tonf . Con los diagramas antes presentados de fuerza cortante para la envolvente, se obtienen las cortantes las cuales deben ser menores a ϕV_n . Como solo se usaron estribos de 3/8", se calcularon los ϕV_n para los espaciamientos de 7.5cm, 10cm, 15cm, 20cm y 30cm. Para lo cual se utiliza las siguientes expresiones:

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

$$\phi V_n = \phi V_s + \phi V_c$$

Para el caso de la viga V-5, con un espaciamiento de 7.5cm:

$$V_s = \frac{1.42 \cdot 4200 \cdot 34}{7.5} = 27.04 \text{ tonf}$$

$$\phi V_n = 0.85 \cdot 27.04 + 7.69 = 30.67 \text{ tonf}$$

De igual forma para todos los espaciamientos antes mencionados para ambas vigas seleccionadas. Las tablas se muestran a continuación:

Tabla 40. Valores de ϕV_n para espaciamientos de la viga V-5 (0.35x0.40m)

s (cm)	ϕV_n (tonf)
7.5	30.67
10	24.93
15	19.18
20	16.31
30	13.43

Se obtuvo los cortantes últimos de la envolvente a "d" a la cara de la columna. Se tomaron en cuenta la máxima cortante en cada tramo para elegir el espaciamiento de los estribos. Para la viga V-5 (0.35x0.40m), para el primer tramo el V_u resultó 7.03 tonf y 8.46 tonf. Por lo tanto, se eligió para el primer tramo estribos de $\emptyset 3/8"$, 1@.05, resto a .30 m para cada extremo. Sin embargo, para este tramo se realizará el diseño por cortante por capacidad para obtener el

espaciamiento de los estribos finales. Para los demás tramos, se cumple con el diseño por cortante con los siguientes estribos de Ø3/8", 1@.05, resto a .30 m para cada extremo, pero se debe seguir los requerimientos de la norma E.060. Por lo tanto, en los demás tramos se coloca estribos de Ø3/8", 1@.05, 5@.15, resto a .15 m.

5.3. Diseño por capacidad

El diseño por capacidad solo se hará como ejemplo para el cálculo del tramo 1-2 de la viga V-5 (0.35x0.40m), para lo cual se tienen las siguientes expresiones:

$$Vud = \frac{Mni + Mnd}{Ln} + 1.25(Vcm + Vcv)$$

$$Vud = 1.25(Vcm + Vcv) + 2.5Vsismo$$

Donde:

Vud: Cortante de diseño

Mni, Mnd: Momento nominal izquierdo y derecho

Vcm, Vcv: Cortante de carga muerta y carga viva

Vsismo: Cortante para sismo de las combinaciones

Para la viga V-5, en el tramo 1-2, se consideró acero por flexión para el lado izquierdo de 3 barras de Ø3/4" y para el lado derecho 3 barras de Ø3/4", se obtiene el momento nominal a partir de cada área colocada. Primero para el acero colocado a la izquierda del tramo 1-2.

$$0.85 \cdot 280 \cdot 30 \cdot a = 4200 \cdot 8.52$$

El valor resultante de a es 5.01 cm, el cual se utiliza en la siguiente expresión para hallar el momento resistente (ϕMn).

$$\phi Mn = 0.9 \cdot 0.85 \cdot 280 \cdot 30 \cdot 5.01 \cdot \left(34 - \frac{5.01}{2}\right)$$

El valor resultante de ϕM_n es 10.14 tonf-m, por lo tanto, el valor de momento nominal izquierdo y derecho será 10.14 tonf-m. La luz libre para dicho tramo mide 2.90 m y las cortantes por Carga muerta y viva tienen el mismo valor de 2.55 tonf a “d” de la cara obtenidas a partir del programa Etabs al colocar releases en cada tramo de la viga para hallar estas cortantes isostáticas. Finalmente, la cortante de diseño por capacidad, considerando que en el Etabs se colocó la combinación ya amplificada por 2.5, para la primera opción corresponde a:

$$V_{ud} = \frac{10.14 + 10.14}{2.90} + (2.55 + 2.55) = 12.09 \text{ tonf}$$

Para la segunda condición, se realiza una nueva combinación en el Etabs (1.25CM+1.25CV+2.5SISMO), dependiendo de la dirección del pórtico será el sismo en X o Y, para este caso se usa el sismo en X de esta resulta un valor de cortante de diseño por capacidad a “d” de la cara igual a 15.70 tonf. Como se elige el menor de ambas condiciones que resulta la primera con un valor de 12.09 tonf y a su vez es mayor a la cortante última de análisis de la envolvente de 8.46 tonf. Adicionalmente, se calcula el valor máximo de ϕV_n para ver si se puede diseñar la viga, el cual debe ser mayor a la cortante definida para el diseño por capacidad.

$$V_s \text{ máx} = 2.1\sqrt{280} \cdot 30 \cdot 34 = 35.84 \text{ tonf}$$

$$\phi V_n \text{ máx} = 0.85 \cdot 35.84 + 7.69 = 38.16 \text{ tonf}$$

Como se obtuvo ϕV_n máx de 38.16 tonf, el cual es mayor al $V_{ud} = 12.09$ tonf, por lo tanto, si se puede diseñar la viga. Finalmente, se diseña por capacidad para la cortante de diseño con el valor de 12.09 tonf. Por lo tanto, para este valor de cortante se elige un espaciamiento de 15 cm en toda la zona de confinamiento de 80 cm, el valor de ϕV_n resulta 19.18 tonf que es mayor a la cortante de diseño por capacidad de 12.09 tonf y cumple con la norma E.060. Entonces la

colocación de estribos final para la viga en el tramo 1-2 corresponde a estribos de Ø3/8", 1@.05, 5@.15, resto a .15 m para cada extremo.

Es importante señalar, que este procedimiento se realizó solo para las vigas con longitudes cortas y ubicadas entre placas o entre columna y placa como son el caso de la mayoría de los ejes.

5.4. Cálculo de deflexiones

Para la viga V-5 con peralte de 0.40 m, es necesario verificar sus deflexiones, debido a que según la norma E.060 para verificar deflexión el peralte debe ser menor a la luz libre entre 21 para el caso dos extremos continuos, para el segundo tramo más propenso a deflectarse más resulta $3.70\text{m}/21$ lo que resulta 0.18m. Por lo tanto, como el peralte empleado de la viga es 0.40m, no es necesario esta verificación. Además, para los demás tramos de la viga V-5, están empotrados en sus extremos por lo cual la deflexión disminuye y genera que no pueda fallar por flexión. Como se observa en la siguiente figura, la deflexión que resulta del tramo 2-3 es pequeña con un valor 0.228 mm. Por ello, se debe analizar los tramos simplemente apoyados que son los más propensos a fallar por deflexión.

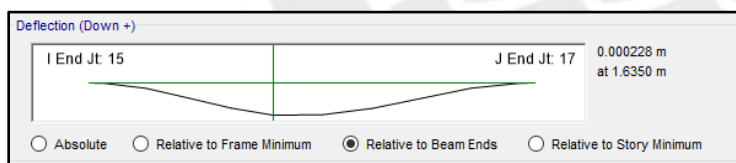


Figura 23. Deflexión del tramo 2-3 más crítico de la viga V-5

5.5. Control de fisuración

Según la norma E.060, el refuerzo de tracción por flexión deberá distribuirse adecuadamente en zonas de tracción del elemento para controlar el ancho de las grietas por flexión. Los valores por obtener deben estar bajo cargas de servicio. Para que se controle adecuadamente el parámetro Z debe ser menor o igual a 26 KN/mm. El valor de Z se calcula con la siguiente expresión:

$$Z = f_s \cdot \sqrt[3]{d_c \cdot A_{ct}}$$

Se sabe que f_s es el esfuerzo en el acero en MPa, que se estima con la siguiente expresión:

$$f_s = \frac{M_s}{(0.9 \cdot d \cdot A_s)}$$

El M_s representa al mayor momento positivo bajo cargas de servicio. Para la viga V-5 resulta para el tramo más cargado de la viga, el cual corresponde al tramo 2-3 con un valor de 1.08 tonf-m. El valor de d corresponde al peralte efectivo de 340 mm y A_s corresponde al área de acero colocado 568 mm^2 . Reemplazando dichos valores en la expresión anterior se obtiene:

$$f_s = \frac{1.08 \cdot (9806.65N) \cdot (1000mm)}{(0.9 \cdot 340 \cdot 568)}$$

El valor de f_s resulta 60.94 MPa, d_c es el espesor del recubrimiento y A_{ct} es el área efectiva de concreto en tracción. Este último valor se obtiene de multiplicar $2 \cdot (b = 300\text{mm}) \cdot (y_s = 60\text{mm})$, el cual resulta 36000 mm^2 . Por último, se halla el valor del parámetro Z reemplazando todos los valores obtenidos.

$$Z = 60.94 \cdot \sqrt[3]{60 \cdot 36000}$$

El valor de Z resulta 7876.97 N/mm o 7.88 KN/mm, entonces como el valor resultante es menor a 26 KN/mm se cumple que se controla las fisuraciones.

5.6 Armado de las vigas

Para la viga V-5 (0.30x0.40m), se colocó 2 fierros corridos superiores e inferiores de $\emptyset 3/4''$ con un área de 5.68 cm^2 , la cual supera al valor del A_{smin} señalada en la norma E.060. Para el tramo de la viga 1-2, para el lado izquierdo del tramo se añadió un bastón superior de $1\emptyset 3/4''$ para superar al A_s requerido, para el lado derecho de igual manera y para el acero positivo se añadió un bastón de $1\emptyset 3/4''$ para que cumpla con el acero requerido. En cambio, para los demás tramos de

la viga V-5, solo se colocaron los 2 fierros corridos superiores e inferiores de $\text{Ø}3/4''$ que es igual a 5.68 cm^2 , el cual es mayor al acero requerido en los demás tramos de la viga V-5.

Con respecto al corte de fierro para la viga V-5 ($0.30 \times 0.40 \text{ m}$), se realizó considerando que el corte se haga más allá del punto teórico de corte (más el peralte efectivo de 34 cm o 12 veces el diámetro de la barra $12 \cdot 1.91 = 22.92 \text{ cm}$), donde ya no se necesite parte del acero en flexión. Para ello, se tuvo que sacar los valores de ϕM_n y ubicarlo en la longitud de la viga con respecto a la envolvente para sumarle el peralte efectivo de 34 cm (valor mayor). Como ejemplo se tomó el tramo 1-2 de la viga V-5.

Como se tiene el fierro corrido superior de $2\text{Ø}3/4''$ para el acero negativo, se calcula primero el a y luego el ϕM_n .

$$0.85 \cdot 280 \cdot 30 \cdot a = 4200 \cdot 5.68$$

El valor resultante de a es 3.34 cm , el cual se utiliza en la siguiente expresión para hallar el momento resistente (ϕM_n).

$$\phi M_n = 0.9 \cdot 0.85 \cdot 280 \cdot 30 \cdot 3.34 \cdot \left(34 - \frac{3.34}{2}\right)$$

El valor resultante de ϕM_n corresponde a $6.94 \text{ tonf}\cdot\text{m}$, el cual se compara con los valores de la envolvente del diagrama de momento flector de la siguiente figura y se obtiene la distancia a la que se encuentra el punto de corte teórico.



Figura 24. Ubicación del punto de corte teórico para V-5

La distancia obtenida es de 0.175 m del gráfico. A la cual se le deben hacer los siguientes cambios de sumarle el peralte efectivo.

$0.175 + 0.34 = 0.515$ m redondeando 0.55 m es la distancia de la cara de la placa hasta donde llega el bastón superior. Pero como según la Tabla 21-3 de la norma E.060 que se muestra a continuación, se debe colocar como mínimo para una barra superior de Ø3/4" una longitud de 0.80 m. Además, para el anclaje en la placa respecto a los bastones inferiores de Ø3/4" se usa la Tabla 21-2 de la norma E.060, en la cual la longitud es de 0.60 m.

Tabla 21-3 Longitudes de Anclaje en Tracción - Barras Superiores - Norma E.060 2009							
fy = 4,200 kg/cm ²							
1) L'd (barra superior) >= 1.3 Ld (barra inferior)							
2) Ld Mínimo >= 0.30 m (longitud mínima de anclaje)							
			f'c (kg/cm ²)				
			210	280	350	420	550
Barra	Db (cm)	Ab (cm ²)	L'd (cm)	L'd (cm)	L'd (cm)	L'd (cm)	Ld (cm)
8 mm	0.80	0.50	37	32	28	26	23
3/8"	0.95	0.71	44	38	34	31	27
1/2"	1.27	1.29	58	51	45	41	36
5/8"	1.59	2.00	73	63	57	52	45
3/4"	1.91	2.84	88	76	68	62	54
7/8"	2.22	3.87	127	110	98	90	78
1"	2.54	5.10	145	126	112	103	90
1 3/8"	3.58	10.06	204	177	158	145	126

Figura 25. Tabla para anclaje superior

Nota. Tomado de "Apuntes del curso Concreto Armado I", por Ottazzi, G., 2016.

Tabla 21-2 Longitudes de Anclaje en Tracción - Barras Inferiores - Norma E.060 2009							
fy = 4,200 kg/cm ²							
1) Ld Mínimo >= 0.30 m (longitud mínima de anclaje)							
			f'c (kg/cm ²)				
			210	280	350	420	550
Barra	db (cm)	Ab (cm ²)	Ld (cm)	Ld (cm)	Ld (cm)	Ld (cm)	Ld (cm)
8 mm	0.80	0.50	28	24	22	20	17
3/8"	0.95	0.71	34	29	26	24	21
1/2"	1.27	1.29	45	39	35	32	28
5/8"	1.59	2.00	56	49	43	40	35
3/4"	1.91	2.84	67	58	52	48	42
7/8"	2.22	3.87	98	85	76	69	60
1"	2.54	5.10	112	97	86	79	69
1 3/8"	3.58	10.06	157	136	122	111	97

Figura 26. Tabla para anclaje inferior

Nota. Tomado de "Apuntes del curso Concreto Armado I", por Ottazzi, G., 2016.

Para los demás tramos, en que se tienen apoyos en columnas, existe el método más directo y conservador utilizando los coeficientes para calcular el corte de fierro. El cual consiste en el

apoyo externo, corte superior de L_n (luz libre) /5 y corte inferior de $L_n/7$; para los apoyos internos, corte superior de $L_n/3$ y corte inferior de $L_n/5$. Estos valores se aplicarán para hallar los cortes de fierro para las vigas apoyadas en columnas. Finalmente, el armado del fierro de la viga peraltada elegida se ubica en el plano de desarrollo de vigas II de piso típico E-08, y se muestra en la siguiente imagen:

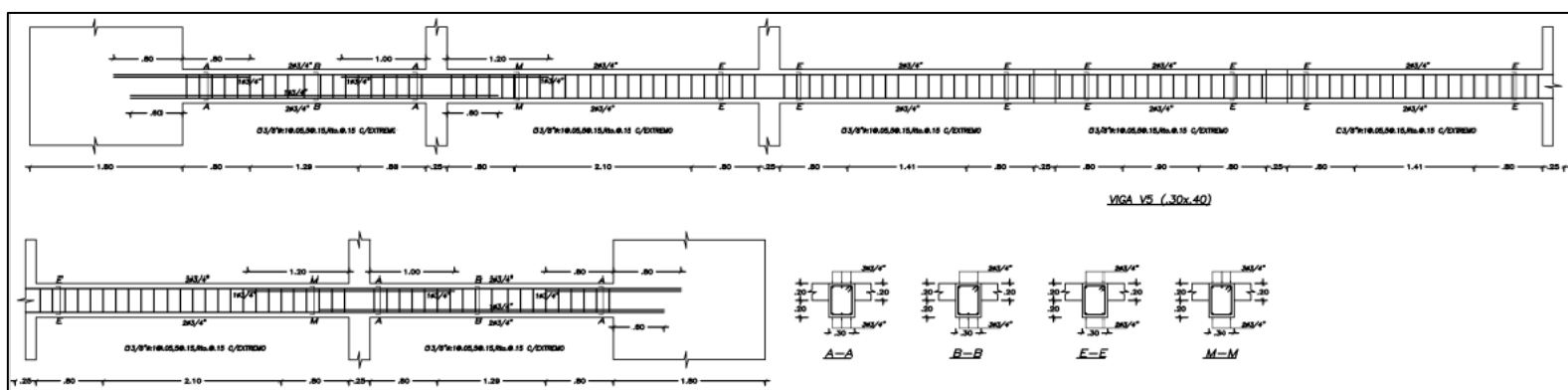


Figura 27. Armado de acero de la viga V-5 (0.30x0.40m)

6. DISEÑO DE COLUMNAS

Se tomó como ejemplo el diseño de la columna C-3 (0.40x0.30m), ubicada en la intersección de los ejes B/2. Asimismo, la norma E.060 en el numeral 21.4.5.1., establece que la cuantía de refuerzo debe estar entre 1% y 6% del área de la sección del elemento. En ese sentido, se determinó la cuantía mínima y máxima de las columnas para lo cual se tiene la siguiente tabla resumen, donde se especifican dichos valores, para las secciones de columnas correspondientes.

Tabla 41. Cuantías mínimas y máximas de las columnas

Columna	Sección		Cuantía mínima (cm ²)	Cuantía máxima (cm ²)
	b (cm)	h (cm)		
C-3, C-4	40	30	12	72
C-5, C-6, C-7, C-8, C-9, C-10, C-11, C-12, C-13, C-14, C-17, C-18, C-19, C-20	40	25	10	60
C-1, C-2, C-15, C-16	60	25	15	90

Con respecto al metrado de columnas, se debe tener en cuenta las cargas ubicadas dentro del área tributaria de la columna, lo cual incluye las cargas provenientes de la losa aligerada, losa

maciza, vigas, tabiquería, piso terminado, sobrecarga y el peso propio de la columna. Asimismo, se consideró la reducción de carga viva en los siete niveles del edificio, según lo establece la norma E.020 en el artículo 10. Como ejemplo, se realiza el metrado correspondiente.

Metrado de columna C-3

Se realizó el metrado de cargas manualmente del edificio de 7 pisos para obtener la carga muerta y la carga viva. A continuación, se muestra el área tributaria de la columna C-3.

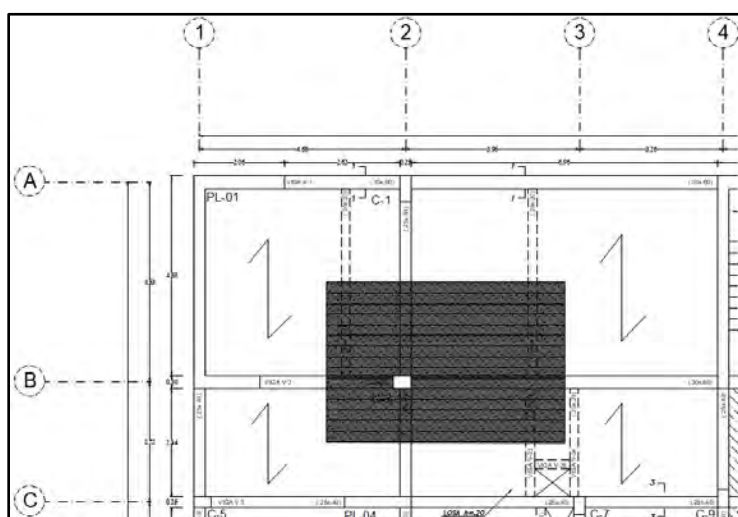


Figura 28. Área tributaria de la columna C-3 para el piso típico

En la siguiente tabla, se puede observar las cargas consideradas en el metrado manual de la columna.

Tabla 42. Metrado manual de la columna C-3 por piso

Piso	Área Trib. (m ²)	Área Alig. (m ²)	P _{Alig.} (ton)	P _{Pter.} (ton)	P _{Vigas} (ton)	P _{Col.} (ton)	P _{Tab.} (ton)	S/C (ton)
7	17.92	15.97	4.79	1.79	3.28	0.81	0	1.79
6	17.92	11.73	3.52	1.79	3.28	0.81	3.58	3.58
5	17.92	11.73	3.52	1.79	3.28	0.81	3.58	3.58
4	17.92	11.73	3.52	1.79	3.28	0.81	3.58	3.58
3	17.92	11.73	3.52	1.79	3.28	0.81	3.58	3.58
2	17.92	11.73	3.52	1.79	3.28	0.81	3.58	3.58
1	17.92	11.73	3.52	1.79	3.28	0.86	3.58	3.58

Después, se realizó la reducción de carga viva con la siguiente ecuación propuesta por la norma E.020 del RNE en el artículo 10:

$$fr = \left(0.25 + \frac{4.6}{\sqrt{A_i}}\right), A_i \text{ en m}^2$$

$$L_r = L_o \cdot fr$$

$$A_i = k \times A_t$$

Donde:

L_r = carga viva reducida

$L_o = 200 \text{kgf/m}^2$

fr = factor de reducción

A_i = el área de influencia (m^2)

A_t = área tributaria acumulada en el piso de análisis

$k=2$, es el factor de carga viva para columnas y muros.

En la siguiente tabla, se muestra el área tributaria acumulada, el área de influencia acumulada, el factor de reducción de carga viva y la carga viva reducida acumulada por piso de la columna C-3.

Tabla 43. Carga viva acumulada en cada nivel de la columna C-3 (0.40x0.30m)

Nivel	A_t acum. (m^2)	k	A_i acum. (m^2)	fr	N viva acum. (ton)
7	17.92	2	35.84	1.00	1.79
6	35.84	2	71.68	0.79	4.26
5	53.76	2	107.52	0.69	6.21
4	71.68	2	143.36	0.63	7.96
3	89.60	2	179.20	0.59	9.57
2	107.52	2	215.04	0.56	11.11
1	125.44	2	250.88	0.54	12.59

Tabla 44. Carga muerta, viva y de servicio de C-3 (0.40x0.30m) del metrado manual

Piso	P_{cm} (ton)	P_{cv} (ton)	$P_{serv.}$ (ton)
7	10.67	1.79	12.46
6	26.24	4.26	30.50
5	41.81	6.21	48.02
4	57.38	7.96	65.34
3	72.95	9.57	82.52
2	88.52	11.11	99.63
1	104.15	12.59	116.74

Estas cargas obtenidas del metrado manual en el primer nivel se compararán con el resultado del software ETABS®.

Tabla 45. Carga muerta, viva y de servicio de C-3 (0.40x0.30m) del ETABS®

Piso	P _{cm} (ton)	P _{cv} (ton)	P _{Serv.} (ton)
7	5.52	0.17	5.70
6	14.92	2.16	17.08
5	24.96	4.21	29.16
4	35.86	6.40	42.25
3	48.15	8.83	56.98
2	62.27	11.60	73.86
1	80.28	15.03	95.31

Se observa que, la variación es mínima entre la carga muerta acumulada obtenida en cada nivel del metrado manual y la obtenida del ETABS®; y la variación en la carga viva reducida acumulada con la carga viva acumulada del ETABS® es también pequeña. Para fines de diseño se usarán los valores de carga que son mayores, en este caso los del metrado manual.

Método de análisis: A partir del modelo completo del edificio en el programa ETABS® se obtuvieron los valores de los momentos flectores, las fuerzas cortantes y las cargas axiales en las columnas en ambas direcciones X e Y.

Tabla 46. Resultados de cargas de diseño obtenidos de la columna C-3 (40x30cm)

Columna	Eje	Output Case	P	V2	V3	T	M2	M3
C-3	B/2	Dead	-80.28	-1.23	-0.15	0.00	-0.20	-1.51
		Live	-15.03	-0.25	-0.03	0.00	-0.04	-0.31
		SISDISEÑXX	35.29	1.60	0.15	0.02	0.29	2.65
		SISDISEÑYY	15.64	0.38	0.56	0.01	1.03	0.60

Del ETABS® se muestran los diagramas de fuerza axial por carga muerta y viva para cada columna indicada anteriormente.

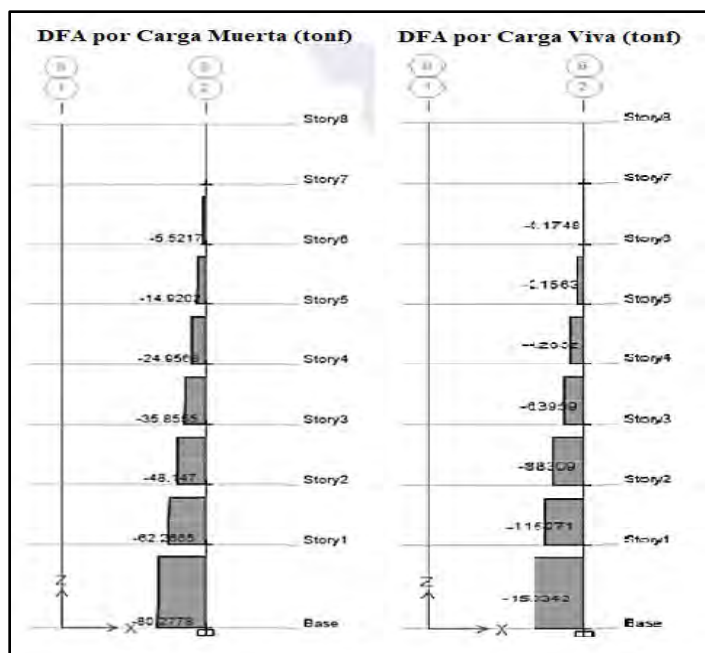


Figura 29. Diagrama de fuerza axial (tonf) por carga muerta y por carga viva de la columna C-3.

Con las cargas obtenidas mediante el programa, se determinan las combinaciones de carga última para las columnas. Se emplearon las 5 combinaciones de la norma E.060 tanto para el sismo de diseño en X e Y, estas se muestran a continuación:

Combinacion 1 : 1.4 CM + 1.7 CV

Combinacion 2 : 1.25 CM + 1.25 CV + CS

Combinacion 3 : 1.25 CM + 1.25 CV - CS

Combinacion 4 : 0.9 CM + CS

Combinacion 5 : 0.9 CM - CS

Realizando las combinaciones en las columnas indicadas anteriormente, se obtiene los siguientes resultados:

Tabla 47. Resultados de combinaciones de cargas de columna C-3 (40x30cm) en la dirección X

		P	M2	M3
SISMO XX	1.4CM +1.7CV	167.21	-0.34	-2.65
	1.25CM + 1.25CV + SX	181.21	-0.01	0.38
	1.25CM + 1.25CV - SX	110.64	-0.59	-4.93
	0.9CM + SX	129.02	0.11	1.30
	0.9CM - SX	58.45	-0.47	-4.01

Tabla 48. Resultados de combinaciones de cargas de columna C-3 (40x30cm) en la dirección Y

		P	M2	M3
SISMO YY	1.4CM + 1.7CV	167.21	-0.34	-2.65
	1.25CM + 1.25CV + SY	161.57	0.73	-1.68
	1.25CM + 1.25CV - SY	130.28	-1.32	-2.88
	0.9CM + SY	109.38	0.85	-0.76
	0.9CM - SY	78.09	-1.21	-1.96

6.1. Diseño por flexocompresión

Columna C-3 (40x30cm)

A partir de la cuantía mínima, se obtuvo la siguiente distribución de 6Ø5/8" con un área de acero de 12 cm². El acero longitudinal propuesto se muestra a continuación:

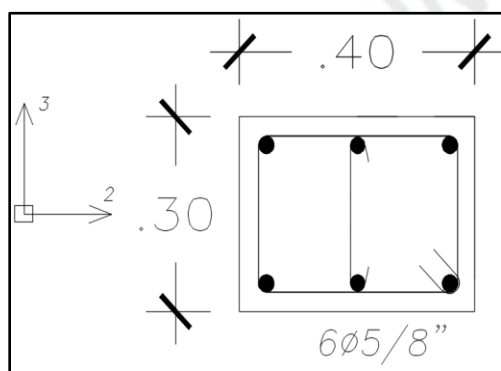


Figura 30. Detalle de refuerzo longitudinal a flexocompresión de la columna C-3.

Luego, se construye el diagrama de interacción reducido con el factor de compresión $\varphi = 0.70$ de columnas con estribos incluido, de la sección C-3 (40x30cm).

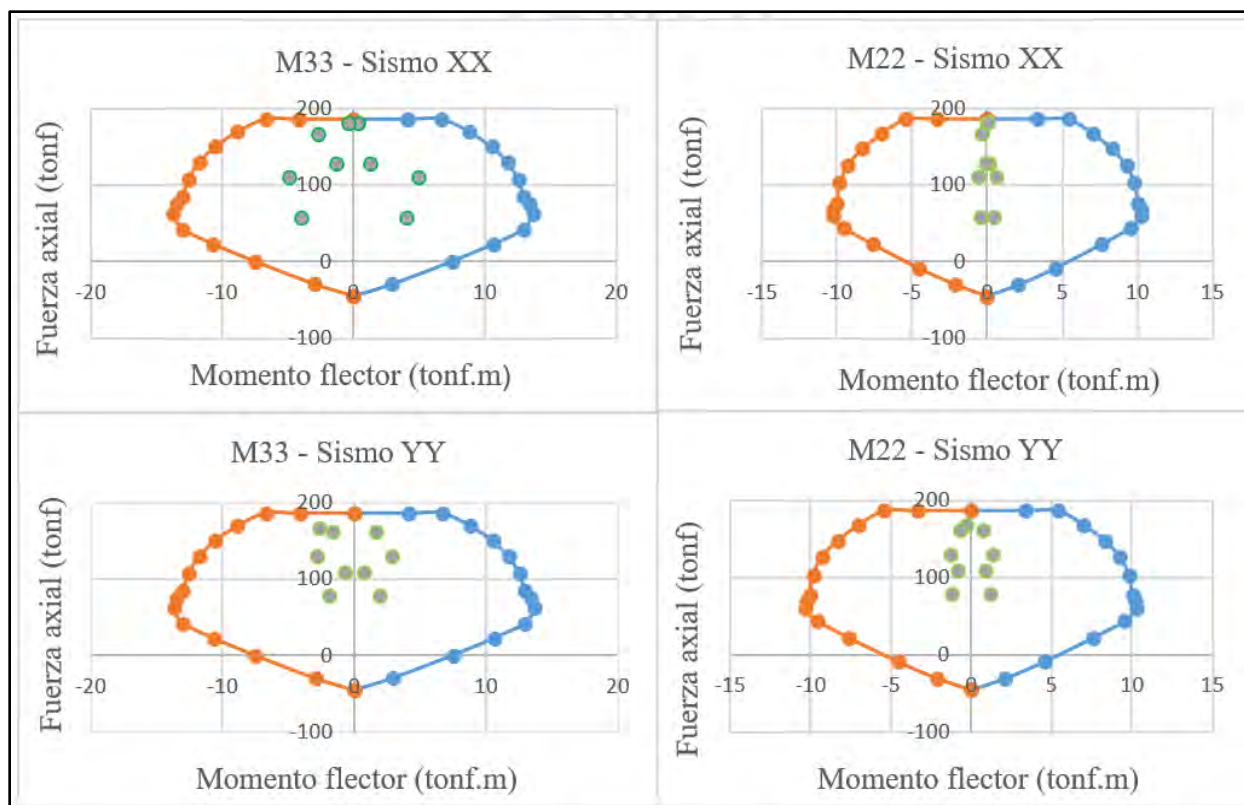


Figura 31. Diagrama de interacción M22 (tonf.m) y M33 (tonf.m) en la dirección X e Y de la columna C-3.

Se aprecia de los gráficos indicados, que los pares de puntos de las combinaciones de carga se encuentran dentro de la envolvente de diseño. Por tanto, la sección escogida es capaz de resistir las últimas solicitaciones. A continuación, se presentan los resultados de fierros instalados por flexocompresión para las columnas del primer piso.

Tabla 49. Acero longitudinal de las columnas del diseño por flexocompresión

Columna	Sección		Cuantía mínima (cm ²)	Acero longitudinal requerido		Acero longitudinal colocado	
	b (cm)	h (cm)					
C-3, C-4	40	30	12	6	Ø 5/8"	6	Ø 5/8"
C-5, C-6, C-7, C-8, C-9, C-10, C-11, C-12, C-13, C-14, C-17, C-18, C-19, C-20	40	25	10	5	Ø 5/8"	6	Ø 5/8"
C-1, C-2, C-15, C-16	60	25	15	8	Ø 5/8"	8	Ø 5/8"

6.2. Diseño por cortante

La norma E.0.60 indica que a ambos extremos se deberá colocar estribos de confinamiento en una longitud L_0 medida desde la cara del nudo con estribos cerrados con un espaciamiento S_0 .

Se tomaron las siguientes consideraciones:

- El espaciamiento S_0 no debe exceder al menor de:
 - a. 8 veces el diámetro de la barra longitudinal de menor diámetro.
 - b. La mitad de la menor dimensión de la sección transversal del elemento
 - c. 100mm
- La longitud L_0 no debe ser menor que el mayor valor entre:
 - a. La sexta parte de la luz libre del elemento
 - b. La mayor dimensión de la sección transversal del elemento
 - c. 500mm
- Fuera de la longitud L_0 , el espaciamiento del estribo no será mayor que la requerida por las fuerzas cortantes ni de 300mm.

En el siguiente cuadro se detalla el diámetro de las varillas, estribos y su distribución en las columnas de los dos primeros pisos:

Tabla 50. Diseño por columna típica

Columna	Acero longitudinal colocado	LONGITUD DE CONFINAMIENTO (L_0)			ESPACIAMIENTO EN LONGITUD CONFINADA (S_0)						ESPACIAMIENTO fuera LONGITUD CONFINADA (S_0)			Distribución
		hn/6	Max(b,h)	0.5m	Max valor	8db	Min(b,h)/2	0.1m	Min valor	16db	0.25m	Min valor		
C-3 (40x30cm)	6 Ø 5/8"	0.40	0.4	0.5	0.5	0.13	0.15	0.1	0.1	0.254	0.25	0.25	Ø 3/8": 1@0.05, 5@0.10, resto @0.25 c/extr	
C-5 (40x25cm)	6 Ø 5/8"	0.43	0.4	0.5	0.5	0.13	0.13	0.1	0.1	0.254	0.25	0.25	Ø 3/8": 1@0.05, 5@0.10, resto @0.25 c/extr	
C-9 (40x25cm)	6 Ø 5/8"	0.43	0.4	0.5	0.5	0.13	0.13	0.1	0.1	0.254	0.25	0.25	Ø 3/8": 1@0.05, 5@0.10, resto @0.25 c/extr	
C-1 (60x25cm)	8 Ø 5/8"	0.40	0.6	0.5	0.6	0.13	0.13	0.1	0.1	0.254	0.25	0.25	Ø 3/8": 1@0.05, 6@0.10, resto @0.25 c/extr	
C-2 (60x25cm)	8 Ø 5/8"	0.40	0.6	0.5	0.6	0.13	0.13	0.1	0.1	0.254	0.25	0.25	Ø 3/8": 1@0.05, 6@0.10, resto @0.25 c/extr	
C-4 (40x30cm)	6 Ø 5/8"	0.40	0.4	0.5	0.5	0.13	0.15	0.1	0.1	0.254	0.25	0.25	Ø 3/8": 1@0.05, 5@0.10, resto @0.25 c/extr	
C-6 (40x25cm)	6 Ø 5/8"	0.43	0.4	0.5	0.5	0.13	0.13	0.1	0.1	0.254	0.25	0.25	Ø 3/8": 1@0.05, 5@0.10, resto @0.25 c/extr	
C-7 (40x25cm)	6 Ø 5/8"	0.42	0.4	0.5	0.5	0.13	0.13	0.1	0.1	0.254	0.25	0.25	Ø 3/8": 1@0.05, 5@0.10, resto @0.25 c/extr	
C-8 (40x25cm)	6 Ø 5/8"	0.42	0.4	0.5	0.5	0.13	0.13	0.1	0.1	0.254	0.25	0.25	Ø 3/8": 1@0.05, 5@0.10, resto @0.25 c/extr	
C-10 (40x25cm)	6 Ø 5/8"	0.43	0.4	0.5	0.5	0.13	0.13	0.1	0.1	0.254	0.25	0.25	Ø 3/8": 1@0.05, 5@0.10, resto @0.25 c/extr	
C-11 (40x25cm)	6 Ø 5/8"	0.43	0.4	0.5	0.5	0.13	0.13	0.1	0.1	0.254	0.25	0.25	Ø 3/8": 1@0.05, 5@0.10, resto @0.25 c/extr	
C-12 (40x25cm)	6 Ø 5/8"	0.43	0.4	0.5	0.5	0.13	0.13	0.1	0.1	0.254	0.25	0.25	Ø 3/8": 1@0.05, 5@0.10, resto @0.25 c/extr	
C-13 (40x25cm)	6 Ø 5/8"	0.42	0.4	0.5	0.5	0.13	0.13	0.1	0.1	0.254	0.25	0.25	Ø 3/8": 1@0.05, 5@0.10, resto @0.25 c/extr	
C-14 (40x25cm)	6 Ø 5/8"	0.42	0.4	0.5	0.5	0.13	0.13	0.1	0.1	0.254	0.25	0.25	Ø 3/8": 1@0.05, 5@0.10, resto @0.25 c/extr	
C-15 (60x25cm)	8 Ø 5/8"	0.42	0.6	0.5	0.6	0.13	0.13	0.1	0.1	0.254	0.25	0.25	Ø 3/8": 1@0.05, 6@0.10, resto @0.25 c/extr	
C-16 (60x25cm)	8 Ø 5/8"	0.42	0.6	0.5	0.6	0.13	0.13	0.1	0.1	0.254	0.25	0.25	Ø 3/8": 1@0.05, 6@0.10, resto @0.25 c/extr	
C-17 (40x25cm)	6 Ø 5/8"	0.42	0.4	0.5	0.5	0.13	0.13	0.1	0.1	0.254	0.25	0.25	Ø 3/8": 1@0.05, 5@0.10, resto @0.25 c/extr	
C-18 (40x25cm)	6 Ø 5/8"	0.42	0.4	0.5	0.5	0.13	0.13	0.1	0.1	0.254	0.25	0.25	Ø 3/8": 1@0.05, 5@0.10, resto @0.25 c/extr	
C-19 (40x25cm)	6 Ø 5/8"	0.42	0.4	0.5	0.5	0.13	0.13	0.1	0.1	0.254	0.25	0.25	Ø 3/8": 1@0.05, 5@0.10, resto @0.25 c/extr	
C-20 (40x25cm)	6 Ø 5/8"	0.42	0.4	0.5	0.5	0.13	0.13	0.1	0.1	0.254	0.25	0.25	Ø 3/8": 1@0.05, 5@0.10, resto @0.25 c/extr	

6.3. Diseño por capacidad

Se realiza el diseño por capacidad para asegurar que el elemento falle por flexión antes que por cortante. El diseño por capacidad incluye dos análisis:

1. Se halla el máximo momento nominal inferior y superior referente a los puntos de las combinaciones de carga. De esta manera, la cortante de capacidad es:

$$V_u = \frac{M_{inf} + M_{sup}}{\text{Luz libre de la columna}}$$

2. Se amplifica las fuerzas de sismo por un factor de 2.5 y se escoge la mayor resultante de entre las combinaciones de carga.

$$V_u = 1.25V_{CM} + 1.25V_{CV} + 2.5V_{SISMO}$$

$$V_u = 1.25V_{CM} + 1.25V_{CV} - 2.5V_{SISMO}$$

Columna C-3

En el caso de la columna C-3, la dirección del eje X es la más crítica, por lo que la cortante a considerar para el diseño referida al eje local 2 (V2) será mayor que la cortante V3. Para el análisis de la cortante V_{u22} , se utilizó el diagrama de interacción del sismo en el eje "X" y el momento 33, y para el análisis de la cortante V_{u33} , se utilizó el diagrama de interacción del sismo en el eje "Y" y el momento 22, en ambos no se incluye el factor de reducción. Asimismo, se observó que el M_{inf} es muy similar al M_{sup} .

$$V_{u22} = \frac{M_{inf} + M_{sup}}{\text{Luz libre de la columna}} = \frac{17 + 17}{2.4} = 14.16 \text{ tonf}$$

$$V_{u33} = \frac{M_{inf} + M_{sup}}{\text{Luz libre de la columna}} = \frac{15 + 15}{2.4} = 12.50 \text{ tonf}$$

La segunda consideración para el diseño por capacidad es calcular las cortantes últimas mediante las cargas obtenidas mediante el programa ETABS®, con lo que se obtiene lo siguiente:

$$V_{u22} = 1.25V_{22\ CM} + 1.25V_{22\ CV} + 2.5V_{22\ SISMO} = 2.15 \text{ tonf}$$

$$V_{u22} = 1.25V_{22\ CM} + 1.25V_{22\ CV} - 2.5V_{22\ SISMO} = -5.85 \text{ tonf}$$

$$V_{u33} = 1.25V_{33\ CM} + 1.25V_{33\ CV} + 2.5V_{33\ SISMO} = 0.16 \text{ tonf}$$

$$V_{u33} = 1.25V_{33\ CM} + 1.25V_{33\ CV} - 2.5V_{33\ SISMO} = -0.60 \text{ tonf}$$

Entre las dos combinaciones del eje local 2, elegimos la más crítica en valor absoluto, esta es la $V_{u22} = 2.15 \text{ ton}$. Este valor primero se compara con la cortante obtenida por los momentos nominales ($V_{u22} = 14.16 \text{ ton}$). Luego, se elige la menor cortante entre ellas dos, la cual resulta la $V_{u22} = 2.15 \text{ ton}$. Finalmente, con este valor se procede al diseño por cortante. Este procedimiento se repite para el eje local 3, dando como resultado $V_{u33} = 0.16 \text{ ton}$

Se calcula resistencia a corte del concreto en el eje local 2, ya que tiene mayor cortante. Por lo que se realiza lo siguiente:

$$\Phi V_c = 0.53 \sqrt{f'_c} b_w d \cdot \left(1 + \frac{Nu}{140 \cdot Ag}\right)$$

$$\Phi V_c = 0.85 * 0.53 * \sqrt{210} * 25 * 54 * \left(1 + \frac{154.43}{140 * 40 * 30}\right) = 14.76 \text{ tonf}$$

Como se observa $\Phi V_c (14.76 \text{ tonf}) > V_u (5.85 \text{ tonf})$, por lo que no se necesitan estribos, el concreto puede soportar la cortante de diseño. Sin embargo, se colocarán los estribos mínimos en la zona de confinamiento. El espaciamiento dentro y fuera de la zona de confinamiento se realizará acorde al capítulo 21 de la norma E.060.

6.4. Armado de la columna

Se ha considerado que la sección de la columna de 30x40cm es una sección relativamente pequeña para el número de pisos que se tiene en el proyecto y no necesita reducir más su sección.

Asimismo, la mayoría de las columnas del edificio tienen instalados aceros longitudinales mínimos exigido por la norma E.060. Finalmente, el armado del fierro de la columna elegida se ubica en el plano de desarrollo de columnas y placas E-03, y se muestra en la siguiente imagen:

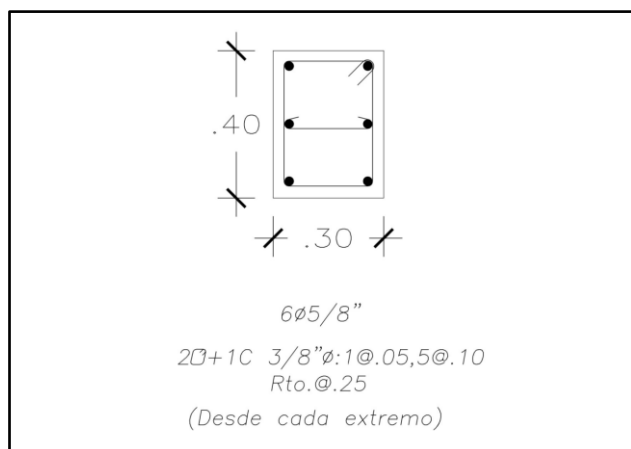


Figura 32. Armado de acero de la columna C-3 (0.30x0.40m)

7. DISEÑO DE PLACAS

Se tomó como ejemplo el diseño de la placa PL-01 ubicada en la intersección de los ejes A/1.

Metrado de placa PL-01

Se presenta el metrado manual de la placa PL-01, para ello, primero se calculó el área tributaria en planta de la placa. A continuación, se muestra el esquema del área tributaria de la placa PL-01, sombreada sobre la planta típica del edificio:

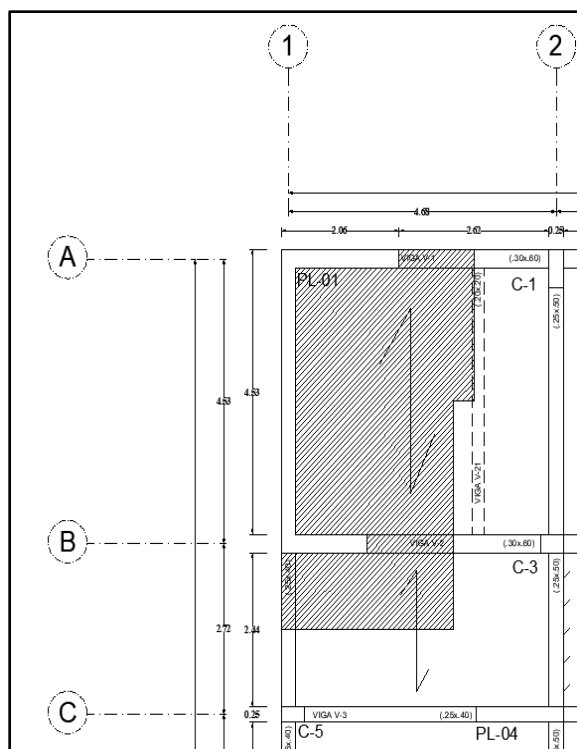


Figura 33. Área tributaria de la placa PL-01 para el piso típico

De la figura 33, se halló que el área tributaria de la placa por piso era aproximadamente de 17 m^2 . Luego, se obtuvieron las cargas muertas y vivas de la placa por piso. En la siguiente tabla, se puede observar las cargas consideradas en el metrado de la placa.

Tabla 51. Metrado de placa PL-01 por piso típico

Descripción	Carga (tonf)
$P_{\text{Alig.}}$ (ton)	4.75
$P_{\text{Pter.}}$ (ton)	1.70
P_{Vigas} (ton)	1.51
$P_{\text{Tab.}}$ (ton)	2.64
S/C (ton)	3.40

Posteriormente, se procedió con la reducción de sobrecargas. En la siguiente tabla, se muestran el área tributaria acumulada, el área de influencia acumulada, el factor de reducción de carga viva y la carga viva reducida acumulada por piso de la placa PL-01.

Tabla 52. Carga viva acumulada en cada nivel de la placa PL-01

Nivel	At acum. (m ²)	k	Ai acum(m ²)	f red	N viva acum. (tonf)
7	17.00	2	34.00	1.00	1.70
6	34.00	2	68.00	0.81	4.12
5	51.00	2	102.00	0.71	6.00
4	68.00	2	136.00	0.64	7.67
3	85.00	2	170.00	0.60	9.22
2	102.00	2	204.00	0.57	10.70
1	119.00	2	238.00	0.55	12.11

Método de análisis: A partir del modelo completo en ETABS® se obtuvieron los valores de los momentos flectores, las fuerzas cortantes y las cargas axiales en las placas en ambas direcciones X e Y.

Tabla 53. Resultados de cargas de diseño obtenidos de la placa PL-01

Placa	Eje	Output Case	Step Type	P	V2	V3	T	M2	M3
PL-01	A/1	Dead		-253.62	-0.76	3.34	0.80	12.25	-117.13
		Live		-33.67	-0.18	0.78	-0.15	2.97	-28.74
		SISDISEÑXX	Max	105.13	61.20	53.75	46.51	305.27	825.10
		SISDISEÑYY	Max	42.36	143.60	22.54	132.45	214.85	2098.84

Diagrama de Fuerzas Internas

Del ETABS® se muestran los diagramas de momento flector y diagramas de fuerza cortante por sismo en X e Y para la placa PL-01.

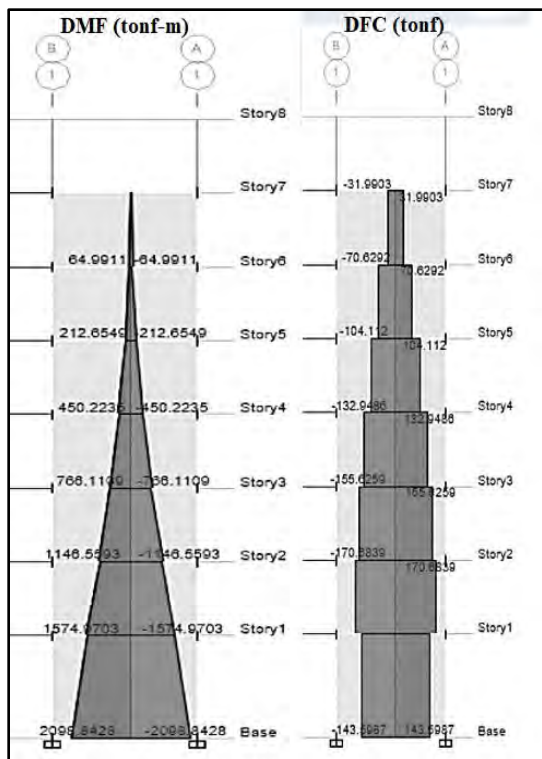


Figura 34. Diagramas de momento flector (tonf.m) y fuerza cortante (tonf) por sismo en Y de la Placa PL-01

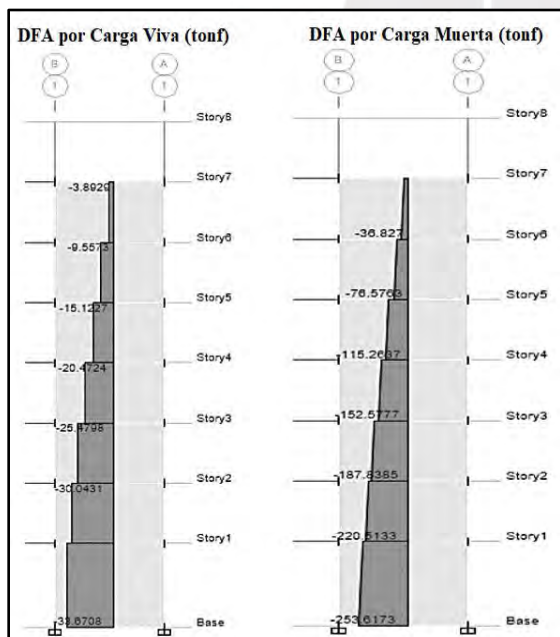


Figura 35. Diagramas de fuerza axial (tonf) por carga viva y muerta de la Placa PL-01

Con las cargas obtenidas mediante el programa, se determinan las combinaciones de carga última para las placas. Realizando las combinaciones indicadas anteriormente, se obtiene los siguientes resultados:

Tabla 54. Resultados de combinaciones de cargas de la placa PL-01 en X

		P	M2	M3
SISMO XX	1.4CM + 1.7CV	412.30	22.20	-212.84
	1.25CM + 1.25CV + SX	464.24	324.29	642.76
	1.25CM + 1.25CV - SX	253.98	-286.24	-1007.44
	0.9CM + SX	333.39	316.29	719.68
	0.9CM - SX	123.12	-294.24	-930.52

Tabla 55. Resultados de combinaciones de cargas de la placa PL-01 en Y

		P	M2	M3
SISMO YY	1.4CM + 1.7CV	412.30	22.20	-212.84
	1.25CM + 1.25CV + SY	401.47	233.88	1916.50
	1.25CM + 1.25CV - SY	316.75	-195.82	-2281.18
	0.9CM + SY	270.62	225.88	1993.42
	0.9CM - SY	185.89	-203.82	-2204.26

7.1. Diseño por flexocompresión

Placa PL-01

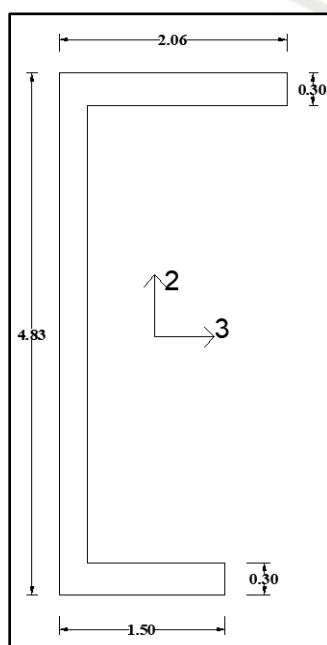


Figura 36. Sección transversal y orientación de ejes locales de la placa PL-01

El procedimiento de diseño por flexocompresión es parecido al de las columnas, se debe verificar que las cargas últimas de diseño se encuentren dentro del diagrama de interacción reducido.

Debido a que la placa absorbe las solicitaciones en condiciones sísmicas de la estructura, el diseño por flexocompresión debe ser capaz de resistir estas condiciones. Para aumentar la resistencia de la placa se debe instalar núcleos confinados en sus extremos.

Se consideraron núcleos en los costados del eje Y de la placa con longitudes de 50 y 55 cm, y del mismo ancho de la placa de 30 cm. Asimismo, se les asignó una cuantía equivalente a 2.04 y 2.47% respectivamente, siendo $6\phi 1''$ y $8\phi 1''$ en cada núcleo de confinamiento respectivamente.

Además, se consideraron núcleos en los costados del eje X de la placa con longitudes de 140 cm, y del mismo ancho de la placa de 25 cm. Se asignó una cuantía equivalente al 2.33%, siendo $16\phi 1''$ cada núcleo de confinamiento. A continuación, se muestra la distribución de acero de la placa:



Figura 37. Detalle de refuerzo a flexocompresión de la placa PL-01

Luego, se construye el diagrama de interacción reducido con el factor de compresión $\varphi = 0.70$ de columnas con estribos incluido, de la placa PL-01.

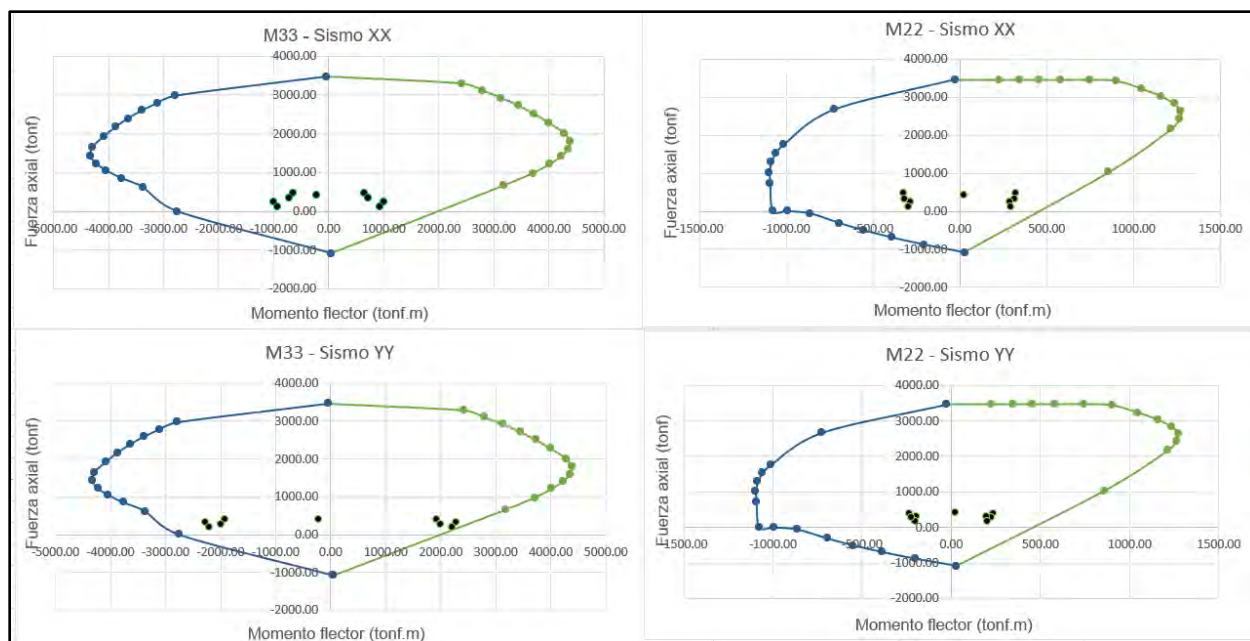


Figura 38. Diagrama de interacción M22 (tonf.m) y M33 (tonf.m) en la dirección X e Y de la placa PL-01 en el 1er piso

Se aprecia en los gráficos señalados, que los pares de puntos de las combinaciones de carga están dentro de la envolvente de diseño. Por tanto, la sección elegida es capaz de resistir las últimas solicitaciones.

Verificación del dimensionamiento de los confinamientos

La norma E.060 en el artículo 21.9.7.4, detalla las consideraciones para los elementos de borde en muros estructurales de concreto armado, por lo que se debe cumplir lo siguiente:

$$c \geq \frac{lm}{600 (\delta_u / hm)}$$

$$\delta_u / hm > 0.005$$

Donde:

lm : Longitud del muro en el plano horizontal

hm : Altura total del mismo

δ_u : Desplazamiento lateral inelástico producido por el sismo de diseño en el nivel más alto del muro correspondiente.

En la placa PL-01 se tienen las siguientes longitudes en dirección X: $l_m=2.06, 1.5$, y la siguiente longitud en dirección Y: $l_m=4.83$ m.

Verificación en dirección 2-2 de la placa PL-01:

$$C_{lim} = \frac{483}{600 (0.005)} = 161 \text{ cm}$$

A continuación, se muestra la distribución de acero correspondiente:

Tabla 56. Distribución de fierros de PL-01 en la dirección 2-2

d1 (cm)	70	As1 (cm ²)	81.6
d2 (cm)	150	As2 (cm ²)	1.42
d3 (cm)	170	As3 (cm ²)	1.42
d4 (cm)	190	As4 (cm ²)	1.42
d5 (cm)	210	As5 (cm ²)	1.42
d6 (cm)	230	As6 (cm ²)	1.42
d7 (cm)	250	As7 (cm ²)	1.42
d8 (cm)	270	As8 (cm ²)	1.42
d9 (cm)	290	As9 (cm ²)	1.42
d10 (cm)	310	As10 (cm ²)	1.42
d11 (cm)	330	As11 (cm ²)	1.42
d12 (cm)	410	As12 (cm ²)	81.6

Con los valores de la tabla anterior y la carga axial última mayor de las 4 combinaciones de sismo ($P_u=401.47$ tonf), se obtienen los siguientes resultados necesarios para hallar la ubicación del eje neutro y compararlo con el C_{lim} .

Tabla 57. Resultados para hallar la posición del eje neutro de PL-01

es1	0.00122	fs1 (kgf/cm ²)	2440	Fs1 (tonf)	199.104
es2	-0.00081	fs2 (kgf/cm ²)	-1620	Fs2 (tonf)	-2.3
es3	-0.00131	fs3 (kgf/cm ²)	-2620	Fs3 (tonf)	-3.72
es4	-0.00182	fs4 (kgf/cm ²)	-3640	Fs4 (tonf)	-5.169
es5	-0.00233	fs5 (kgf/cm ²)	-4200	Fs5 (tonf)	-5.964
es6	-0.00284	fs6 (kgf/cm ²)	-4200	Fs6 (tonf)	-5.964
es7	-0.00334	fs7 (kgf/cm ²)	-4200	Fs7 (tonf)	-5.964
es8	-0.00385	fs8 (kgf/cm ²)	-4200	Fs8 (tonf)	-5.964
es9	-0.00436	fs9 (kgf/cm ²)	-4200	Fs9 (tonf)	-5.964
es10	-0.00486	fs10 (kgf/cm ²)	-4200	Fs10 (tonf)	-5.964
es11	-0.00537	fs11 (kgf/cm ²)	-4200	Fs11 (tonf)	-5.964
es12	-0.0074	fs12 (kgf/cm ²)	-4200	Fs12 (tonf)	-5.964

El valor de la profundidad del eje neutro (“c” de compresiones) obtenido es igual a 118.25 cm, menor al C_{lim} de 161 cm. Por lo tanto, se cumple que la longitud colocada para el núcleo es correcta.

Verificación en dirección 3-3 de la placa PL-01, parte superior:

$$C_{lim} = \frac{206}{600 (0.005)} = 68.7 \text{ cm}$$

El valor de la profundidad del eje neutro (“c” de compresiones) obtenido es igual a 55.48 cm, menor al C_{lim} de 68.7 cm. Por lo tanto, se cumple que la longitud colocada para el núcleo es correcta.

Verificación en dirección 3-3 de la placa PL-01, parte inferior:

$$C_{lim} = \frac{150}{600 (0.005)} = 50 \text{ cm}$$

El valor de la profundidad del eje neutro (“c” de compresiones) obtenido es igual a 46.5 cm, menor al C_{lim} de 50 cm. Por lo tanto, se cumple que la longitud colocada para el núcleo es correcta.

Se observa que las profundidades de los ejes neutros en el eje 3-3 son parecidas. Esto se debe a que respecto al eje 3-3 la sección es casi simétrica. Por otro lado, existe asimetría alrededor del eje 2-2, lo cual generó que la profundidad de los ejes neutros cambie al analizar sentidos opuestos.

Para el 4to piso de la placa PL-01:

Se mantuvo las dimensiones de los núcleos en los costados del eje Y, y se les asignó una cuantía equivalente a 1.74 y 1.92% respectivamente, siendo $4\emptyset 1'' + 2\emptyset 3/4''$ y $4\emptyset 1/2'' + 4\emptyset 3/4''$ en cada núcleo de confinamiento respectivamente. Además, se mantuvo los núcleos en los costados

del eje X, y se asignó una cuantía equivalente al 1.56%, siendo $4\emptyset 1/2'' + 12\emptyset 3/4''$ cada núcleo de confinamiento. Luego, se construye el diagrama de interacción reducido de la placa PL-01.

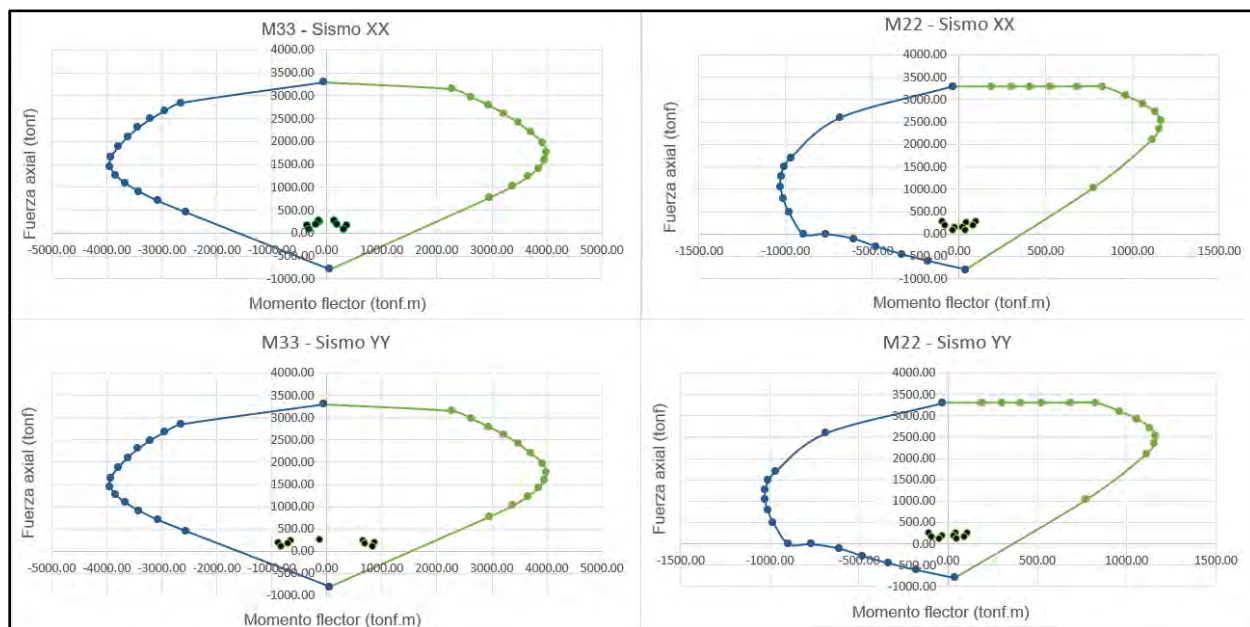


Figura 39. Diagramas de interacción M22 (tonf.m) y M33 (tonf.m) en la dirección X e Y de la placa PL-01 en el 4to piso

Se puede apreciar de los gráficos, que los pares de puntos de las combinaciones de carga se encuentran dentro de la envolvente de diseño. Por tanto, la sección elegida es capaz de resistir las solicitaciones últimas.

7.2. Diseño por cortante

Placa PL-01

EJE 2-2

Se tienen los siguientes datos de la placa PL-01 en el lado más crítico:

$$Vu = 143.60 \text{ tonf} \text{ (extraída de ETABS® sin incluir el valor de } \Phi \text{)}$$

$$f'c = 280 \text{ kg/cm}^2$$

$$t = 0.25 \text{ m}$$

$$hm = 19.80 \text{ m}$$

$$lm = 4.83 \text{ m}$$

$$d = 0.8 \text{ lm} = 3.86 \text{ m}$$

$$hm/lm = 4.1$$

Como la relación de esbeltez (hm/lm) es mayor a 2 se obtiene un valor de alpha igual a 0.53.

Se reemplaza los valores en la ecuación y se obtiene lo siguiente:

$$\Phi V_c = 0.85 * \alpha * \sqrt{f'_c} * t * d = 72.82 \text{ tonf}$$

Tabla 58. Cuantías mínimas de las mallas de concreto armado

Condición	ρ horizontal mínima	ρ vertical mínima
$V_u > \Phi V_c$	0.0025	0.0025
$\Phi V_c/2 \leq V_u \leq \Phi V_c$	0.0025	0.0020
$V_u < \Phi V_c/2$	0.0020	0.0015

Nota. Tomado de “Norma Técnica de Edificaciones E.060 Concreto Armado”, por Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento, 2009.

De acuerdo con la tabla 58, se cumple la primera condición para las cuantías mínimas:

$$p_h = 0.0025$$

$$p_v = 0.0025$$

$$A_{sh} = 100 * p_h * t = 6.25 \text{ cm}^2$$

$$A_{sv} = 100 * p_v * t = 6.25 \text{ cm}^2$$

Se opta por una doble malla de 3/8", para lo cual se obtienen espaciamentos(S):

$$S_h = 2 * \frac{0.71}{A_{sh}} = 0.23 \quad S_h = 20 \text{ cm} \quad \text{Ø}3/8'' @20 \text{ cm}$$

$$S_v = 2 * \frac{0.71}{A_{sv}} = 0.23 \quad S_v = 20 \text{ cm} \quad \text{Ø}3/8'' @20 \text{ cm}$$

Con este valor de cortante de diseño por corte se procede al diseño por capacidad, se asume una malla de acero de 3/8”:

La norma E.060 indica en el numeral 21.9.5.3. que la fuerza cortante obtenida se debe amplificar por un factor (M_n/M_u), para asegurar que no se genere una falla por cortante antes de la falla por flexo-compresión. A continuación, se utilizaron las solicitaciones últimas máximas y resistencias de diseño a flexión, para determinar el factor.

Valores Mn y Mua en la dirección 2-2:

$$Mn = 2400 \text{ tonf. m}$$

$$Mua = 2098.8 \text{ tonf. m}$$

$$f = \frac{Mn}{Mua} = 1.29$$

$$Vucapacidad = f * Vu = 164.20 \text{ tonf}$$

$$\emptyset Vc = 72.82 \text{ tonf}$$

$$Vucapacidad = 164.20 \text{ tonf}$$

Reemplazando los valores se obtiene Vs:

$$Vs = \frac{Vucapacidad}{0.85} - \frac{\emptyset Vc}{0.85} = 107.50 \text{ tonf}$$

Se calcula la distribución del acero vertical:

Tabla 59. Resultados de cálculos de cuantías de acero horizontal y vertical

Ash= s*Vs/fy*d	1.4200
ps h=Ash/100*s*t	0.0026
ps v=0.0025+ 0.5*(2.5-hm/lm)(psh - 0.0025)	0.0024

Tabla 60. Espaciamiento de cuantías de acero horizontal y vertical

	As (cm ²)	Usando 2 mallas	Espaciamiento
ρmin h	0.0026	6.62	0.21 Ø3/8"@0.20
ρmin v	0.0024	5.95	0.24 Ø3/8"@0.20

Se opta por los espaciamientos obtenidos del diseño por capacidad (Sh=20cm, Sv=20cm).

La norma E.060 indica en el numeral 21.9.5.3., que la longitud en la cual se dispone el refuerzo calculado con el cortante amplificado es el máximo de $lm=4.83m$, $h(2pisos) =5.8m$ y $0.25Mu/Vu=0.25x2098/164=3.19m$.

EJE 3-3

Se tienen los siguientes datos de la placa PL-01 en el lado más crítico:

$$Vu = 53.75 \text{ tonf} \text{ (extraída de ETABS® sin incluir el valor de } \Phi \text{)}$$

$$f'c = 280 \text{ kg/cm}^2$$

$$t = 0.30 \text{ m}$$

$$hm = 19.80 \text{ m}$$

$$lm = 2.06 \text{ m}$$

$$d = 0.8 \text{ lm} = 1.65 \text{ m}$$

$$hm/lm = 9.61$$

Como la relación de esbeltez es mayor a 2 se obtiene un valor igual a 0.53, con este valor se calcula la resistencia al corte del concreto. Reemplazando los valores en la ecuación se obtiene lo siguiente:

$$\phi Vc = 0.85 * \alpha * \sqrt{f'c} * t * d = 64.40 \text{ tonf}$$

De acuerdo con la tabla 58, se cumple la segunda condición para las cuantías mínimas:

$$ph = 0.0025$$

$$pv = 0.0020$$

$$Ash = 100 * ph * t = 7.50 \text{ cm}^2$$

$$Asv = 100 * pv * t = 6.00 \text{ cm}^2$$

Se opta por una doble malla de 3/8", para lo cual se obtienen espaciamientos(S):

$$Sh = 2 * \frac{0.71}{Ash} = 0.19$$

$$Sh = 15 \text{ cm } \text{Ø}3/8'' @15 \text{ cm}$$

$$Sv = 2 * \frac{0.71}{Asv} = 0.24$$

$$Sv = 20 \text{ cm } \text{Ø}3/8'' @20 \text{ cm}$$

Con este valor de cortante de diseño por corte se procede al diseño por capacidad, se asume una malla de acero de 3/8":

La norma E.060 indica en el numeral 21.9.5.3., que la fuerza cortante obtenida se debe amplificar por un factor (M_n/M_u), para asegurar que no se produzca una falla por cortante antes

de la falla por flexo-compresión. A continuación, se extrajeron las solicitaciones últimas máximas y resistencias de diseño a flexión, para obtener el factor.

Valores M_n y M_{ua} en la dirección 3-3:

$$M_n = 750 \text{ tonf.m}$$

$$M_{ua} = 305.27 \text{ tonf.m}$$

$$f = \frac{M_n}{M_{ua}} = 2.46$$

$$V_{ucapacidad} = f * V_u = 66.03 \text{ tonf}$$

$$\phi V_c = 64.40 \text{ tonf}$$

$$V_{ucapacidad} = 66.03 \text{ tonf}$$

Reemplazando los valores se obtiene V_s :

$$V_s = \frac{V_{ucapacidad}}{0.85} - \frac{\phi V_c}{0.85} = 79.58 \text{ tonf}$$

Se procede a calcular la distribución del acero vertical

Tabla 61. Resultados de cálculos de cuantías de acero horizontal y vertical

$A_{sh} = s * V_s / f_y * d$	1.42
$\rho_s h = A_{sh} / 100 * s * t$	0.0022
$\rho_s v = 0.0025 + 0.5 * (2.5 - h_m / l_m) (\rho_s h - 0.0025)$	0.0029

Tabla 62. Espaciamiento de cuantías de acero horizontal y vertical

		A_s (cm ²)	Usando 2 mallas	Espaciamiento	
$\rho_{min h}$	0.0022	6.65	Ø3/8"	0.21	Ø3/8"@0.20
$\rho_{min v}$	0.0029	8.80	Ø3/8"	0.16	Ø3/8"@0.15

Por consiguiente, se opta por los espaciamientos obtenidos en la primera condición de cuantías mínimas ($S_h = S_v = 15\text{cm}$). Este refuerzo a cortante fue distribuido en los dos primeros pisos, ya que la norma E.060 en 21.9.5.3. establece que la longitud en la cual se dispone el refuerzo calculado con el cortante amplificado es el máximo de $l_m = 2.06\text{m}$, $h(2\text{pisos}) = 5.8\text{m}$ y $0.25M_u / V_u = 0.25 * 305.27 / 132 = 0.58\text{m}$.

Diseño por Cortante de la placa PL-01 del 4to piso

EJE 2-2

De las combinaciones de cargas últimas, se obtuvo la cortante última de análisis en el eje 2-2 ($V_u = 132.95$ tonf). Se mantienen los datos de la placa PL-01 en el lado más crítico y se obtuvo la cortante nominal del concreto ($\phi V_c = 72.82$ tonf). De acuerdo con la tabla 58, se cumple la primera condición para las cuantías mínimas del diseño por corte:

$$\begin{aligned} p_h &= 0.0025 \\ p_v &= 0.0025 \\ A_{sh} &= 100 * p_h * t = 6.25 \text{ cm}^2 \\ A_{sv} &= 100 * p_v * t = 6.25 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

Se opta por una doble malla de 3/8", para lo cual se obtienen espaciamientos(S):

$$\begin{aligned} S_h &= 2 * \frac{0.71}{A_{sh}} = 0.23 & S_h &= 20 \text{ cm} \quad \phi 3/8'' @ 20 \text{ cm} \\ S_v &= 2 * \frac{0.71}{A_{sv}} = 0.23 & S_v &= 20 \text{ cm} \quad \phi 3/8'' @ 20 \text{ cm} \end{aligned}$$

Se opta por los espaciamientos ($S_h = 20\text{cm}$, $S_v = 20\text{cm}$). Este refuerzo a cortante fue distribuido desde el 4to nivel hasta el 7mo nivel.

EJE 3-3

De las combinaciones de cargas últimas, se obtuvo la cortante última de análisis en el eje 3-3 ($V_u = 14.71$ tonf). Se mantienen los datos de la placa PL-01 en el lado más crítico y se obtuvo la cortante nominal del concreto ($\phi V_c = 37.27$ tonf). De acuerdo con la tabla 58, se cumple la tercera condición para las cuantías mínimas del diseño por corte:

$$\begin{aligned} p_h &= 0.0020 \\ p_v &= 0.0015 \\ A_{sh} &= 100 * p_h * t = 6 \text{ cm}^2 \\ A_{sv} &= 100 * p_v * t = 4.5 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

Se opta por una doble malla de 3/8", para lo cual se obtienen espaciamientos(S):

$$Sh = 2 * \frac{0.71}{Ash} = 0.24$$

$$Sh = 20 \text{ cm } \text{Ø}3/8'' @20 \text{ cm}$$

$$Sv = 2 * \frac{0.71}{Asv} = 0.32$$

$$Sv = 30 \text{ cm } \text{Ø}3/8'' @30 \text{ cm}$$

Se opta por los espaciamientos ($Sh=20 \text{ cm}$, $Sv=30 \text{ cm}$), y así cumplir con la continuidad del acero vertical desde el primer nivel. Este refuerzo a cortante se distribuyó del 4to nivel al 7mo nivel.

7.3. Armado de las placas

De los resultados obtenidos anteriormente del diseño por flexocompresión y cortante, el armado de la placa PL-01 se ubica en el plano de desarrollo de columnas y placas E-03, y se muestra en la siguiente imagen:

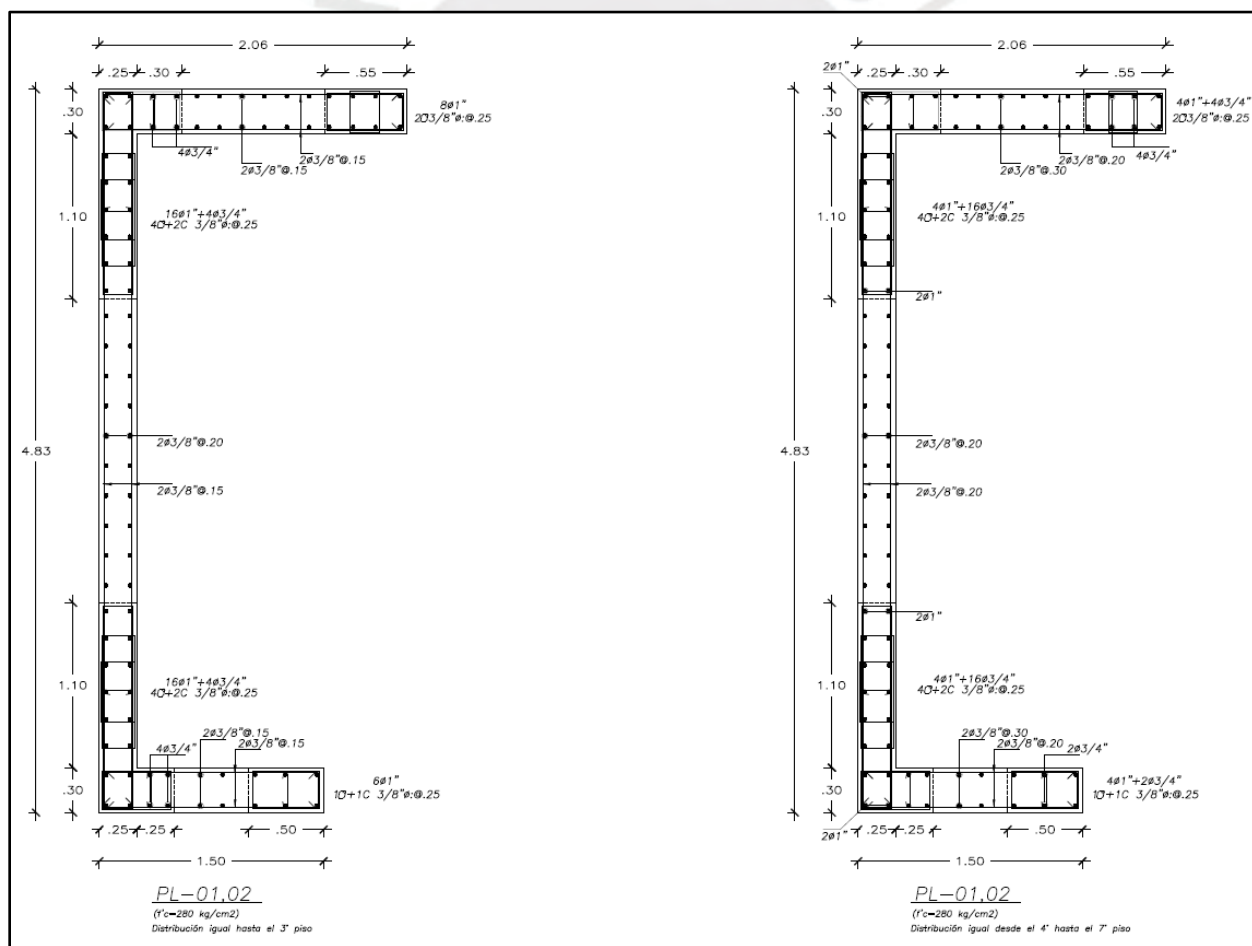


Figura 40. Armado de acero de la placa PL-01

8. DISEÑO DE CIMENTACIONES

Se tiene una presión admisible de suelo igual a 4 kgf/cm² y se considera una profundidad de cimentación igual a 1.5m. Se tomó como ejemplo el diseño de una zapata combinada correspondiente a las placas PL-01 y PL-04, y columnas C1, C3 y C5. A partir del modelo completo del edificio en el programa ETABS®, se obtuvieron los valores de los momentos flectores, las fuerzas cortantes y las cargas axiales en las columnas y placas en ambas direcciones X e Y, las cuales son las que llegan a las cimentaciones a diseñar.

Tabla 63. Resultados de cargas de diseño obtenidos de la columna C-1 (60x25cm)

Columna	Eje	Output Case	P	V2	V3	T	M2	M3
C-1	A/2	Dead	-68.16	-0.54	0.22	0.00	0.19	-0.67
		Live	-10.56	-0.09	0.03	0.00	0.02	-0.12
		SISDISEÑXX	31.83	0.96	0.15	0.02	0.69	1.50
		SISDISEÑYY	44.71	0.44	0.53	0.01	2.29	0.65

Tabla 64. Resultados de cargas de diseño obtenidos de la columna C-3 (40x30cm)

Columna	Eje	Output Case	P	V2	V3	T	M2	M3
C-3	B/2	Dead	-80.28	-1.23	-0.15	0.00	-0.20	-1.51
		Live	-15.03	-0.25	-0.03	0.00	-0.04	-0.31
		SISDISEÑXX	35.29	1.60	0.15	0.02	0.29	2.65
		SISDISEÑYY	15.64	0.38	0.56	0.01	1.03	0.60

Tabla 65. Resultados de cargas de diseño obtenidos de la columna C-5 (40x25cm)

Columna	Eje	Output Case	P	V2	V3	T	M2	M3
C-5	C/1	Dead	-43.25	-0.17	0.14	0.00	0.17	-0.22
		Live	-6.80	-0.09	0.01	0.00	0.01	-0.12
		SISDISEÑXX	13.47	0.61	0.21	0.01	0.35	1.37
		SISDISEÑYY	22.80	0.11	0.47	0.01	0.80	0.22

Tabla 66. Resultados de cargas de diseño obtenidos de la placa PL-01

Placa	Eje	Output Case	P	V2	V3	T	M2	M3
PL-01	A/1	Dead	-253.62	-0.76	3.34	0.80	12.25	-117.13
		Live	-33.67	-0.18	0.78	-0.15	2.97	-28.74
		SISDISEÑXX	105.13	61.20	53.75	46.51	305.27	825.10
		SISDISEÑYY	42.36	143.60	22.54	132.45	214.85	2098.84

Tabla 67. Resultados de cargas de diseño obtenidos de la placa PL-04

Placa	Eje	Output Case	P	V2	V3	T	M2	M3
PL-04	C/2	Dead	-132.31	-1.05	-0.03	-0.02	-0.07	-1.82
		Live	-29.23	-0.03	0.01	0.01	0.01	-0.05
		SISDISEÑXX	18.84	12.24	0.13	0.04	0.41	54.14
		SISDISEÑYY	20.70	2.25	0.46	0.16	1.34	8.75

8.1. Verificación de esfuerzos sobre el terreno

Las verificaciones de esfuerzos sobre el terreno, por gravedad y por sismo, se detallan en la zapata combinada, para posteriormente calcular los esfuerzos últimos y proceder con el diseño de esta zapata. De los análisis, se seleccionan los esfuerzos máximos de acuerdo con el tipo de carga usada para calcular el esfuerzo último de diseño.

$$\sigma_u = 1.6 * \sigma_{servicio}$$

$$\sigma_u = 1.25 * \sigma_{sismo}$$

El factor 1.6 equivale a un valor intermedio de la combinación de carga 1.4CM + 1.7CV y el factor 1.25 corresponde a la combinación de sismo 1.25(CM+CV) ±S.

8.1.1. Verificación de esfuerzos sobre el terreno por cargas de gravedad

La verificación de esfuerzos sobre el terreno por cargas de gravedad, sin considerar los efectos del sismo, se realiza de la siguiente manera:

Primero, se calculan los esfuerzos en donde solo se utilizan las cargas axiales y los momentos respectivos de carga muerta y viva. Asimismo, dentro de la carga axial se considera el peso propio de la zapata y el peso del suelo.

$$\sigma_{x1,2} = \frac{P_D + P_L}{A} \pm \frac{(MD_{YY} + ML_{YY}) * (\frac{L_X}{2})}{I_{yy}}$$

$$\sigma_{y1,2} = \frac{P_D + P_L}{A} \pm \frac{(MD_{XX} + ML_{XX}) * (\frac{L_Y}{2})}{I_{XX}}$$

Donde:

σ_x, σ_y : Esfuerzos en la dirección X e Y respectivamente

P_D, P_L : Carga muerta y viva del elemento estructural respectivo

MD_{XX}, ML_{XX} : Momento por carga muerta y viva en la dirección X e Y respectivamente

L_X, L_Y : Dimensiones de la zapata

I_{XX} , I_{YY} : Inercia alrededor del X e Y respectivamente

Segundo, se compara que los esfuerzos obtenidos en ambas direcciones deben ser menores a la carga admisible del suelo de 4.0 kgf/cm^2 . Para la zapata combinada de las placas PL-01 y PL-04, y columnas C1, C3 y C5, se tiene la sección con sus dimensiones señaladas:

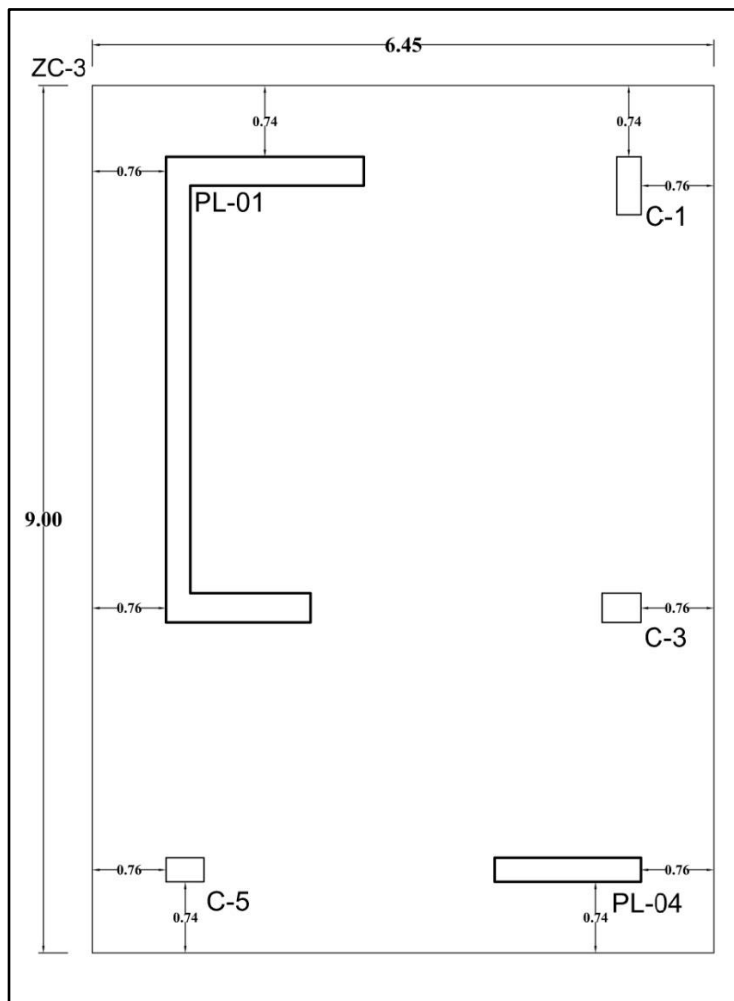


Figura 41. Dimensiones de la zapata combinada

Se consideran los siguientes valores para el cálculo de esfuerzos por gravedad:

$$\text{Peso de la Zapata} = 2.4 \cdot L_x \cdot L_y \cdot \text{Altura del cimiento} = 2.4 \cdot 6.45 \cdot 9 \cdot 0.60$$

$$\text{Peso de la Zapata} = 83.59 \text{ tonf}$$

$$\text{Psuelo} = 1.8 \cdot (D_f - \text{Altura del cimiento}) \cdot (\text{Área de la zapata} - \text{Área de la columna})$$

$$\text{Psuelo} = 89.39 \text{ tonf}$$

En la zapata, al reemplazar los valores correspondientes de cargas axiales y momentos se obtiene:

Tabla 68. Cargas de gravedad de la zapata

Cargas de gravedad			
Pd (tonf)	601.48	Pl (tonf)	92.86
MDyy (tonf.m)	37.47	MDxx (tonf.m)	3.73
MLyy (tonf.m)	24.55	MLxx (tonf.m)	-26.30

Estos valores se reemplazan en las fórmulas mencionadas anteriormente, considerando además como cargas de gravedad el peso de la zapata y el peso del suelo, se obtuvo lo siguiente:

Tabla 69. Esfuerzos por cargas de gravedad de la zapata

Caso	P (tonf)	MYY (tonf.m)	MXX (tonf.m)	σ_{x1} (tonf/m ²)	σ_{x2} (tonf/m ²)	σ_{y1} (tonf/m ²)	σ_{y2} (tonf/m ²)	σ_{may} (tonf/m ²)	σ_{adm} (tonf/m ²)
Gravedad	694.34	62.01	-22.57	15.93	13.95	14.68	15.20	15.93	40.00

Se observa que los valores obtenidos, todos en tonf/m², son menores a la carga admisible del suelo, por lo que cumple con los valores de volados asumidos.

8.1.2. Verificación de esfuerzos sobre el terreno por sismo

En esta verificación se consideran las cargas de sismo, por lo que se utilizan las siguientes expresiones:

$$\sigma_{x(SISMO+)} = \frac{P_D + P_L + P_{SX}}{A} \pm \frac{(MD_{YY} + ML_{YY} + MS_{YY}) * (\frac{L_X}{2})}{I_{yy}}$$

$$\sigma_{x(SISMO-)} = \frac{P_D + P_L - P_{SX}}{A} \pm \frac{(MD_{YY} + ML_{YY} - MS_{YY}) * (\frac{L_X}{2})}{I_{yy}}$$

$$\sigma_{y(SISMO+)} = \frac{P_D + P_L + P_{Sy}}{A} \pm \frac{(MD_{XX} + ML_{XX} + MS_{XX}) * (\frac{L_Y}{2})}{I_{XX}}$$

$$\sigma_{y(SISMO-)} = \frac{P_D + P_L - P_{Sy}}{A} \pm \frac{(MD_{XX} + ML_{XX} - MS_{XX}) * (\frac{L_Y}{2})}{I_{XX}}$$

Donde:

σ_x, σ_y : Esfuerzos de sismo en la dirección X e Y respectivamente

P_D, P_L : Carga muerta y viva del elemento estructural respectivo

P_{SX}, P_{SY} : Cargas axiales de sismo en la dirección X e Y respectivamente

MD_{XX}, ML_{XX} : Momento por carga muerta y viva en la dirección X e Y respectivamente

MS_{XX}, MS_{YY} : Momento de diseño por sismo en la dirección X e Y respectivamente

L_X, L_Y : Dimensiones de la zapata

I_{XX}, I_{YY} : Inercia alrededor del X e Y respectivamente

Se consideran los siguientes valores para el cálculo de esfuerzos por sismo en la zapata

combinada:

Peso de la Zapata = 83.59 tonf

Psuelo = 89.39 tonf

Tabla 70. Cargas de sismo de la zapata

Cargas de sismo			
Psx (tonf)	-26.12	Psy (tonf)	22.35
MsxYY (tonf.m)	141.44	MsyXX (tonf.m)	-1361.22

Estos valores se reemplazan en las fórmulas mencionadas anteriormente, considerando además como cargas de gravedad el peso de la zapata y el peso del suelo, se obtuvo lo siguiente:

Tabla 71. Resumen de los esfuerzos actuantes de la zapata combinada

Caso	P (tonf)	MYX (tonf.m)	MYX (tonf.m)	σ_{x1} (tonf/m ²)	σ_{x2} (tonf/m ²)	σ_{y1} (tonf/m ²)	σ_{y2} (tonf/m ²)	σ_{may} (tonf/m ²)	σ_{adm} (tonf/m ²)	σ_u (tonf/m ²)
Gravedad	694.34	62.01	-22.57	15.93	13.95	14.68	15.20	15.93	40.00	25.50
SX +	668,22	203,45		12,71				12.71	50.00	15,89
SX -	720,46	-79,43		12,00				12.00	50.00	15,00
SY+	716,69		-1383,79			8,64		8.64	50.00	10,80
SY-	671,99		1338,65			20,77		20.77	50.00	25,96

Donde σ_1 y σ_2 son esfuerzos para σ_x (sismo +), σ_x (sismo -), σ_y (sismo +) y σ_y (sismo -).

Los esfuerzos por sismo obtenidos en ambas direcciones son menores a la carga admisible amplificada (50 ton/m²). Por consiguiente, se verifica que las dimensiones planteadas en la primera verificación por cargas de gravedad y por sismo cumplen. Se observa que el esfuerzo último es de 25.96 tonf/m², después de haberlo amplificado, con el cual se procede a hacer el diseño para la zapata seleccionada.

8.3. Diseño por cortante en zapatas

Con el valor de esfuerzo último obtenido, se realiza el diseño por cortante en ambas direcciones, en el cual se debe verificar que el ϕV_c sea mayor a la cortante ultima V_u . Para ello, se tienen las siguientes expresiones:

$$\phi V_c = 0.85 \cdot (0.53 \cdot \sqrt{f_c} \cdot b \cdot d)$$

$$V_u = \sigma_u \cdot b \cdot (Volado - d)$$

Donde: $f_c = 280 \text{ kgf/cm}^2$, b es el lado de la zapata según la dirección analizada, d es el peralte efectivo de la zapata.

Para esta zapata combinada (ZC-03), se modeló la zapata con el programa SAP 2000. Con este modelo de elementos finitos se obtuvo las cortantes últimas correspondientes en cada dirección a “d” de la cara del elemento vertical analizado en la zapata.

Verificación por cortante eje X:

$$\phi V_c = 0.85 \cdot (0.53 \cdot \sqrt{280} \cdot 900 \cdot 50) = 339.22 \text{ tonf}$$

$$V_u = 58.50 \text{ tonf} \text{ (más crítico a “d” de la cara)}$$

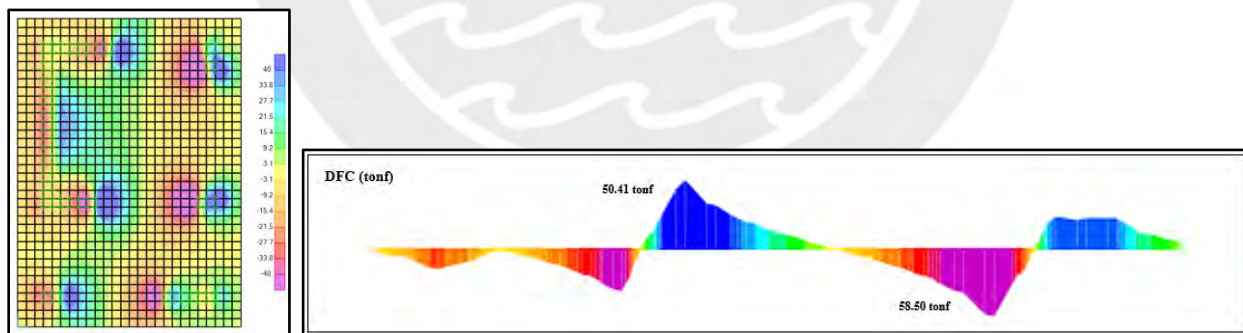


Figura 42. Diagrama de cortantes (tonf) en la zapata ZC-03 en X

Verificación por cortante eje Y:

$$\phi V_c = 0.85 \cdot (0.53 \cdot \sqrt{280} \cdot 645 \cdot 50) = 243.11 \text{ tonf}$$

$$V_u = 67.90 \text{ tonf} \text{ (más crítico a “d” de la cara)}$$

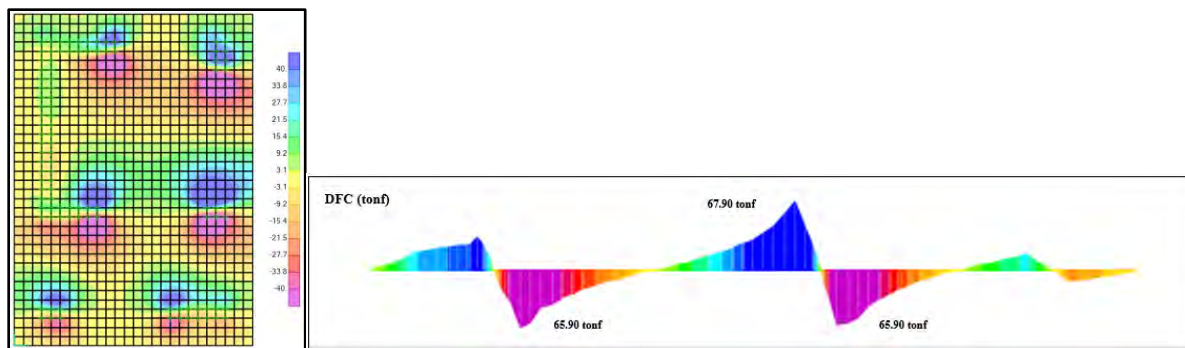


Figura 43. Diagrama de cortantes (tonf) en la zapata ZC-03 en Y

Se obtuvo según las anteriores imágenes, que para ambas direcciones se cumple que la cortante última en todos los casos analizados a “d” de la cara son menores al ϕV_c correspondiente para cada dirección.

8.4. Diseño por flexión en zapatas

Luego de realizar la verificación de esfuerzos admisibles y el diseño por cortante, se obtiene el peralte de la zapata, con el cual se realiza el diseño por flexión. Para ello, se calcula primero se calcula el momento último para calcular el acero necesario para la zapata, por metro lineal.

$$M_u = \frac{\sigma_u \cdot volado^2 \cdot (1.00m)}{2}$$

Como la expresión corresponde por metro lineal y los volados para cada zapata son iguales, el M_u para ambas direcciones resulta igual. Luego, se calcula el A_s requerido y mínimo correspondiente por metro lineal, con las siguientes expresiones:

$$A_s = 0.0018(h_{zapata} * (b = 100cm))$$

$$a = d - \sqrt{d^2 - \frac{2 \cdot M_u}{\phi \cdot 0.85 \cdot f'_c \cdot b}}$$

Una vez obtenido dicho valor, se procede a hallar el A_s requerido con la siguiente fórmula:

$$A_s = \frac{M_u}{\phi \cdot f_y \cdot (d - 0.5 \cdot a)}$$

Para la zapata combinada (ZC-03), mediante el programa SAP 2000 se obtienen los momentos últimos correspondientes a cada dirección.

Diseño por flexión dirección X:

$$M_u = 19.22 \text{ tonf} - m \text{ (Momento último máximo positivo (As inferior))}$$

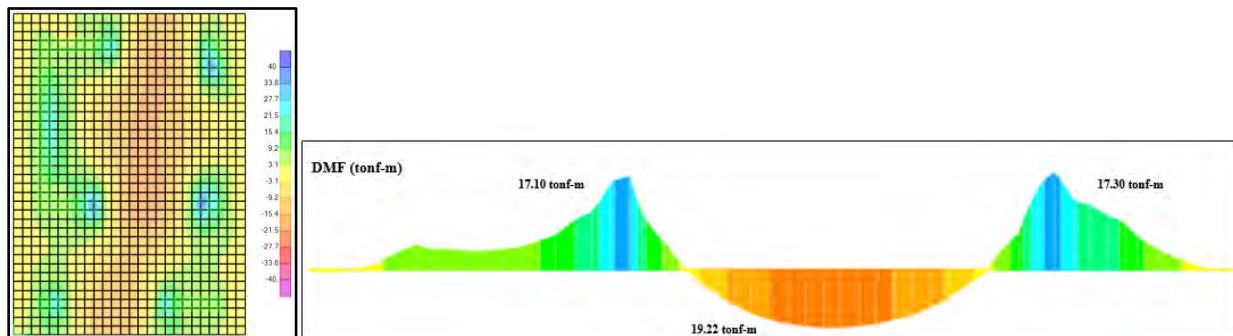


Figura 44. Diagrama de momentos (tonf-m) en la zapata ZC-03 en X

$$A_s = 0.0018 * (0.6 * 100) = 10.80 \text{ cm}^2 \text{ (As superior)}$$

$$a = 50 - \sqrt{50^2 - \frac{2 \cdot 19.22 \cdot 10^5}{0.9 \cdot 0.85 \cdot 280 \cdot 100}} = 1.828 \text{ cm}$$

Una vez obtenido dicho valor, se procede a hallar el A_s requerido con la siguiente fórmula:

$$A_s = \frac{19.22 \cdot 10^5}{0.9 \cdot 4200 \cdot (50 - 0.5 \cdot 1.828)} = 10.359 \text{ cm}^2$$

Como se observa en los resultados el A_s requerido por metro lineal inferior es 10.36 cm^2 , por lo cual los fierros a colocar en la zapata son fierro corrido de $\text{Ø}3/4" @0.25 \text{ m}$. con un área de 11.36 cm^2 mayor al $A_{s\text{min}}$ de 10.80 cm^2 . Además, se cumple que el acero superior colocado de $\text{Ø}3/4" @0.25 \text{ m}$ (11.36 cm^2) es mayor al $A_{s\text{min}}$ calculado de 10.80 cm^2 .

Diseño por flexión dirección Y:

$$M_u = 23.85 \text{ tonf} - m \text{ (Momento último máximo positivo (As inferior))}$$

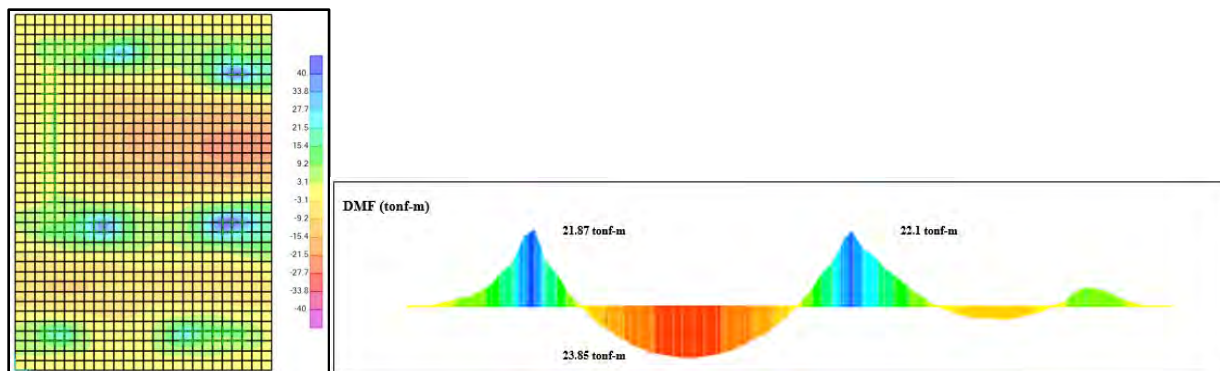


Figura 45. Diagrama de momentos (tonf-m) en la zapata ZC-03 en Y

$$A_s = 0.0018 * (0.6 * 100) = 10.80 \text{ cm}^2 \quad (A_s \text{ superior})$$

$$a = 50 - \sqrt{50^2 - \frac{2 \cdot 23.85 \cdot 10^5}{0.9 \cdot 0.85 \cdot 280 \cdot 100}} = 2.279 \text{ cm}$$

Una vez obtenido dicho valor, se procede a hallar el A_s requerido con la siguiente fórmula:

$$A_s = \frac{23.85 \cdot 10^5}{0.9 \cdot 4200 \cdot (50 - 0.5 \cdot 2.279)} = 12.913 \text{ cm}^2$$

Como se observa en los resultados el A_s requerido por metro lineal inferior es 12.91 cm^2 , por lo cual los fierros a colocar en la zapata son fierro corrido de $\text{Ø}3/4'' @0.20 \text{ m}$. con un área de 14.20 cm^2 . Además, se cumple que el acero superior colocado de $\text{Ø}3/4'' @0.25 \text{ m}$ (11.36 cm^2) es mayor al $A_{s\text{min}}$ calculado de 10.8 cm^2 .

8.5. Armado de las zapatas

De los resultados obtenidos anteriormente del diseño por flexión y cortante, el armado de la zapata combinada ZC-03 se ubica en el plano de desarrollo de cimentaciones E-02, y se muestra en la siguiente imagen:

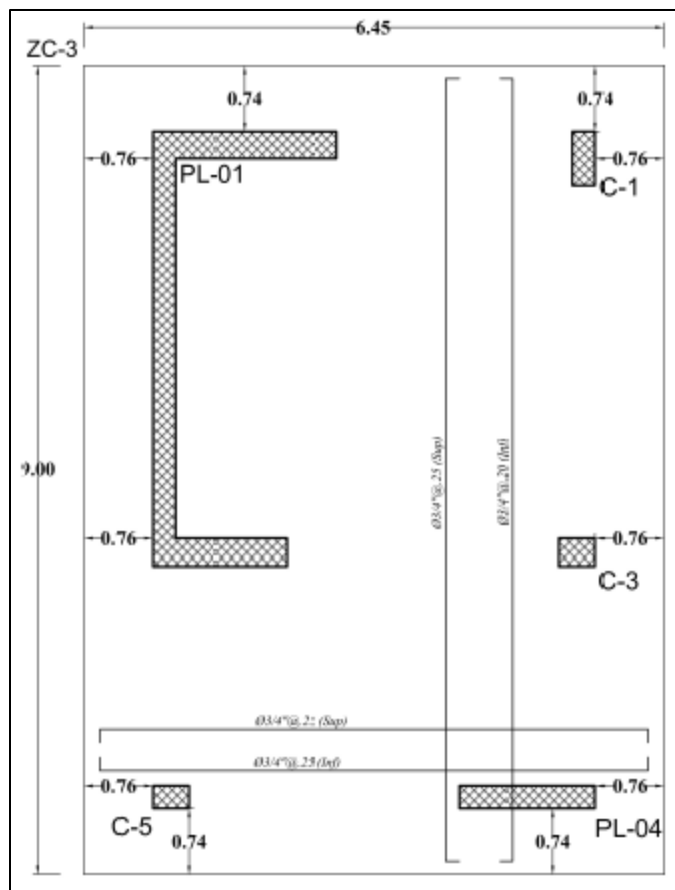


Figura 46. Armado de acero de la placa PL-01

9. DISEÑO DE ESCALERA

Del predimensionamiento realizado anteriormente para la escalera se obtuvo:

Para la escalera del primer nivel con una altura de piso a piso de 3.00 m con 17 contrapasos de 0.175 m y un ancho de paso de 0.25 m.

Para la escalera de los niveles típicos con altura de piso a piso de 2.80 m con 16 contrapasos de 0.175 m y un ancho de paso de 0.25 m.

Además, del predimensionamiento se obtuvo que la garganta de la escalera mide 0.20 m. A continuación, como ejemplo se realiza el metrado de las cargas de gravedad que están aplicadas en la escalera del primer nivel por metro de ancho:

Se toman en cuenta las siguientes cargas:

Peso piso terminado de 5 cm es de 100 kgf/m^2

Sobrecarga para viviendas en piso típico 400 kgf/m^2 para corredores y escaleras

Para el descanso:

Carga Muerta:

$$\text{Peso Propio} = 2.40 \cdot 0.20 \cdot 1.00 = 0.48 \text{ tonf/m}$$

$$\text{Piso Terminado} = 0.10 \cdot 1.00 = 0.10 \text{ tonf/m}$$

$$\text{Carga Muerta total} = 0.58 \text{ tonf/m}$$

Carga Viva:

$$\text{Sobrecarga} = 0.40 \cdot 1.00 = 0.40 \text{ tonf/m}$$

Combinación de Carga:

$$\text{Carga Última} = 1.4 \cdot \text{CM} + 1.7 \cdot \text{CV} = 1.4 \cdot 0.58 + 1.7 \cdot 0.40 = 1.492 \text{ tonf/m}$$

Para la escalera:

Carga Muerta:

$$\text{Peso Propio} = 2.40 \cdot \left(\frac{Cp}{2} + g \cdot \sqrt{1 + \left(\frac{Cp}{P} \right)^2} \right)$$

$$\text{Peso Propio} = 2.40 \cdot \left(\frac{0.175}{2} + 0.20 \cdot \sqrt{1 + \left(\frac{0.175}{0.25} \right)^2} \right) = 0.80 \text{ tonf/m}$$

$$\text{Piso Terminado} = 0.10 \cdot 1.00 = 0.10 \text{ tonf/m}$$

$$\text{Carga Muerta total} = 0.90 \text{ tonf/m}$$

Carga Viva:

$$\text{Sobrecarga} = 0.40 \cdot 1.00 = 0.40 \text{ tonf/m}$$

Combinación de Carga:

$$\text{Carga Última} = 1.4 \cdot \text{CM} + 1.7 \cdot \text{CV} = 1.4 \cdot 0.58 + 1.7 \cdot 0.40 = 1.492 \text{ tonf/m}$$

Con estas cargas obtenidas, se realizó un modelo en el programa ETABS® de los 2 tramos de la escalera, de tal forma que se puede obtener con precisión los momentos flectores y fuerzas cortantes a lo largo de la escalera. Para los apoyos se tuvo en cuenta apoyadas donde se encuentra la placa y en la viga peraltada. A continuación, se muestra los modelos con las cargas aplicadas correspondientes:

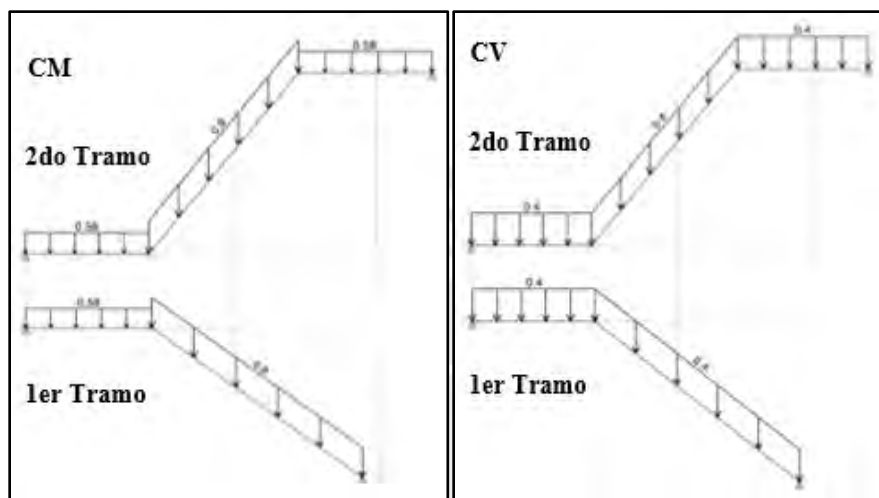


Figura 47. Carga Muerta (tonf/m) y Carga Viva (tonf/m) aplicada en el primer tramo y segundo tramo.

Con los modelos antes presentados, se obtuvieron los diagramas de momento flector y de fuerza cortante para cargas últimas.

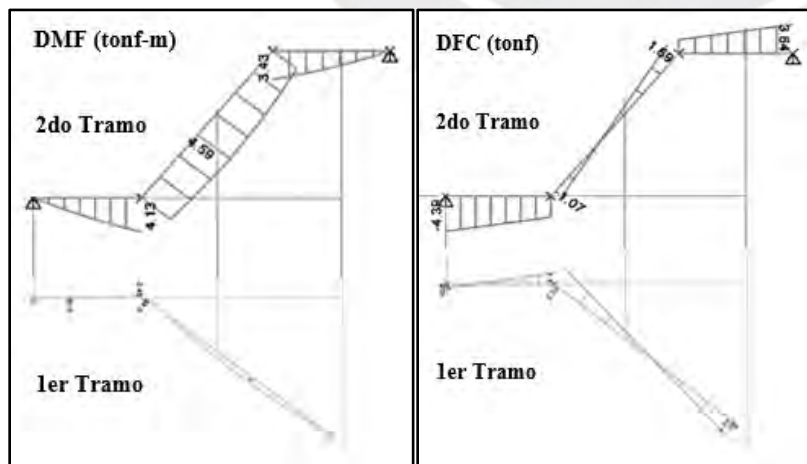


Figura 48. Diagrama de momento flector (tonf-m) y fuerza cortante (tonf) de cargas últimas del primer tramo y segundo tramo

9.1. Diseño por flexión

Se analizó las secciones críticas por flexión con un peralte efectivo de 17cm y un $f'c = 280$ kgf/cm²

Primero se calcula el valor de a, con la siguiente expresión:

$$a = d - \sqrt{d^2 - \frac{2 \cdot Mu}{\phi \cdot 0.85 \cdot f'c \cdot b}}$$

Una vez obtenido dicho valor, se procede a hallar el As calculado con la siguiente fórmula:

$$As = \frac{Mu}{\phi \cdot fy \cdot (d - 0.5 \cdot a)}$$

Se repite el mismo procedimiento para los apoyos (Momentos negativos) y los tramos (Momentos positivos), Se tomará como ejemplo la sección crítica que corresponde al apoyo del primer tramo, por tener los momentos negativos mayores y la sección más crítica con mayor momento positivo.

Momento negativo del primer tramo:

Reemplazando en la expresión anterior, con los siguientes valores:

Mu izq = 0.48 tonf-m Mu der = 0.48 tonf-m b = 100 cm

$$a = 17 - \sqrt{17^2 - \frac{2 \cdot 0.48 \cdot 10^5}{0.9 \cdot 0.85 \cdot 280 \cdot 100}}$$

Se obtiene a = 0.13 cm, con el cual se puede calcular el área de acero requerido.

$$As = \frac{0.48 \cdot 10^5}{0.9 \cdot 4200 \cdot (17 - 0.5 \cdot 0.13)}$$

Se obtiene As req = 0.75 cm² y el acero a colocar es As colocado = 3.55 cm² (Ø3/8" @.20m)

Momento Positivo del segundo tramo:

Reemplazando en la expresión anterior, con los siguientes valores:

$$Mu = 4.56 \text{ tonf-m } b = 100 \text{ cm}$$

$$a = 17 - \sqrt{17^2 - \frac{2 \cdot 4.56 \cdot 10^5}{0.9 \cdot 0.85 \cdot 280 \cdot 100}}$$

Se obtiene $a = 1.30 \text{ cm}$, con el cual se puede calcular el área de acero requerido.

$$As = \frac{4.56 \cdot 10^5}{0.9 \cdot 4200 \cdot (17 - 0.5 \cdot 1.30)}$$

Se obtiene $As_{\text{req}} = 7.38 \text{ cm}^2$ y el acero a colocar es $As_{\text{colocado}} = 8.60 \text{ cm}^2$ ($\text{Ø}1/2'' @.15\text{m}$)

De igual forma para todas las secciones en los apoyos con momentos negativos y al medio de los tramos con momentos positivos, tomando los valores de momentos flectores para la combinación última.

Además, se calcula el acero mínimo que se coloca cuando el As calculado es menor al mínimo y también se emplea para el acero transversal.

$As = 0.0018 \cdot (0.20 \cdot 100) = 3.6 \text{ cm}^2$, la cual corresponde a aproximadamente $\text{Ø}3/8'' @.20\text{m}$ con un área de 3.55 cm^2 .

A continuación, se presentan los resultados de fierros colocados para la escalera en ambos tramos:

Tabla 72. Aceros colocados en la escalera del primer nivel

	Sección	Mu (ton-m)	As req (cm2)	As coloc (cm2)	Barras de acero
Inclinado	-	0.010	0.02	3.55	Ø3/8" @.20
	+	0.990	1.55	3.55	Ø3/8" @.20
	-	0.480	0.75	3.55	Ø3/8" @.20
Descanso	-	0.480	0.75	3.55	Ø3/8" @.20
	+	0.080	0.12	3.55	Ø3/8" @.20
	-	0.010	0.02	3.55	Ø3/8" @.20
Descanso	-	0.010	0.02	3.55	Ø3/8" @.20
	+	4.130	6.66	8.60	Ø1/2" @.15
	+	4.130	6.66	8.60	Ø1/2" @.15
Inclinado	+	4.130	6.66	8.60	Ø1/2" @.15
	+	4.560	7.38	8.60	Ø1/2" @.15
	+	3.430	5.49	6.45	Ø1/2" @.20
Descanso	+	3.430	5.49	6.45	Ø1/2" @.20
	+	3.430	5.49	6.45	Ø1/2" @.20
	-	0.010	0.02	3.55	Ø3/8" @.20

9.2. Diseño por corte

Para el diseño por cortante se utilizaron las siguientes expresiones:

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

Se analizó las secciones críticas por corte utilizando un peralte efectivo de 0.17m y $f'_c = 280$ kgf/cm².

Reemplazando en la expresión anterior:

$$V_c = 0.53 \cdot \sqrt{280} \cdot 100 \cdot 17 = 15.076 \text{ tonf}$$

$$\phi V_c = 0.85 \cdot 15.076 = 12.815 \text{ tonf}$$

La cortante de diseño (ϕV_c) equivale a 12.815 tonf

Cortante a “d” de la cara más crítico, de ambos tramos de la escalera:

$$V_u = 4.39 \text{ tonf (máxima cortante de combinación última)}$$

Como $V_u < \phi V_c$, se cumple con el diseño por cortante.

9.3. Armado de la escalera

Se colocó para el primer tramo de la escalera del primer nivel en el descanso acero superior e inferior de $\varnothing 3/8'' @.20m$ y para la escalera acero superior e inferior de $\varnothing 3/8'' @.20m$. Además, para ambos el acero transversal corresponde al mínimo de $\varnothing 3/8'' @.20m$. Con respecto al segundo tramo de la escalera del primer nivel en los descansos se colocó acero superior de $\varnothing 3/8'' @.20m$ y acero inferior de $\varnothing 1/2'' @.15$ y para la escalera acero superior de $\varnothing 3/8'' @.20m$ y acero inferior de $\varnothing 1/2'' @.15m$. Además, para ambos el acero transversal corresponde al mínimo de $\varnothing 3/8'' @.20m$.

Por último, con respecto a los cortes de fierro, para los tramos inclinados se corta el fierro a un tercio de la luz libre de la escalera y para el corte en los descansos un corte de 0.40 m para cada uno. Finalmente, el armado de la escalera del primer nivel se ubica en el plano de desarrollo de la cisterna y escalera E-06, y se muestran en las siguientes imágenes:

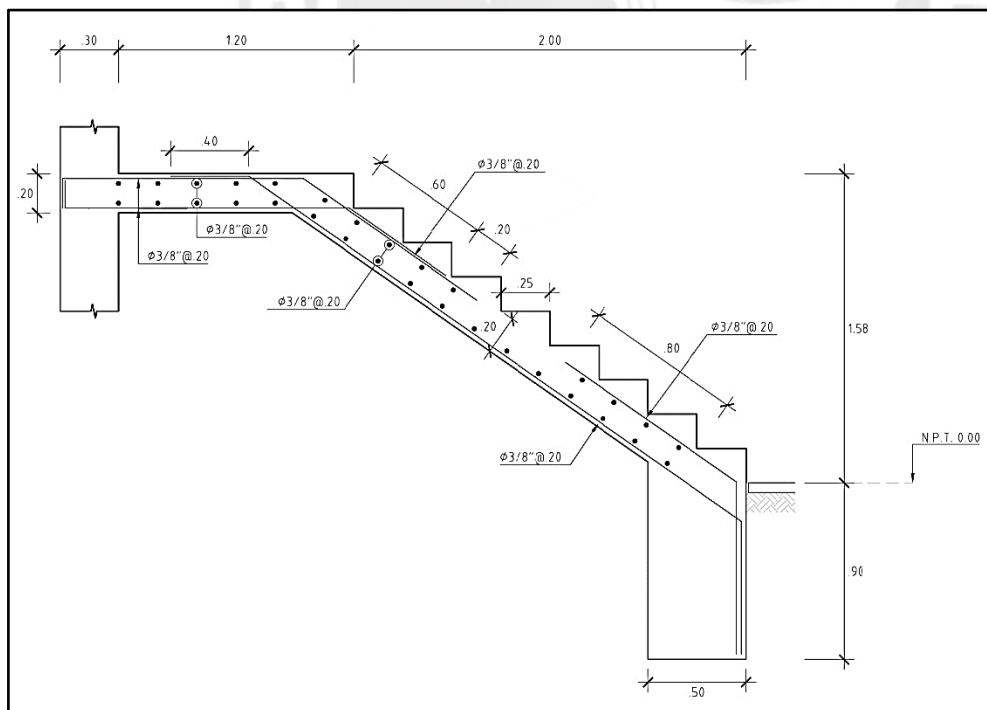


Figura 49. Armado de acero del primer tramo de la escalera del primer nivel

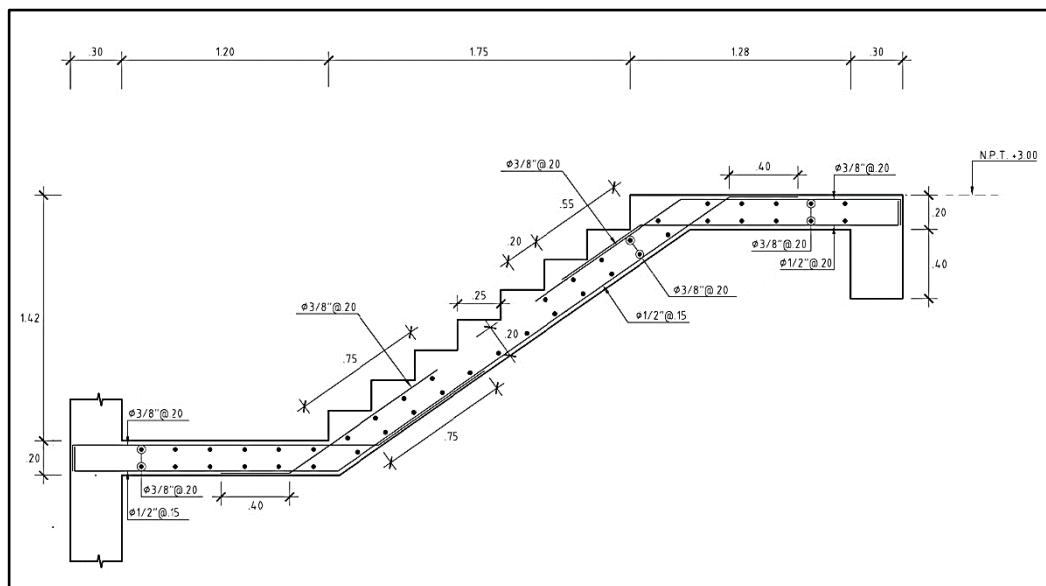


Figura 50. Armado de acero del segundo tramo de la escalera del primer nivel

10. DISEÑO DE CISTERNA

Se realizó un predimensionamiento de la cisterna enterrada que cuenta además con un cuarto de máquinas para el sistema de tanque hidroneumático, ambos se encuentran en la parte exterior de la edificación. Para calcular la dotación diaria se utilizó la norma IS 010 Instalaciones Sanitarias para Edificaciones, según el número de dormitorios en cada departamento.

Tabla 73. Dotación de agua para el consumo humano

N.º de dormitorios por dpto.	Dotación por dpto. (L/d)
1	500
2	850
3	1200
4	1350
5	1500

Nota. Tomado de “Norma Técnica de Edificaciones IS.010 Instalaciones Sanitarias”, por Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento, 2012.

Con la tabla anterior, se calculó la dotación para todo el edificio, como se muestra en la siguiente tabla:

Tabla 74. Dotación total de agua

	Tipo de departamento	Cantidad	Dotación diaria (L)	Dotación total (L)
1° piso	Dpto. con 3 dormitorios	4	1200	4800
Piso típico	Dpto. con 3 dormitorios	24	1200	28800
			Dotación Requerida	33600

Una vez hallada la dotación total de agua de 33600 litros, se dimensiona el volumen del tanque equivalente a 5/4 de la dotación total.

$$Volumen = \frac{5 \cdot \text{Dotación requerida}}{4} = \frac{5 \cdot 33600}{4} = 42000 \text{ litros} = 42 \text{ m}^3$$

Con lo que el tirante de agua mide 3.00 m con un ancho de 2.80 m y largo de 5.00 m para cumplir con la dotación total diaria. Para la cisterna se tiene el ancho y largo antes mencionados y una altura de 3.60 m y de igual forma para el cuarto de máquinas. Con respecto a los espesores de cada elemento, se tiene que la tapa y la fundación es de 0.15 m y las paredes son de 0.20 m.

A continuación, para el diseño de la cisterna se debe tener en cuenta las siguientes consideraciones iniciales asumidas para un buen suelo correspondiente de arena densa y grava con una capacidad admisible de 4 kgf/cm² mencionada anteriormente para el diseño de las cimentaciones.

Tabla 75. Parámetros para hallar las cargas

γ_{agua} (tonf/m ³)	1.00
γ_{suelo} (tonf/m ³)	2.00
f_c (kgf/cm ²)	280
K_a	0.33
K_p	3.00
K_o	0.50
Hagua (m)	3.00
Hcisterna (m)	3.60

Donde los datos del peso específico del suelo, el parámetro de empuje activo, pasivo y reposo, se obtuvieron del estudio de mecánica de suelos. Además, es necesario hallar un parámetro adicional para el diseño de la cisterna, el cual es K. Pero, antes se halla el coeficiente de balasto

según Terzaghi, para arena seca o húmeda media, con el cual se obtiene el valor de K30 máx, según la siguiente tabla:

Valores de k30 propuestos por Terzaghi			
Tipos de suelo			K30 max
Arena seca o húmeda	Suelta	0,64	1,92
	Media	1,92	9,6
	Compacta	9,6	32
Arena sumergida	Suelta		0,8
	Media		2,5
	Compacta		10
Arcilla	qu=1-2 kg/cm ²	1,6	3,2
	qu=2-4 kg/cm ²	3,2	6,4
	qu>4 kg/cm ²	>6,4	

Figura 51. Tabla de valores de K30 propuestos por Terzaghi

Nota. Tomado de "Soil mechanics in engineering practice.", por Terzaghi, K., Peck, R. B., & Mesri, G., 1996.

Además, se sabe que las dimensiones en planta de la cisterna y cuarto de máquinas corresponden a un ancho de $B = 3.20\text{m}$ y largo de $L = 5.40\text{m}$. Sin embargo, las medidas a emplear para las fórmulas y en el modelo se consideran a los ejes, por lo tanto, $B = 3.00\text{m}$ y $L = 5.20\text{m}$ serán las medidas que se utilizarán. Con todas las consideraciones anteriores, obtienen las cargas para los muros en cada lado, losa superior y losa inferior.

Para muros:

Se hallan los valores de las presiones que se aplican a las paredes de la cisterna, teniendo en cuenta que se usa el empuje en reposo (K_0) como si fuera un muro de sótano y no el empuje activo (K_a) debido a que tiene una tapa. Además, según el EMS la napa freática se ubica debajo del nivel del terreno, por lo tanto, no se considera un empuje debido al nivel freático. Se considera además una presión debido a la sobrecarga, el cual al estar ubicada la cisterna al costado del edificio se considera una sobrecarga de 4 tonf/m^2 .

$$P_{agua} = \gamma_{agua} \cdot H_{agua}$$

$$P_{agua} = 1.00 \cdot 3.00 = 3.00 \text{ tonf/m}^2$$

$$P_{suelo} = \gamma_{suelo} \cdot H_{cisterna} \cdot K_0$$

$$P_{suelo} = 2.00 \cdot 3.60 \cdot 0.50 = 3.60 \text{ tonf/m}^2$$

$$P_{s/c} = S/c \cdot K_o$$

$$P_{s/c} = 7 \cdot 0.50 = 3.50 \text{ tonf/m}^2$$

Para losas:

Para la losa superior o tapa, se considera como cargas su peso propio y una sobrecarga de 0.1 tonf/m².

Para la losa inferior o fundación, se considera como cargas su peso propio, la presión del agua y además es necesario hallar el parámetro adicional K anteriormente mencionado.

Con los valores obtenidos, se procede a obtener el valor de K, con la siguiente fórmula:

$$K_{\text{cuadrado}} = K_{30} \cdot \frac{0.30}{B}$$

$$K_{\text{rectangulo}} = \frac{2}{3} \cdot K_{\text{cuad}} \cdot \left(1 + \frac{B}{2 \cdot L}\right)$$

Reemplazando en las fórmulas anteriores, se obtiene:

$$K_{\text{cuadrado}} = 9.6 \cdot \frac{0.30}{5.20} = 0.55$$

$$K_{\text{rectangulo}} = \frac{2}{3} \cdot 0.55 \cdot \left(1 + \frac{5.20}{2 \cdot 6.00}\right) = 0.529 = 529.23 \text{ tonf/m}^3$$

Una vez hallada el Krectangulo, se emplea para el modelo de elementos finitos de la losa inferior considerando que está con resortes, que posee un módulo de balasto igual al calculado antes, en toda el área de contacto con el suelo y por tanto solo en la losa de fundación.

Con las cargas antes halladas asignadas correspondiente a cada elemento, se procede a colocarlas en el modelo en SAP 2000, que se muestra a continuación, teniendo en cuenta que para el diseño se debe considerar el estado peor posible o sea cuando la cisterna está vacía.

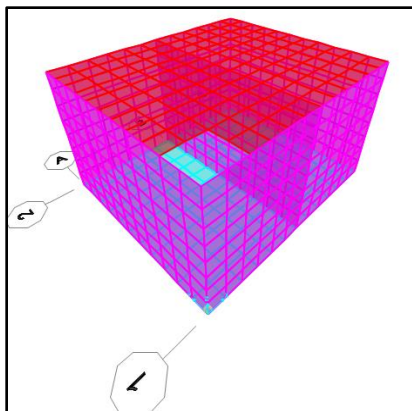


Figura 52. Modelo de la cisterna y cuarto de máquinas

Las combinaciones de carga que se consideraron son las siguientes:

Para un estado con tanque vacío:

La carga última corresponde a $1.4 \text{ CM} + 1.7 \text{ CV} + 1.7 \text{ Psuelo} + 1.7 \text{ Ps/c}$

Para un estado solo con tanque lleno de agua:

La carga última corresponde a $1.4 \text{ CM} + 1.7 \text{ CV} + 1.7 \text{ Pagua}$

Para el diseño de las paredes en el perímetro en contacto con el suelo, la tapa y la fundación se considera la primera combinación para su diseño. Pero, para la pared intermedia que separa el cuarto de máquinas y la cisterna, se usa la segunda combinación para su diseño.

Finalmente, para el diseño por flexión, se toma como ejemplo el diseño de una pared en contacto con el suelo correspondiente al eje A. A continuación, se muestran los momentos últimos obtenidos para este muro.

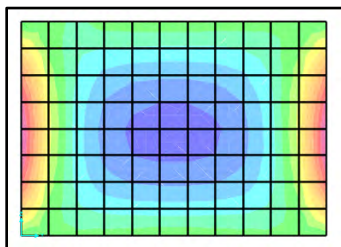


Figura 53. Momentos últimos (tonf-m) en X de la pared del eje A

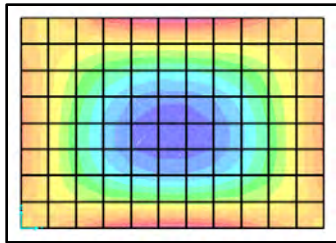


Figura 54. Momentos últimos (tonf-m) en Y de la pared del eje A

Se observa de los gráficos los valores momentos últimos para la dirección de ambos ejes, para los cuales se realiza el cálculo de acero requerido para cada eje.

Para el eje X, horizontal:

Para acero superior: $M_u \text{ izq} = 7.89 \text{ tonf-m}$ $b = 100 \text{ cm}$

$$a = 17 - \sqrt{17^2 - \frac{2 \cdot 7.89 \cdot 10^5}{0.9 \cdot 0.85 \cdot 280 \cdot 100}}$$

Se obtiene $a = 2.33 \text{ cm}$, con el cual se puede calcular el área de acero requerido.

$$A_s = \frac{7.89 \cdot 10^5}{0.9 \cdot 4200 \cdot (17 - 0.5 \cdot 2.33)}$$

Se obtiene $A_s \text{ req} = 13.18 \text{ cm}^2$ y el acero a colocar es $A_s \text{ colocado} = 13.33 \text{ cm}^2$ ($\text{Ø}5/8''$)

@.15m)

Para el eje Y, vertical:

Para acero inferior: $M_u = 5.75 \text{ tonf-m}$ $b = 100 \text{ cm}$

$$a = 17 - \sqrt{17^2 - \frac{2 \cdot 5.75 \cdot 10^5}{0.9 \cdot 0.85 \cdot 280 \cdot 100}}$$

Se obtiene $a = 1.66 \text{ cm}$, con el cual se puede calcular el área de acero requerido.

$$A_s = \frac{5.75 \cdot 10^5}{0.9 \cdot 4200 \cdot (17 - 0.5 \cdot 1.66)}$$

Se obtiene $A_{s \text{ req}} = 9.41 \text{ cm}^2$ y el acero a colocar es $A_{s \text{ colocado}} = 10 \text{ cm}^2$ ($\emptyset 5/8'' @.20\text{m}$)

Además, se debe tener en cuenta los aceros mínimos para cada caso:

$$A_{s \text{ min losa}} = 0.0018 \cdot b \cdot h = 0.0018 \cdot 100 \cdot 15 = 2.7 \text{ cm}^2$$

$$A_{s \text{ min pared vertical}} = 0.0015 \cdot b \cdot h = 0.0015 \cdot 100 \cdot 20 = 3 \text{ cm}^2$$

$$A_{s \text{ min pared horizontal}} = 0.0020 \cdot b \cdot h = 0.0020 \cdot 100 \cdot 20 = 4 \text{ cm}^2$$

Como se observa de los cálculos anteriores sobre los aceros colocados, el acero mínimo vertical corresponde a 3.55 cm^2 ($\emptyset 3/8'' @.20\text{m}$) y para el acero mínimo horizontal corresponde a 4.73 cm^2 ($\emptyset 3/8'' @.15\text{m}$).

El diseño por flexión se realiza de igual forma para las demás paredes, la tapa y la fundación. Considerando que el espesor de las paredes es de 0.20 m y para la tapa y fundación un espesor diferente de 0.15 m. A continuación, se muestra los aceros colocados para cada elemento:

Tabla 76. Aceros colocados en paredes de ejes A, B y C

	Sección	Mu (ton-m)	As req (cm ²)	As coloc (cm ²)	Barras de acero
Pared Eje A XX	-	7.890	13.18	13.33	$\emptyset 5/8'' @.15$
	+	3.780	6.07	8.60	$\emptyset 1/2'' @.15$
	-	7.890	13.18	13.33	$\emptyset 5/8'' @.15$
Pared Eje A YY	-	3.400	5.44	6.45	$\emptyset 1/2'' @.20$
	+	5.750	9.41	10.00	$\emptyset 5/8'' @.20$
	-	3.340	5.35	6.45	$\emptyset 1/2'' @.20$
Pared Eje B XX	-	1.320	2.08	4.73	$\emptyset 3/8'' @.15$
	+	0.510	0.80	4.73	$\emptyset 3/8'' @.15$
	+	1.320	2.08	4.73	$\emptyset 3/8'' @.15$
Pared Eje B YY	+	0.660	1.03	6.45	$\emptyset 1/2'' @.20$
	+	1.030	1.62	3.55	$\emptyset 3/8'' @.20$
	+	3.060	4.89	6.45	$\emptyset 1/2'' @.20$
Pared Eje C XX	+	7.890	13.18	13.33	$\emptyset 5/8'' @.15$
	+	3.780	6.07	8.60	$\emptyset 1/2'' @.15$
	-	7.890	13.18	13.33	$\emptyset 5/8'' @.15$
Pared Eje C YY	+	3.400	5.44	6.45	$\emptyset 1/2'' @.20$
	+	5.750	9.41	10.00	$\emptyset 5/8'' @.20$
	-	3.340	5.35	6.45	$\emptyset 1/2'' @.20$

Tabla 77. Aceros colocados en paredes de ejes 1 y 2

	Sección	Mu (ton-m)	As req (cm ²)	As coloc (cm ²)	Barras de acero
Pared Eje 1 XX	-	7.890	13.18	13.33	Ø5/8" @.15
	+	2.830	4.51	8.60	Ø1/2" @.15
	-	7.890	13.18	13.33	Ø5/8" @.15
Pared Eje 1 YY	-	0.750	1.17	3.55	Ø3/8" @.20
	+	1.750	2.76	3.55	Ø3/8" @.20
	-	0.570	0.89	3.55	Ø3/8" @.20
Pared Eje 2 XX	-	7.890	13.18	13.33	Ø5/8" @.15
	+	2.830	4.51	8.60	Ø1/2" @.15
	+	7.890	13.18	13.33	Ø5/8" @.15
Pared Eje 2 YY	+	0.750	1.17	3.55	Ø3/8" @.20
	+	1.750	2.76	3.55	Ø3/8" @.20
	+	0.570	0.89	3.55	Ø3/8" @.20

Tabla 78. Aceros colocados en tapa y fundación

	Sección	Mu (ton-m)	As req (cm ²)	As coloc (cm ²)	Barras de acero
Tapa XX	-	3.150	7.34	8.00	Ø5/8" @.25
	+	0.500	1.11	2.84	Ø3/8" @.25
	-	3.150	7.34	8.00	Ø5/8" @.25
Tapa YY	-	0.750	1.67	2.84	Ø3/8" @.25
	+	0.120	0.27	2.84	Ø3/8" @.25
	-	0.750	1.67	2.84	Ø3/8" @.25
Fundación XX	-	3.200	7.46	8.00	Ø5/8" @.25
	+	1.220	2.74	2.84	Ø3/8" @.25
	+	3.200	7.46	8.00	Ø5/8" @.25
Fundación YY	+	0.700	1.56	2.84	Ø3/8" @.25
	+	0.250	0.55	2.84	Ø3/8" @.25
	+	0.700	1.56	2.84	Ø3/8" @.25

Con respecto, a las verificaciones por cortante se obtuvo la cortante ϕV_c igual a:

$$V_c = 0.53 \cdot \sqrt{280} \cdot 100 \cdot 17 = 15.076 \text{ tonf}$$

$$\phi V_c = 0.85 \cdot 15.076 = 12.815 \text{ tonf}$$

El valor de la cortante ϕV_c es mayor a las cortantes últimas en la pared del eje A analizada cuyos valores están entre 11 y 12 tonf que son menores a ϕV_c y por tanto se cumple con el diseño

por cortante. De igual forma se compara las cortantes últimas de los demás elementos para verificar que sean menores a ϕV_c en todos los casos.

Además, como la cisterna está enterrada los espesores de los muros son menores a los necesarios en un tanque elevado o apoyado; y es menos posible que se produzcan fisuras en la cisterna debido a que las paredes ya no están sometidas a tracciones grandes, como es el caso en tanques apoyados, sino está sometido a compresiones o tracciones mucho menores que no producen fallas por figuración.

10.1. Armado de la cisterna

Finalmente, el armado de la cisterna y el cuarto de máquinas se ubican en el plano de desarrollo de la cisterna y escalera E-06, y se muestran en la siguiente imagen:

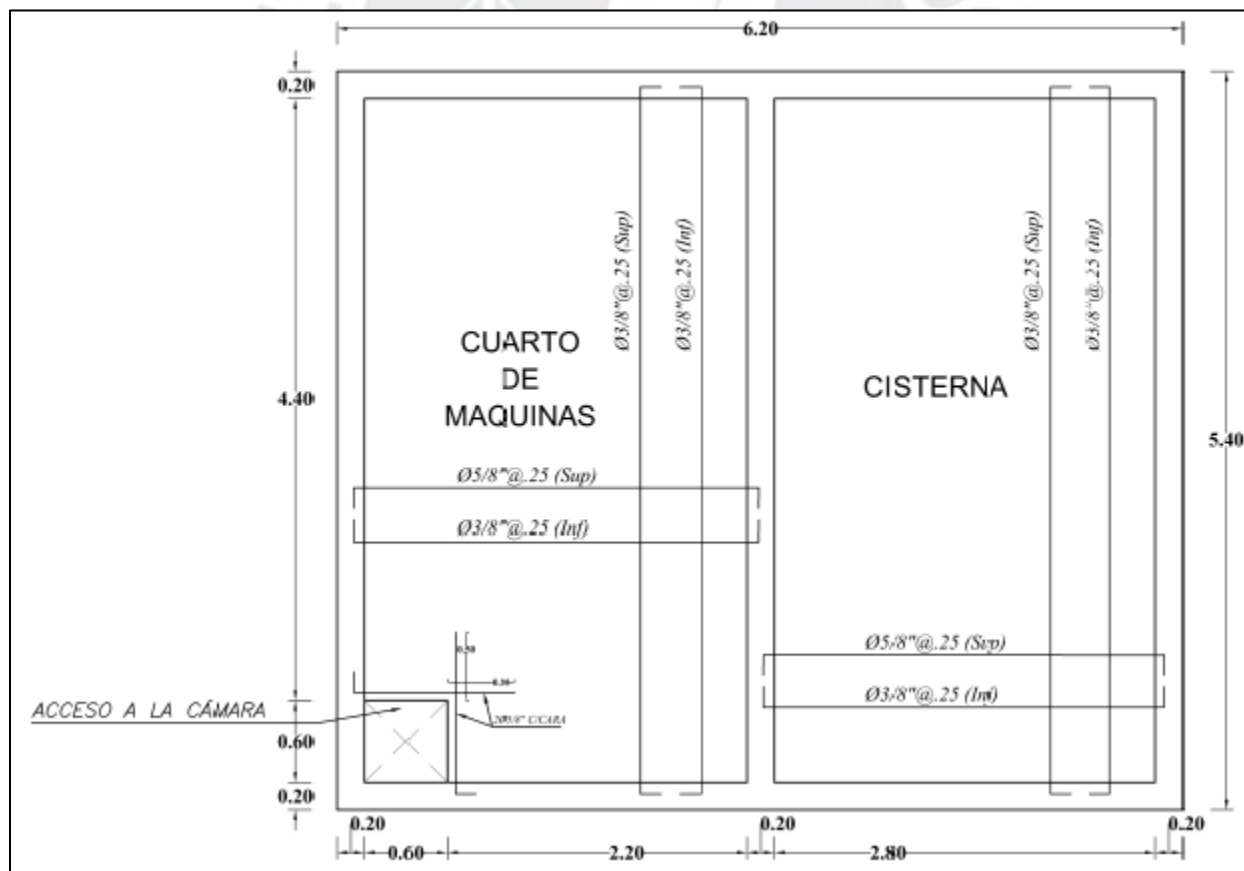


Figura 55. Armado en planta de la cisterna y cuarto de máquinas.

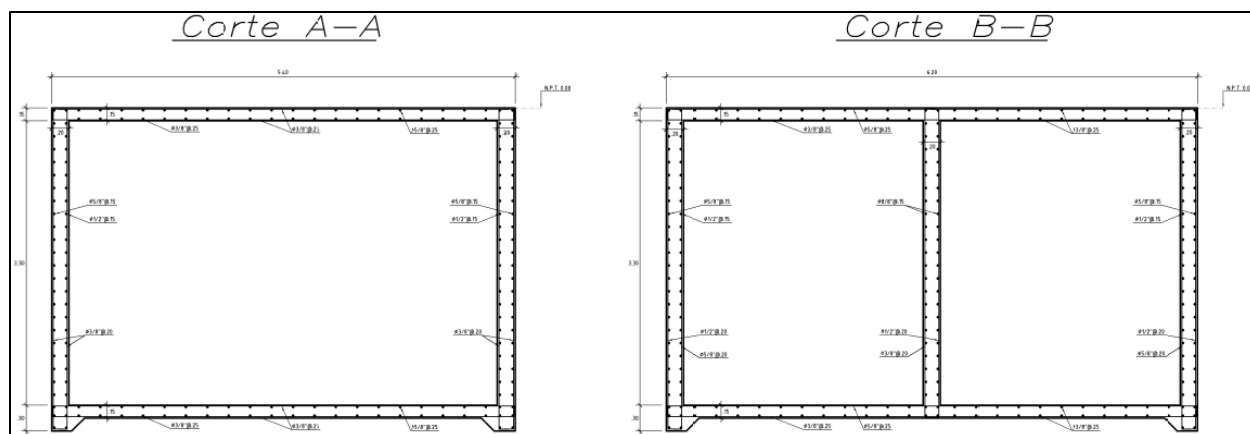


Figura 56. Armado en elevación de la cisterna y cuarto de máquinas.

11. METRADO Y PRESUPUESTO DEL PROYECTO

El metrado y presupuesto del proyecto se realizó para las especialidades de estructura y arquitectura que se dividen en partidas que a su vez se subdividen en diversas actividades que se muestran a continuación:

Tabla 79: Lista de partidas del proyecto

PROYECTO: EDIFICIO MULTIFAMILIAR DE 7 PISOS	
Código	Partidas
01	Obras provisionales, trabajos preliminares, seguridad y salud
02	Estructuras
02.01	Movimiento de tierras
02.02	Obras de concreto simple
02.03	Obras de concreto armado
03	Arquitectura
03.01	Muros y Tabiques
03.02	Revoques y revestimientos
03.03	Cielo raso
03.04	Pisos y pavimentos
03.05	Coberturas
03.06	Contra zócalos y zócalos
03.07	Carpintería de madera
03.08	Carpintería metálica

03.09	Cerrajería
03.10	Vidrios, cristales y similares
03.11	Pintura
03.12	Varios

A continuación, se muestra los metrados obtenidos de acero, encofrado y concreto para todo el edificio, a partir de los cuales, se han obtenidos ratios (partida / m² de área techada). Los valores resultantes se comparan con las ratios de un edificio multifamiliar de 7 pisos en Miraflores, con la finalidad de verificar los metrados del proyecto (área techada de 3,866.48 m²). Los resultados se indican en la siguiente tabla.

Tabla 80: Comparación de ratios del proyecto

Partidas Incidentes	Unidad	Metrado	Ratio del Proyecto	Ratio Base	%
ACERO	kg/m ²	117,701.49	30.44	24.20	26%
ENCOFRADO	m ² /m ²	7,919.75	2.05	2.47	17%
CONCRETO	m ³ /m ²	1,205.98	0.31	0.30	4%

Nota. Tomado de “Diseño Estructural de edificio multifamiliar de concreto armado”, por Salazar, J., Guillen, G., 2020.

El detalle del costo directo por especialidad, los gastos generales considerados para el proyecto (4.2205% del Costo Directo, obtenido del presupuesto en el S10), la utilidad de 10% y el IGV de 18%, se muestran en las siguientes tablas.

Tabla 81: Resumen del presupuesto por especialidad

RESUMEN DEL PRESUPUESTO				
Ítem	Descripción	Unid.	Parcial (S/)	% CD
01	Obras provisionales	Glb	123,052.72	2%
02	Estructuras	Glb	2,578,664.20	46%
03	Arquitectura	Glb	2,830,833.08	51%
COSTO DIRECTO			5,532,550.00	100%

Tabla 82: Resumen del presupuesto del proyecto

Costo directo	5,532,550.00
Gastos generales (4.2205 %)	233,500.00
Utilidad (10 %)	553,255.00
Subtotal	6,319,305.00

IGV (18 %)	1,137,474.90
Total (S/.)	7,456,779.90
<i>Costo total por m2 de área construída (S/.)</i>	1,928.57
<i>Costo total por m2 de área construída (USD)</i>	511.56

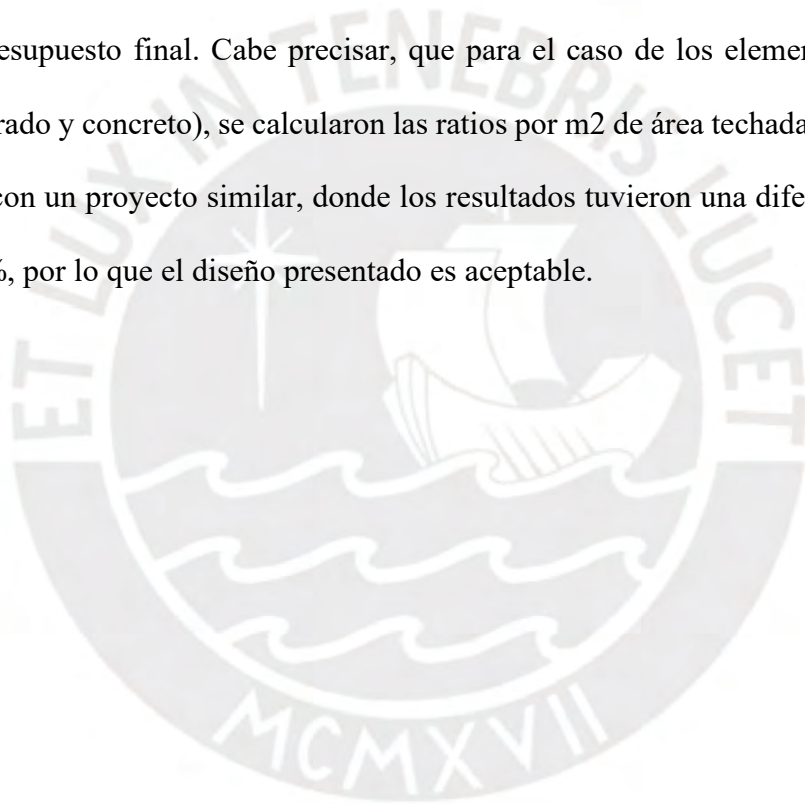
Finalmente, se obtiene el costo total del proyecto: **SIETE MILLONES CUATROCIENTOS CINCUENTA Y SEIS MIL SETECIENTOS SETENTA Y NUEVE Y 90/100 NUEVOS SOLES.**



12. CONCLUSIONES

- La estructuración inicial y los criterios de predimensionamiento utilizados, dieron como resultado una estructura simple y simétrica. Sin embargo, posteriormente se hicieron cambios al plano de estructuración inicial, con respecto al espesor y longitud de algunas placas para mantener la estructura regular (se redujo la irregularidad por torsión para ser menor a 1.30) y además para el predimensionamiento se asumió un sistema dual, pero se obtuvo en el análisis una participación de los muros, donde la fuerza cortante que toman las placas es del 97% en el eje X y 99% en el eje Y, mayor al 70% (sistema de muros $R_o=6.00$). Finalmente, las derivas elásticas e inelásticas obtenidas del análisis dinámico-espectral están por debajo de los máximos establecidos por la norma E.030 ($D_{max}=0.007$), donde la deriva inelástica en X es 0.00488 y la deriva inelástica en Y es 0.00361.
- Los valores de carga muerta y carga viva reducida acumulada obtenida en cada nivel del metrado manual fueron bastante similares a los obtenidos del ETABS®. Asimismo, los valores de peso sísmico proveniente del metrado convencional fueron bastante similares a los obtenidos del ETABS®, el peso sísmico por metro cuadrado (tonf/m^2) del piso típico, es igual a 1 en el metrado convencional y es 1.1 en el ETABS®. Por consiguiente, se concluye que el modelamiento en ETABS® brinda un factor de confiabilidad a los resultados brindados.
- Se tiene dos configuraciones referentes al acero de las placas, la primera configuración comprende desde el primer al tercer nivel, y la segunda, comprende desde el cuarto al séptimo nivel. De esta manera, se optimiza la cuantía de acero en las placas y se presenta un ajuste acorde a la carga requerida por placa. Por otro lado, las columnas del proyecto presentan menor carga y su cuantía de acero fue similar en todos los niveles.

- Se presentaron dificultades al momento de diseñar la zapata de la placa PL-01, dado los grandes momentos flectores por sismo en el eje Y, lo que generó esfuerzos de tracción entre la zapata y el suelo. Por ese motivo, se optó por combinar la zapata de la placa PL-01 con las columnas C-1, C-3 y C-5, y con la placa PL-04, para poder eliminar los esfuerzos de tracción y reducir las excentricidades iniciales generadas por los momentos flectores por sismo, ya que se tuvo mayor área para la distribución de los esfuerzos de la zapata.
- Se realizó el metrado de todos los elementos considerados que componen el proyecto para obtener el presupuesto final. Cabe precisar, que para el caso de los elementos estructurales (acero, encofrado y concreto), se calcularon las ratios por m² de área techada. Estos valores se compararon con un proyecto similar, donde los resultados tuvieron una diferencia porcentual menor al 30%, por lo que el diseño presentado es aceptable.

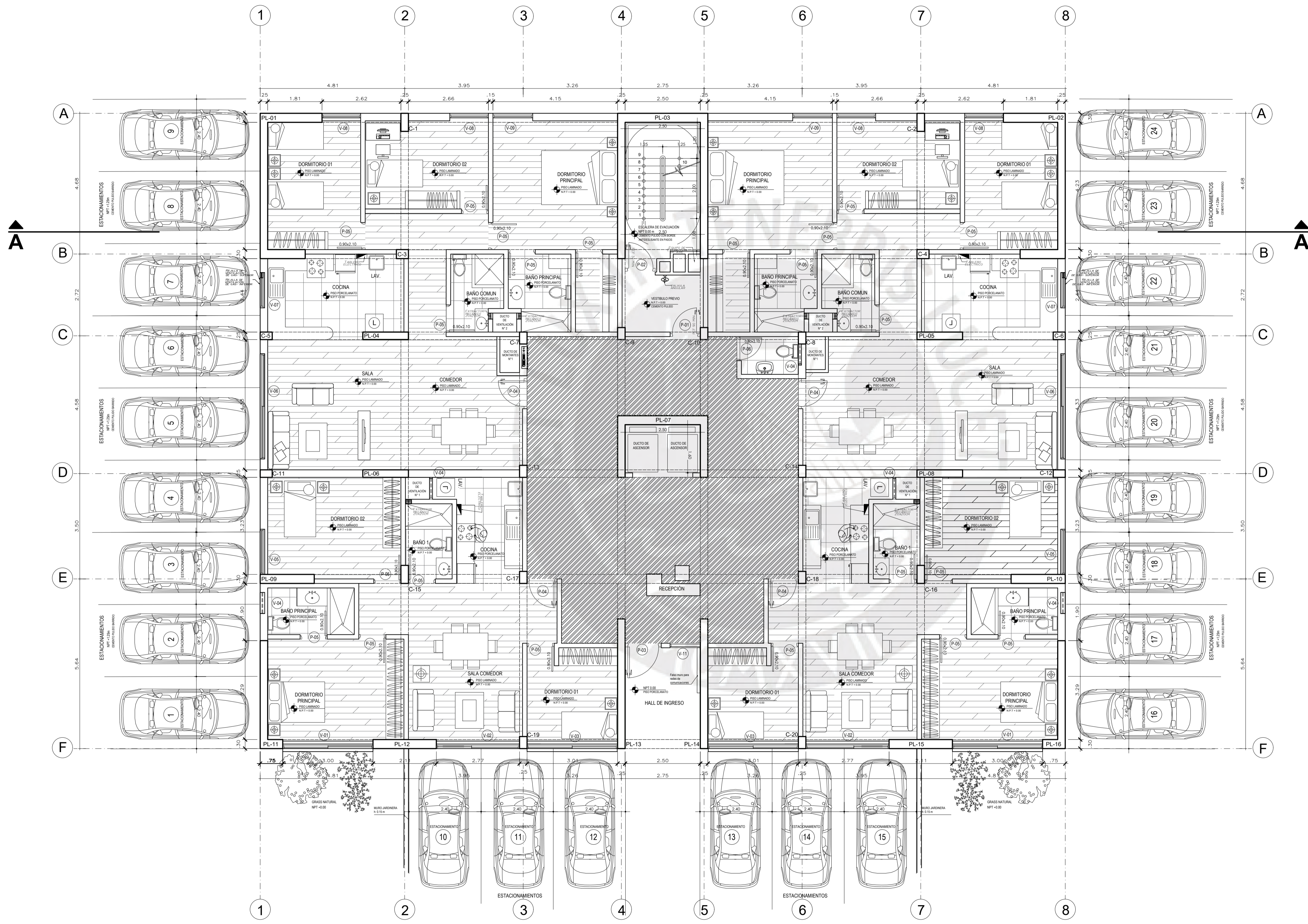


13. BIBLIOGRAFÍA

- American Concrete Institute., & Poston, R. W. (2014). Requisitos de Reglamento para concreto estructural (ACI 318S-14) y comentario (ACI 318SR-14): (sistema métrico SI).
- Blanco, A. (1997). *Estructuración y Diseño de Edificaciones en Concreto Armado*. Capítulo de Ingeniería Civil. Consejo Departamental de Lima.
- Centro Peruano Japonés de Investigaciones Sísmicas y Mitigación de Desastres (2018). *Estudio de Microzonificación Sísmica y Análisis de riesgo en la zona de estudio ubicada en el distrito de Pueblo Libre*. Ministerio De Vivienda, Construcción y Saneamiento y Universidad Nacional de Ingeniería.
- Decreto Supremo N° 011 de 2006 [Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento]. Norma Técnica de Edificaciones E.020 Cargas. 05 de marzo de 2006.
- Decreto Supremo N° 010 de 2009 [Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento]. Actualización de la Norma Técnica de Edificaciones E.060 Concreto armado. 08 de mayo de 2009.
- Decreto Supremo N° 010 de 2009 [Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento]. Norma Técnica de Edificaciones A.010 Consideraciones generales de diseño. 09 de mayo de 2009.
- Decreto Supremo N° 017 de 2012 [Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento]. Norma Técnica de Edificaciones IS.010 Instalaciones Sanitarias. 30 de diciembre de 2012.
- Morales, R. (2013). *Diseño en Concreto Armado*. Instituto de la Construcción y Gerencia.
- Ottazzi, G. (2016). *Apuntes del curso Concreto Armado I*. Fondo Editorial PUCP.
- Resolución Ministerial N° 355 de 2018 [Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento]. Actualización de la Norma Técnica de Edificaciones E.030 Diseño Sismorresistente. 22 de octubre de 2018.
- Resolución Ministerial N° 406 de 2018 [Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento]. Actualización de la Norma Técnica de Edificaciones E.050 Suelos y Cimentaciones. 03 de diciembre de 2018.
- Salazar Crispin, J. R., Guillen Bernuy, G. E. (2020) *Diseño Estructural de edificio multifamiliar de concreto armado*. [Título profesional, Pontificia Universidad Católica del Perú]. Repositorio Institucional de la PUCP.
- Terzaghi, K., Peck, R. B., & Mesri, G. (1996). *Soil mechanics in engineering practice*. John wiley & sons.

ANEXO A:
PLANOS DE
ARQUITECTURA

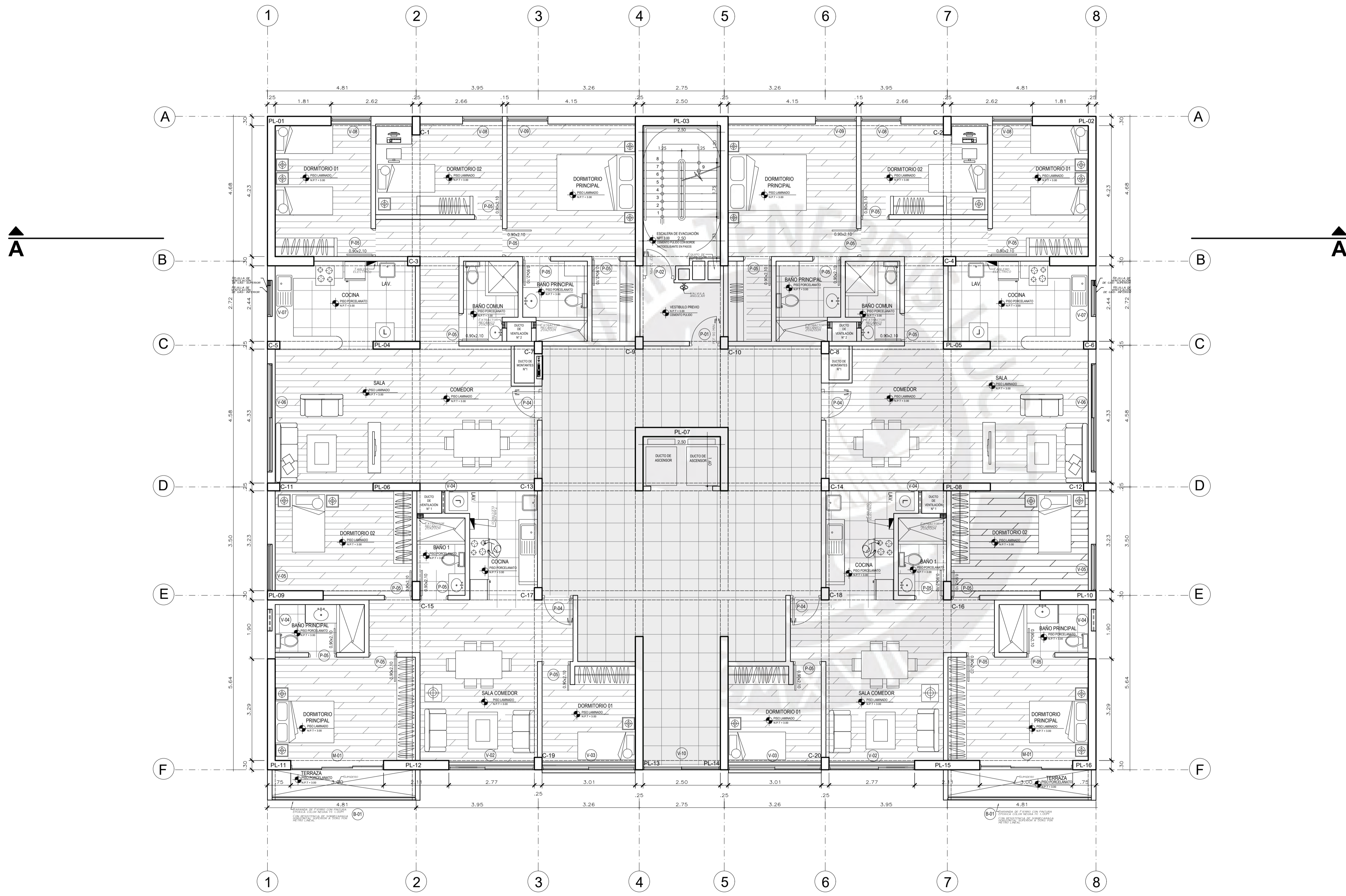




CUADRO DE VANOS					
PUERTAS					
TIPO	DESCRIPCION	ANCHO	ALTURA	ALFEIZAR	CANT.
P-01	PUERTA CONTRAPLACADA CORTAFUEGO 30 MN	1.00	2.10	-	1
P-02	PUERTA BATENTE DE VIDRO TEMPLADO 8mm	1.20	2.10	-	1
P-03	PUERTA BATENTE DE VIDRO TEMPLADO 8mm	1.20	2.10	-	1
P-04	PUERTA BATENTE DE VIDRO TEMPLADO 8mm	1.00	2.10	-	4
P-05	CONTRAPLACADA BATENTE COLOR BLANCO	0.90	2.10	-	22
P-06	CONTRAPLACADA BATENTE COLOR BLANCO	0.90	2.10	-	1

VENTANAS					
TIPO	DESCRIPCION	ANCHO	ALTURA	ALFEIZAR	CANT.
V-01	CARPINTERIA DE ALUMINO VIDRO CORREDIZO	3.00	1.15	1.00	2
V-02	CARPINTERIA DE ALUMINO VIDRO CORREDIZO	2.77	1.15	1.00	2
V-03	CARPINTERIA DE ALUMINO VIDRO CORREDIZO	3.01	1.15	1.00	2
V-04	CARPINTERIA DE ALUMINO VIDRO PIVOTANTE	0.70	0.60	1.80	2
V-05	CARPINTERIA DE ALUMINO VIDRO CORREDIZO	1.50	1.15	1.00	2
V-06	CARPINTERIA DE ALUMINO VIDRO CORREDIZO	3.50	1.15	1.00	2
V-07	CARPINTERIA DE ALUMINO VIDRO CORREDIZO	1.00	1.15	1.00	2
V-08	CARPINTERIA DE ALUMINO VIDRO CORREDIZO	1.29	1.15	1.00	4
V-09	CARPINTERIA DE ALUMINO VIDRO PIVOTANTE	1.32	1.15	1.00	2
V-11	CARPINTERIA DE ALUMINO VIDRO CORREDIZO	1.00	1.15	1.00	1

UNIVERSIDAD PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATOLICA DEL PERU	PROYECTO EDIFICIO MULTIFAMILIAR DE 7 PISOS
ASESOR DE TESIS CARLOS ALBERTO SOSA CARDENAS INGENIERO CIVIL	PLANO PLANTA DE 1° PISO
ENCARGADOS IVANNA FRANCESCA SANCHEZ CARRASCO BREYTON LUIS DAVILA ANDIA	ESPECIALIDAD ARQUITECTURA
	FECHA ABRIL 2024
	ESCALA 1:75
	LAMINA A-01

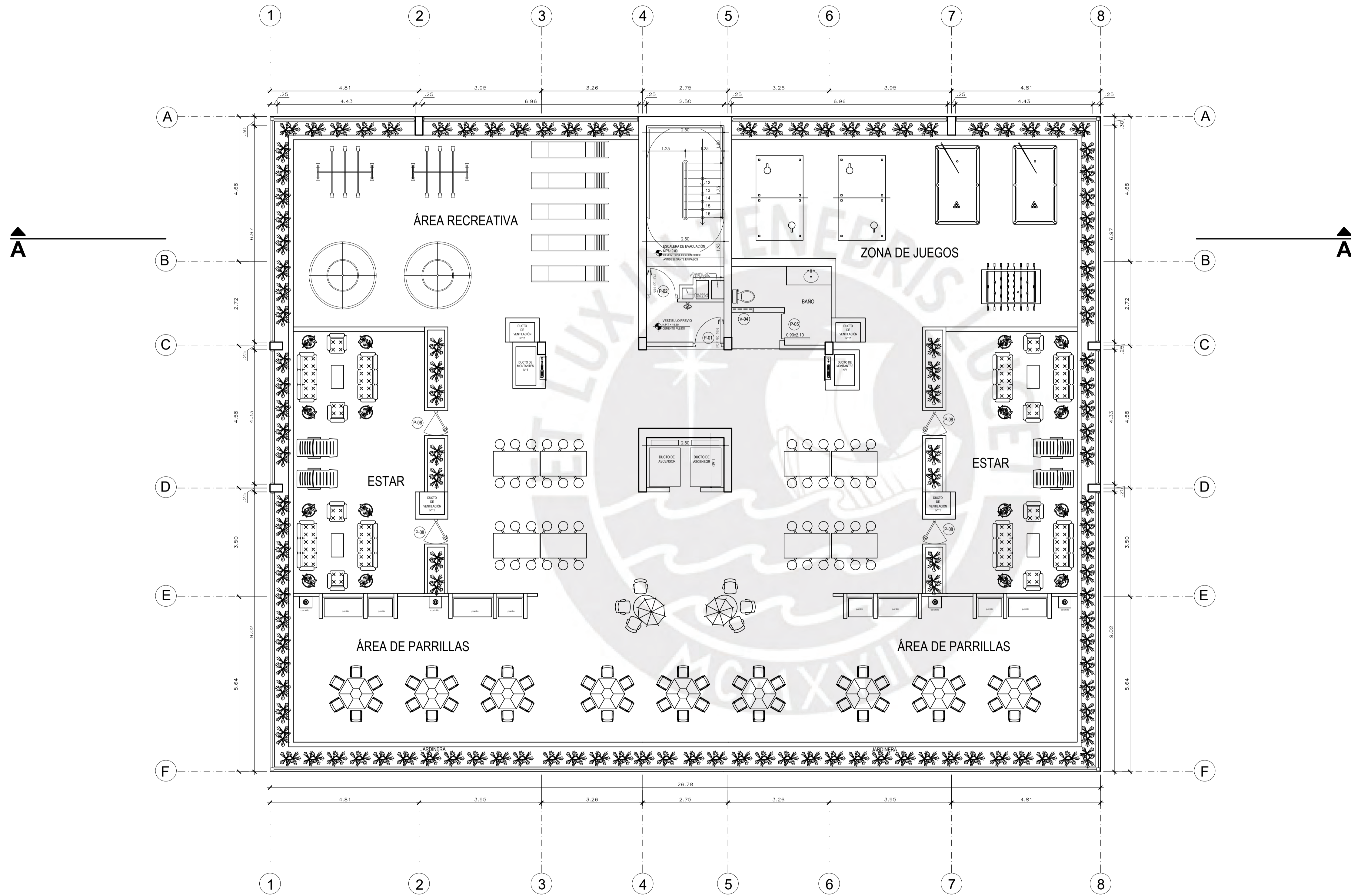


CUADRO DE VANOS					
PUERTAS					
TIPO	DESCRIPCIÓN	ANCHO	ALTURA	ALFEIZAR	CANT.
P-01	PUERTA CONTRAPICADA CONTAPUEGO 90 MM	1.00	2.10	-	1
P-02	PUERTA CONTRAPICADA CONTAPUEGO 30 MM	1.00	2.10	-	1
P-04	CONTRAPICADA INTERTE COLOR BLANCO	1.00	2.10	-	4
P-05	CONTRAPICADA INTERTE COLOR BLANCO	0.90	2.10	-	22

VENTANAS					
TIPO	DESCRIPCIÓN	ANCHO	ALTURA	ALFEIZAR	CANT.
V-02	CARPINTERIA DE ALUMINO VIERO CORREDIZO TELA ADH. 1000	2.77	1.15	1.00	2
V-03	CARPINTERIA DE ALUMINO VIERO CORREDIZO TELA ADH. 1000	3.01	1.15	1.00	2
V-04	CARPINTERIA DE ALUMINO VIERO PAVONADO CORREDIZO TELA ADH. 1000	0.70	0.60	1.80	2
V-05	CARPINTERIA DE ALUMINO VIERO CORREDIZO TELA ADH. 1000	1.50	1.15	1.00	2
V-06	CARPINTERIA DE ALUMINO VIERO CORREDIZO TELA ADH. 1000	3.50	1.15	1.00	2
V-07	CARPINTERIA DE ALUMINO VIERO CORREDIZO TELA ADH. 1000	1.00	1.15	1.00	2
V-08	CARPINTERIA DE ALUMINO VIERO CORREDIZO CORREDIZO TELA ADH. 1000	1.29	1.15	1.00	4
V-09	CARPINTERIA DE ALUMINO VIERO PAVONADO CORREDIZO TELA ADH. 1000	1.32	1.15	1.00	2
V-10	CARPINTERIA DE ALUMINO VIERO CORREDIZO TELA ADH. 1000	2.50	1.15	1.00	1

MAMPARAS					
TIPO	DESCRIPCIÓN	ANCHO	ALTURA	ALFEIZAR	CANT.
M-01	CARPINTERIA DE ALUMINO VIERO CORREDIZO TELA ADH. 1000	3.00	2.40	-	2

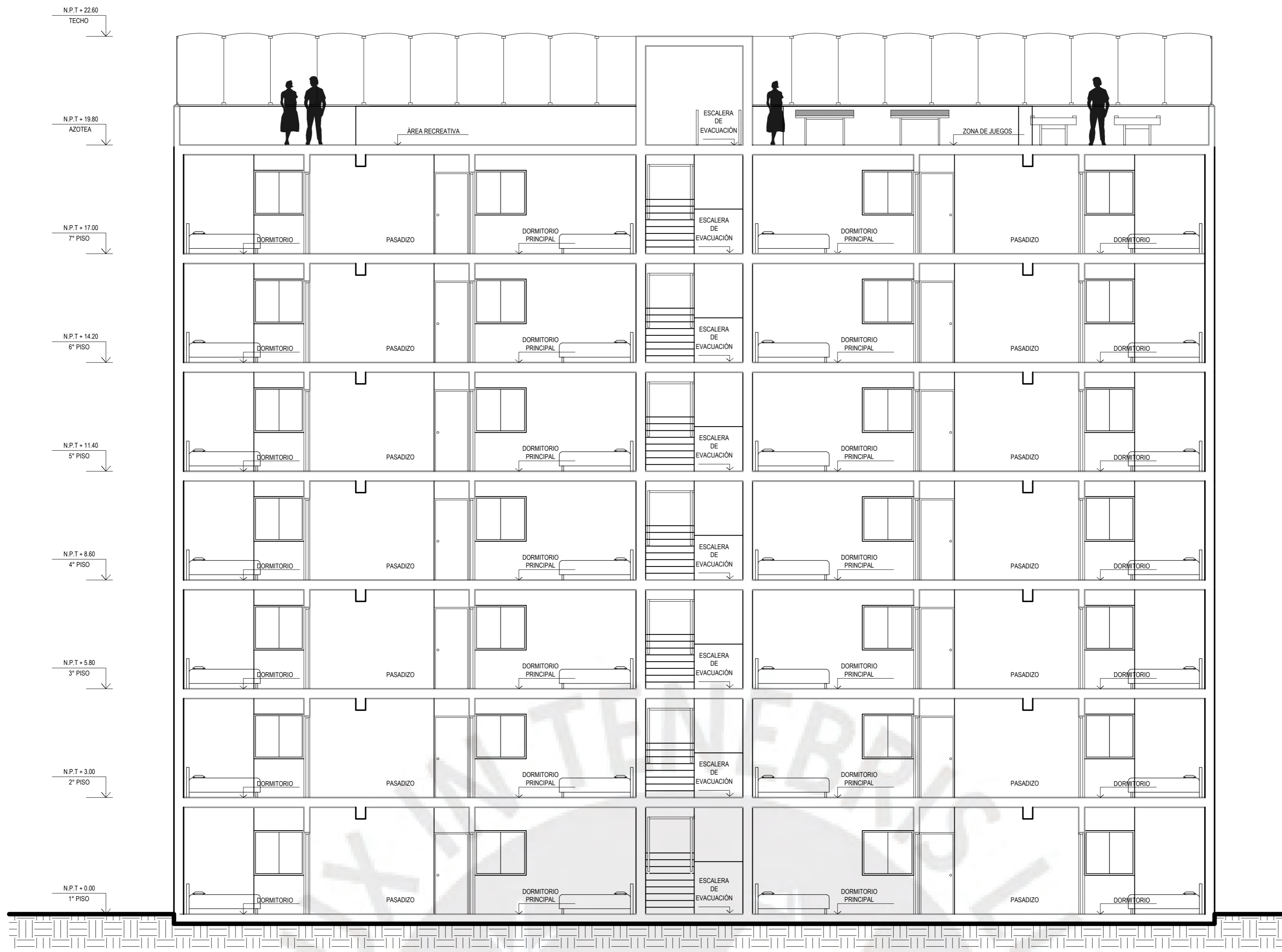
UNIVERSIDAD PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ	PROYECTO EDIFICIO MULTIFAMILIAR DE 7 PISOS
ASESOR DE TESIS CARLOS ALBERTO SOSA CÁRDENAS INGENIERO CIVIL	PLANO PLANTA DE PISO TÍPICO
ENCARGADOS IVANNA FRANCESCA SANCHEZ CARRASCO BREYTON LUIS DÁVILA ANDÍA	ESPECIALIDAD ARQUITECTURA
	FECHA ABRIL 2024
	ESCALA 1:75
	LAMINA A-02



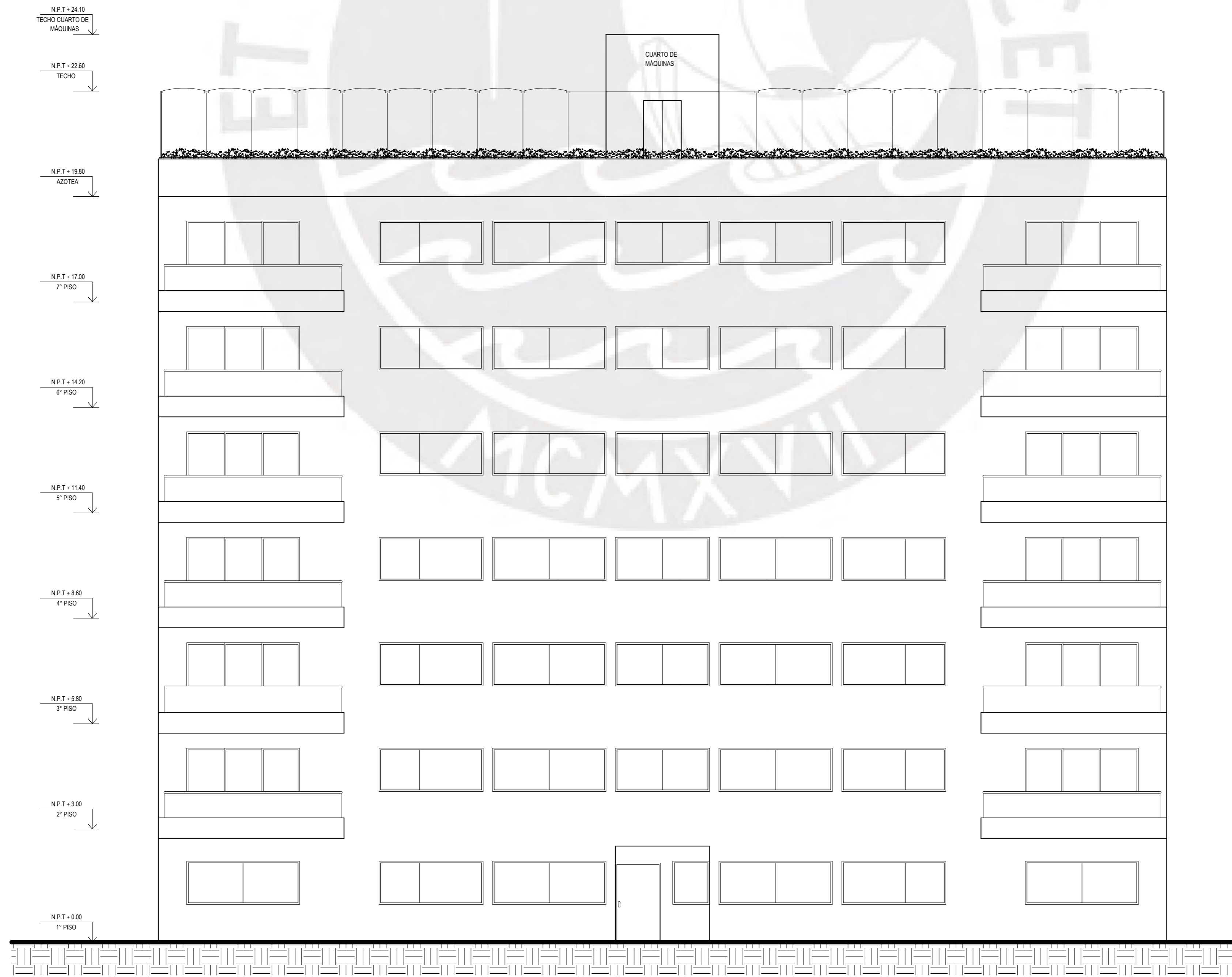
CUADRO DE VANOS					
PUERTAS					
TIPO	DESCRIPCIÓN	ANCHO	ALTURA	ALFEIZAR	CANT.
P - 01	PUERTA CONTRAPLACADA CONTRAFUEGO 90 MM	1.00	2.10	-	1
P - 02	PUERTA CONTRAPLACADA CONTRAFUEGO 30 MM	1.00	2.10	-	1
P - 03	CONTRAPLACADA INTERIORE COLOR BLANCO	0.90	2.10	-	1
P - 04	CONTRAPLACADA EXTERIORE COLOR BLANCO	0.90	2.10	-	4

VENTANAS					
TIPO	DESCRIPCIÓN	ANCHO	ALTURA	ALFEIZAR	CANT.
V - 04	CONTRAPLACADA DE ALUMINIO VIDRIO PRIVADO CORREDORES 100% ALUMINIO	0.70	0.60	1.80	2

UNIVERSIDAD PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ	PROYECTO EDIFICIO MULTIFAMILIAR DE 7 PISOS
ASESOR DE TESIS CARLOS ALBERTO SOSA CÁRDENAS INGENIERO CIVIL	PLANO PLANTA DE AZOTEA
ENCARGADOS IVANNA FRANCESCA SANCHEZ CARRASCO BREYTON LUIS DÁVILA ANDÍA	ESPECIALIDAD ARQUITECTURA
	FECHA ABRIL 2024
	ESCALA 1:75
	LÁMINA A-03




CORTE LONGITUDINAL A - A



ELEVACIÓN FRONTAL

UNIVERSIDAD PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ		PROYECTO EDIFICIO MULTIFAMILIAR DE 7 PISOS	
ASESOR DE TESIS CARLOS ALBERTO SOSA CÁRDENAS INGENIERO CIVIL		PLANO ELEVACIÓN FRONTAL Y CORTE A-A	
ENCARGADOS IVANNA FRANCESCA SANCHEZ CARRASCO BREYTON LUIS DÁVILA ANDÍA		ESPECIALIDAD ARQUITECTURA	LÁMINA A-04
		FECHA ABRIL 2024	ESCALA 1:75



**ANEXO B:
PLANOS DE
ESTRUCTURAS**

ESPECIFICACIONES GENERALES

1. ANTES DE INICIAR CON LOS TRABAJOS, CUALQUIER INCOMPATIBILIDAD DEBERÁ SER REPORTADA OPORTUNAMENTE AL ESPECIALISTA RESPONSABLE.
2. LAS DIMENSIONES DE LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES DEBERÁN SER VERIFICADAS POR EL CONTRATISTA ANTES DE EMPEZAR CON LOS TRABAJOS DE CONSTRUCCIÓN.
3. DURANTE LA OBRA, EL CONTRATISTA SERÁ RESPONSABLE DE LA SEGURIDAD DEL PERSONAL EN LA CONSTRUCCIÓN.
4. LOS MATERIALES Y LA MANO DE OBRA DEBERÁN ESTAR EN CONFORMIDAD CON LOS REQUERIMIENTOS INDICADOS EN LAS EDICIONES VIGENTES DE LOS REGLAMENTOS DEL PERÚ EN LA CONSTRUCCIÓN.
5. SE DEBERÁ REVISAR LAS ESPECIFICACIONES TÉCNICAS QUE SE ADJUNTAN PARA EL PROYECTO DE ESTRUCTURAS.

CONCRETO

- 1.- LA RESISTENCIA MÍNIMA (PROMEDIO A LA ROTURA DE PROBETAS) f_c DEL CONCRETO A LOS 28 DÍAS:
 - a) ELEMENTOS DE CONCRETO REFORZADO: CONCRETO EN ZAPATAS, COLUMNAS, VIGAS, PLACAS, LOSAS ES DE $f_c=280$ kgf/cm²
 - b) DE UTILIZAR ADITIVOS (POR CUALQUIER FINALIDAD) ESTOS SE USARÁN EN LAS PROPORCIONES RECOMENDADAS POR EL FABRICANTE Y SUJETO A LA APROBACIÓN DEL SUPERVISOR
- 2.- TODO TRABAJO DE CONCRETO Y OTROS MATERIALES DEBERÁ SATISFACER LAS ESPECIFICACIONES DEL PROYECTO.

ACERO DE REFUERZO

- 1.- EL ACERO DE REFUERZO SERÁ GRADO 60 SEGÚN LA NORMA ASTM 515 CON PUNTO DE FLUENCIA MÍNIMO DE 4200kg/cm²
- 2.- TODOS LOS INSERTOS EMBEBIDOS SERÁN DE ACERO ASTM A-36 SALVO INDICACIÓN CONTRARIA EN PLANOS.
- 3.- LA PARTE EMBEBIDA DEL INSERTO NO DEBERÁ SER PINTADA
- 4.- NO SE PERMITIRÁ EL CORTE DE REFUERZO CON SOPLETE
- 5.- EL ACERO DE REFUERZO SERÁ DOBLADO EN FRÍO.

TERRENO

- 1.- CAPACIDAD PORTANTE=4.00 kgf/cm²
- 2.- LA PROFUNDIDAD DE CIMENTACIÓN ES DE 1.50m

RECUBRIMIENTOS

FONDO DE ZAPATA Y LATERAL ENCOFRADO	4 cm.
FONDO DE ZAPATAS Y LATERAL CONTRA TERRENO	7 cm.
VIGAS	4 cm.
COLUMNAS	4 cm.
LOSAS	2 cm.

CARGAS

CARGAS VIVAS

REGLAMENTO:	E-0.20
VIVIENDAS	200 kg/m ²
CORREDORES Y ESCALERAS	400 kg/m ²
AZOTEA	100 kg/m ²

CARGAS SÍSMICAS

REGLAMENTO:	E-0.30
FACTOR DE ZONA, Z	0.45
FACTOR DE USO, U	1.00
FACTOR DE SUELO, S	1.00
COEFICIENTES DE REDUCCIÓN PARA LAS SOLICITACIONES SÍSMICAS, R	R _x =6.00 (REGULAR Y MUROS DE CONCRETO) R _y =6.00 (REGULAR Y MUROS DE CONCRETO)

RESULTADOS DEL ANÁLISIS SÍSMICO

DIRECCIÓN X-X:
 -T_{xx} = 0.549 seg
 -MÁXIMO DESPLAZAMIENTO EN LA AZOTEA = 8.24 cm.
 -MÁXIMA DERIVA DE ENTREPISO = 0.00488

DIRECCIÓN Y-Y:
 -T_{yy} = 0.402 seg.
 -MÁXIMO DESPLAZAMIENTO EN LA AZOTEA = 5.95 cm.
 -MÁXIMA DERIVA DE ENTREPISO = 0.00361

RELACIÓN DE PLANOS

E-01	ESPECIFICACIONES GENERALES Y DETALLES
E-02	DESARROLLO DE CIMENTACIONES
E-03	DESARROLLO DE COLUMNAS Y PLACAS
E-04	ENCOFRADO DE TECHO DE PISO TÍPICO Y CORTES
E-05	ENCOFRADO DE TECHO DE AZOTEA Y CORTES
E-06	DESARROLLO DE ESCALERA Y CISTERNA
E-07	DESARROLLO DE VIGAS I DE PISO TÍPICO
E-08	DESARROLLO DE VIGAS II DE PISO TÍPICO
E-09	DESARROLLO DE VIGAS III DE PISO TÍPICO
E-10	DESARROLLO DE VIGAS I DE AZOTEA
E-11	DESARROLLO DE VIGAS II DE AZOTEA
E-12	DESARROLLO DE VIGAS III DE AZOTEA

DETALLES TÍPICOS DE COLUMNAS Y PLACAS

REINFORZADO L (mm)

3/8"	0.35
1/2"	0.45
5/8"	0.60
3/4"	0.70
1"	0.90
1-1/8"	1.10

REINFORZADO LxH (mm)

3/8"	0.35
1/2"	0.45
5/8"	0.60
3/4"	0.70
1"	0.90
1-1/8"	1.10

REINFORZADO LxH (mm)

3/8"	0.35
1/2"	0.45
5/8"	0.60
3/4"	0.70
1"	0.90
1-1/8"	1.10

REINFORZADO LxH (mm)

3/8"	0.35
1/2"	0.45
5/8"	0.60
3/4"	0.70
1"	0.90
1-1/8"	1.10

REINFORZADO LxH (mm)

3/8"	0.35
1/2"	0.45
5/8"	0.60
3/4"	0.70
1"	0.90
1-1/8"	1.10

REINFORZADO LxH (mm)

3/8"	0.35
1/2"	0.45
5/8"	0.60
3/4"	0.70
1"	0.90
1-1/8"	1.10

REINFORZADO LxH (mm)

3/8"	0.35
1/2"	0.45
5/8"	0.60
3/4"	0.70
1"	0.90
1-1/8"	1.10

DETALLES TÍPICOS DE VIGAS

REINFORZADO L (mm)

3/8"	0.35
1/2"	0.45
5/8"	0.60
3/4"	0.70
1"	0.90
1-1/8"	1.10

REINFORZADO LxH (mm)

3/8"	0.35
1/2"	0.45
5/8"	0.60
3/4"	0.70
1"	0.90
1-1/8"	1.10

REINFORZADO LxH (mm)

3/8"	0.35
1/2"	0.45
5/8"	0.60
3/4"	0.70
1"	0.90
1-1/8"	1.10

REINFORZADO LxH (mm)

3/8"	0.35
1/2"	0.45
5/8"	0.60
3/4"	0.70
1"	0.90
1-1/8"	1.10

REINFORZADO LxH (mm)

3/8"	0.35
1/2"	0.45
5/8"	0.60
3/4"	0.70
1"	0.90
1-1/8"	1.10

REINFORZADO LxH (mm)

3/8"	0.35
1/2"	0.45
5/8"	0.60
3/4"	0.70
1"	0.90
1-1/8"	1.10

DETALLES DE LOSAS

REINFORZADO L (mm)

3/8"	0.35
1/2"	0.45
5/8"	0.60
3/4"	0.70
1"	0.90
1-1/8"	1.10

REINFORZADO LxH (mm)

3/8"	0.35
1/2"	0.45
5/8"	0.60
3/4"	0.70
1"	0.90
1-1/8"	1.10

REINFORZADO LxH (mm)

3/8"	0.35
1/2"	0.45
5/8"	0.60
3/4"	0.70
1"	0.90
1-1/8"	1.10

REINFORZADO LxH (mm)

3/8"	0.35
1/2"	0.45
5/8"	0.60
3/4"	0.70
1"	0.90
1-1/8"	1.10

REINFORZADO LxH (mm)

3/8"	0.35
1/2"	0.45
5/8"	0.60
3/4"	0.70
1"	0.90
1-1/8"	1.10

DETALLES DE PLACAS

REINFORZADO L (mm)

3/8"	0.35
1/2"	0.45
5/8"	0.60
3/4"	0.70
1"	0.90
1-1/8"	1.10

REINFORZADO LxH (mm)

3/8"	0.35
1/2"	0.45
5/8"	0.60
3/4"	0.70
1"	0.90
1-1/8"	1.10

REINFORZADO LxH (mm)

3/8"	0.35
1/2"	0.45
5/8"	0.60
3/4"	0.70
1"	0.90
1-1/8"	1.10

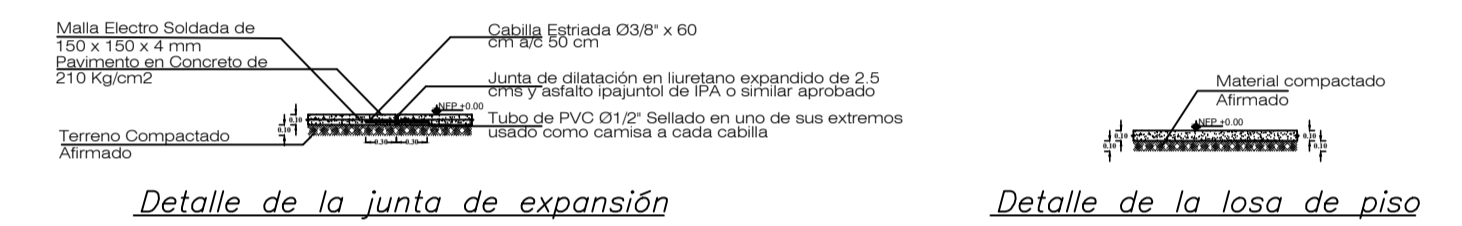
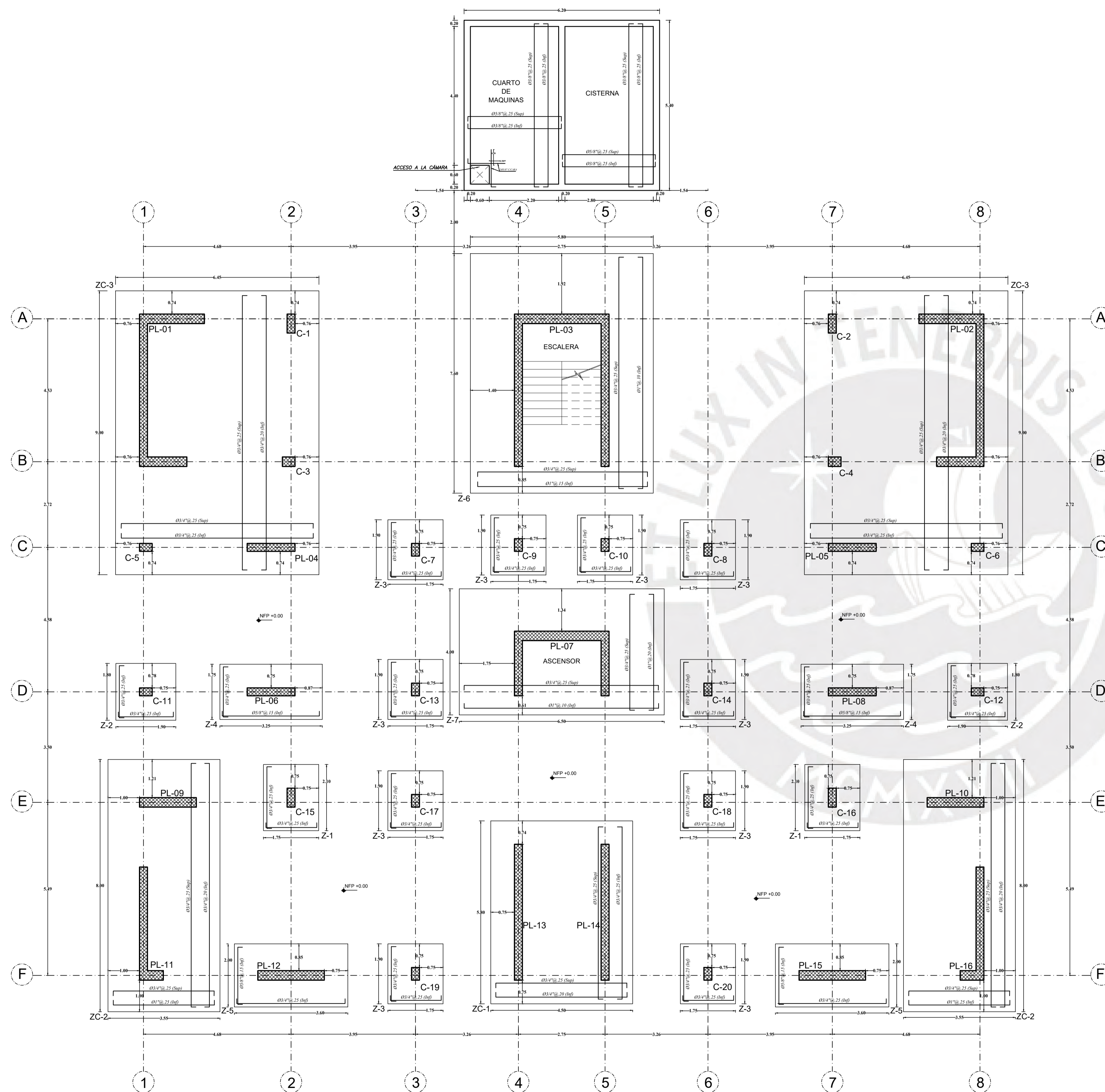
REINFORZADO LxH (mm)

3/8"	0.35
1/2"	0.45
5/8"	0.60
3/4"	0.70
1"	0.90
1-1/8"	1.10

REINFORZADO LxH (mm)

3/8"	0.35
1/2"	0.45
5/8"	0.60
3/4"	0.70
1"	0.90
1-1/8"	1.10

UNIVERSIDAD PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ	PROYECTO EDIFICIO MULTIFAMILIAR DE 7 PISOS
ASESOR DE TESIS CARLOS ALBERTO SOSA CÁRDENAS INGENIERO CIVIL	PLANO ESPECIFICACIONES GENERALES Y DETALLES
ENCARGADOS IVANNA FRANCESCA SANCHEZ CARRASCO BREYTON LUIS DÁVILA ANDÍA	ESPECIALIDAD ESTRUCTURAS FECHA ABRIL 2024 ESCALA 1:75
LÁMINA E-01	



* EL CUARTO DE MÁQUINAS DEL ASCENSOR SE ENCUENTRA EN LA AZOTEA, POR LO CUAL NO SE CUENTA CON UNA POZA PARA EL ASCENSOR.

CUADRO DE ZAPATAS					
TIPO	a	b	H	h	ACERO (Ø)
Z-1	2.10	1.75	1.50	0.60	Ø 34" @ 0.25 AMBOS SENTIDOS
Z-2	1.90	1.90	1.50	0.60	Ø 34" @ 0.25 AMBOS SENTIDOS
Z-3	1.90	1.75	1.50	0.60	Ø 34" @ 0.25 AMBOS SENTIDOS
Z-4	1.75	3.25	1.50	0.60	VER PLANO
Z-5	2.90	3.60	1.50	0.60	VER PLANO
Z-6	7.60	5.80	1.50	0.60	VER PLANO
Z-7	4.00	6.50	1.50	0.60	VER PLANO
ZC-1	5.80	4.80	1.50	0.60	VER PLANO
ZC-2	8.00	3.55	1.50	0.60	VER PLANO
ZC-3	9.00	6.45	1.50	0.60	VER PLANO

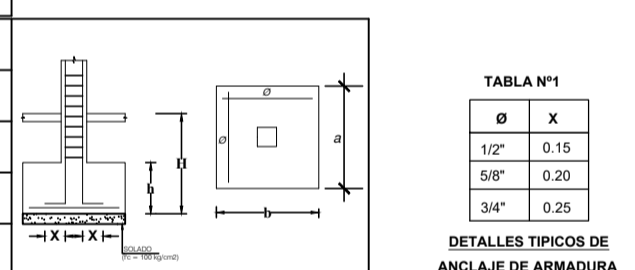


TABLA Nº1	
Ø	X
1/2"	0.15
5/8"	0.20
3/4"	0.25

UNIVERSIDAD PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ	PROYECTO EDIFICIO MULTIFAMILIAR DE 7 PISOS
ASESOR DE TESIS CARLOS ALBERTO SOSA CÁRDENAS INGENIERO CIVIL	PLANO DESARROLLO DE CIMENTACIONES
ENCARGADOS IVANNA FRANCESCA SANCHEZ CARRASCO BREYTON LUIS DAVILA ANDÍA	ESPECIALIDAD ESTRUCTURAS FECHA ABRIL 2024 ESCALA 1:75
LÁMINA E-02	

CUADRO DE COLUMNAS

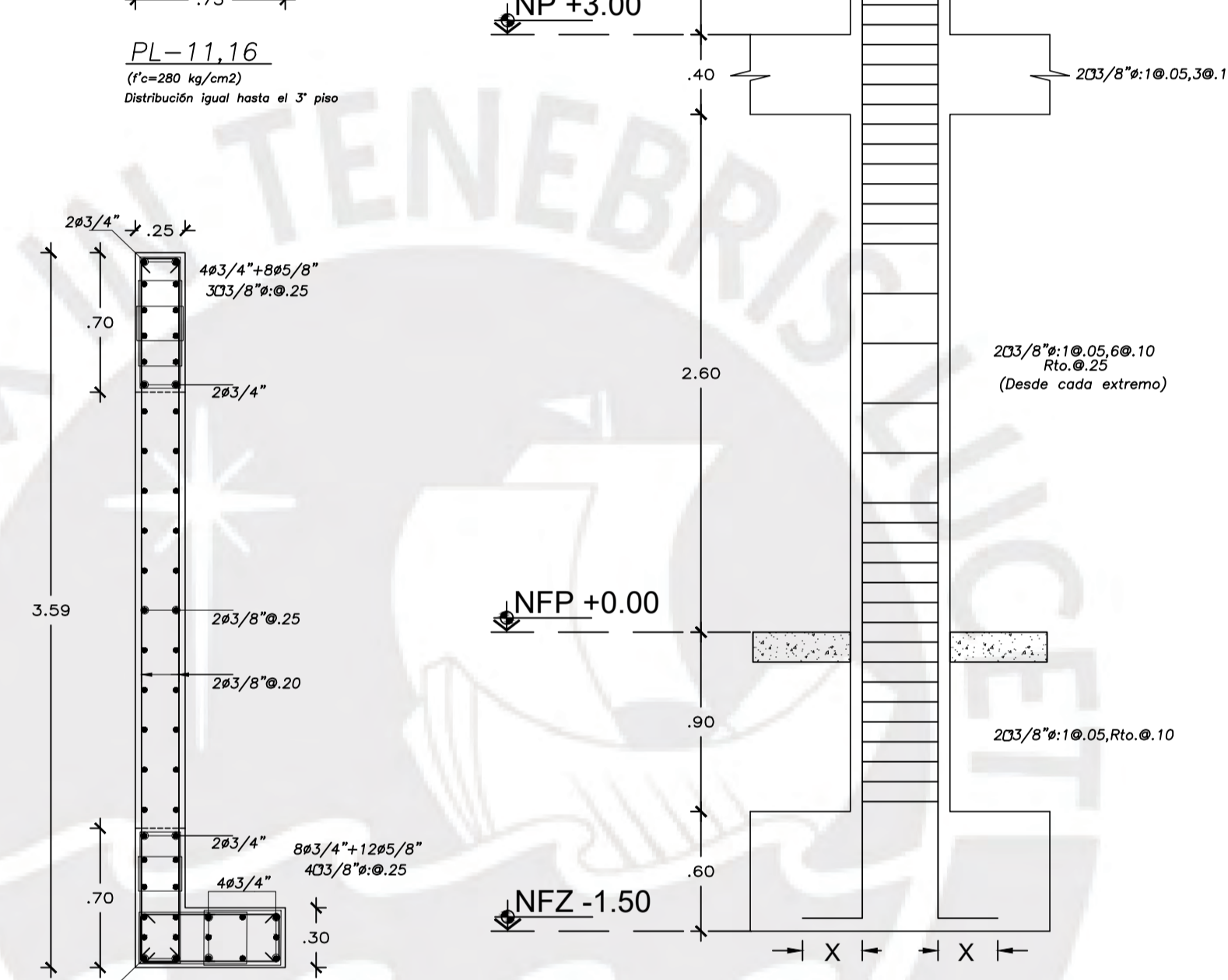
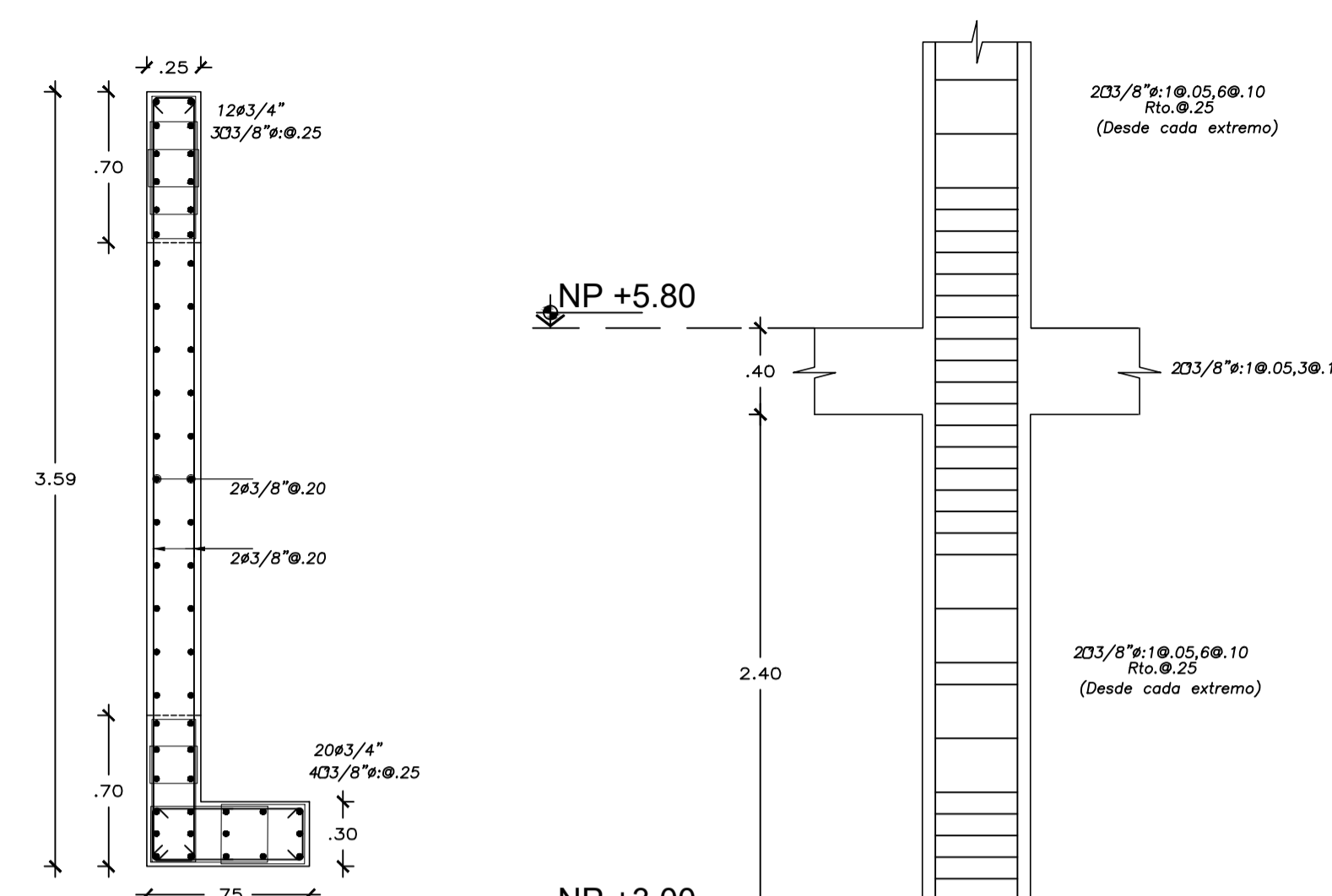
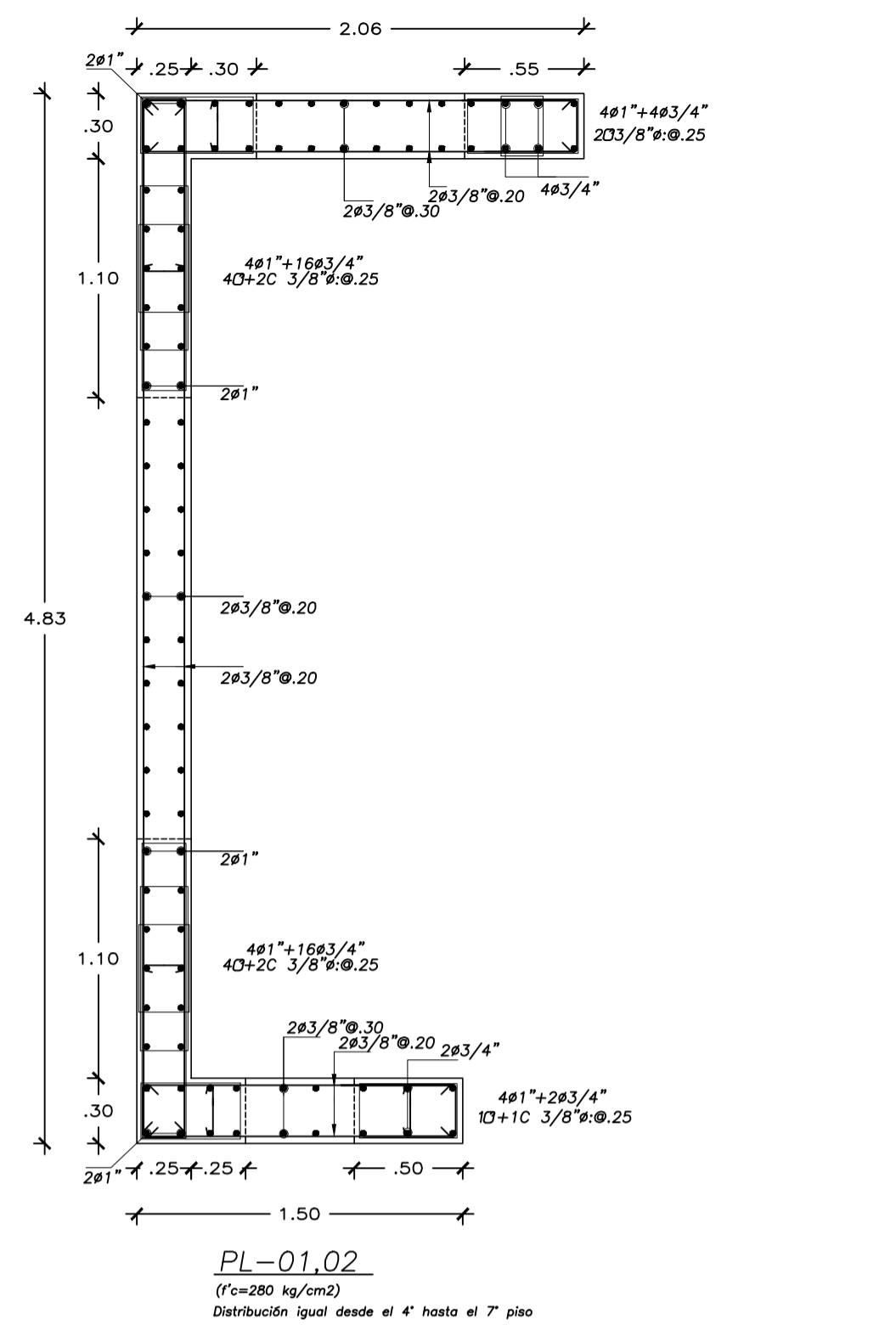
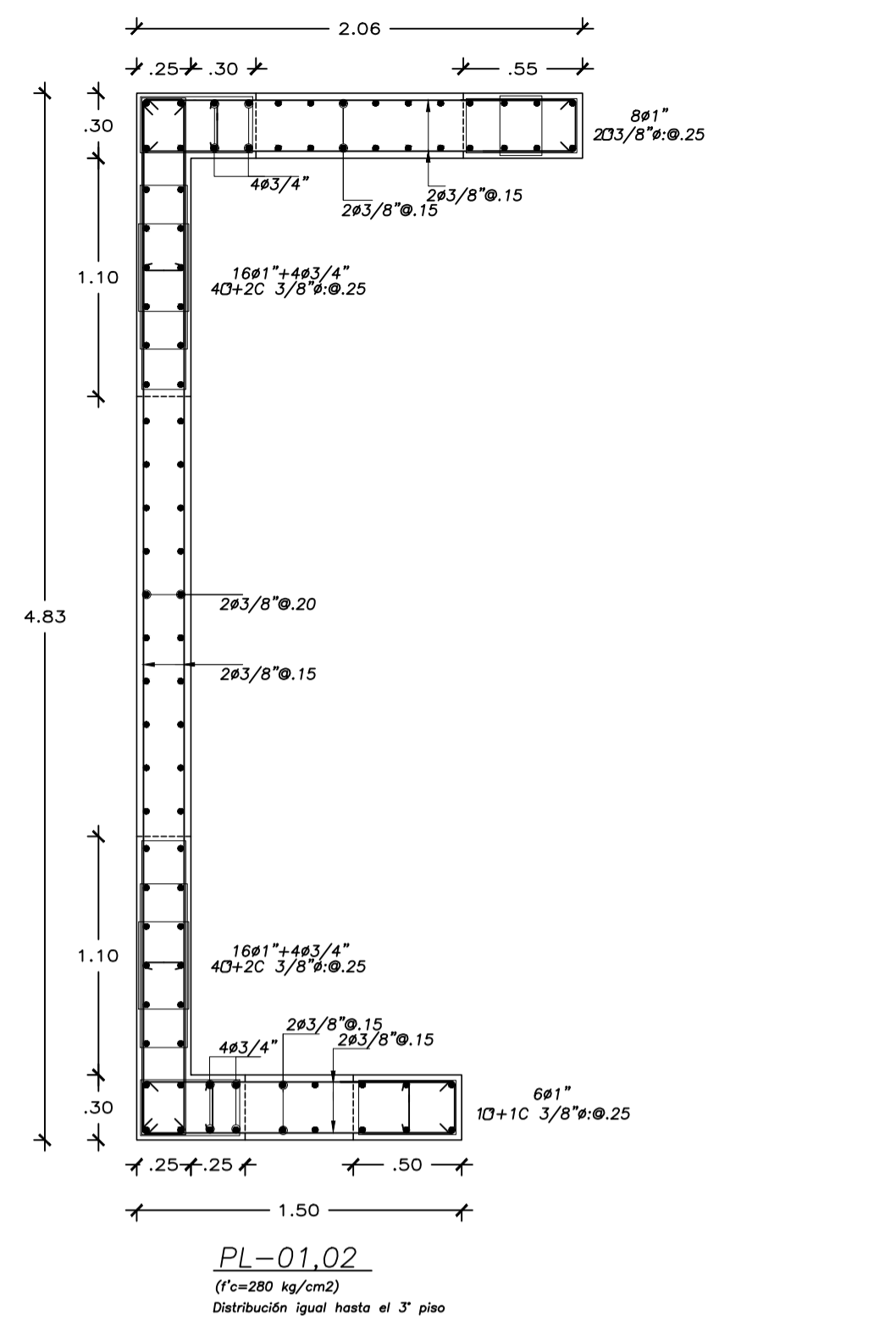
NIVEL	C-1,C-2,C-15,C-16	C-3,C-4	C-5,C-6,C-7,C-8,C-9,C-10 C-11,C-12,C-13,C-14,C-17 C-18,C-19,C-20
1° PISO			
2° PISO	IGUAL	IGUAL	IGUAL
3° PISO	IGUAL	IGUAL	IGUAL
4° PISO - 7° PISO	IGUAL	IGUAL	IGUAL

TABLA N°1

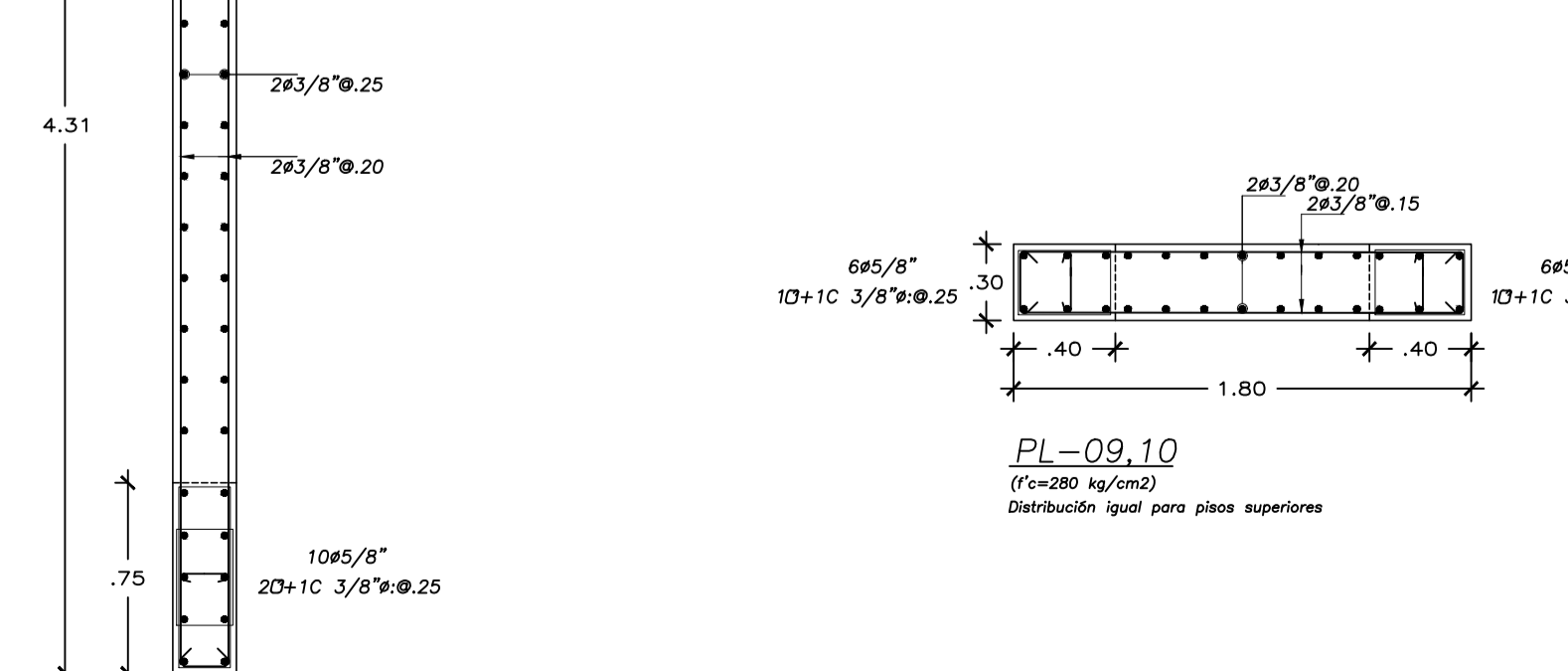
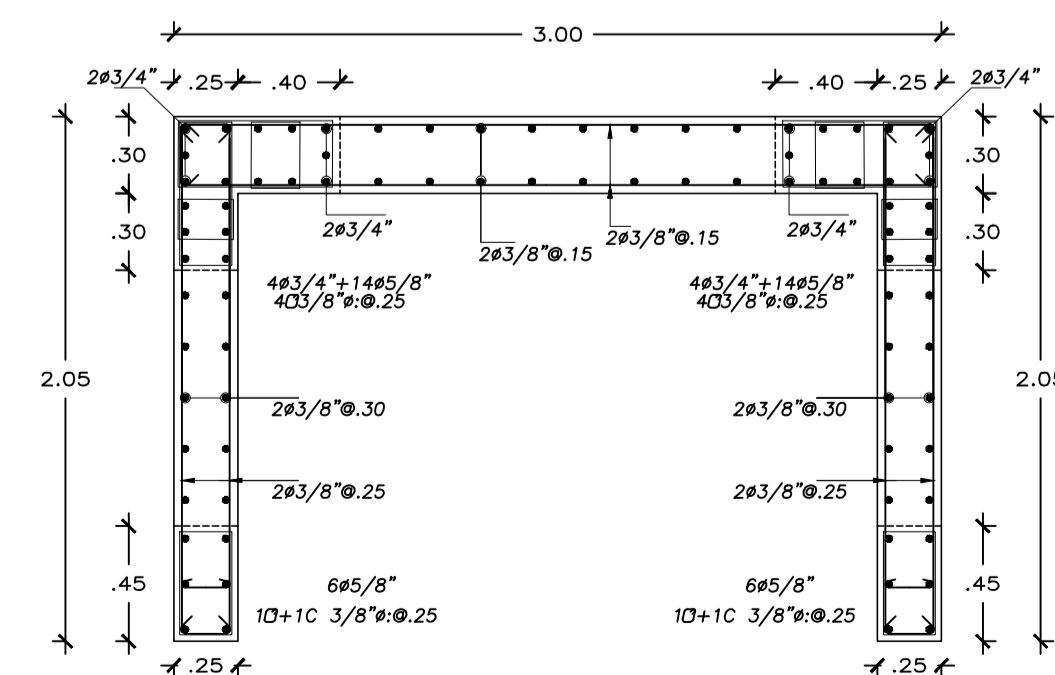
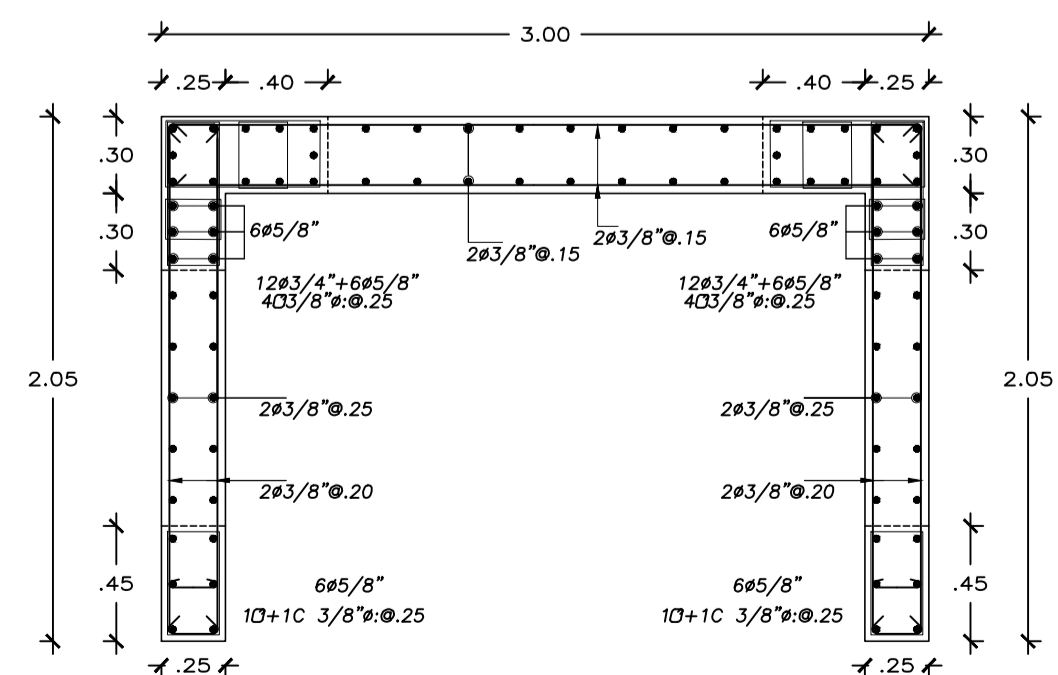
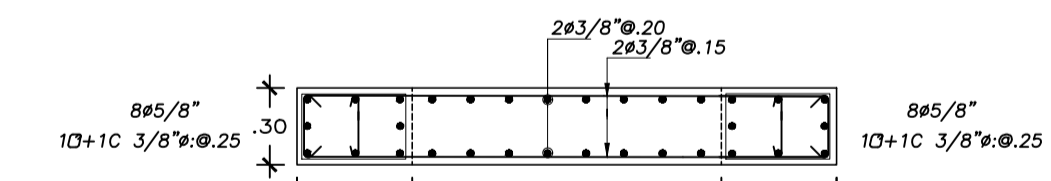
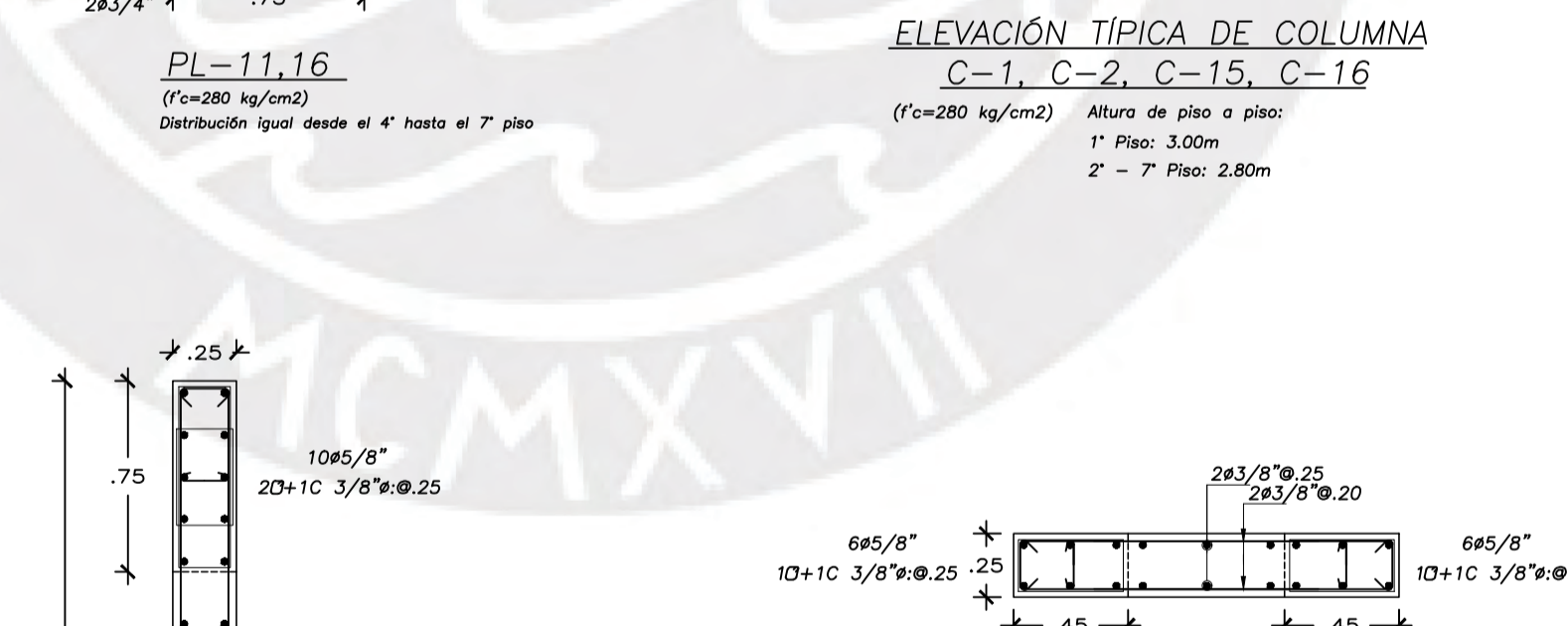
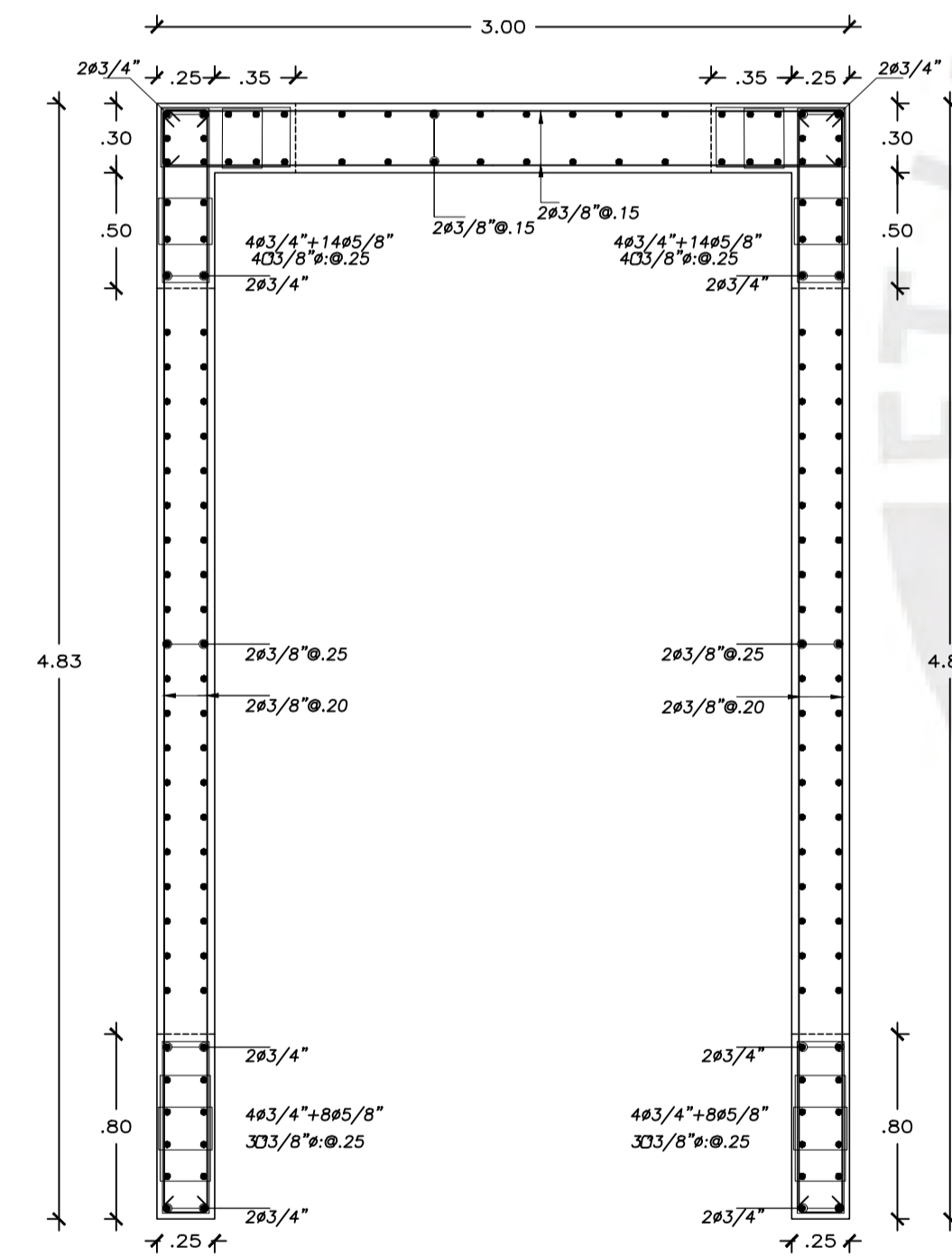
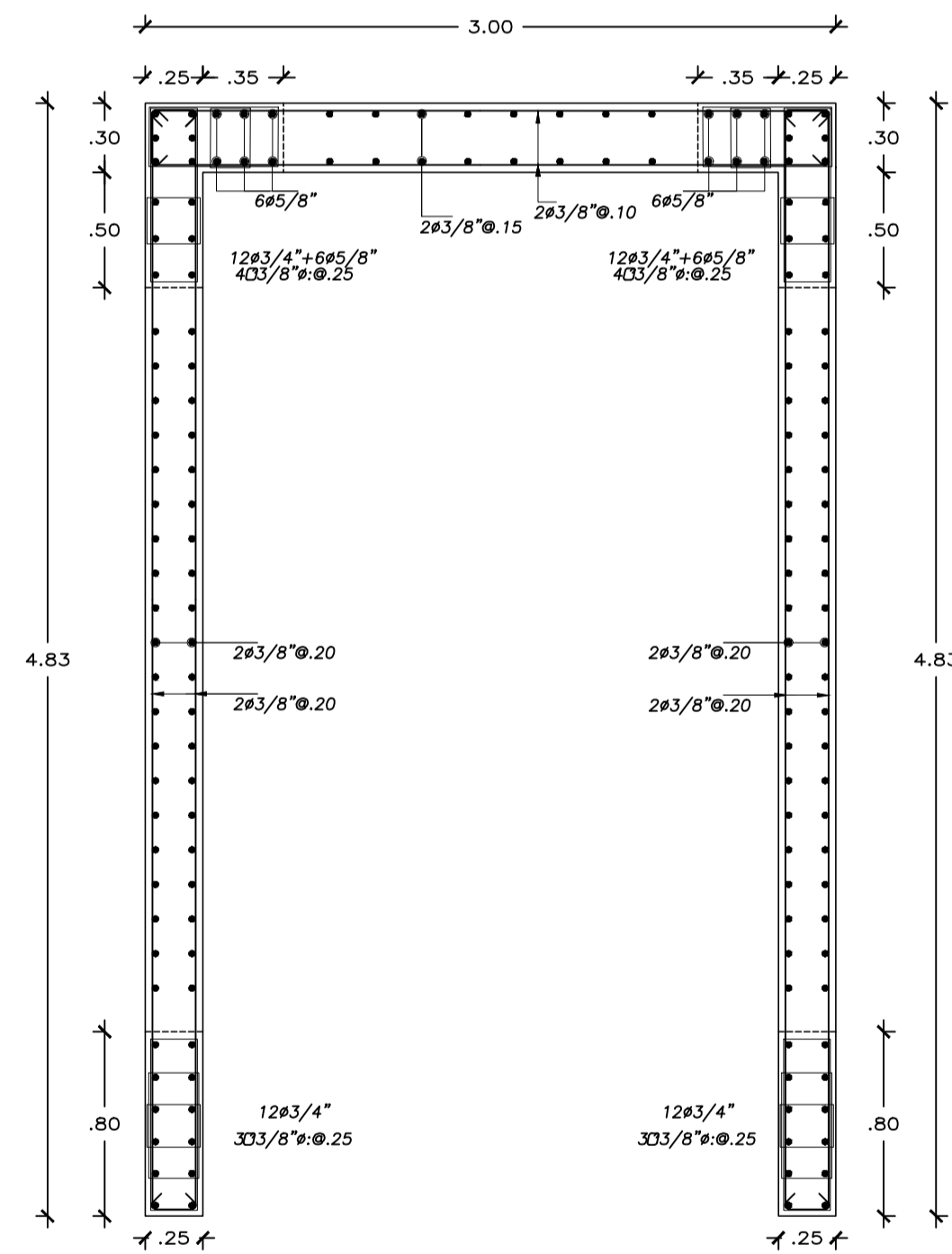
Ø	X
1/2"	0.15
5/8"	0.20
3/4"	0.25

NOTA: - EL EDIFICIO ESTÁ CONFORMADO POR SIETE PISOS
 - $f_c = 280 \text{ Kg/cm}^2$
 - $f_y = 4200 \text{ Kg/cm}^2$

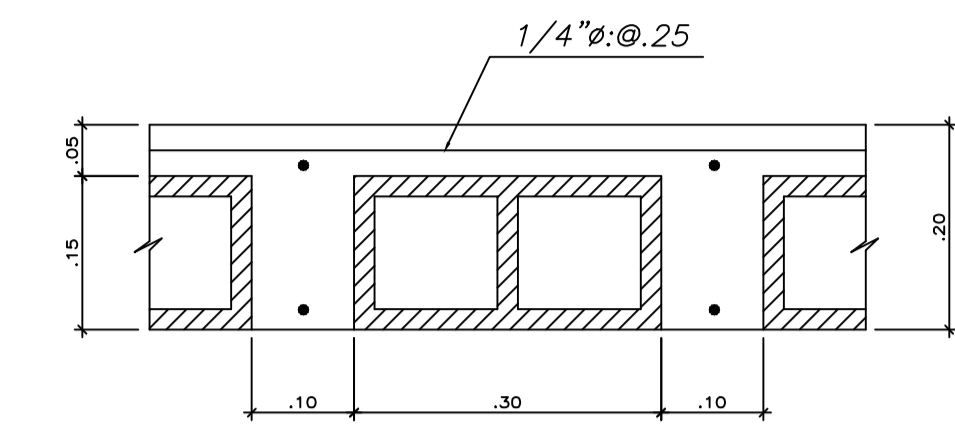
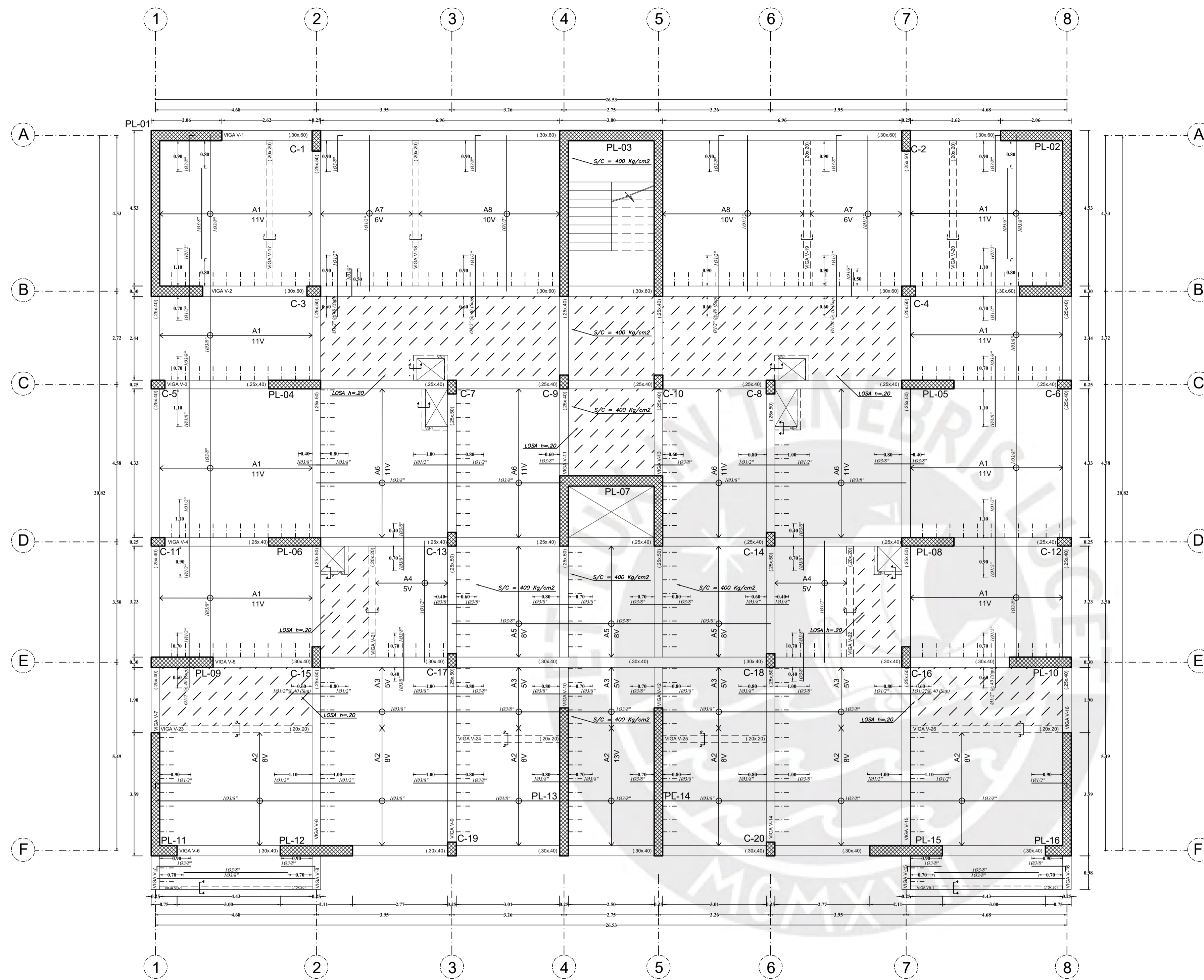
DETALLES TÍPICOS DE ANCLAJE DE ARMADURA



ELEVACIÓN TÍPICA DE COLUMNA
 C-1, C-2, C-15, C-16
 $(f_c=280 \text{ kg/cm}^2)$
 Altura de piso a piso:
 1° Piso: 3.00m
 2° - 7° Piso: 2.80m



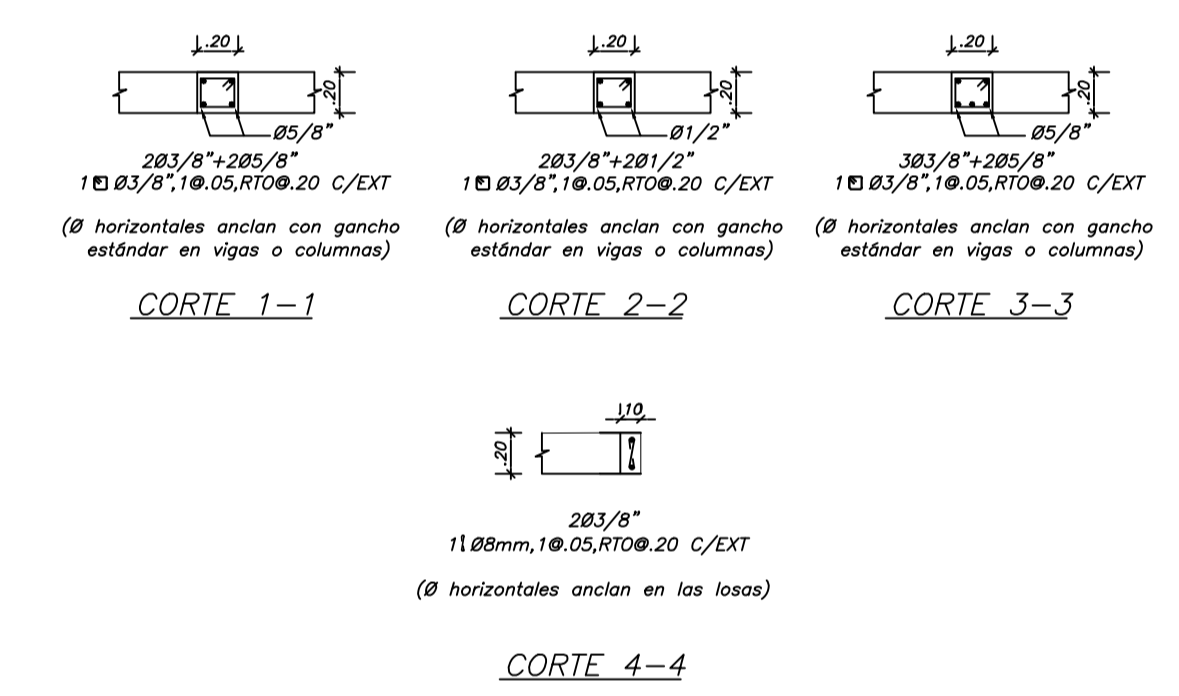
UNIVERSIDAD PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ	PROYECTO EDIFICIO MULTIFAMILIAR DE 7 PISOS
ASESOR DE TESIS CARLOS ALBERTO SOSA CÁRDENAS INGENIERO CIVIL	PLANO DESARROLLO DE COLUMNAS Y PLACAS
ENCARGADOS IVANNA FRANCESSCA SANCHEZ CARRASCO BREYTON LUIS DÁVILA ANDÍA	ESPECIALIDAD ESTRUCTURAS
	FECHA ABRIL 2024
	ESCALA 1:30
	LAMINA E-03



ALIGERADO h=20 mt.

NOTA: - EL EDIFICIO ESTÁ CONFORMADO POR SIETE PISOS
 - f'c = 280 Kg/cm²
 - f'y = 4200 Kg/cm²

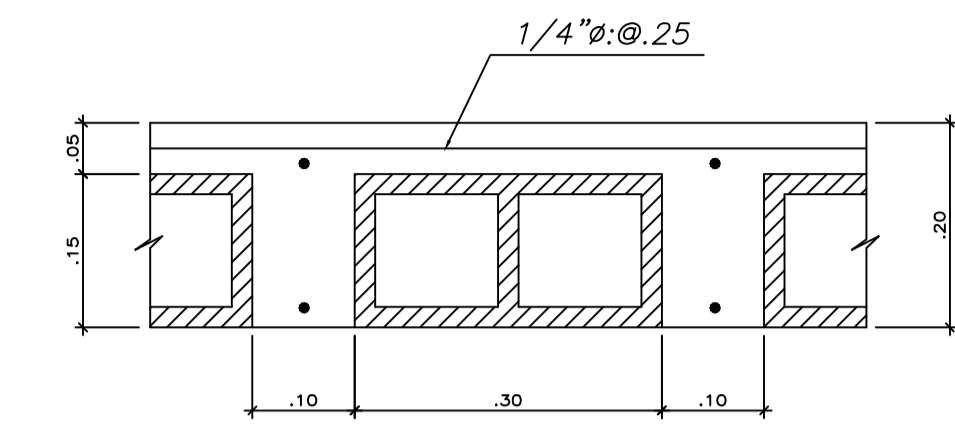
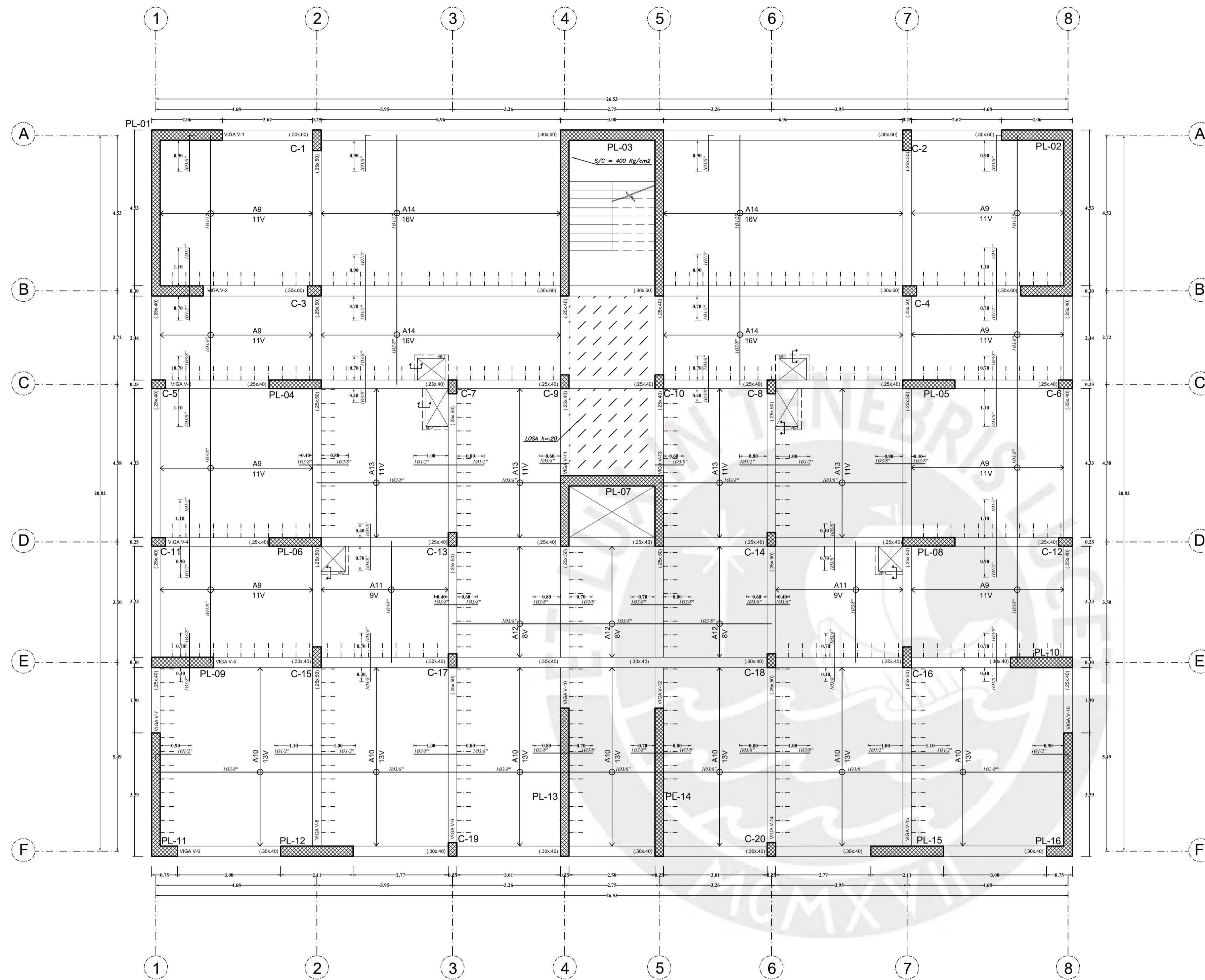
CORTES DE TECHO



ENCOFRADO TECHO TÍPICO - NIVELES (+3.00, +5.80, +8.60, +11.40, +14.20 y +17.00)

- ALIGERADO h=20 (ZONA SIN ACHURAR) S/C = 200 Kg/m²
 Aligerado convencional con viguetas espaciadas Ø.40m
 Malla Superior perpendicular a las viguetas de Ø1/4" @.25m
- LOSA MACIZA h=20 (ZONA ACHURADA) S/C = 200 Kg/m² y S/C = 400 Kg/m²
 Malla en dos direcciones superior Ø3/8" @.40m
 Malla en dos direcciones inferior Ø3/8" @.20m

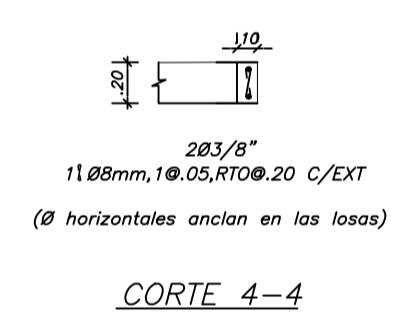
UNIVERSIDAD PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ	PROYECTO EDIFICIO MULTIFAMILIAR DE 7 PISOS
ASESOR DE TESIS CARLOS ALBERTO SOSA CÁRDENAS INGENIERO CIVIL	PLANO ENCOFRADO DE TECHO DE PISO TÍPICO Y CORTES
ENCARGADOS IVANNA FRANCESCA SANCHEZ CARRASCO BREYTON LUIS DÁVILA ANDÍA	ESPECIALIDAD ESTRUCTURAS
FECHA ABRIL 2024	ESCALA 1:75



ALIGERADO h=20 mt.

NOTA: - EL EDIFICIO ESTÁ CONFORMADO POR SIETE PISOS
 - $f_c = 280 \text{ Kg/cm}^2$
 - $f_y = 4200 \text{ Kg/cm}^2$

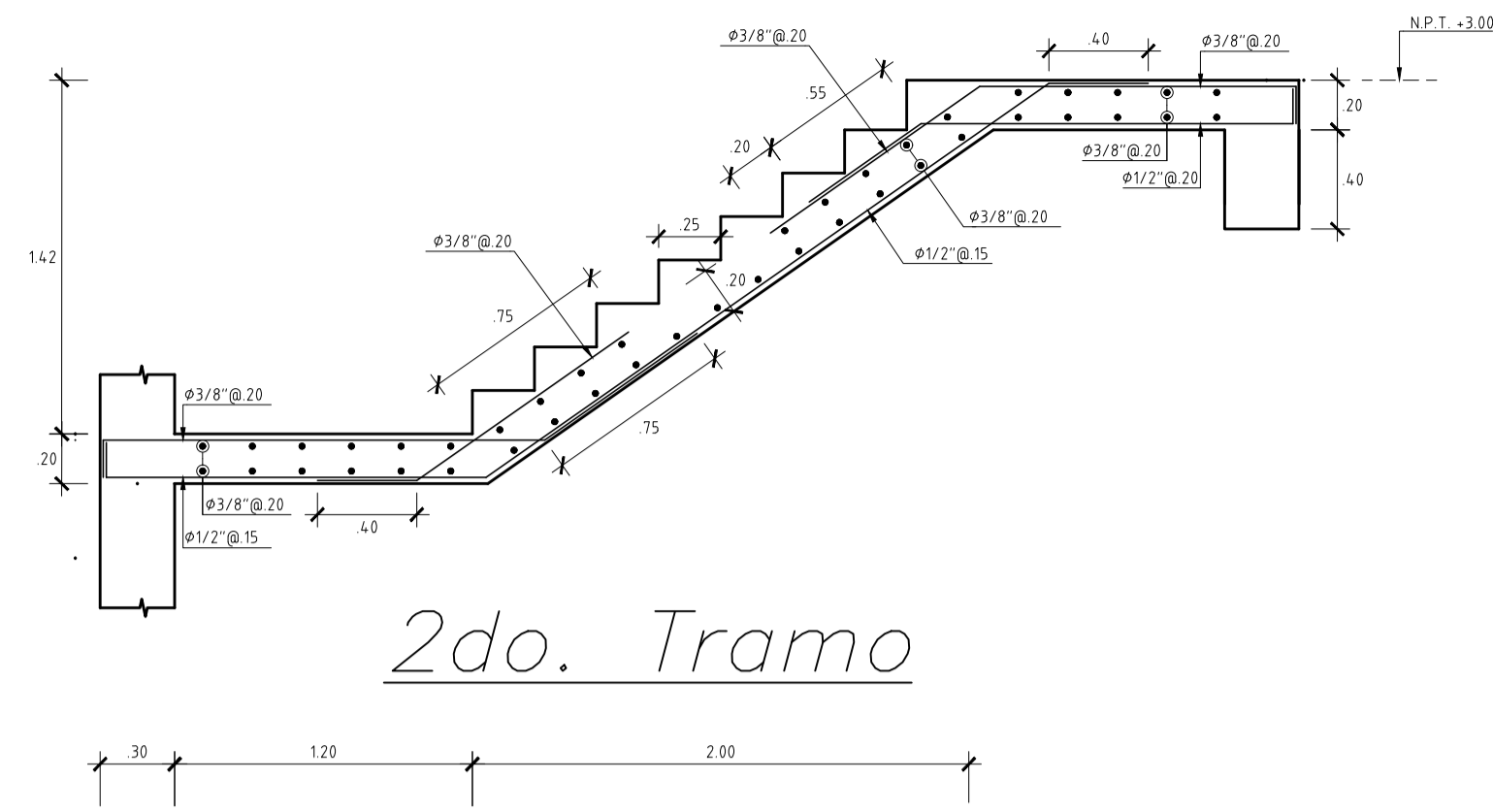
CORTES DE TECHO



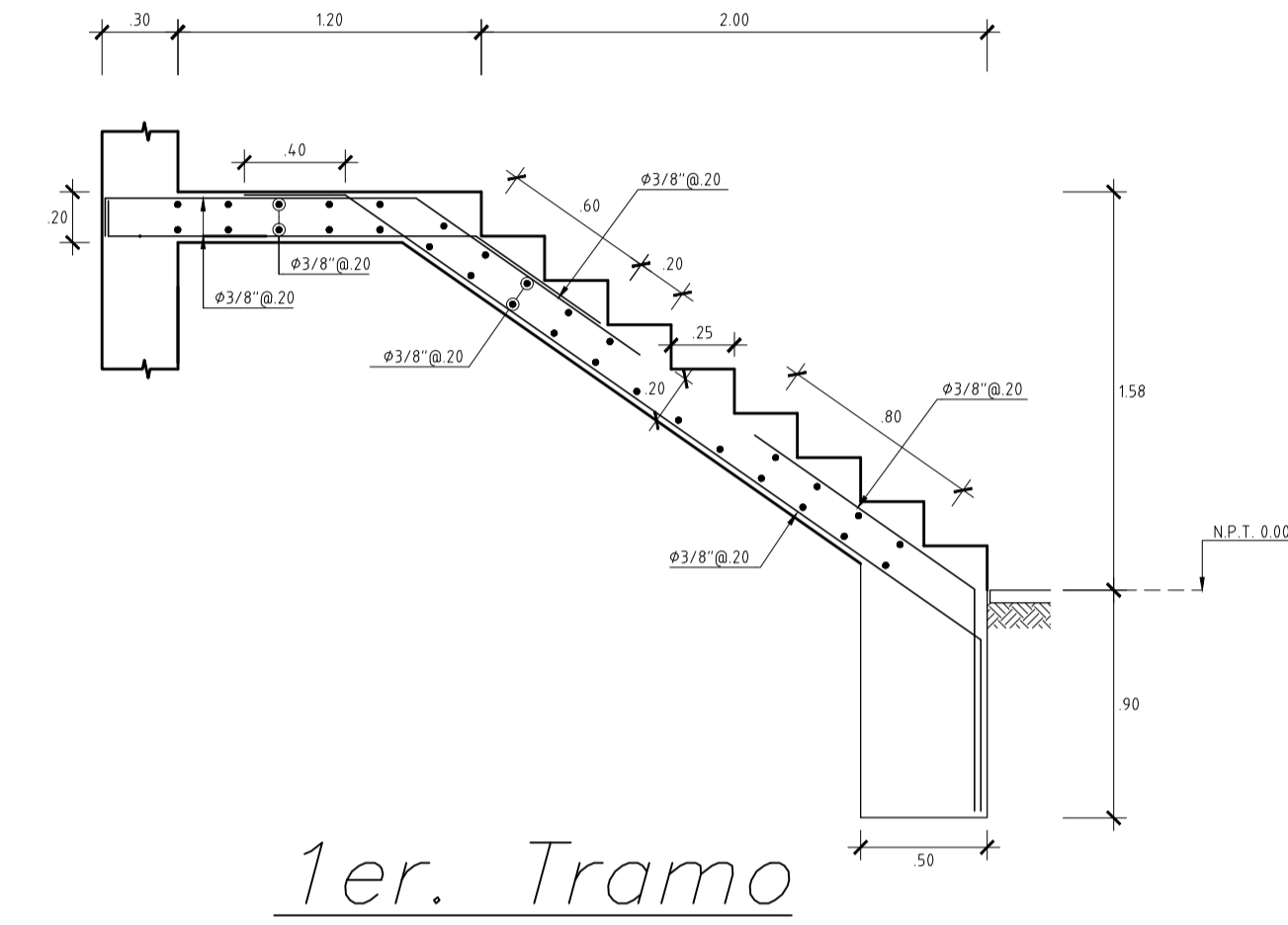
ENCOFRADO AZOTEA - NIVEL (+19.80)

- ALIGERADO h=20 (ZONA SIN ACHURAR) S/C = 100 Kg/m²
 Aligerado convencional con viguetas espaciadas @.40m
 Malla Superior perpendicular a las viguetas de Ø1/4" @.25m
- LOSA MACIZA h=20 (ZONA ACHURADA) S/C = 100 Kg/m²
 Malla en dos direcciones superior Ø3/8" @.40m
 Malla en dos direcciones inferior Ø3/8" @.20m

UNIVERSIDAD PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ	PROYECTO EDIFICIO MULTIFAMILIAR DE 7 PISOS
ASESOR DE TESIS CARLOS ALBERTO SOSA CÁRDENAS INGENIERO CIVIL	PLANO ENCOFRADO DE TECHO DE AZOTEA Y CORTES
ENCARGADOS IVANNA FRANCESCA SANCHEZ CARRASCO BREYTON LUIS DÁVILA ANDÍA	ESPECIALIDAD ESTRUCTURAS
	FECHA ABRIL 2024
	ESCALA 1:75
	LÁMINA E-05

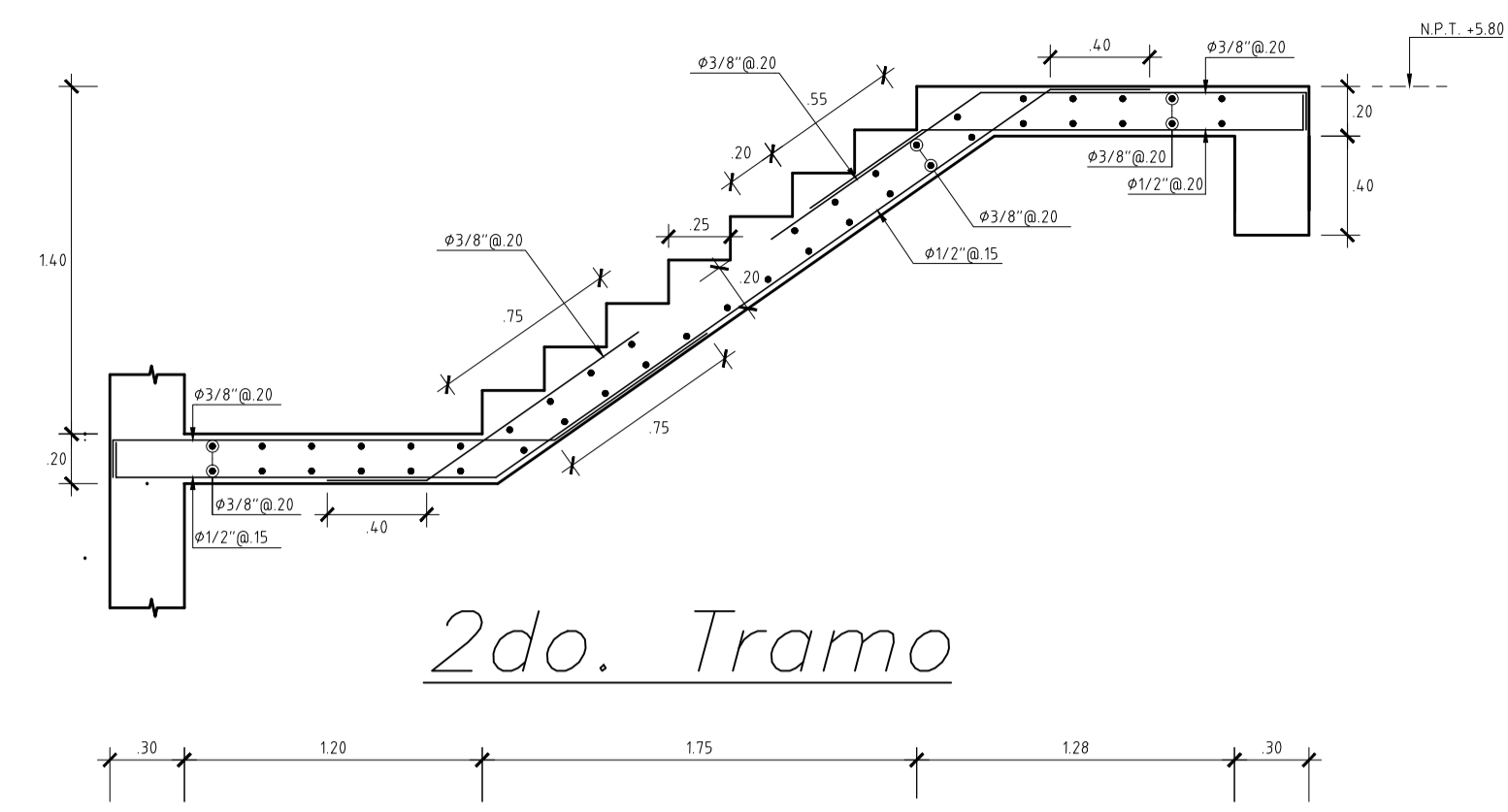


2do. Tramo

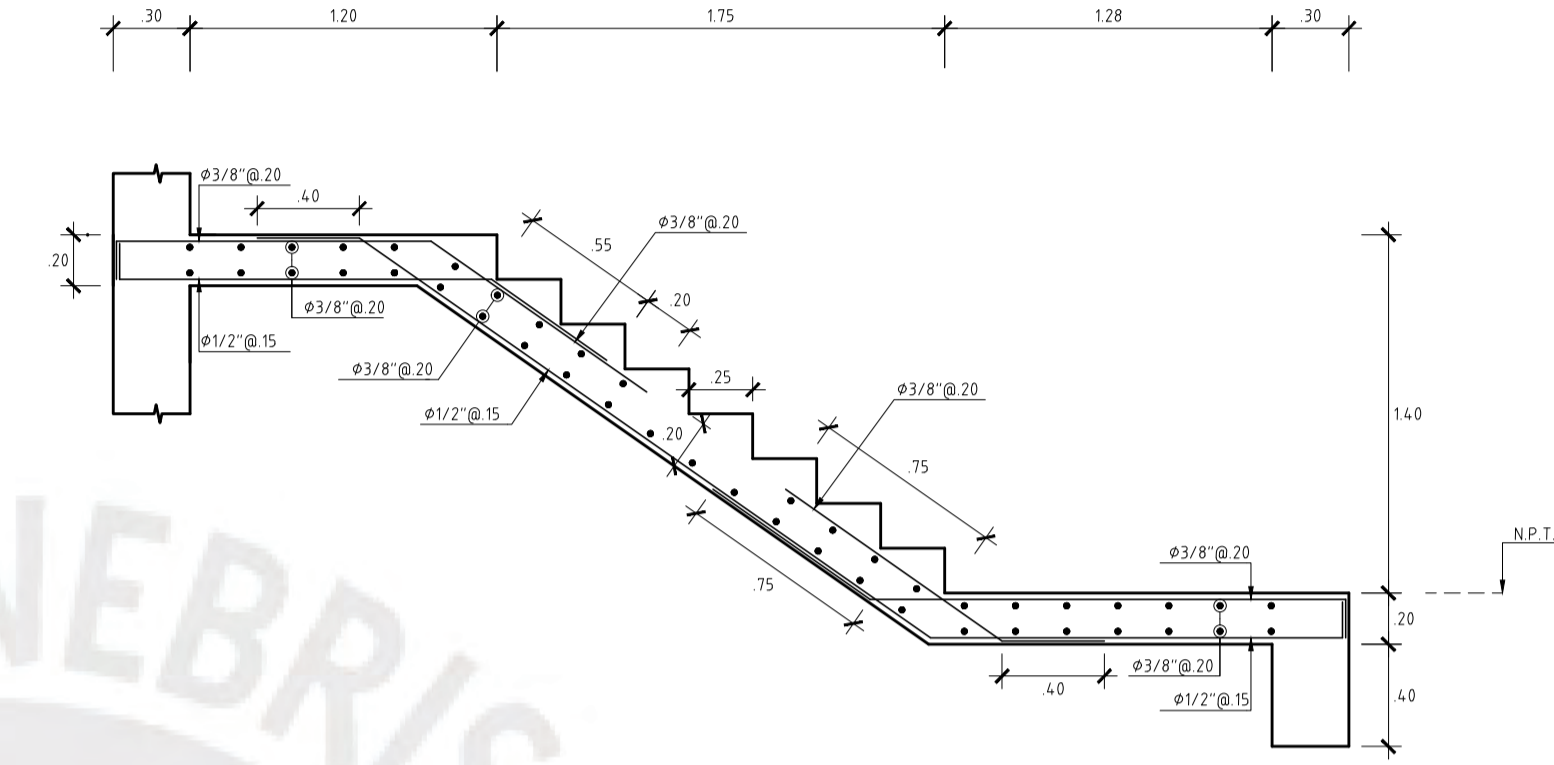


1er. Tramo

ESCALERA 1°Piso



2do. Tramo



1er. Tramo

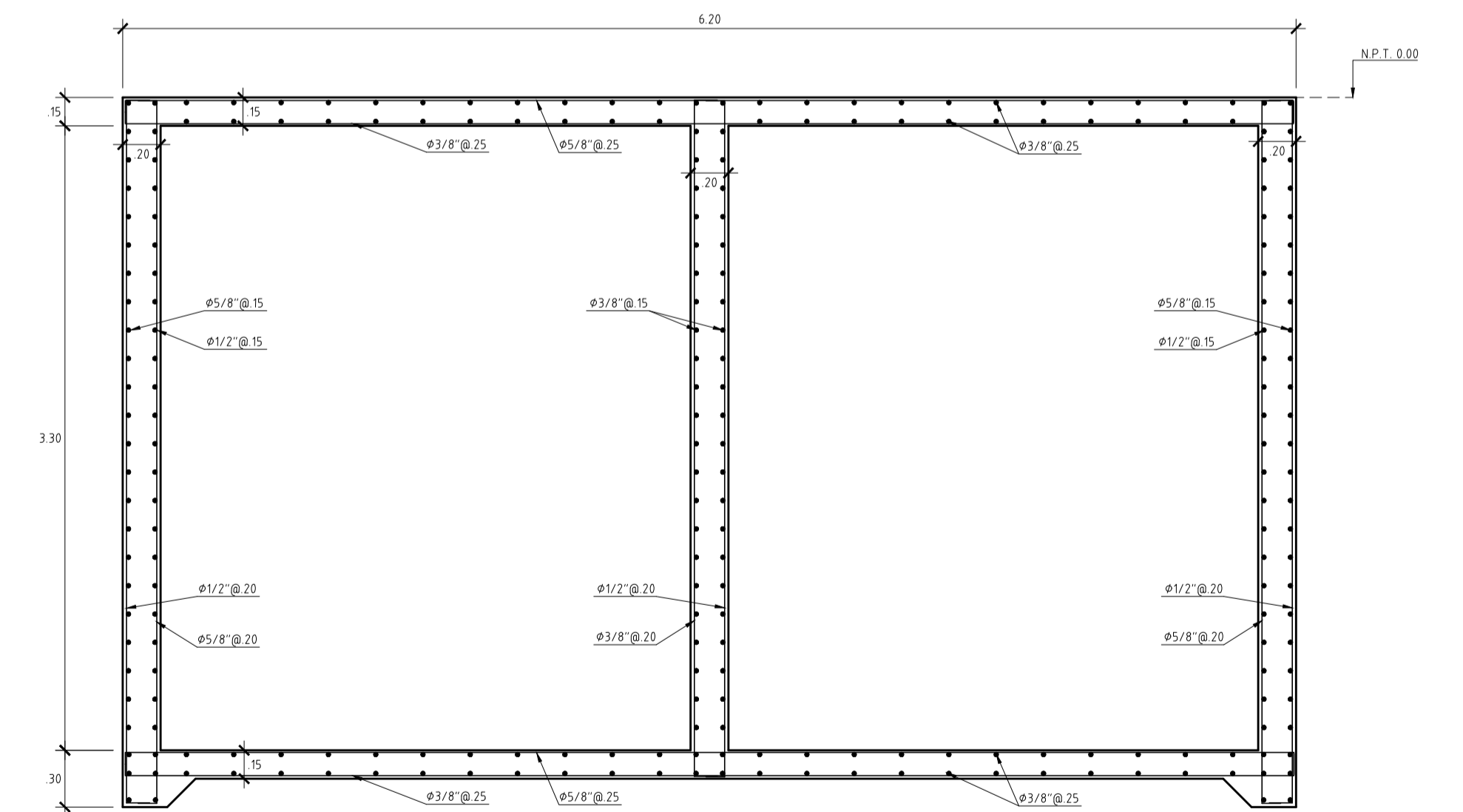
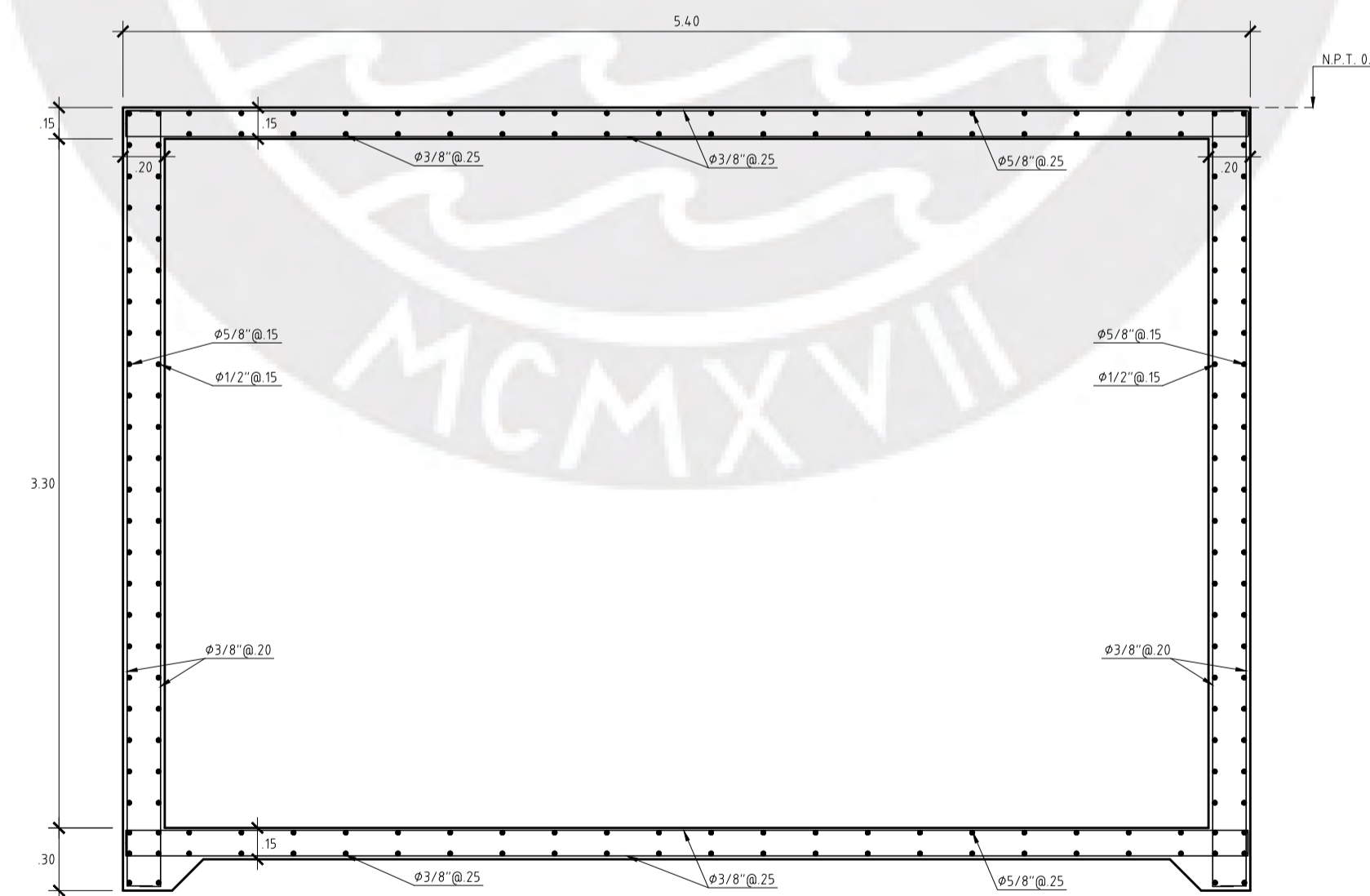
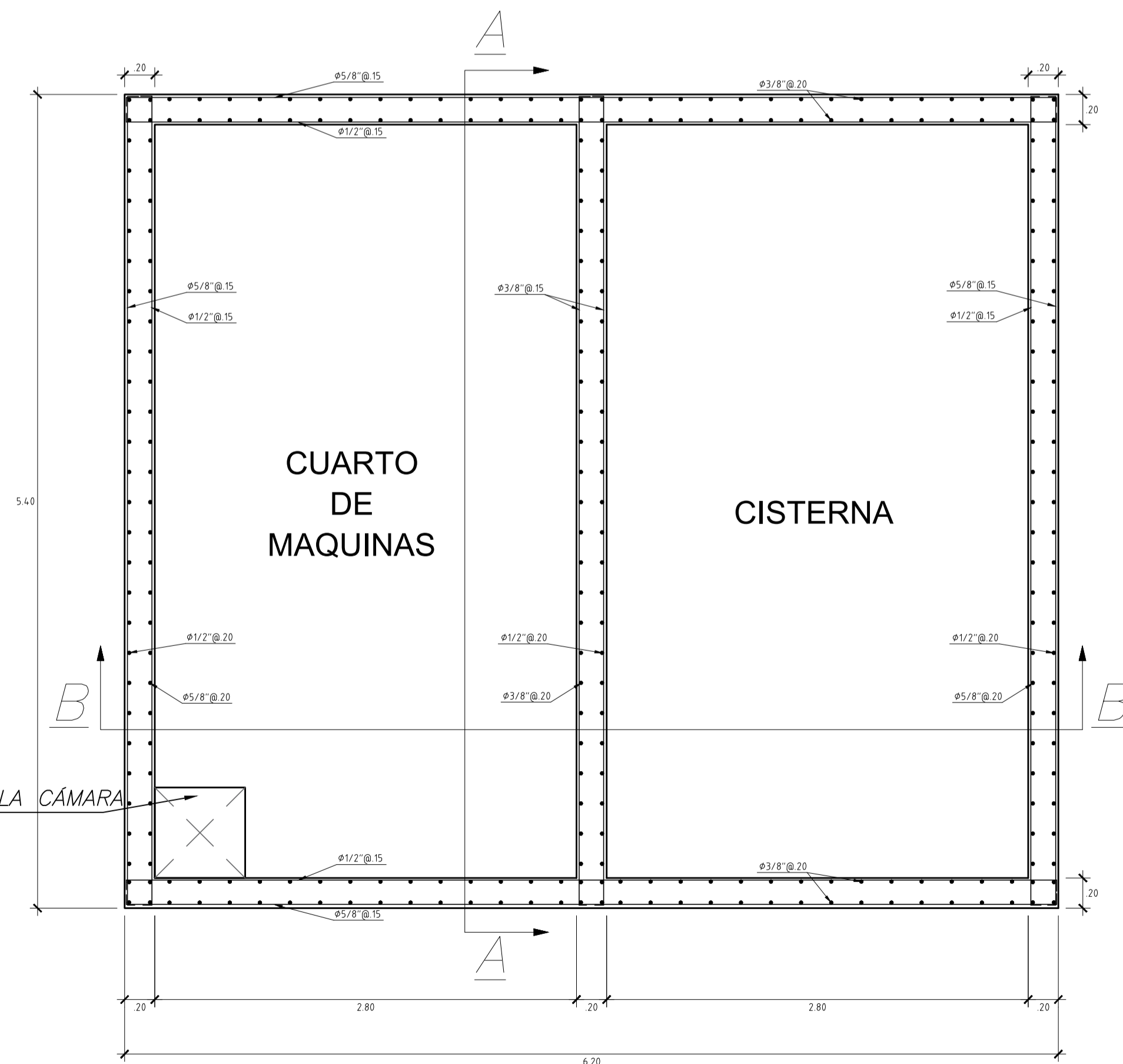
ESCALERA Piso típico

VISTA EN PLANTA DE CISTERNA

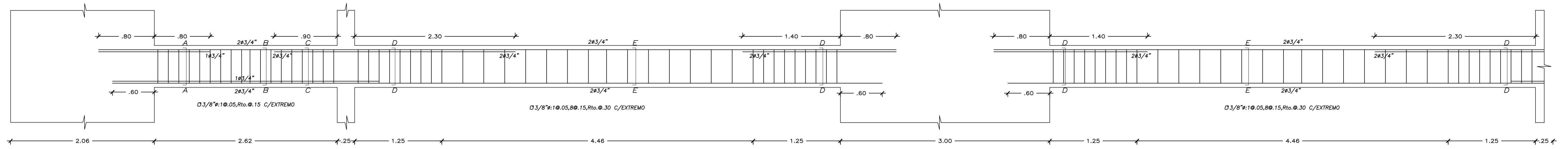
ELEVACIÓN DE CISTERNA

Corte A-A

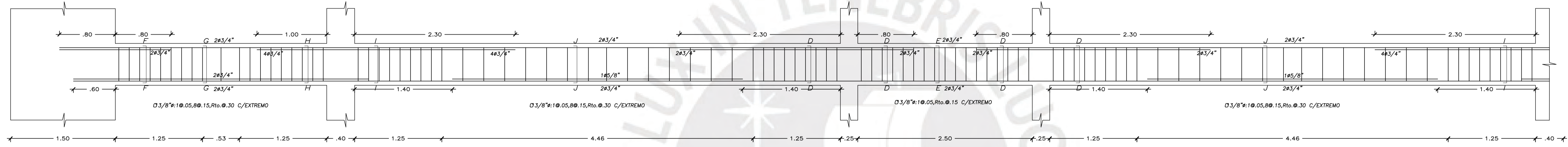
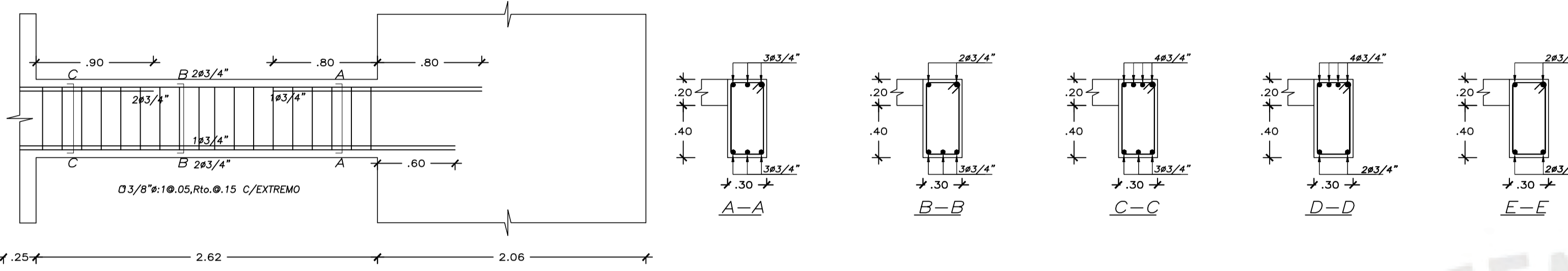
Corte B-B



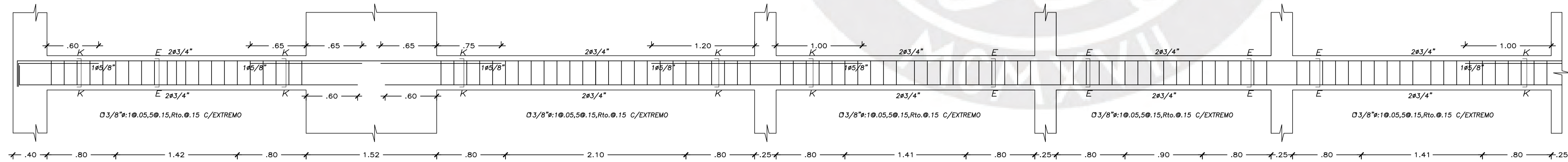
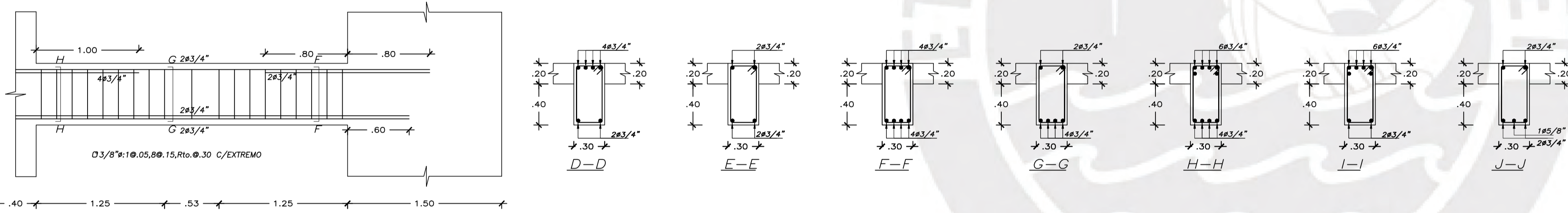
UNIVERSIDAD PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ	PROYECTO EDIFICIO MULTIFAMILIAR DE 7 PISOS	
ASESOR DE TESIS CARLOS ALBERTO SOSA CÁRDENAS INGENIERO CIVIL	PLANO DESARROLLO DE ESCALERA Y CISTERNA	
ENCARGADOS IVANNA FRANCOESCA SANCHEZ CARRASCO BREYTON LUIS DÁVILA ANDÍA	ESPECIALIDAD ESTRUCTURAS	LÁMINA E-06
	FECHA ABRIL 2024	ESCALA 1:30



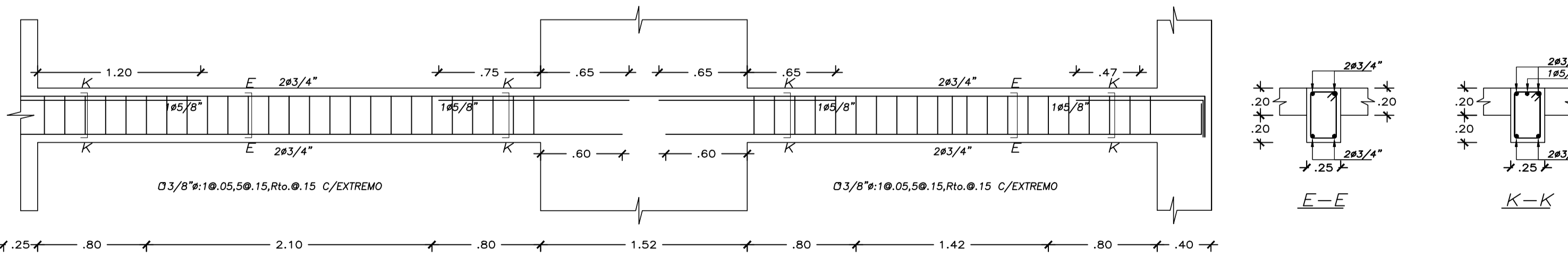
VIGA V1 (.30x.60)



VIGA V2 (.30x.60)

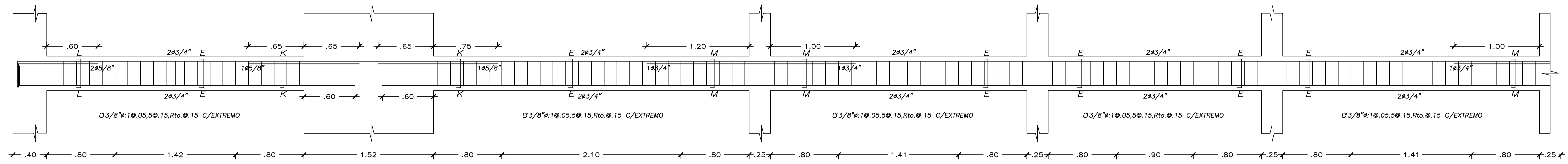


VIGA V3 (.25x.40)

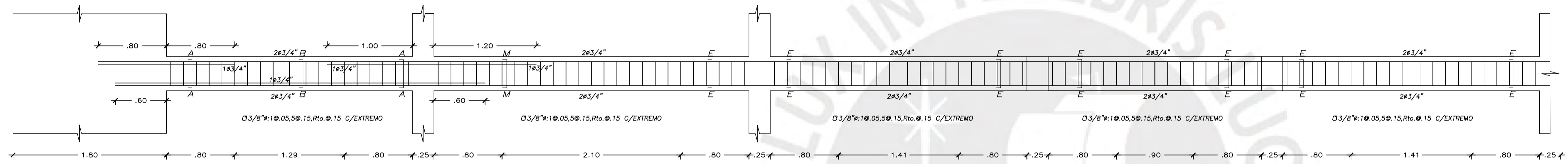
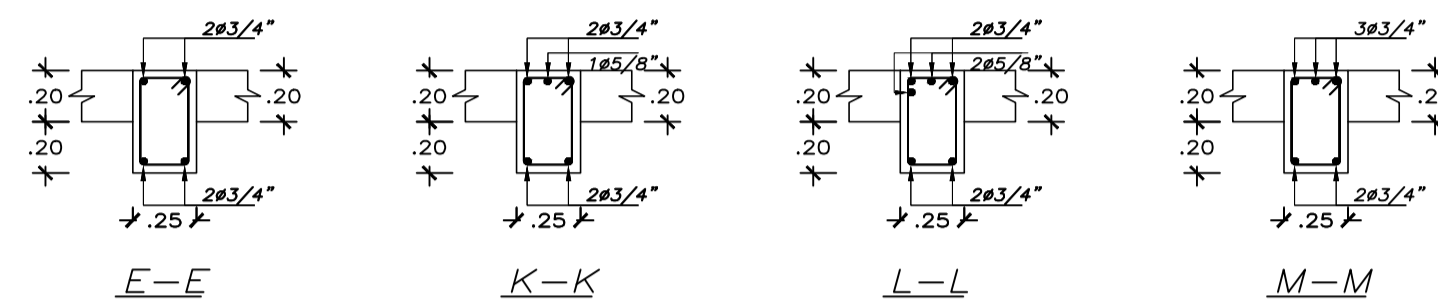
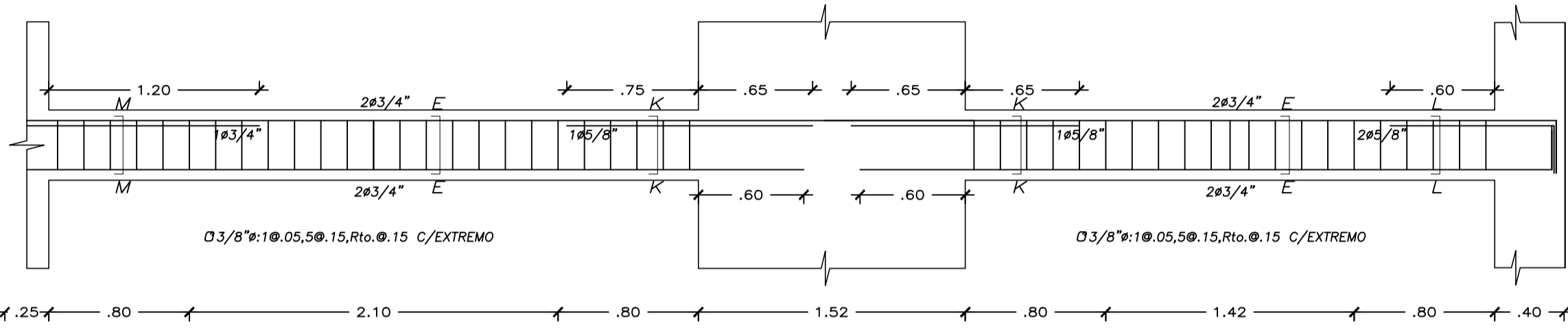


NOTA: - EL EDIFICIO ESTÁ CONFORMADO POR SIETE PISOS
 - $f_c = 280 \text{ Kg/cm}^2$
 - $f_y = 4200 \text{ Kg/cm}^2$

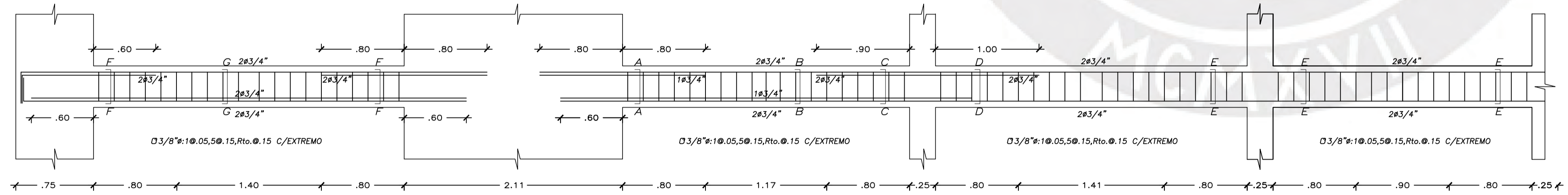
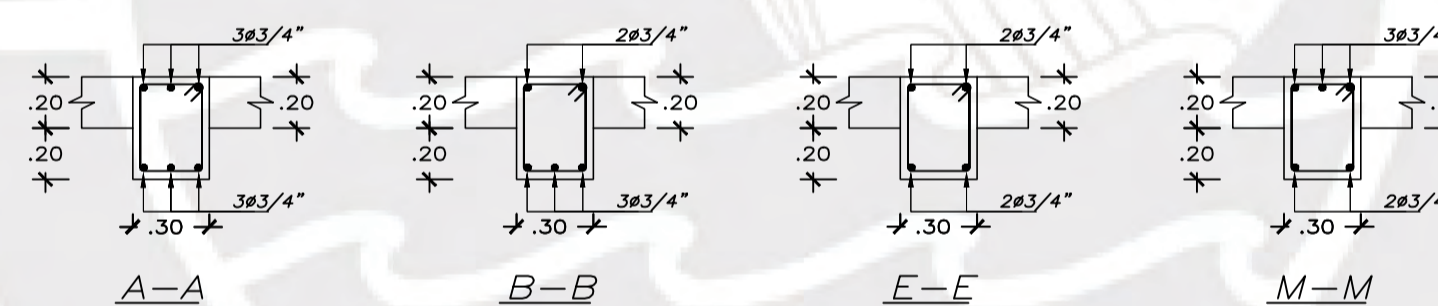
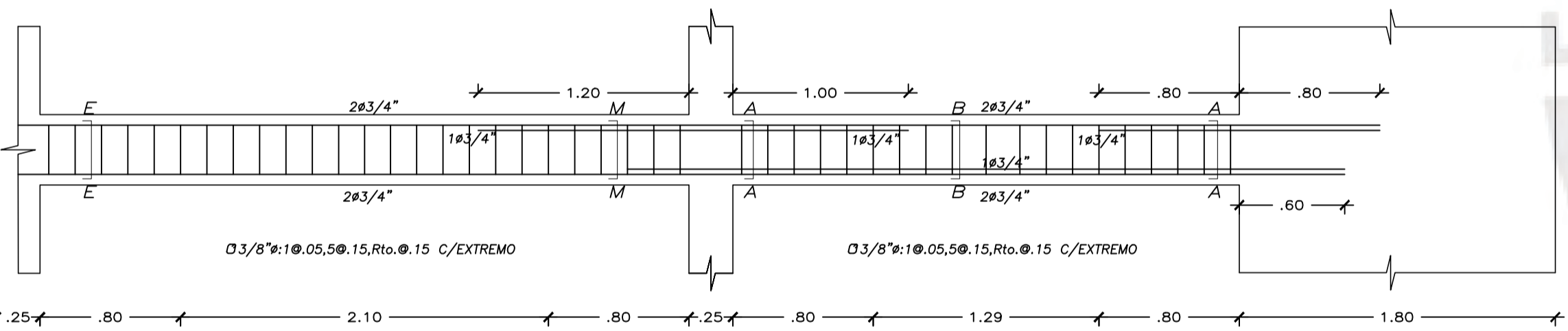
UNIVERSIDAD PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ	PROYECTO EDIFICIO MULTIFAMILIAR DE 7 PISOS	
ASESOR DE TESIS CARLOS ALBERTO SOSA CÁRDENAS INGENIERO CIVIL	PLANO DESARROLLO DE VIGAS I DE PISO TÍPICO	
ENCARGADOS IVANNA FRANCESCICA SANCHEZ CARRASCO BREYTON LUIS DÁVILA ANDÍA	ESPECIALIDAD ESTRUCTURAS	LAMINA E-07
	FECHA ABRIL 2024	ESCALA 1:30



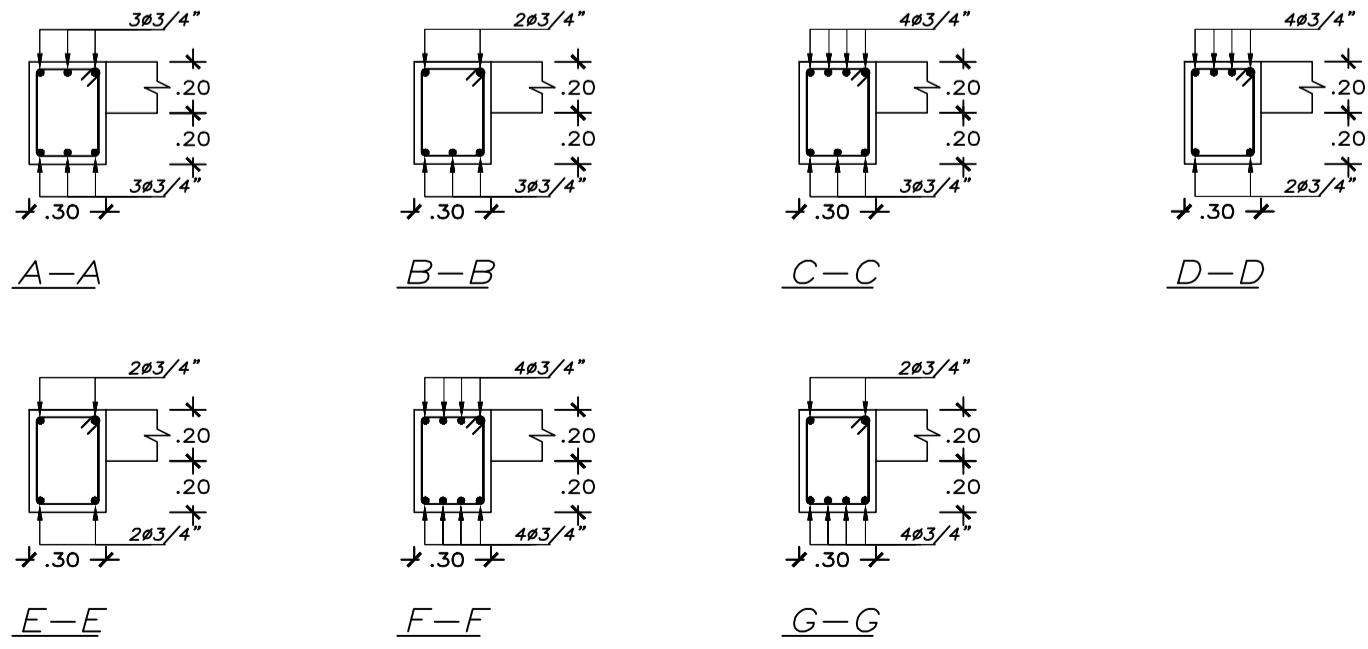
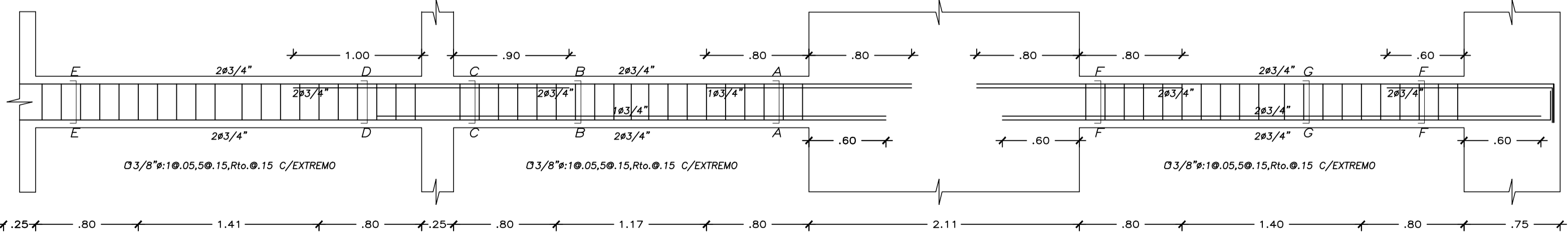
VIGA V4 (.25x.40)



VIGA V5 (.30x.40)

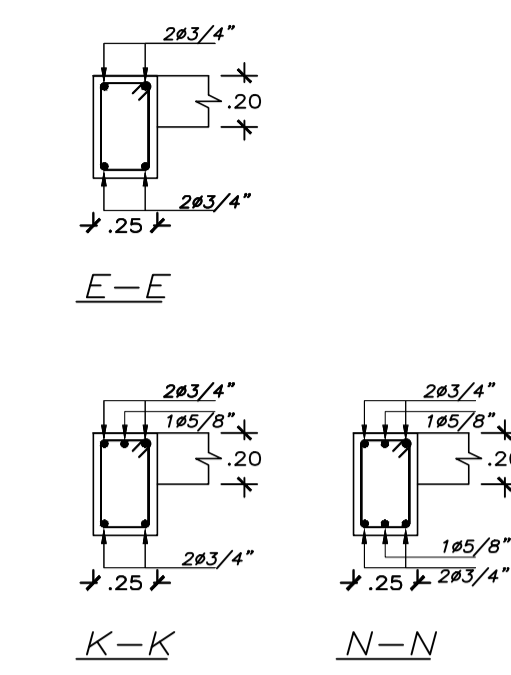
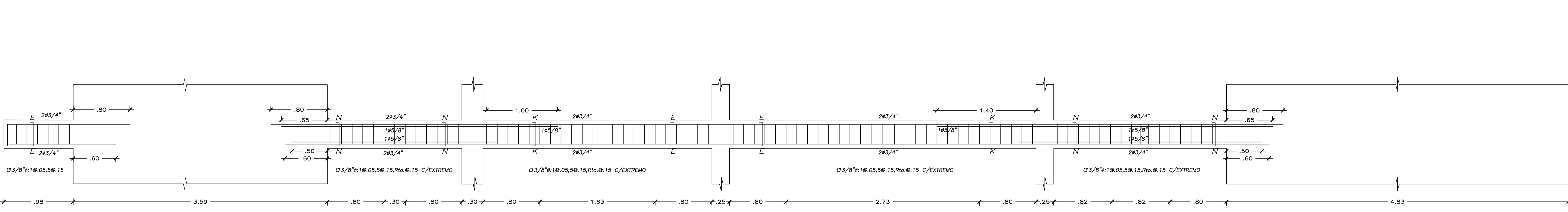


VIGA V6 (.30x.40)

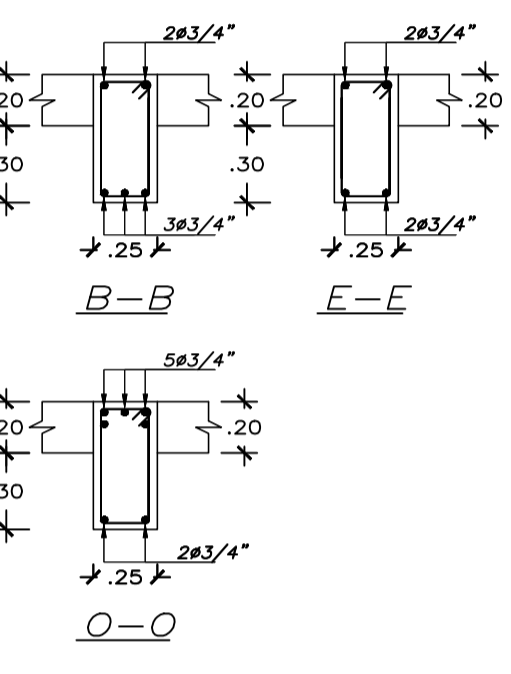
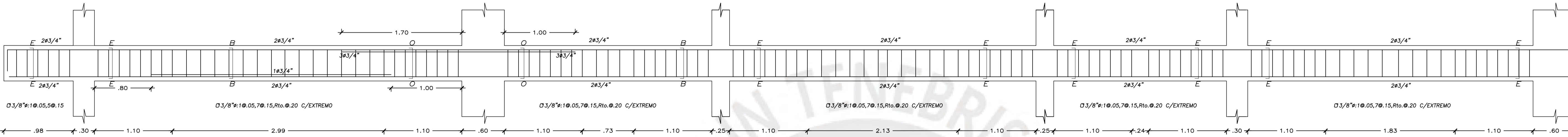


NOTA: - EL EDIFICIO ESTÁ CONFORMADO POR SIETE PISOS
 - $f'c = 280 \text{ Kg/cm}^2$
 - $f'y = 4200 \text{ Kg/cm}^2$

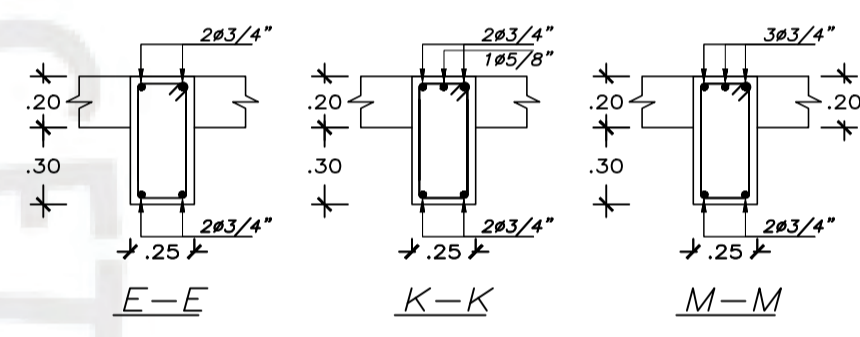
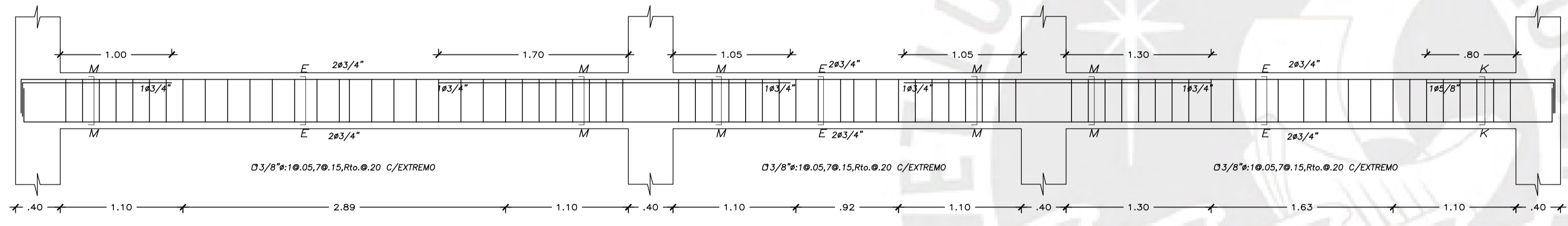
UNIVERSIDAD PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ	PROYECTO EDIFICIO MULTIFAMILIAR DE 7 PISOS	
ASESOR DE TESIS CARLOS ALBERTO SOSA CÁRDENAS INGENIERO CIVIL	PLANO DESARROLLO DE VIGAS II DE PISO TÍPICO	
ENCARGADOS IVANNA FRANCESCICA SANCHEZ CARRASCO BREYTON LUIS DÁVILA ANDÍA	ESPECIALIDAD ESTRUCTURAS	LÁMINA E-08
	FECHA ABRIL 2024	ESCALA 1:30



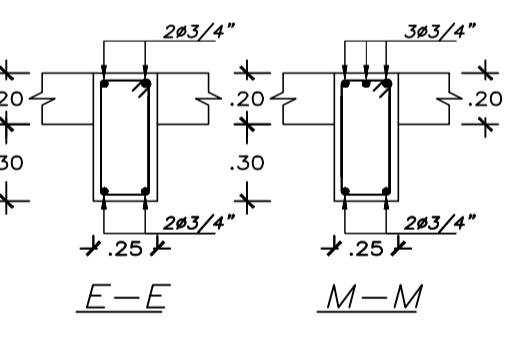
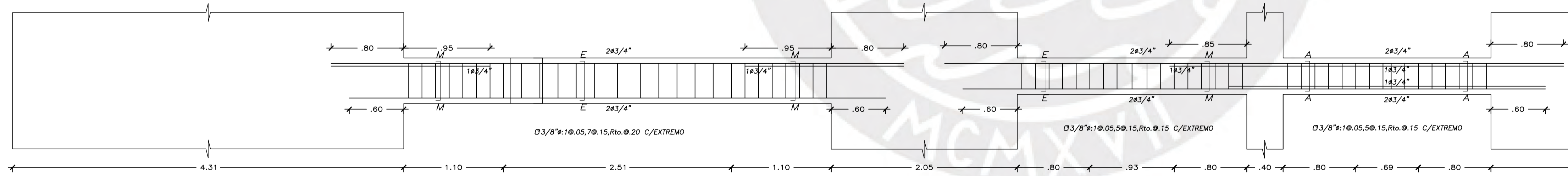
VIGA V7,V16 (.25x.40)



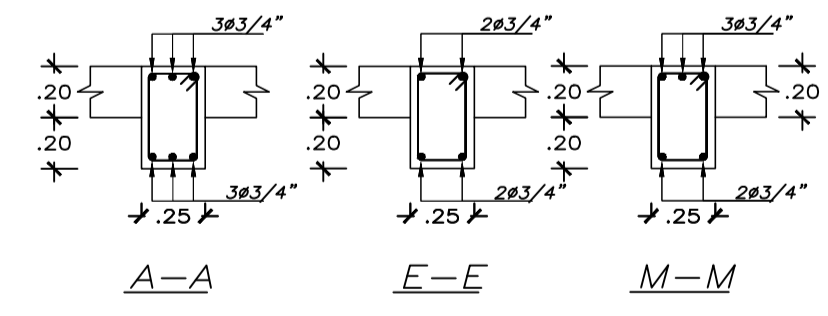
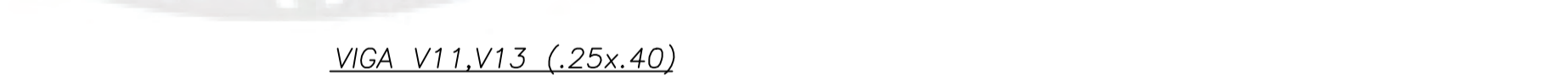
VIGA V8,V15 (.25x.50)



VIGA V9,V14 (.25x.50)



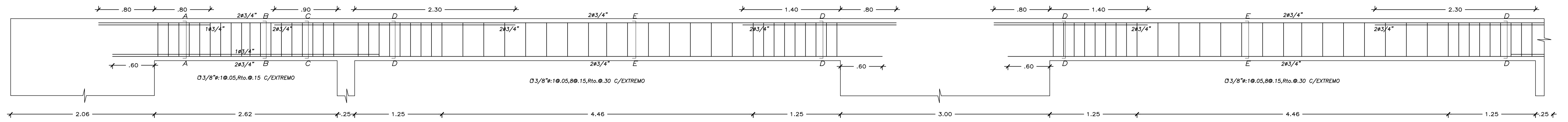
VIGA V10,V12 (.25x.50)



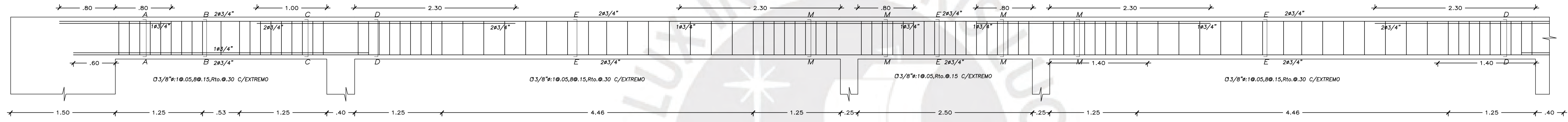
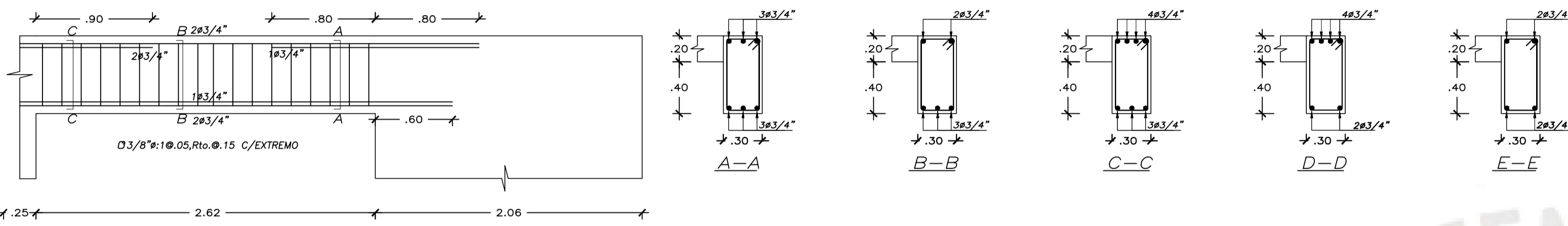
VIGA V11,V13 (.25x.40)

NOTA: - EL EDIFICIO ESTÁ CONFORMADO POR SIETE PISOS
 - $f'c = 280 \text{ Kg/cm}^2$
 - $f'y = 4200 \text{ Kg/cm}^2$

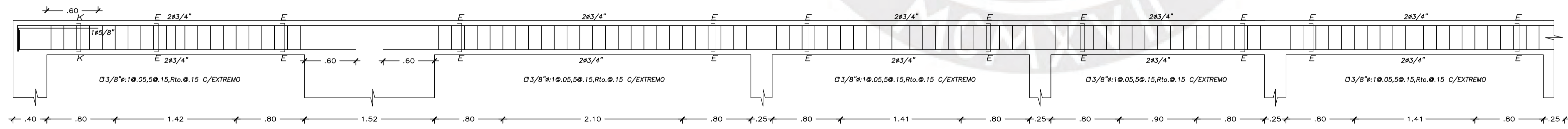
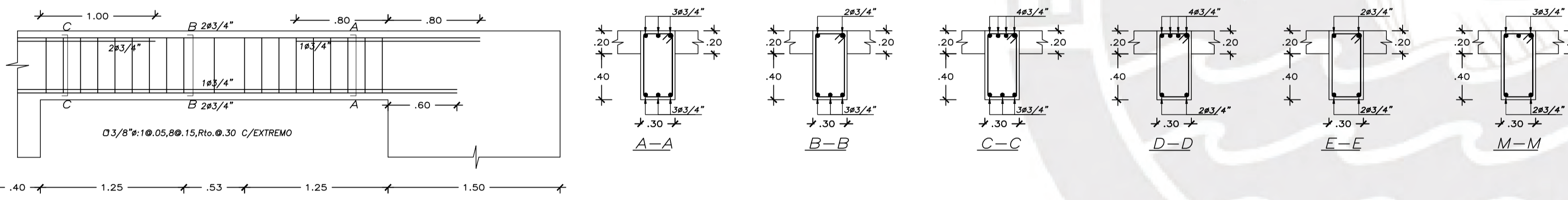
UNIVERSIDAD PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ	PROYECTO EDIFICIO MULTIFAMILIAR DE 7 PISOS	
ASESOR DE TESIS CARLOS ALBERTO SOSA CÁRDENAS INGENIERO CIVIL	PLANO DESARROLLO DE VIGAS III DE PISO TÍPICO	
ENCARGADOS IVANNA FRANCESSCA SANCHEZ CARRASCO BREYTON LUIS DÁVILA ANDÍA	ESPECIALIDAD ESTRUCTURAS	LÁMINA E-09
	FECHA ABRIL 2024	ESCALA 1:30



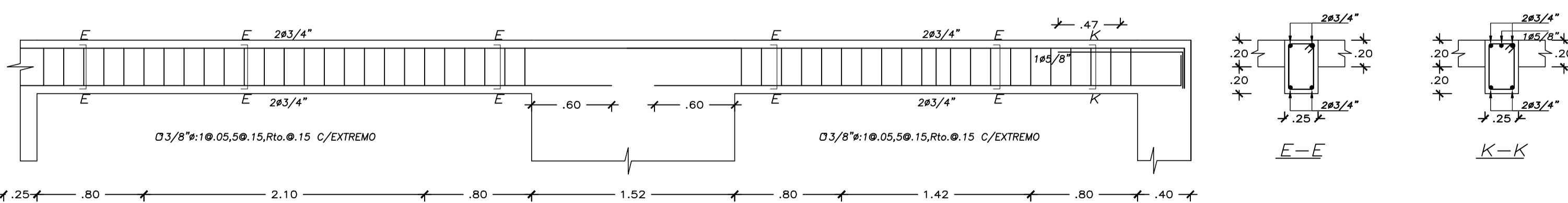
VIGA V1 (.30x.60)



VIGA V2 (.30x.60)

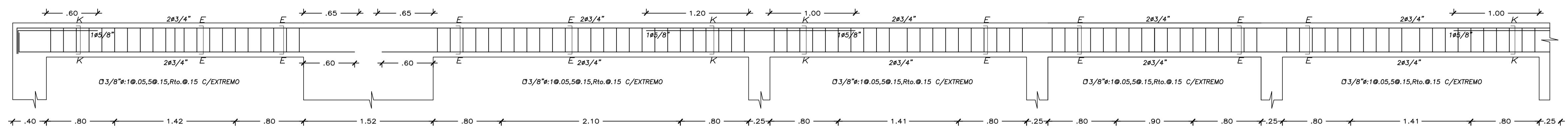


VIGA V3 (.25x.40)

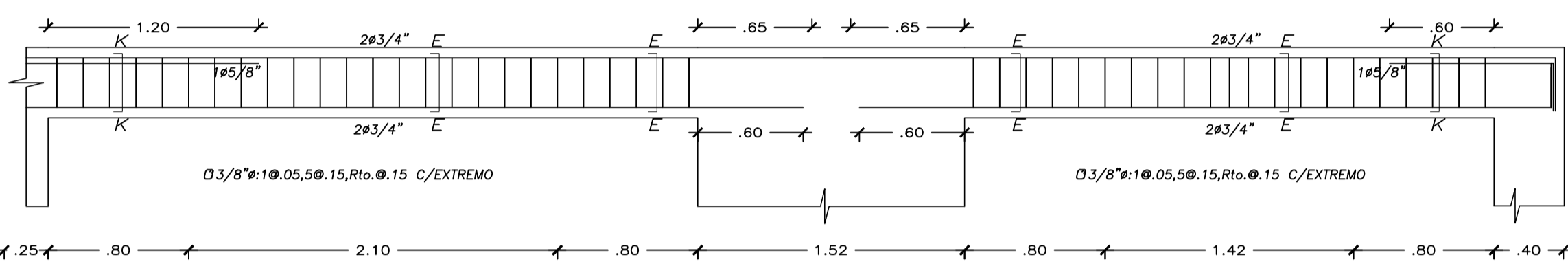


NOTA: - EL EDIFICIO ESTÁ CONFORMADO POR SIETE PISOS
 - $f_c = 280 \text{ Kg/cm}^2$
 - $f_y = 4200 \text{ Kg/cm}^2$

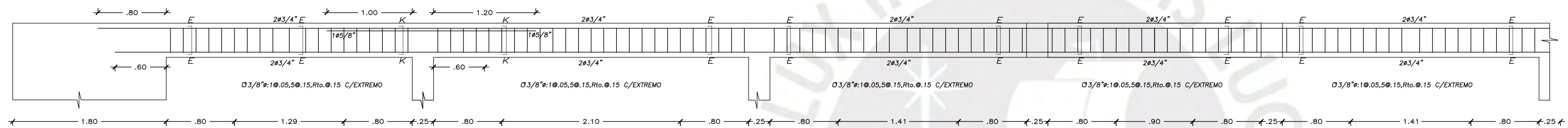
UNIVERSIDAD PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ	PROYECTO EDIFICIO MULTIFAMILIAR DE 7 PISOS
ASESOR DE TESIS CARLOS ALBERTO SOSA CÁRDENAS INGENIERO CIVIL	PLANO DESARROLLO DE VIGAS I DE AZOTEA
ENCARGADOS IVANNA FRANCESCA SANCHEZ CARRASCO BREYTON LUIS DÁVILA ANDÍA	ESPECIALIDAD ESTRUCTURAS FECHA ABRIL 2024 ESCALA 1:30
LÁMINA E-10	



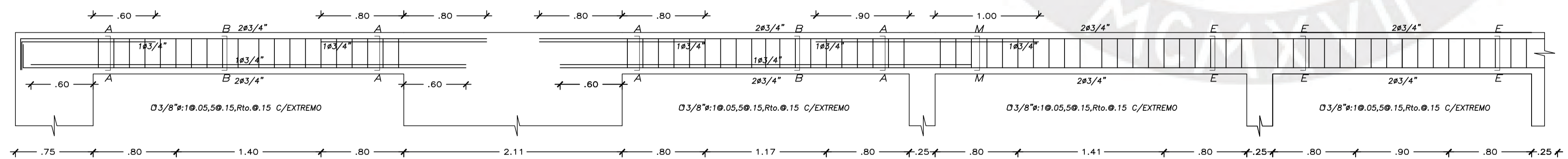
VIGA V4 (.25x.40)



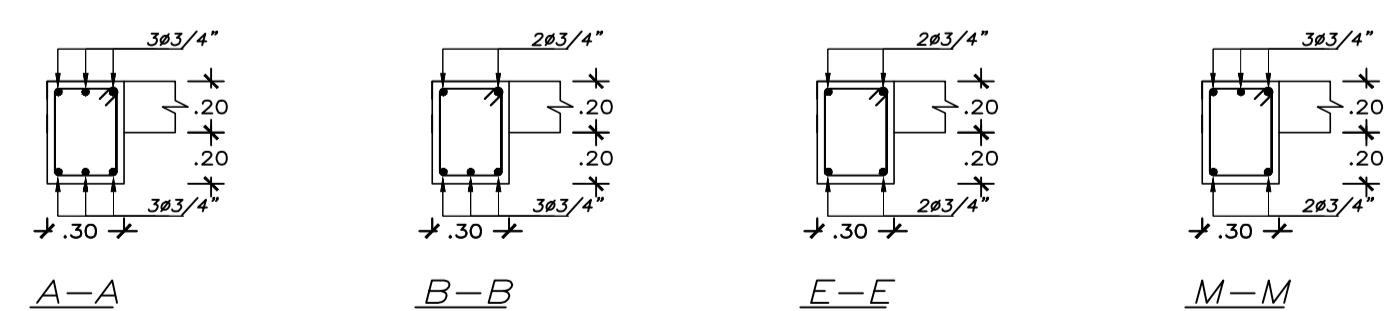
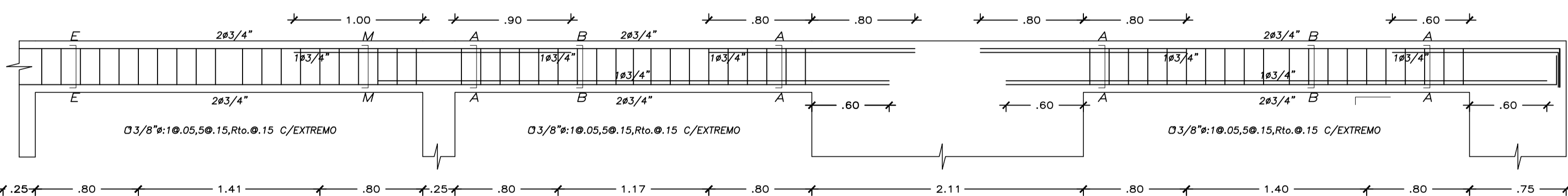
VIGA V5 (.30x.40)



VIGA V6 (.30x.40)

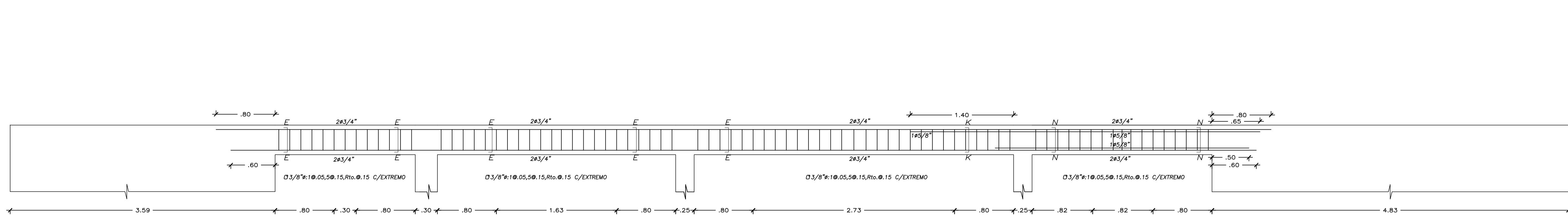


VIGA V7 (.30x.40)

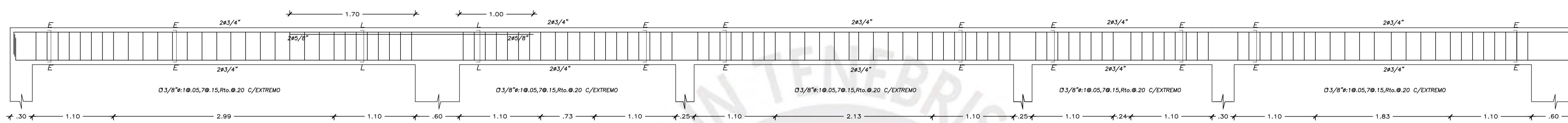


NOTA: - EL EDIFICIO ESTÁ CONFORMADO POR SIETE PISOS
 - $f_c = 280 \text{ Kg/cm}^2$
 - $f_y = 4200 \text{ Kg/cm}^2$

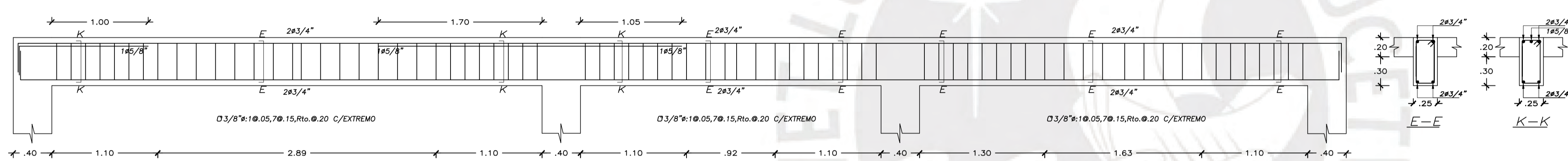
UNIVERSIDAD PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ	PROYECTO EDIFICIO MULTIFAMILIAR DE 7 PISOS	
ASESOR DE TESIS CARLOS ALBERTO SOSA CÁRDENAS INGENIERO CIVIL	PLANO DESARROLLO DE VIGAS II DE AZOTEA	
ENCARGADOS IVANNA FRANCESSCA SANCHEZ CARRASCO BREYTON LUIS DÁVILA ANDÍA	ESPECIALIDAD ESTRUCTURAS	LAMINA E-11
	FECHA ABRIL 2024	ESCALA 1:30



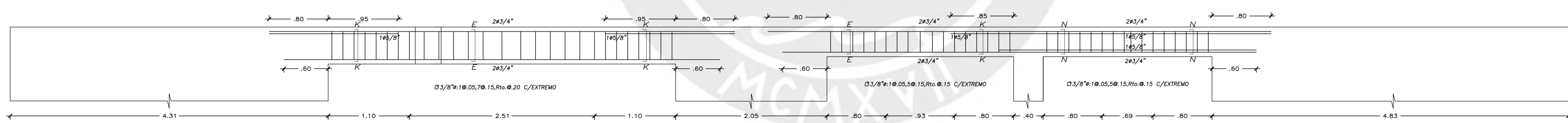
VIGA V7,V16 (.25x.40)



VIGA V8,V15 (.25x.50)



VIGA V9,V14 (.25x.50)



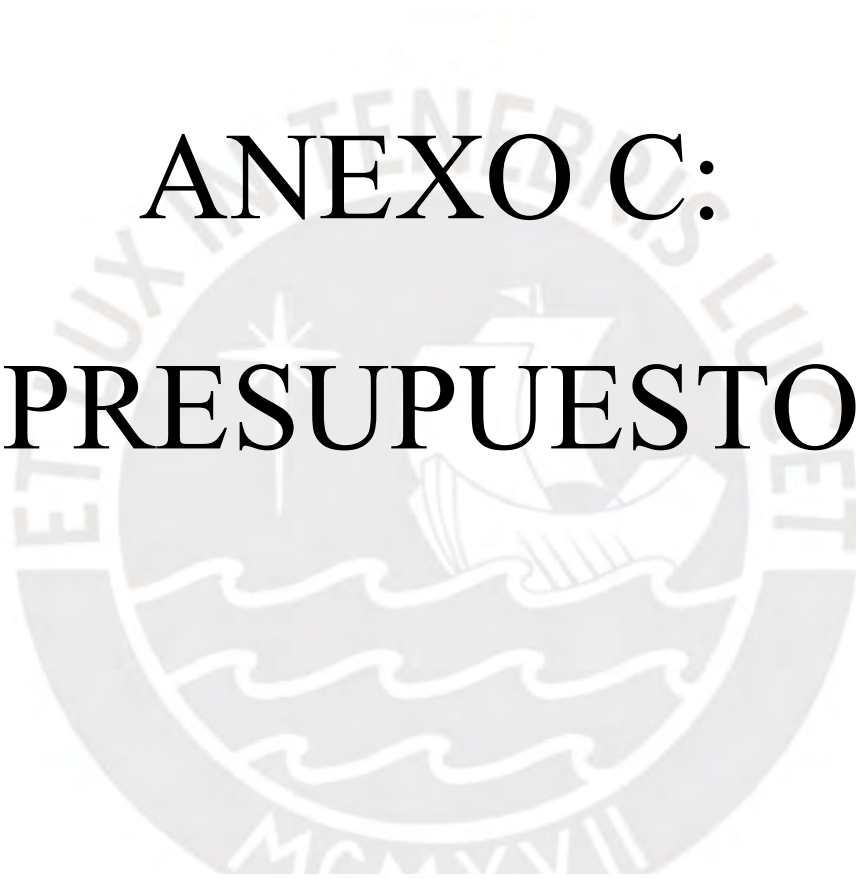
VIGA V10,V12 (.25x.50)

VIGA V11,V13 (.25x.40)

NOTA: - EL EDIFICIO ESTÁ CONFORMADO POR SIETE PISOS
 - $f'c = 280 \text{ Kg/cm}^2$
 - $f'y = 4200 \text{ Kg/cm}^2$

UNIVERSIDAD PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ	PROYECTO EDIFICIO MULTIFAMILIAR DE 7 PISOS	
ASESOR DE TESIS CARLOS ALBERTO SOSA CÁRDENAS INGENIERO CIVIL	PLANO DESARROLLO DE VIGAS III DE AZOTEA	
ENCARGADOS IVANNA FRANCESCA SANCHEZ CARRASCO BREYTON LUIS DÁVILA ANDÍA	ESPECIALIDAD ESTRUCTURAS	LAMINA E-12
FECHA ABRIL 2024	ESCALA 1:30	

ANEXO C: PRESUPUESTO



Presupuesto

Presupuesto 1301001 EDIFICIO MULTIFAMILIAR DE 7 PISOS EN PUEBLO LIBRE

Subpresupuesto 001 EDIFICACIÓN MULTIFAMILIAR

Cliente INMOBILIARIA

Costo al 26/01/2024

Lugar LIMA - LIMA - PUEBLO LIBRE

Item	Código	Descripción	Und.	Metrado	Precio S/.	Parcial S/.
01		OBRAS PROVISIONALES, OBRAS PRELIMINARES, SEGURIDAD Y SALUD				123,052.72
01.01		OBRAS PROVISIONALES				47,696.25
01.01.01	010600010804-1301001-01	LEVANTAMIENTO TOPOGRAFICO	glb	1.00	600.00	600.00
01.01.02	010301090101-1301001-01	CARTEL DE OBRA	und	1.00	1,056.25	1,056.25
01.01.03	010102011401-1301001-01	OFICINA, ALMACÉN Y GUARDIANÍA PROVISIONAL	mes	7.00	1,000.00	7,000.00
01.01.04	010102010303-1301001-01	COMEDOR Y VESTUARIO	mes	7.00	800.00	5,600.00
01.01.05	010102010505-1301001-01	SERVICIOS HIGIENICOS DE OBRA PORTATILES	mes	7.00	640.00	4,480.00
01.01.06	010301090203-1301001-01	CERCO METALICO DE OBRA DE 2.50m.	m	150.00	32.40	4,860.00
01.01.07	010601080105-1301001-01	MOVILIZACION Y DESMOVILIZACION DE HERRAMIENTAS Y MAQUINARIA	glb	1.00	1,000.00	1,000.00
01.01.08	011001090111-1301001-01	PERSONAL DE SEGURIDAD PERMANENTE EN OBRA	mes	7.00	3,300.00	23,100.00
01.02		OBRAS PRELIMINARES				54,508.37
01.02.01	010101030102-1301001-01	LIMPIEZA DURANTE LA EJECUCION DE LA OBRA	mes	7.00	1,286.91	9,008.37
01.02.02	010101020202-1301001-01	TRAZO Y REPLANTEO INICIAL Y DURANTE LA EJECUCION DE OBRA	mes	7.00	6,500.00	45,500.00
01.03		SEGURIDAD Y SALUD				20,848.10
01.03.01	010600010116-1301001-01	ELABORACIÓN, IMPLEMENTACIÓN Y ADMINISTRACIÓN DEL PLAN DE SST	glb	1.00	1,950.00	1,950.00
01.03.02	010121010101-1301001-01	EQUIPOS DE PROTECCION INDIVIDUAL	glb	1.00	7,471.94	7,471.94
01.03.03	010121010102-1301001-01	EQUIPOS DE PROTECCION COLECTIVA	glb	1.00	2,426.16	2,426.16
01.03.04	010717020305-1301001-01	SEÑALIZACION TEMPORAL DE SEGURIDAD	glb	1.00	3,000.00	3,000.00
01.03.05	010121010103-1301001-01	CAPACITACION EN SEGURIDAD Y SALUD	glb	1.00	3,000.00	3,000.00
01.03.06	010121010104-1301001-01	RECURSOS PARA RESPUESTAS ANTE EMERGENCIAS EN SEGURIDAD Y SALUD DURANTE EL TRABAJO	glb	1.00	3,000.00	3,000.00
02		ESTRUCTURAS				2,578,664.20
02.01		MOVIMIENTO DE TIERRAS				51,135.29
02.01.01		EXCAVACIONES				24,270.05
02.01.01.01	010104010915-1301001-01	EXCAVACION MASIVA DEL TERRENO PARA CIMENTACIONES.	m3	981.66	21.92	21,517.99
02.01.01.02	010104010916-1301001-01	EXCAVACION MASIVA DEL TERRENO PARA CISTERNA	m3	125.55	21.92	2,752.06
02.01.02		RELLENOS				20,271.90
02.01.02.01	010104020206-1301001-01	RELLENO COMPACTADO CON MATERIAL DE PRESTAMO	m3	787.87	25.73	20,271.90
02.01.03		ELIMINACIÓN DE MATERIAL EXCEDENTE				6,593.34
02.01.03.01	010305010202-1301001-01	ACARREO DE MATERIAL EXCEDENTE Dmax= 30m	m3	351.27	18.77	6,593.34
02.02		CONCRETO SIMPLE				36,887.63
02.02.01		SOLIDOS				13,138.26
02.02.01.01	010306020702-1301001-01	SOLADO PARA ZAPATA DE 4" CONCRETO Fc=100 Kg/cm2	m2	342.30	35.85	12,271.46
02.02.01.02	010601080318-1301001-01	SOLADO PARA ELEMENTOS SUBT. DE 2" CONCRETO Fc=100 Kg/cm2	m2	33.48	25.89	866.80
02.02.02		BASES DE CONCRETO				143.04
02.02.02.01	010105012207-1301001-01	BLOQUE DE CONCRETO DE ARRANQUE DE LA ESCALERA	m3	0.56	255.43	143.04
02.02.03		FALSO PISO				23,606.33
02.02.03.01	010713000022-1301001-01	FALSO PISO, CONCRETO SIMPLE C:H 1:8 (E= 0.05 cm)	m2	506.90	46.57	23,606.33
02.03		CONCRETO ARMADO				2,463,360.85
02.03.01		ZAPATAS				262,711.08
02.03.01.01	010105020602-1301001-01	CONCRETO PREMEZCLADO ZAPATAS fc=280 kg/cm2	m3	205.38	604.11	124,072.11
02.03.01.02	010107010103-1301001-01	ACERO CORRUGADO FY= 4200 kg/cm2 GRADO 60 EN ZAPATAS	kg	14,517.17	9.55	138,638.97
02.03.02		CISTERNA				55,347.58
02.03.02.01	010105020005-1301001-01	CONCRETO PREMEZCLADO DE ELEMENTOS SUBT. fc=280 kg/cm2	m3	16.21	604.11	9,792.62
02.03.02.02	010106130105-1301001-01	ENCOFRADO NORMAL Y DESENCOFRADO ELEMENTOS SUBT.	m2	139.96	63.62	8,904.26
02.03.02.03	010107010104-1301001-01	ACERO CORRUGADO FY= 4200 kg/cm2 GRADO 60 EN ELEMENTOS SUBT.	kg	3,837.77	9.55	36,650.70
02.03.03		PLACAS				797,322.38
02.03.03.01	010105020006-1301001-01	CONCRETO PREMEZCLADO PLACAS fc=280 kg/cm2	m3	363.01	674.45	244,832.09

Presupuesto

Presupuesto **1301001 EDIFICIO MULTIFAMILIAR DE 7 PISOS EN PUEBLO LIBRE**
 Subpresupuesto **001 EDIFICACIÓN MULTIFAMILIAR**
 Cliente **INMOBILIARIA** Costo al **26/01/2024**
 Lugar **LIMA - LIMA - PUEBLO LIBRE**

Item	Código	Descripción	Und.	Metrado	Precio \$/.	Parcial \$/.
02.03.03.02	010106130106-1301001-01	ENCOFRADO NORMAL Y DESENCOFRADO PLACAS	m2	2,415.87	61.18	147,802.93
02.03.03.03	010107010105-1301001-01	ACERO CORRUGADO FY= 4200 kg/cm2 GRADO 60 EN PLACAS	kg	42,375.64	9.55	404,687.36
02.03.04		COLUMNAS				133,209.21
02.03.04.01	010105020007-1301001-01	CONCRETO PREMEZCLADO COLUMNAS f _c =280 kg/cm2	m3	46.37	674.45	31,274.25
02.03.04.02	010712000306-1301001-01	ENCOFRADO NORMAL Y DESENCOFRADO COLUMNAS	m2	478.16	61.18	29,253.83
02.03.04.03	010107010106-1301001-01	ACERO FY= 4200 kg/cm2 GRADO 60 EN COLUMNAS	kg	7,610.59	9.55	72,681.13
02.03.05		VIGAS				545,463.13
02.03.05.01	010105020508-1301001-01	CONCRETO PREMEZCLADO VIGAS f _c =280 kg/cm2	m3	220.06	674.45	148,419.47
02.03.05.02	010712000307-1301001-01	ENCOFRADO NORMAL Y DESENCOFRADO VIGAS	m2	1,508.65	59.49	89,749.59
02.03.05.03	010107010107-1301001-01	ACERO FY= 4200 kg/cm2 GRADO 60 EN VIGAS	kg	32,177.39	9.55	307,294.07
02.03.06		LOSAS ALIGERADAS CONVENCIONALES				532,812.40
02.03.06.01	010105020509-1301001-01	CONCRETO PREMEZCLADO LOSAS ALIEGERADAS f _c =280 kg/cm2	m3	247.82	674.45	167,142.20
02.03.06.02	010712000308-1301001-01	ENCOFRADO NORMAL Y DESENCOFRADO EN LOSA ALIGERADA	m2	2,832.24	55.53	157,274.29
02.03.06.03	010309020703-1301001-01	LADRILLOS DE TECHO 8H DE ARCILLA 0.30x0.30x0.15m	und	23,602.00	4.33	102,196.66
02.03.06.04	010107010108-1301001-01	ACERO FY= 4200 kg/cm2 GRADO 60 EN LOSA ALIGERADA	kg	11,120.34	9.55	106,199.25
02.03.07		LOSA MACIZA e=0.20 m				130,524.68
02.03.07.01	010105022005-1301001-01	CONCRETO PREMEZCLADO LOSAS MACIZAS f _c =280 kg/cm2	m3	87.19	674.45	58,805.30
02.03.07.02	010712000309-1301001-01	ENCOFRADO NORMAL Y DESENCOFRADO EN LOSA MACIZA	m2	435.97	61.71	26,903.71
02.03.07.03	010107010109-1301001-01	ACERO FY= 4200 kg/cm2 GRADO 60 EN LOSA MACIZA	kg	4,692.74	9.55	44,815.67
02.03.08		ESCALERAS				33,250.82
02.03.08.01	010105020510-1301001-01	CONCRETO PREMEZCLADO ESCALERAS f _c =280 kg/cm2	m3	19.94	674.45	13,448.53
02.03.08.02	010712000310-1301001-01	ENCOFRADO NORMAL Y DESENCOFRADO EN LOSA MACIZA	m2	108.90	61.71	6,720.22
02.03.08.03	010107010110-1301001-01	ACERO FY= 4200 kg/cm2 GRADO 60 EN ESCALERA	kg	1,369.85	9.55	13,082.07
03		ARQUITECTURA				2,830,833.08
03.01		MUROS Y TABIQUES				568,112.70
03.01.01	010108020103-1301001-01	MUROS DE LADRILLO KING BLOCK DE 18H	m2	4,073.00	134.46	547,655.58
03.01.02	010116060703-1301001-01	DINTELES DE CONCRETO	und	204.00	100.28	20,457.12
03.02		REVOQUES Y REVESTIMIENTOS				557,788.79
03.02.01	010109010904-1301001-01	TARRAJEO IMPERMEABILIZADO EN CISTERNAS	m2	79.48	43.21	3,434.33
03.02.02	010109010809-1301001-01	TARRAJEO FROTACHADO EN CUARTO DE MAQUINAS	m2	78.76	33.51	2,639.25
03.02.03	010109010810-1301001-01	TARRAJEO FROTACHADO EN MUROS EXTERIORES	m2	1,922.41	33.51	64,419.96
03.02.04	010109010309-1301001-01	TARRAJEO MUROS	m2	8,124.08	33.51	272,237.92
03.02.05	010109010310-1301001-01	TARRAJEO PLACAS	m2	2,550.24	39.15	99,841.90
03.02.06	010109010501-1301001-01	TARRAJEO COLUMNAS	m2	511.52	42.20	21,586.14
03.02.07	010109010602-1301001-01	TARRAJEO DE VIGAS	m2	1,654.52	56.59	93,629.29
03.03		CIELO RASOS				166,730.98
03.03.01	010109010401-1301001-01	TARRAJEO DE CIELORASO	m2	3,550.70	46.37	164,645.96
03.03.02	010109010201-1301001-01	TARRAJEO FONDO DE ESCALERAS	m2	39.06	53.38	2,085.02
03.04		PISOS Y PAVIMENTOS				545,099.40
03.04.01	010110000006-1301001-01	CONTRAPISO E=2.5 CM BASE 1:5 CM MEZCLA 1:5 ACAB 1 CM.	m2	4,055.20	40.08	162,532.42
03.04.02	010109010205-1301001-01	FORJADO DE PASOS Y CONTRAPASOS	m	161.98	39.97	6,474.34
03.04.03	010109010212-1301001-01	FORJADO DE DESCANSO DE ESCALERA CON CEMENTO PULIDO	m2	38.99	35.92	1,400.52
03.04.04	010110010208-1301001-01	PISO LOBBY PORCELANATO ESMALTADO 90 x 180 cm	m2	571.95	205.06	117,284.07
03.04.05	010110010209-1301001-01	PISO LAMINADO CEREZO ALEMÁN E=8.3 mm.	m2	1,765.40	105.49	186,232.05
03.04.06	010110000117-1301001-01	PISO PORCELANICO ESMALTADO 60 x 60	m2	560.00	127.10	71,176.00
03.05		COBERTURAS				7,235.40
03.05.01	010110090802-1301001-01	COBERTURA DE LADRILLO PASTELERO 24x24 CM.	m2	87.10	83.07	7,235.40
03.06		CONTRAZOCALOS Y ZOCALOS				128,917.22

Presupuesto

Presupuesto 1301001 EDIFICIO MULTIFAMILIAR DE 7 PISOS EN PUEBLO LIBRE

Subpresupuesto 001 EDIFICACIÓN MULTIFAMILIAR

Cliente INMOBILIARIA

Costo al 26/01/2024

Lugar LIMA - LIMA - PUEBLO LIBRE

Item	Código	Descripción	Und.	Metrado	Precio S/.	Parcial S/.
03.06.01	010110010805-1301001-01	CONTRAZÓCALO SANITARIO DE TERRAZO PULIDO BLANCO DE 10 CM	m	525.78	9.96	5,236.77
03.06.02	010110010806-1301001-01	CONTRAZOCALO DE MADERA DE 8 CM.	m	2,323.82	24.31	56,492.06
03.06.03	010110010807-1301001-01	CONTRAZÓCALO VINÍLICO BLANCO MARFIL H=7 CM	m	41.68	9.96	415.13
03.06.04	010110010117-1301001-01	ZÓCALO CERAMICO SEMIGRES 60 x 60 cm	m2	525.36	127.10	66,773.26
03.07		CARPINTERIA DE MADERA				409,345.00
03.07.01	010113010205-1301001-01	PUERTA PRINCIPALES DEPARTAMENTOS	und	45.00	450.00	20,250.00
03.07.02	010113010206-1301001-01	PUERTA INTERIORES DEPARTAMENTO	und	160.00	350.00	56,000.00
03.07.03	010111030107-1301001-01	MUEBLE DE COCINA BAJO DE MELAMINE BLANCO 18 MM,CON PUERTAS Y CAJONES COLOR CENIZA MATE	m	152.60	650.00	99,190.00
03.07.04	010111030108-1301001-01	MUEBLE DE COCINA ALTO DE MELAMINE BLANCO 18 MM,CON PUERTAS Y CAJONES COLOR CENIZA MATE	m	106.40	950.00	101,080.00
03.07.05	010111030109-1301001-01	MUEBLE DE WALKING CLOSET	m	192.50	690.00	132,825.00
03.08		CARPINTERIA METALICA				16,580.80
03.08.01	010311030104-1301001-01	BARANDA DE ACERO INOXIDABLE DE 2" EN ESCALERA	m	55.56	180.00	10,000.80
03.08.02	010311030105-1301001-01	PASAMANO DE FIERRO NEGRO DE 2" EN ESCALERA	m	65.80	100.00	6,580.00
03.09		CERRAJERIA				21,380.80
03.09.01	010115010102-1301001-01	CERRADURA PARA PUERTA PRINCIPAL	und	45.00	77.00	3,465.00
03.09.02	010115010103-1301001-01	CERRADURA PARA PUERTA INTERIORES	und	160.00	70.00	11,200.00
03.09.03	010115020702-1301001-01	BISAGRAS PUERTAS PRINCIPALES	und	135.00	10.92	1,474.20
03.09.04	010115020703-1301001-01	BISAGRAS PUERTAS SECUNDARIAS	und	480.00	10.92	5,241.60
03.10		VIDRIOS, CRISTALES Y SIMILARES				94,697.90
03.10.01	010112020202-1301001-01	VENTANA EN FACHADA CON ALUMINIO NEGRO Y CRISTAL TEMPLADO INCOLORO DE 4 MM	m2	277.44	180.00	49,939.20
03.10.02	010112020203-1301001-01	VENTANA INTERIORES CON ALUMINIO NEGRO Y CRISTAL CRUDO INCOLORO DE 4 MM	m2	14.17	110.00	1,558.70
03.10.03	010113010207-1301001-01	MAMPARAS DE VIRIO CORREDIZO TEMPLADO DE 8MM	m2	172.80	250.00	43,200.00
03.11		PINTURAS				310,148.71
03.11.01	010315010703-1301001-01	PINTURA EN CIELO RASO	m2	3,550.70	21.83	77,511.78
03.11.02	010315010704-1301001-01	PINTURA LATEX COLOR BLANCO - EXTERIORES	m2	1,922.41	17.15	32,969.33
03.11.03	010315010705-1301001-01	PINTURA LÁTEX BLANCO OSTRA - INTERIORES	m2	12,840.36	15.55	199,667.60
03.12		VARIOS				4,795.38
03.12.01	010110010902-1301001-01	SARDINEL DE CONCRETO DE DUCHA	m	94.36	50.82	4,795.38
		COSTO DIRECTO				5,532,550.00
		GASTOS GENERALES 4.2205%				233,500.00
		UTILIDAD (10%)				553,255.00
		SUBTOTAL				6,319,305.00
		IGV (18%)				1,137,474.90
						=====
		TOTAL PRESUPUESTO				7,456,779.90

SON : SIETE MILLONES CUATROCIENTOS CINCUENTA Y SEIS MIL SETECIENTOS SETENTA Y NUEVE Y 90/100 NUEVOS SOLES