

PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ

FACULTAD DE CIENCIAS E INGENIERÍA



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

Tesis para obtener el título profesional de Ingeniero Civil.

AUTORES:

César Gustavo Pariona Palomino

Arom Neil Vite Heredia

ASESOR:

Paulo Israel Mejía Trejo

Lima, Febrero, 2025

Informe de Similitud

Yo, Paulo Mejia Trejo,

docente de la Facultad de Ciencias e Ingeniería de la Pontificia

Universidad Católica del Perú, asesor(a) de la tesis/el trabajo de investigación titulado

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

del/de la autor(a)/ de los(as) autores(as)

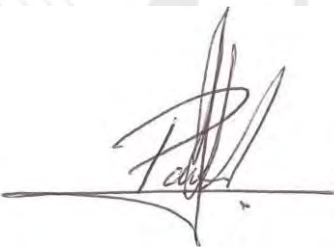
Cesar Gustavo Pariona Palomino,

Arom Neil Vite Heredia

dejo constancia de lo siguiente:

- El mencionado documento tiene un índice de puntuación de similitud de 20 %. Así lo consigna el reporte de similitud emitido por el software *Turnitin* el 30/01/2025.
- 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: Lima 31 de enero del 2025

Apellidos y nombres del asesor / de la asesora: <u>Mejia Trejo, Paulo Israel</u>	
DNI: 46416316	Firma 
ORCID: https://orcid.org/0000-0001-9829-7735	

Resumen

Este trabajo tiene como objetivo diseñar y analizar un edificio de concreto armado ubicado en la ciudad de Lima. La edificación consta de siete niveles destinados a departamentos, además de un sótano y un semisótano destinados a estacionamientos. La superficie total del proyecto es de 396.35 m^2 , mientras que el área techada del terreno es de 265.85 m^2 . La estructura del edificio está conformada por muros estructurales dispuestos en ambas direcciones analizadas.

Se elaboró el predimensionamiento y estructura para los elementos a ser empleados, la cual es la búsqueda de su ubicación y dimensiones. Adicionalmente, se presentará el metrado de cargas de acuerdo a lo que se estipula en la Norma de Cargas (NTE E.020).

Se contempló las cargas gravitatorias y sísmicas en el análisis estructural según lo establecido en la Norma de Diseño de Concreto Armado (NTE E.060) y Norma Sismorresistente (NTE E.030). Para ello, se desarrolló un modelo computacional utilizando el software ETABS-18.

Posteriormente, se realizó el diseño de la estructura, de forma detallada, de cada elemento que conforman este sistema en la edificación con base en la forma de Diseño por Resistencia y Capacidad según lo establecido en la Norma de Concreto Armado (NTE E.060). Además, para su cimentación se usaron los requerimientos de la Norma de Suelos y Cimentaciones (NTE E.050).

Índice

1. GENERALIDADES	1
1.1. Motivación	1
1.2. Objetivos	1
1.3. Marco Teórico	2
2. DESCRIPCIÓN DE PROYECTO	3
2.1. Características principales	3
2.2. Característica Estructural	5
3. ESTRUCTURACIÓN Y PREDIMENSIONAMIENTO	7
3.1. Criterios de estructuración	7
3.2. Aplicación de estructuración	9
3.3. Predimensionamiento de los elementos	10
3.3.1. Losas	10
3.3.1.1. Losas aligeradas	10
3.3.1.2. Losas macizas	11
3.3.2. Vigas	11
3.3.3. Columnas	12
3.3.4. Placas	13
3.3.5. Escaleras	14
3.3.6. Muros de sótano	14
4. METRADO DE CARGAS	15
4.1. Generalidades	15
4.2. Metrado de losas aligeradas	16
4.3. Metrado de losas macizas	17

4.4. Metrado de vigas chatas	18
4.5. Metrado de vigas peraltadas	19
4.6. Metrado de columnas	24
4.7. Metrado de placas	28
4.8. Metrado de escaleras	29
5. ANÁLISIS SÍSMICO	31
5.1. Introducción	31
5.2. Parámetros del análisis sísmico	31
5.3. Modelo Estructural	33
5.4. Análisis de irregularidades	35
5.4.1. Irregularidades en Planta	36
5.4.2. Irregularidades en altura	37
5.5. Procedimiento de análisis sísmico	39
5.5.1. Peso sísmico (P)	39
5.5.2. Análisis estático	39
5.5.2.1. Periodo de vibración estático	39
5.5.2.2. Fuerza cortante basal estática	39
5.5.2.3. Distribución de la fuerza sísmica	40
5.5.3. Análisis dinámico modal espectral	41
5.5.3.1. Modos de vibración y periodos fundamentales	41
5.5.3.2. Aceleración espectral	42
5.5.3.3. Fuerza cortante basal dinámica	43
5.5.3.4. Amplificación de fuerzas sísmicas	43
5.6. Verificación del sistema estructural	43
5.7. Análisis de Desplazamientos	44
5.8. Junta Sísmica	44
6. FUNDAMENTOS DE DISEÑO DE CONCRETO ARMADO	46
6.1. Diseño por resistencia	46
6.1.1. Diseño por flexión simple.	47
6.1.2. Diseño por fuerza cortante	51
6.1.3. Diseño por flexocompresión	53
6.2. Diseño por capacidad	59

6.2.1.	Vigas	60
6.2.2.	Columnas	60
6.2.3.	Placas	61
6.3.	Requisitos generales de servicio	62
6.3.1.	Control de deflexiones	62
6.3.2.	Control de fisuraciones	65
7.	DISEÑO DE ELEMENTOS HORIZONTALES	66
7.1.	Diseño de losas	66
7.1.1.	Losas aligeradas	66
7.1.1.1.	Consideraciones para el diseño por flexión simple	67
7.1.1.2.	Consideraciones para el diseño por cortante	68
7.1.1.3.	Ejemplo de diseño de losa aligerada	68
7.1.2.	Losas macizas	76
7.1.2.1.	Consideraciones para el diseño por flexión simple.	76
7.1.2.2.	Consideraciones para el diseño por cortante.	77
7.1.2.3.	Ejemplo de diseño de losa maciza.	77
7.2.	Diseño de vigas	81
7.2.1.	Viga peraltada	81
7.2.1.1.	Consideraciones para el diseño por flexión simple	81
7.2.1.2.	Consideraciones para el diseño por cortante	82
7.2.1.3.	Ejemplo de diseño de viga peraltada	82
7.2.2.	Viga chata	92
7.2.2.1.	Ejemplo de diseño de viga chata	93
8.	DISEÑO DE ELEMENTOS VERTICALES	95
8.1.	Diseño de columnas	95
8.1.1.	Consideraciones para el diseño por flexocompresión	96
8.1.2.	Consideraciones para el diseño por cortante	96
8.1.2.1.	Ejemplo de diseño de columna	97
8.2.	Diseño de placas	104
8.2.1.	Consideraciones para el diseño por flexocompresión	104
8.2.2.	Consideraciones para el diseño por cortante	105
8.2.3.	Cuantía mínima horizontal y vertical	106

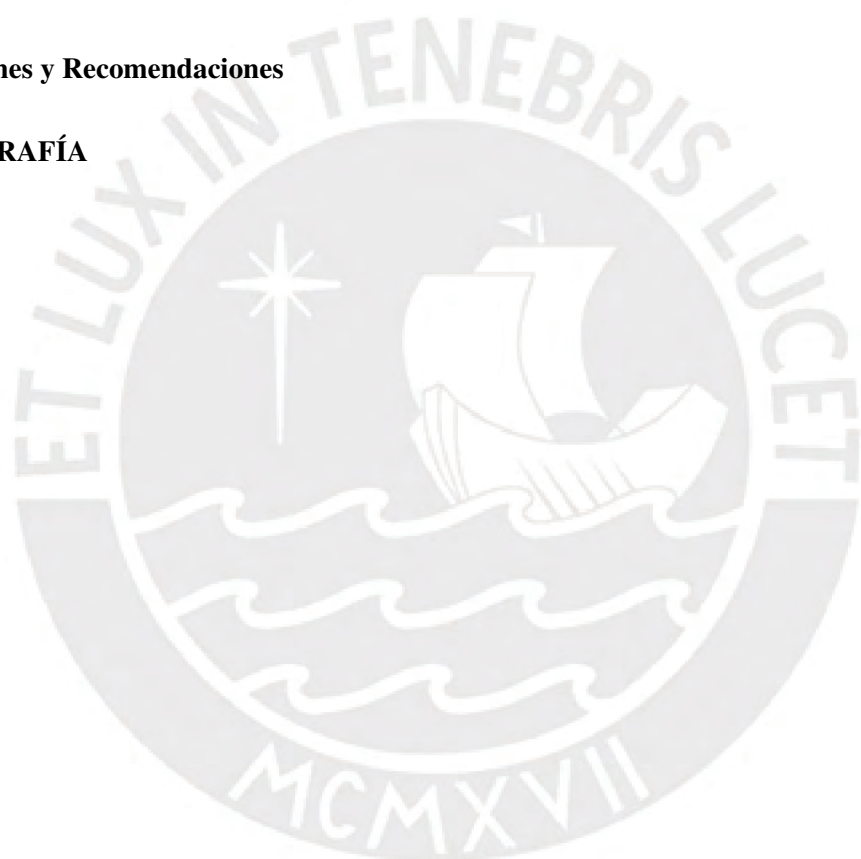
8.2.4. Elementos de borde en muros estructurales	106
8.2.5. Ejemplo de diseño de placas	107
9. DISEÑO DE CIMENTACIONES	115
9.1. Diseño de zapata aislada	115
9.1.1. Consideraciones para la verificación de presiones	115
9.1.2. Consideraciones para el diseño por punzonamiento	117
9.1.3. Consideración para el diseño por cortante	119
9.1.4. Consideraciones para el diseño por flexión	119
9.1.5. Ejemplo de diseño de zapata aislada	120
10. DISEÑO DE OTROS ELEMENTOS ESTRUCTURALES	124
10.1. Diseño de escaleras	124
10.1.1. Consideraciones para el diseño de la escalera	124
10.1.2. Ejemplo de diseño de escalera	124
10.2. Diseño de muros de contención	126
10.2.1. Consideraciones para el diseño del muro anclado	126
10.2.2. Ejemplo de diseño de muro anclado	128
11. METRADOS DE MATERIALES DE ESTRUCTURAS	133
11.1. Vigas	133
11.1.1. Concreto	134
11.1.2. Encofrado	134
11.1.3. Acero	135
11.2. Columnas	137
11.2.1. Concreto	138
11.2.2. Encofrado	138
11.2.3. Acero	139
11.3. Placas	141
11.3.1. Concreto	141
11.3.2. Encofrado	142
11.3.3. Acero	142
11.4. Zapatas	144
11.4.1. Concreto	145

11.4.2. Acero	145
11.5. Losas aligeradas	145
11.5.1. Concreto	146
11.5.2. Encofrado	147
11.5.3. Acero	147
11.5.4. Ladrillos huecos de arcilla	148
11.6. Losas macizas	149
11.6.1. Concreto	149
11.6.2. Encofrado	150
11.6.3. Acero	150

Conclusiones y Recomendaciones	155
---------------------------------------	------------

BIBLIOGRAFÍA	156
---------------------	------------

Anexos	
---------------	--



Índice de Figuras

2.1. Planta de arquitectura del sótano.	4
2.2. Planta de arquitectura del semisótano.	4
2.3. Planta de arquitectura primer piso.	4
2.4. Planta de arquitectura de piso típico.	5
2.5. Planta de arquitectura de la azotea.	5
3.1. Estructuración de piso típico.	10
4.1. Dirección de la losa aligerada convencional (eje H-I/1-5).	17
4.2. Carga última distribuida en la vigueta (eje H-I/1-5).	17
4.3. Paño de losa maciza (eje F-H/1-3)	18
4.4. Viga chata 0.25 x 0.20 m de piso típico (eje 2-5/C-D).	19
4.5. Carga última distribuida en la viga chata 0.25 x 0.20 m.	19
4.6. Ubicación y área tributaria de la viga VT-102	20
4.7. Reacciones de viga chata 0.25 x 0.20 m	21
4.8. Reacciones de la viga VT-106.	23
4.9. CM distribuida en la viga VT-102.	23
4.10. CV distribuida en la viga VT-102.	24
4.11. Ubicación y área tributaria de piso típico de la columna C-06.	25
4.12. Ubicación y área tributaria de piso típico de la columna PL-03.	28
4.13. Carga última distribuida en la escalera.	30
5.1. Zonas sísmicas. Fuente: Norma E.030	32
5.2. Factor de suelo. Fuente: Norma E.030	32
5.3. Periodos T_P y T_L . Fuente: Norma E0.30	32
5.4. Modelo 3-D del edificio en ETABS.	34
5.5. Vista de planta típica del modelo en ETABS.	35

5.6. Espectro de pseudo-aceleración en X-X e Y-Y.	42
6.1. Deformaciones y fuerzas internas en la falla	48
6.2. Sección con falla balanceada.	49
6.3. Consideraciones para el corte de acero en regiones de momentos positivo y negativo. . .	51
6.4. Corte de bastones en losas y vigas	51
6.5. Diagrama de interacción- Resistencias nominales y de diseño.	54
6.6. Fuerza cortante de diseño para capacidad en vigas.	60
6.7. Fuerza cortante de diseño para capacidad en columnas.	61
6.8. Peraltes mínimos de vigas o losas armadas en una dirección para no verificar deflexiones. .	62
6.9. Deflexiones máximas admisibles.	64
6.10. Área efectiva de concreto en tracción.	65
7.1. Losa aligerada convencional.	67
7.2. DMF (ton.m) por carga última de una vigueta típica de aligerado.	68
7.3. Corte de bastones.	71
7.4. DFC (ton.) por carga última de una vigueta típica de aligerado.	72
7.5. Ensanche de vigueta	73
7.6. DMF (ton.m) por CM de una vigueta típica	73
7.7. DMF (ton.m) por CV de una vigueta típica	73
7.8. Armado final de la losa aligerada.	75
7.9. Modelo de losa maciza (eje F-G/1-3).	77
7.10. DMF (ton.m/m) de la losa maciza en dirección X-X.	78
7.11. DMF (ton.m/m) de la losa maciza en dirección Y-Y.	78
7.12. DFC (ton/m) de la losa maciza en dirección X-X.	79
7.13. DFC (ton/m) de la losa maciza en dirección Y-Y.	80
7.14. Armado final de la losa maciza.	80
7.15. Requerimiento de estribos en vigas.	82
7.16. DMF (ton.m) por CM de la viga VT-102	83
7.17. DMF (ton.m) por CV de la viga VT-102	83
7.18. DMF (ton.m) por CSx de la viga VT-102	83
7.19. Corte de bastones del la viga VT-102 - Tramo 1.	85
7.20. DFC (ton.) por CM de la viga VT-102	86
7.21. DFC (ton.) por CV de la viga VT-102	86

7.22. DFC (ton.) por CSx de la viga VT-102	86
7.23. Sección transformada agrietada para M^-	90
7.24. Armado final de la viga VT-102.	92
7.25. DMF (ton.m) y DFC (ton.) de la viga chata 0.20x0.25m.. . . .	93
7.26. Armado final de la viga chata 0.20 x 0.25 m.	94
8.1. Requerimiento de estribos en columnas.	97
8.2. Sección y direcciones de análisis de la columna E-06.	98
8.3. Colocación de la cuantía mínima para la columna C-06.	99
8.4. Diagrama de interacción en la dirección X-X de la columna C-06.	100
8.5. Diagrama de interacción en la dirección Y-Y de la columna C-06.	100
8.6. Armado final de la columna C-06.	103
8.7. Elementos confinados de borde en muros.	107
8.8. Sección y direcciones de análisis de la placa PL-03.	108
8.9. Colocación del armado preliminar de la placa PL-03. (1er piso)	110
8.10. Diagrama de interacción en la dirección X-X de la placa PL-03.	110
8.11. Armado final de la placa PL-03.	114
9.1. Distribución de esfuerzos en el terreno.	116
9.2. Sección crítica para el diseño por punzonamiento.	118
9.3. Sección crítica para el diseño por cortante.	119
9.4. Sección crítica para el diseño por flexión.	120
9.5. Armada final de la zapata aislada Z-09.	123
10.1. DMF (ton.m/m) por carga última del tramo típico de escalera.	125
10.2. DFC (ton/m) por carga última del tramo típico de escalera.	125
10.3. Armado final de escalera típica.	126
10.4. Distribución de estribos por cortante en losas sin vigas	127
10.5. DMF (ton.m/m) en la dirección horizontal y vertical del paño 3.0 x 4.0 m.	129
10.6. Detalle del refuerzo por flexión debido al tensado temporal del cable	130
10.7. DMF (ton.m/m) en la dirección horizontal para la Etapa Intermedia	130
10.8. DMF y DFC por carga última del muro de sótano	131
10.9. Armado final del muro de contención	132
11.1. Diseño final de la viga VT-102	133

11.2. Detalle para ganchos estándar en varillas de fierro corrugado	135
11.3. Detalles de doblado de estribos en columnas y vigas	136
11.4. Diseño final de la columna C-06	137
11.5. Empalme de refuerzo vertical en columnas y placas	139
11.6. Diseño final de la placa PL-03	141
11.7. Diseño final de la zapata Z-09	144
11.8. Diseño final de la losa aligerada, ubicado entre los ejes H-J / 1-5.	146
11.9. Diseño final de la losa maciza, ubicado entre los ejes F-H / 1-4.	149



Índice de Tablas

2.1. Alturas de entresijos	3
2.2. Características de los materiales empleados	6
3.1. Espesores de losas aligeradas (Adaptado de Blanco, 1994).	10
3.2. Espesores de losas macizas (Adaptado de Blanco, 1994).	11
3.3. Secciones de las columnas de la edificación	13
4.1. Pesos unitarios de cargas muertas y vivas	16
4.2. Metrado de cargas de gravedad de la losa aligerada (eje H-I/1-5)	17
4.3. Metrado de cargas de gravedad de la losa maciza (eje F-H/1-3)	18
4.4. Metrado de cargas de gravedad de la viga chata de 0.25x0.20 m (eje 2-5/C-D)	19
4.5. Metrado de cargas de gravedad de la viga VT-102 - Tramo C-D	21
4.6. Metrado de cargas de gravedad de la viga VT-102 - Tramo D-E	22
4.7. Metrado de cargas de gravedad de la viga VT-106.	22
4.8. Área tributaria de piso típico para cada elemento estructural - columna C-06	25
4.9. Metrado de cargas de gravedad de la columna C-06 - Azotea.	25
4.10. Metrado de cargas de gravedad de la columna C-06 - Pisos Típicos.	26
4.11. Metrado de cargas de gravedad de la columna C-06 - Semisótano.	26
4.12. Metrado de cargas de gravedad de la columna C-06 - 1º Sótano.	27
4.13. Cálculo de las cargas muertas y vivas de la columna C-06.	28
4.14. Área tributaria de piso típico para cada elemento estructural - columna PL-03	29
4.15. Carga muerta y viva de la placa PL-03 para cada piso.	29
4.16. Metrado de cargas de gravedad de la escalera típica.	30
5.1. Centro de Masa y Centro de Rigidez.	35
5.2. Verificación por irregularidad torsional en X	36
5.3. Verificación por irregularidad torsional en Y	36

5.4. Verificación por irregularidad de esquinas entrantes.	36
5.5. Verificación por irregularidad de discontinuidad de diafragma.	37
5.6. Verificación por irregularidad de piso blando en X.	37
5.7. Verificación por irregularidad de piso blando en Y.	38
5.8. Verificación por irregularidad de masa.	38
5.9. Peso sísmico.	39
5.10. Periodo de vibración estático.	39
5.11. Distribución de fuerza sísmica en X.	41
5.12. Distribución de fuerza sísmica en Y.	41
5.13. Ratios de masa participativa	42
5.14. Fuerzas cortantes en la base del análisis dinámico.	43
5.15. Factor de escalamiento.	43
5.16. Verificación del sistema estructural.	43
5.17. Derivas elásticas e inelásticas en X.	44
5.18. Derivas elásticas e inelásticas en Y.	44
6.1. Factores de reducción	46
6.2. Factores de amplificación de cargas	47
6.3. Variación del parámetro ξ	64
7.1. Resumen de área de acero máximo y mínimo por flexión.	69
7.2. Resumen del diseño de acero por flexión	70
7.3. Resumen del diseño por cortante	72
7.4. Control de fisuración	75
7.5. Acero mínimo y resistencia de diseño por flexión.	78
7.6. Momentos últimos en la losa maciza	79
7.7. Combinaciones de amplificación de cargas y envolvente de momento flector de la viga VT-102.	83
7.8. Resumen de diseño de acero por flexión de la viga VT-102	84
7.9. I_d y I_d' ($f_y=4200\text{kg/cm}^2$, $f'_c=210\text{kg/cm}^2$). Fuente: Ottazzi, 2016	85
7.10. Combinaciones de amplificación de cargas y envolvente de fuerza cortante de la viga VT-102.	87
7.11. Resumen de diseño de acero por flexión de la viga VT-102	88
7.12. La fuerza cortante amplificada por 2.5 sismo, V_{ud2}	89

7.13. Cálculo del parámetro Z.	92
8.1. Cargas actuantes en la columna C-06.	99
8.2. Combinaciones de fuerzas de la columna C-06	99
8.3. Valores de flexocompresión biaxial de la columna C-05.	101
8.4. Momentos nominales para cada Pu de la columna C-06.	102
8.5. Fuerzas cortantes para el sismo amplificado en 2.5 de la Columna C-06	102
8.6. Cargas actuantes en la placa PL-03.	108
8.7. Combinaciones de fuerzas cortantes de la placa P-03	108
8.8. Combinaciones de fuerzas axiales y momentos flectores de la Placa PL-03	109
8.9. Fuerzas cortantes amplificadas por diseño de capacidad	111
9.1. Cargas en estado de servicio aplicadas en la base de la columna C-06.	120
10.1. Distribución de presiones en el muro de sótano	131
11.1. Metrado de encofrado de la viga VT-102	134
11.2. Metrado de bastones de acero de refuerzo de la viga VT-102	136
11.3. Metrado de bastones de acero de refuerzo de la losa aligerada	148
11.4. Metrado de aceros longitudinales de la losa maciza	150
11.5. Metrado de bastones de aceros de refuerzo de la losa maciza	150
11.6. Resumen de metrados de subestructuras	151
11.7. Resumen de metrados de superestructuras	152
11.8. Comparación de ratios de materiales	152

Capítulo 1

GENERALIDADES

1.1. Motivación

En un país altamente sísmico, como es el caso de Perú, es de suma importancia que los edificios cuenten con una respuesta satisfactoria frente a las solicitudes sísmicas que, en muchos casos, no es la esperada. El comportamiento estructural de un edificio se condiciona por varias razones que interactúan entre sí para determinar cómo la estructura actúa frente a las solicitaciones a la que está sometida, tales como la calidad de construcción y el diseño estructural deficiente, aunque en el caso del Perú además de normativas y códigos, existe un alto nivel de informalidad. En este contexto, el diseño estructural es un elemento crucial en la planificación de un proyecto de construcción, ya que influye de manera directa en la seguridad, estabilidad y durabilidad de la edificación. Un enfoque cuidadoso en el diseño estructural garantiza que la edificación cumpla con su propósito de manera confiable y segura.

En este sentido, usar el concreto armado en el país es muy común y ampliamente aceptado en la industria de la construcción por ser una opción económicamente rentable, durable y apropiado en estas funciones. Es por eso que se propone proyectar una estructura de concreto armado para un edificio multifamiliar de 7 plantas, respetando las normas vigentes del R.N.E para que la estructura cumpla su función exitosamente a lo largo de su vida útil.

1.2. Objetivos

Este proyecto busca desarrollar el análisis y diseño a nivel de estructura de un edificio de concreto armado de 7 niveles, semisótano y sótano destinado a vivienda multifamiliar en Pueblo Libre, cumpliendo con los requerimientos y lineamientos establecidos en el R.N.E.

Además, quedaron establecidos cinco objetivos específicos para alcanzar lo propuesto anteriormente.

- Realizar la estructuración del edificio y predimensionamiento de los elementos estructurales.
- Realizar el análisis por cargas de gravedad del edificio asignando cargas en base a la Norma E.020.
- Realizar el análisis sísmico del edificio según lo establecido en la Norma E.030.
- Diseñar los elementos horizontales y verticales de concreto armado del edificio bajo las metodologías de diseño y especificaciones técnicas de la Norma E.060.
- Elaborar los planos estructurales del edificio usando el programa AutoCAD.

1.3. Marco Teórico

La planificación y evaluación de la edificación se apoya en requerimientos de la normativa del R.N.E. Dichas normas disponen de lineamientos para la construcción de edificios, de tal manera, para garantizar la calidad y proporcionar un adecuado comportamiento de la estructura.

En primer lugar, la norma técnica E.020 define y establece la carga mínima que la edificación debe resistir de acuerdo al uso. Estas cargas solo estarán en lo prescrito y no producirá esfuerzos ni deformaciones que superen lo indicado en la Norma de Diseño Específica de cada material (Ministerio de Vivienda, 2016). En segundo lugar, la norma técnica E.030 indica un mínimo necesario en cuanto a diseño sísmico para que la edificación tenga una respuesta al movimiento sísmico, garantizando estabilidad y seguridad de los usuarios durante y después del sismo. La filosofía tomada para ello trata de evitar muertes; la cobertura de servicios básicos; y que los daños sean menores (Ministerio de Vivienda, 2019). Por último, la Norma E.060 define los requerimientos mínimos en el diseño y evaluación de la estructura de concreto, y plantea el uso de métodos por resistencia y capacidad, siendo los de mayor importancia y utilizados en el trabajo de elementos de concreto armado.

Además, para su desarrollo, tomaremos lo que indica el texto de “Estructuración y Diseño de Edificaciones de Concreto Armado” de autoría del ingeniero Antonio Blanco, del cual se extraerá orientaciones a tomar en consideración con el fin de lograr que sea sismorresistente, y lo que se recomiende en lo práctico para dimensionar elementos principales. Adicionalmente, se cuenta con lo anotado en el curso Concreto Armado 1, llevado a cabo por el ingeniero Gianfranco Ottazzi, revisandose lo fundamental del actuar de las secciones y elementos simples, así como la explicación de procedencia de lo que se dispone en los Códigos y Normas con ejemplos de diseño.

Capítulo 2

DESCRIPCIÓN DE PROYECTO

2.1. Características principales

Está en un área de 396.35 m^2 y ubicado en Lima Metropolitana, específicamente en el distrito de Pueblo Libre; siendo una edificación multifamiliar de siete plantas, sótano y semisótano. La edificación limita en sus linderos laterales y del fondo con otras edificaciones, pero cuenta, en el lindero frontal, de 10 m de distancia con el borde de vereda. En el sótano, de área construida aproximada de 394.70 m^2 , se ubica el área de depósitos y estacionamientos (ver Figura 2.1). En el semisótano, de área construida de 346.20 m^2 , encontramos la recepción, estacionamientos y depósitos (ver Figura 2.2). Los pisos típicos, de área construida de 265.85 m^2 , cuentan con tres departamentos por nivel (ver Figura 2.3 y 2.4); finalmente, se accede al cuarto de máquinas a través de la azotea (ver Figura 2.5). La presente edificación cuenta con las siguientes alturas de entrepiso:

Tabla 2.1: Alturas de entrepisos

Altura de entrepiso (L)	
Sótano	2.70 m
Semisótano	2.80 m
Pisos típicos	2.70 m

El acceso peatonal al edificio se realiza desde el N.P.T. 0.00 m, el cual se encuentra entre el techo del sótano (N.P.T. -1.30 m) y el techo del semisótano (N.P.T. +1.50 m). De ahí comienza una escalera que conecta con el semisótano, donde encontramos el lobby, la recepción del edificio y los núcleos de circulación vertical, tanto el ascensor como la escalera de evacuación. Adicionalmente, se cuenta con una rampa de acceso vehicular que, de la misma manera, comienza en la vereda (N.P.T. 0.00 m) y termina en el semisótano (N.P.T. -1.30 m); y mediante un montacoches, los vehículos pasan al sótano.

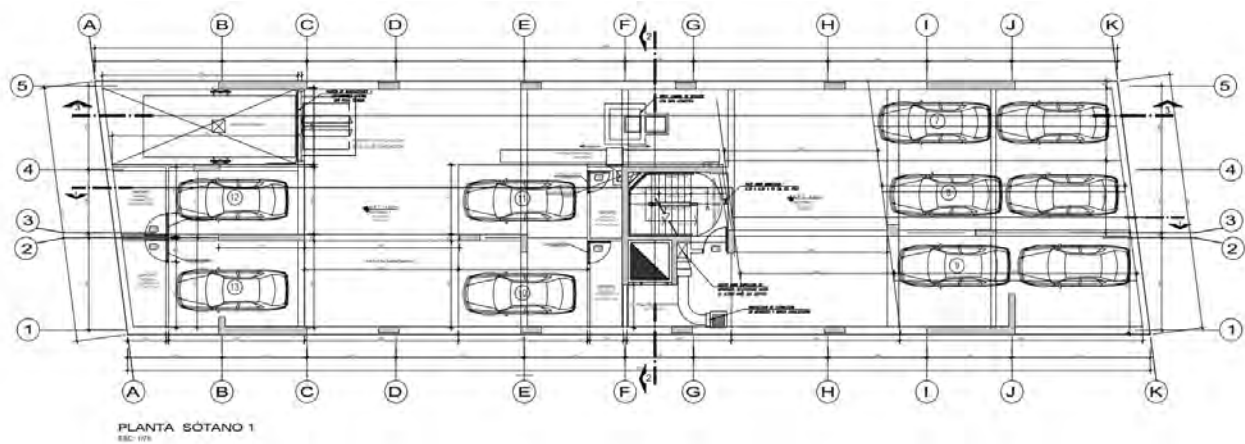


Figura 2.1: Planta de arquitectura del sótano.

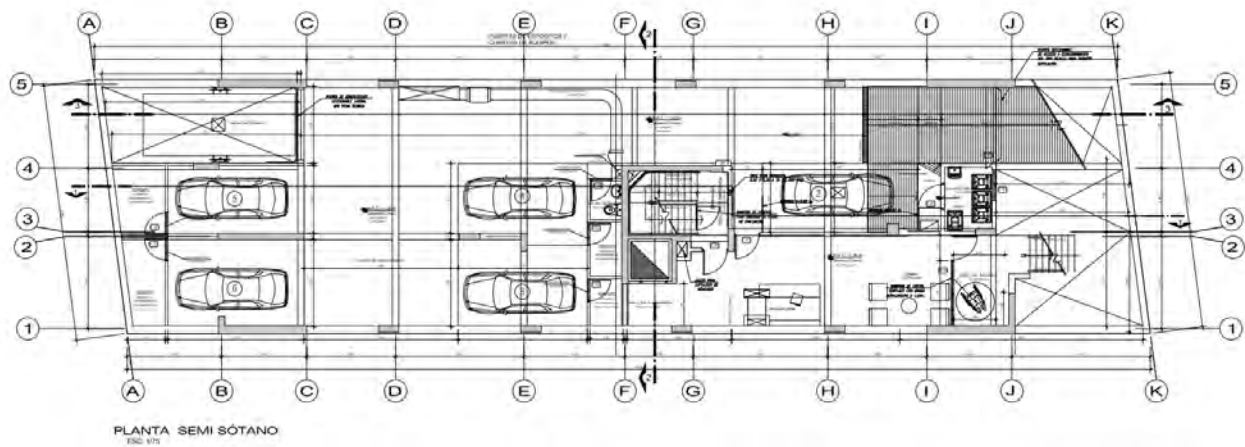


Figura 2.2: Planta de arquitectura del semisótano.

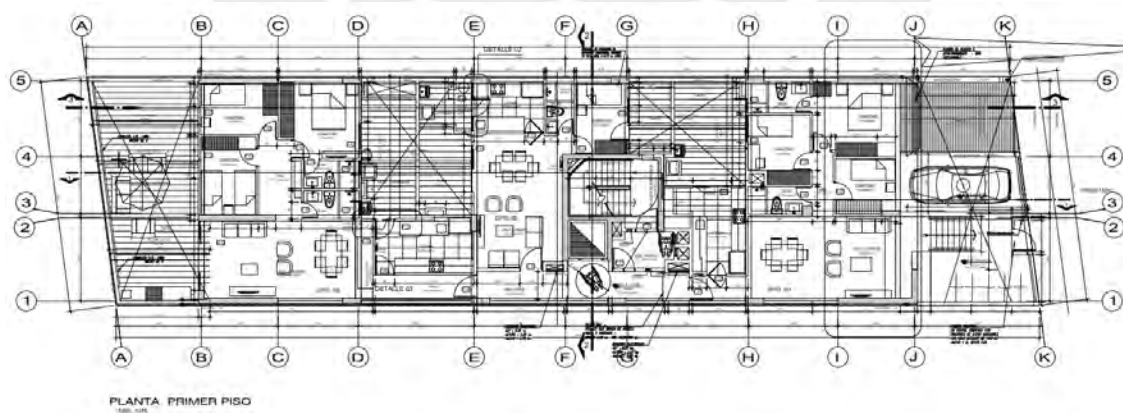


Figura 2.3: Planta de arquitectura primer piso.

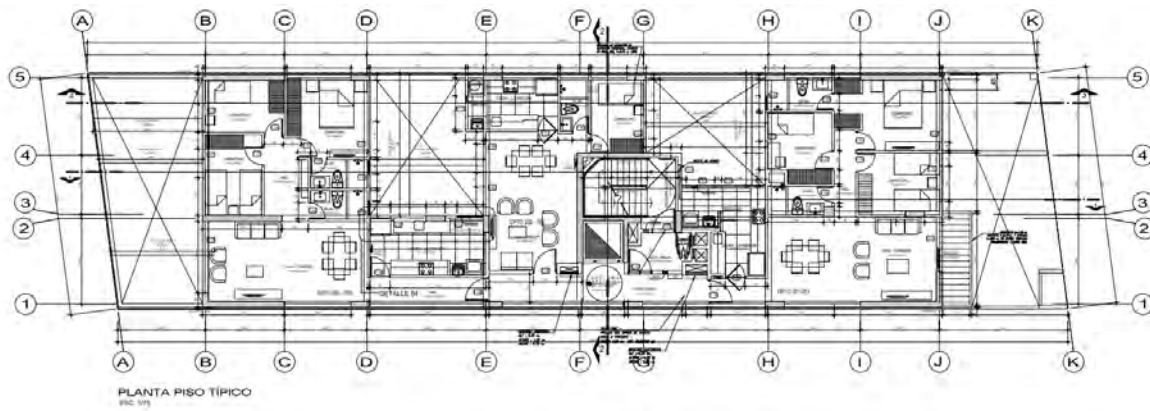


Figura 2.4: Planta de arquitectura de piso típico.

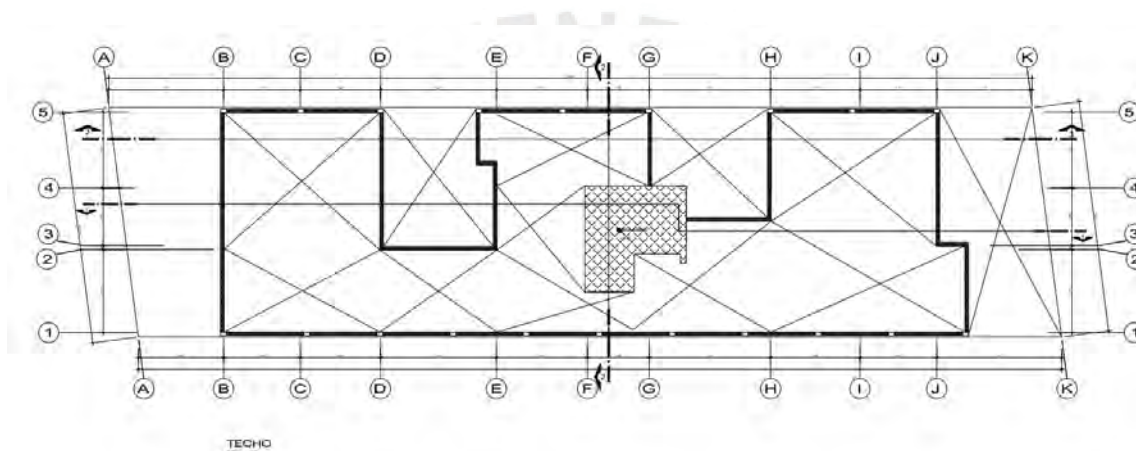


Figura 2.5: Planta de arquitectura de la azotea.

2.2. Característica Estructural

El sistema que se usa en el eje X e Y es de Muros Estructurales, en donde los muros reciben más del 70 % de la fuerza cortante de la base.

Su diseño será con concreto armado, que es reforzado con barras de acero. El concreto es bueno resistiendo compresión, pero tiene menor resistencia a la tracción; por lo que, se asegura ello con acero en esa zona. La combinación de ambos materiales forma el concreto armado. Las características mecánicas de estos componentes son:

Tabla 2.2: Características de los materiales empleados

Concreto	
Resistencia a la compresión	$f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$
Peso específico	$\gamma = 2.40 \text{ ton/m}^3$
Módulo de elasticidad	$E = 217370.651 \text{ kg/cm}^2$
Módulo de poisson	$\nu = 0.15$
Deformación última	$\varepsilon_{cu} = 0.003$
Acero Grado 60	
Esfuerzo de fluencia	$f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$
Módulo de elasticidad	$E = 2000000 \text{ kg/cm}^2$
Deformación de fluencia	$\varepsilon_y = 0.0021$

En el sótano y semisótano hay muros de este material a lo largo del perímetro para que resista el empuje de tierras. La cantidad que puede portar el suelo según el Estudio de Mecánica de Suelos respectiva equivale a 4.0 kg/cm^2 , y se utilizaron cimentaciones superficiales a una profundidad de 1.35 m. medido desde la planta del sótano (N.P.T. -4.00). Además, los tabiques usados en la edificación son de ladrillo silico calcáreo.



Capítulo 3

ESTRUCTURACIÓN Y PREDIMENSIONAMIENTO

3.1. Criterios de estructuración

El edificio se ubica en una zona de alta actividad sísmica, y, por ello, su estructura necesita cumplir con requerimientos sismorresistentes. Los criterios y recomendaciones utilizados aquí se basaron del texto del Ingeniero Antonio Blanco “Estructuración y Diseño de Edificaciones de Concreto Armado”. En este apartado se plantean los criterios considerados para asegurar la sismorresistencia de la edificación.

- **Simplicidad y simetría:**

La estructura a diseñar, debe ser lo más simple y simétrica posible, en el primer caso es debido a que si una estructura es simple es más fácil de predecir su comportamiento real ante un sismo que en el caso de una estructura compleja; además, si una estructura tiene un alto grado de simetría, se puede despreciar los efectos de torsión. (Blanco, 1994)

- **Resistencia y ductilidad:**

En ambas direcciones, el sistema estructural debe presentar una resistencia y ductilidad adecuada, para que se garantice la estabilidad de los elementos estructurales, como de la estructura completa; además se espera que el edificio tenga un comportamiento elástico para sismos leves frecuentes y un comportamiento inelástico aceptable ante casos de sismos raros. (Blanco, 1994)

- **Hiperestaticidad y monolitismo:**

Las rótulas plásticas, disipan de mejor manera la energía sísmica, por lo que es importante tener una estructura con un alto grado de hiperestaticidad. (Blanco, 1994)

■ **Uniformidad y continuidad en la estructura:**

La estructura a diseñar, debe presentar continuidad tanto en planta como elevación, en sus elementos estructurales para evitar concentraciones de esfuerzos. (Blanco, 1994)

■ **Rigidez lateral:**

La estructura a diseñar, debe presentar una buena distribución y adecuada cantidad de muros estructurales, además de pórticos (columnas con viga peraltadas) alrededor de ambas direcciones; para tener mayor rigidez lateral y evitar deformaciones importantes que dañen elementos estructurales. (Blanco, 1994)

■ **Diafragma rígido:**

Las losas (macizas y aligeradas) de cada piso, deben comportarse como un diafragma rígido, para que las fuerzas aplicadas puedan distribuirse entre las columnas y placas; además de mantener una misma deformación lateral en un mismo piso; por lo cual se debe evitar aberturas grandes, que disminuyen la rigidez de este elemento. (Blanco, 1994)

■ **Elementos no estructurales:**

Se debe tener en cuenta la influencia de los elementos no estructurales, los cuales pueden ayudar a disipar la energía sísmica, como también distorsionar la distribución esperada de esfuerzos. Por un lado, si la estructura es de muros estructurales o dual, se puede desprestigiar la rigidez de los tabiques; por ser pequeña en comparación con la de los elementos estructurales. Por otro lado, en una estructura básicamente de pórticos, la rigidez de los muros de tabiquería es apreciable; por lo que debe ser considerado en el análisis estructural. (Blanco, 1994)

■ **El diseño en concreto armado:**

Los elementos estructurales de concreto armado tienen algunas consideraciones importantes para su diseño sismo-resistente como: buscar la falla por tracción en el diseño por flexión (falla dúctil); brindar mayor capacidad por cortante que por flexión para evitar la falla por cortante (falla frágil); confinar de refuerzo transversal (estribos) el refuerzo longitudinal en zonas donde hay máximos momentos, ya que las barras longitudinales tiende a deformarse; y diseñar las columnas con mayor capacidad de resistir momentos en comparación a las vigas, para que la formación de la rótulas plásticas se den en los extremos de la viga y no en las columnas.

3.2. Aplicación de estructuración

Usaremos como referencia los planos arquitectónicos. Se respetará la ubicación de placas y columnas propuestas, buscando no realizar cambios que puedan alterar la arquitectura, y en caso de necesitar cambios, cerciorarse que sean los mínimos posibles.

- Las placas y columnas son continuas y no cambian de orientación, ni se desplazan en todas las plantas, desde la cimentación hasta el techo de la azotea.
- En la dirección X-X, se optó por ubicar placas largas, en los extremos del eje 1 y 5 de forma simétrica respecto a la arquitectura y una placa en el eje 2 en el fondo. Además, se colocó placas cortas que forman parte de los muros de la escalera de emergencia.
- En la dirección Y-Y, se ubicó una placa larga y corta en el eje F y G; respectivamente, que están conectados con las placas que forman la caja del ascensor y la escalera de emergencia. Dichas placas aportar la mayor cantidad de rigidez lateral en la dirección Y-Y.
- Se espera que no se presente la irregularidad torsional extrema con la distribución de placas aplicada (ver Figura 3.1).
- Se formaron pórticos compuestos de columnas y vigas peraltadas. Las vigas peraltadas fueron colocadas, de tal manera, que no se atravesase por algún ambiente y altere la homogeneidad del cielo raso. En los lugares donde los tabiques son paralelos a la dirección de las viguetas, se utilizaron vigas chatas para soportar las cargas de los muros.
- En la mayoría de los paños se optó por usar losa aligerada, sólo en la rampa para vehículos, el ingreso peatonal y en los paños que se encuentran ubicados entre los ejes F-H/1-4 se escogió losas macizas, debido a que en esa zona se presenta la mayor cantidad de tuberías por estar cerca a los ductos por donde pasan las montantes de las instalaciones.
- En el sótano, se consideraron muros de contención alrededor de todo el perímetro, con la finalidad de soportar el empuje de la tierra.
- Por el aporte de rigidez de las placas, el edificio será catalogado con un sistema estructural sismo-resistente de muros estructurales; por lo que, la rigidez de los muros de tabiquería (elementos no estructurales), no serán considerados en el diseño, solo las cargas que ofrece.

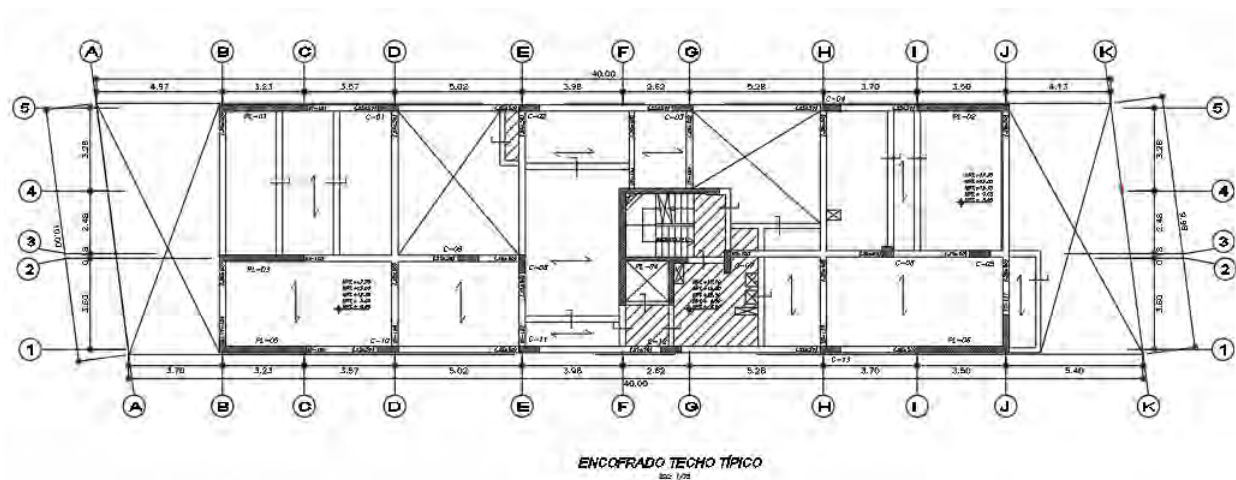


Figura 3.1: Estructuración de piso típico.

3.3. Predimensionamiento de los elementos

Previo al análisis del edificio, es necesario estimar las dimensiones en losas, vigas, columnas, placas y otros, por lo que después de realizar la estructuración se procede al predimensionamiento de los elementos estructurales. Cabe indicar que estas dimensiones están sujetas a cambio dependiendo de lo hallado en el análisis sísmico y la fase de diseño. Para realizar el predimensionamiento, se empleará el libro que hemos mencionado anteriormente.

3.3.1. Losas

3.3.1.1. Losas aligeradas

La Tabla 3.1 muestra los espesores a recomendar referente a la luz libre de las losas aligeradas en una sola dirección para ayudar a elegir el peralte que sea necesario para estas.

Tabla 3.1: Espesores de losas aligeradas (Adaptado de Blanco, 1994).

h (cm)	luces libres (m)
17	menores de 4
20	entre 4 y 5.5
25	entre 5 y 6.5
30	entre 6 y 7.5

La mayoría de los paños del edificio presentan luces libres menores a 4 m, solo se tiene un paño mayor a este valor, que tiene 5.68 m de luz libre, por lo que para uniformizar el peralte se optó por un valor de 20 cm para todos los que presenten losa aligerada.

3.3.1.2. Losas macizas

La rampa vehicular, el ingreso peatonal y los paños que se encuentran cercanos a la escalera y ascensor son de losa maciza. Se tiene para estas en una dirección, los peraltes recomendados:

Tabla 3.2: Espesores de losas macizas (Adaptado de Blanco, 1994).

h (cm)	luces libres (m)
12 o 13	≤ 4
15	≤ 5.5
20	≤ 6.5
25	≤ 7.5

Debido a una notable diferencia de luz entre ambas orientaciones, la rampa vehicular tiene una losa maciza que actúa en una única dirección. Además, tiene una luz libre de 3.00 m, con lo que resulta un peralte de 13 cm; sin embargo, se usará 20 cm para evitar posibles deflexiones y vibraciones.

En caso que sea armada a dos direcciones, podemos disminuir el peralte, utilizando las siguientes ecuaciones:

$$h = \frac{L}{40} ; (\text{criterio 1}) \quad (3.1)$$

$$h = \frac{\sum L}{180} ; (\text{criterio 2}) \quad (3.2)$$

Los paños del ascensor, escalera, y el acceso peatonal tienen ello, ya que su diferencia en ambas direcciones es menor a 2. La longitud más crítica de los paños cerca de la escalera y ascensor, y del acceso peatonal es de 3.30 m, por lo que aplicando los criterios anteriores tenemos un peralte de 8 cm; sin embargo, se empleará el espesor de 20 cm, con el fin de mantener la continuidad de las losas aligeradas.

3.3.2. Vigas

Con el fin de conocer el peralte en vigas, tomamos valores aproximados entre el rango de la décima a doceava parte de luz libre, así como tener en cuenta que la Norma E.060 indica que estas deben tener un ancho de 25 cm como mínimo en pórticos que trabajan ante carga sísmicas.

En el edificio, la mayor luz libre es 6.07 m (eje 2), por lo que, aplicando lo indicado, se decidió escoger un peralte de 50 cm, y con el fin de uniformizar, se escogió la sección de 25x50 cm en casi todas. Se optó que la viga que soporta la rampa y la losa exterior (acceso peatonal) sea una viga de sección

variable de un ancho de 25 cm. Además, se plantea una sección de 45x50 para la viga que soporta dicha viga de sección variable.

3.3.3. Columnas

Debido a que la estructura contiene una gran cantidad de muros estructurales, que se llevarán la mayor cantidad de momentos por fuerza sísmica, esto permite que las columnas se puedan dimensionar solo considerando carga axial con las siguientes fórmulas:

- Columnas interiores:

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

- Columnas exteriores o esquineras:

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

Donde:

- $P_{servicio}$ = Área tributaria x N° pisos x carga unitaria asumida
- Carga unitaria asumida es de 1 ton/m²
- f'_c = 210 kg/cm²

Para la verificación de pandeo se utilizan las siguientes expresiones:

$$P_u = 1.5P_{servicio} \quad (3.5)$$

$$I_{ef} = \frac{I}{5} ; \quad I = \frac{b \cdot h^3}{12} \quad (3.6)$$

$$P_{cr} = \left(\frac{\pi}{kh}\right)^2 EI_{ef}, \quad K = 1 \quad (3.7)$$

$$\phi P_{cr} > 1.6P_u, \quad \phi = 0.7 \quad (3.8)$$

En la Tabla 3.3 , se aprecia las áreas obtenidas para cada columna, y sus respectivas secciones.

Tabla 3.3: Secciones de las columnas de la edificación

Columna	Área tributaria (m ²)	Peso de servicio (ton)	Área columna req. (cm ²)	b (cm)	h (cm)	h escog. (cm)	Sección
C-01	7.39	66.51	904.9	25	36.2	80	25x80
C-02	11.08	99.72	1356.7	25	54.3	80	25x80
C-03	6.71	60.39	821.6	25	32.9	80	25x80
C-04	7.56	68.04	925.7	25	37	80	25x80
C-05	14.37	129.33	1759.6	25	70.4	80	25x80
C-06	21.33	191.97	2031.4	45	45.1	45	45x45
C-07	13.8	124.2	1314.3	25	52.6	90	25x90
C-08	12.2	109.8	1161.9	25	46.5	70	25x70
C-09	10.81	97.29	1029.5	25	41.2	80	25x80
C-10	8.92	80.28	1092.2	25	43.7	80	25x80
C-11	9.3	83.7	1138.8	25	45.6	80	25x80
C-12	6.16	55.44	754.3	25	30.2	80	25x80
C-13	10.48	94.32	1283.3	25	51.3	80	25x80

Se mostrará como ejemplo los cálculos para la columna C-06 que está entre el los ejes H-I/3:

$$P_{servicio} = 21.33 \times 9 \times 1.0 = 191.97 \text{ ton}$$

$$\text{Área de columna} = \frac{191.97 \times 1000}{0.45 \times 210} = 2031.4 \text{ cm}^2$$

Luego, se verifica por pandeo, para esto se considerará una sección de 45 x 45 cm.

$$P_u = 1.5 \times 191.97 = 287.96 \text{ ton} ; I = \frac{45 \times 45^3}{12} = 341718.75 \text{ cm}^4 ; I_{ef} = 68343.75 \text{ cm}^4$$

$$\phi P_{cr} = 0.7 \times \left(\frac{\pi}{220 \times 1} \right)^2 \times 217370.65 \times 68343.75 = 2121 \text{ ton} > 1.6 P_u \text{ (Cumple)}$$

3.3.4. Placas

De acuerdo a la norma E.060, en su artículo 21.9.3.2, se evidencia que en cuanto a los espesores mínimos de las placas, la condición a cumplir es que no supere el 1/25 de altura, ni baje de 0.15 m, salvo si se trata de un sistema de ductilidad limitada, que se le considera 0.10 m.

La longitud de las placas se definió en la estructuración de la planta, debido a que se quería que coincidiera con la arquitectura de la edificación. En el caso del espesor de las placas, se optó por usar el ancho de las vigas que se conectan con estas, para tener un anclaje adecuado de las vigas con las placas. Por lo que los espesores de las placas en el perímetro del edificio son de 0.25 m. En el cajón del ascensor se optó por placas en forma de “C” de 0.25 m en el sentido Y-Y y de 0.20 en el sentido X-X.

3.3.5. Escaleras

En el proyecto, las escaleras están divididas en dos tramos y un descanso. Los componentes de toda escalera son la garganta (t), el contrapaso (C_p) y el paso (P). La dimensiones del paso y contrapaso son definidas en los planos de arquitectura, las cuales resultan medidas de 25 cm. y 18 cm, respectivamente. Mientras, para determinar el ancho de garganta se toma $1/20$ de la longitud del total. Aplicando esa expresión se obtiene un $t = 2.70/20 = 0.135$ m, por lo que usamos un ancho de 0.15 m. A indicar que el descanso (tramo horizontal) tiene espesor de 18 cm.

3.3.6. Muros de sótano

La edificación cuenta con dos sótanos, lo que hizo necesario incorporar muros de contención para resistir el empuje del terreno. De forma práctica se predimensiona para dos sótanos, un espesor de 25 cm. Sin embargo, la edificación colinda con edificaciones vecinas en los ejes laterales 1 y 5, dejando la junta sísmica en 6 cm (ver subcapítulo 5.8), además se tiene placas de 25 cm, lo que resulta en muros de contención de 31 cm de espesor en esos ejes.

Capítulo 4

METRADO DE CARGAS

4.1. Generalidades

Acá se presentan los lineamientos que permiten analizar las cargas de gravedad, teniendo en cuenta aquellas actuantes ante los elementos de estructura del edificio, como también el modo de interacción entre ellos. Por lo que, se verá el metrado de cargas verticales encontradas en la estructura, tomando en cuenta aquellas cargas denominadas muertas y vivas, de acuerdo a lo definido en la Norma E.020.

La carga muerta hace referencia a la carga gravitatoria que ejerce presión de manera permanente en la edificación, y que se expresa en diversos factores: elementos estructurales y no estructurales, peso de la edificación, equipos y diversos elementos que hallados en una edificación. Por otro lado, la carga viva hace referencia a aquella carga gravitatoria móvil que no se aplica de manera permanente, y incluyéndose en esto elementos como los materiales, peso de los inquilinos, y diversos componentes móviles que el edificio soporta.

La Tabla 4.1 , muestra un repaso de los pesos unitarios de materiales usados y las sobrecargas considerando el uso de ocupación, basado en la Norma E.020.

Tabla 4.1: Pesos unitarios de cargas muertas y vivas

Carga muerta (CM)	
Material	Peso Unitario
Concreto	2.40 ton/m ³
Piso terminado (e = 5 cm)	0.10 ton/m ²
Aligerado (h = 20 cm)	0.30 ton/m ²
Albañilería Sílico Calcáreas	1.90 ton/m ³
Carga viva (CV)	
Uso de ocupación	Sobrecarga
Vivienda	0.20 ton/m ²
Azotea (sin uso)	0.10 ton/m ²
Estacionamiento	0.25 ton/m ²
Corredores y escaleras	0.20 ton/m ²

4.2. Metrado de losas aligeradas

Estas cargas que actúan linealmente en las viguetas son el peso propio, su piso terminado, y la sobrecarga. Adicionalmente, se cuenta con tabiquerías perpendiculares a las viguetas, las cuales generan cargas puntuales; no obstante, la edificación cuenta con tabiquerías que son paralelas a las viguetas; estas no son soportadas por dichas viguetas sino por vigas chatas.

Para el modelamiento e idealización se utiliza a las viguetas como elementos unidireccionales, ya que estas trabajan en una sola dirección. Además, estos elementos se consideran que están simplemente apoyados, en el caso que se encuentran con vigas, ya que no restringen la rotación; y empotradas, cuando se encuentran con una losa maciza en la dirección de estos, también cuando se tiene placas que tengan el ancho suficiente para colocar el anclaje del acero, pues en esa sección se desarrolla momento negativo.

Para un piso típico que está entre los ejes de H-I/1-5 (ver figura 4.1), se considera que todas las restricciones serán simplemente apoyadas, ya que se encuentra con vigas peraltadas en los extremos. Además, para calcular la carga última se combinan las cargas $1.4CM + 1.7CV$.

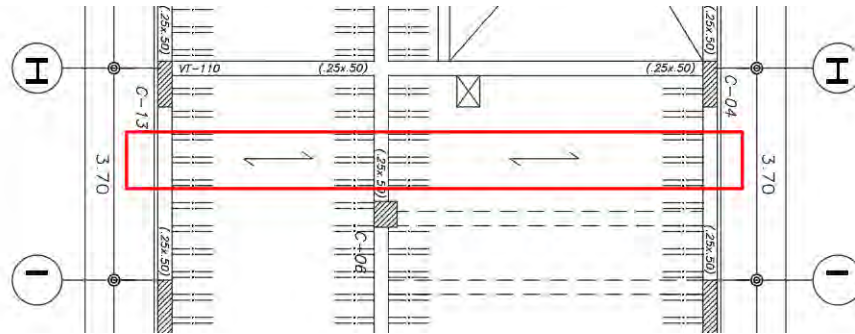


Figura 4.1: Dirección de la losa aligerada convencional (eje H-I/1-5).

La Tabla 4.2 muestra el metrado de cargas de gravedad realizado para la vigueta.

Tabla 4.2: Metrado de cargas de gravedad de la losa aligerada (eje H-I/1-5)

Carga muerta (CM)		
Peso	Descripción	Peso Parcial
Losa aligerada	0.30 ton/m ² x 0.40 m	0.12 ton/m
Piso terminado	0.10 ton/m ² x 0.40 m	0.04 ton/m
Tabiquería	1.90 ton/m ³ x 0.40 m x 0.10 m x 2.50 m	0.19 ton
W_{CM}		0.16 ton/m
P_{CM}		0.19 ton
Carga viva (CV)		
Peso	Descripción	Peso Parcial
Sobrecarga	0.20 ton/m ² x 0.40 m	0.08 ton/m
W_{CV}		0.08 ton/m
Carga última (U)		
W_U	1.40 x 0.16 ton/m + 1.7 x 0.08 ton/m	0.36 ton/m
P_U	1.40 x 0.19 ton	0.266 ton

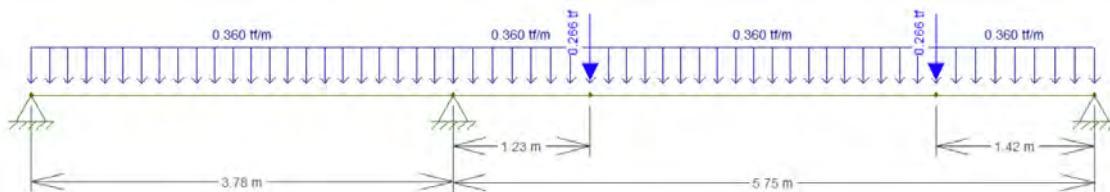


Figura 4.2: Carga última distribuida en la vigueta (eje H-I/1-5).

4.3. Metrado de losas macizas

Se analizan de acuerdo a la dimensión del paño. Donde se analizará a doble dirección si su relación es menor a 2 en ambos lados, caso contrario se analizará en una sola. En este caso, la losa del techo ubicado cerca al ascensor y escalera se analizará de forma doble, ya que el mayor es menor al doble de ese lado.

Las cargas actuantes en una losa maciza, al igual que en una aligerada, consisten en la sobrecarga, en el peso terminado y propio, y en los muros de tabiquería. Además, la interacción de cargas que se necesitan más en estos elementos es $1.4CM + 1.7CV$. En un piso convencional ubicado entre los ejes de F-H/1-3, se medirá la carga del paño de este piso.

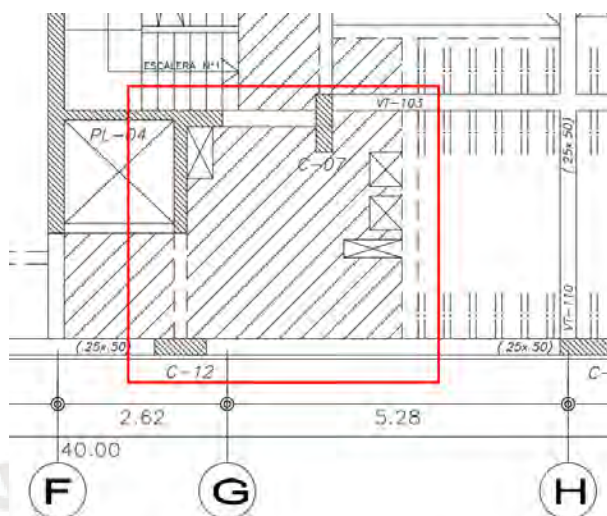


Figura 4.3: Paño de losa maciza (eje F-H/1-3)

Tabla 4.3: Metrado de cargas de gravedad de la losa maciza (eje F-H/1-3)

Carga muerta (CM)		
Peso	Descripción	Peso Parcial
Losa maciza	$2.4 \text{ ton/m}^3 \times 0.20 \text{ m}$	0.48 ton/m^2
Piso terminado	0.10 ton/m^2	0.10 ton/m^2
Tabiquería	0.452 ton/m^2	0.452 ton/m^2
W_{CM}		1.032 ton/m^2
Carga viva (CV)		
Peso	Descripción	Peso Parcial
Sobrecarga	0.20 ton/m^2	0.20 ton/m^2
W_{CV}		0.20 ton/m^2
Carga última (U)		
W_U	$1.40 \times 1.032 \text{ ton/m}^2 + 1.7 \times 0.20 \text{ ton/m}^2$	1.785 ton/m^2

4.4. Metrado de vigas chatas

Para modelamiento e idealización es adecuado utilizar a la viga chata como elemento unidireccional, considerando que todas las restricciones serán simplemente apoyadas. Además, para su cálculo se usa una combinación de $1.4CM + 1.7CV$.

Vemos el metrado de esta $(0.25 \times 0.20 \text{ m})$ que está entre los ejes 2-5/C-D (ver Figura 4.4), en el cual

se apoya muro de tabiquería de 10 cm de espesor

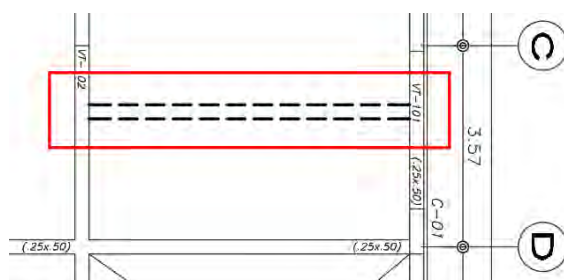


Figura 4.4: Viga chata 0.25 x 0.20 m de piso típico (eje 2-5/C-D).

Tabla 4.4: Metrado de cargas de gravedad de la viga chata de 0.25x0.20 m (eje 2-5/C-D)

Carga muerta (CM)		
Peso	Descripción	Peso Parcial
Viga chata	$2.4 \text{ ton/m}^3 \times 0.25 \text{ m} \times 0.20 \text{ m}$	0.120 ton/m
Tabiquería	$1.9 \text{ ton/m}^3 \times 0.10 \text{ m} \times 2.50 \text{ m}$	0.475 ton/m
Piso terminado (c/tabiquería)	$0.10 \text{ ton/m}^2 \times 0.15 \text{ m}$	0.015 ton/m
Piso terminado (s/tabiquería)	$0.10 \text{ ton/m}^2 \times 0.25 \text{ m}$	0.025 ton/m
$W_{CM}(c/tabiquería)$		0.610 ton/m
$W_{CM}(s/tabiquería)$		0.145 ton/m
Carga viva (CV)		
Peso	Descripción	Peso Parcial
Sobrecarga (c/tabiquería)	$0.20 \text{ ton/m}^2 \times 0.15 \text{ m}$	0.030 ton/m
Sobrecarga (s/tabiquería)	$0.20 \text{ ton/m}^2 \times 0.25 \text{ m}$	0.050 ton/m
$W_{CV}(c/tabiquería)$		0.030 ton/m
$W_{CV}(s/tabiquería)$		0.050 ton/m
Carga última (U)		
Paño	Descripción	Peso Parcial
$W_U(c/tabiquería)$	$1.4 \times 0.610 \text{ ton/m} + 1.7 \times 0.030 \text{ ton/m}$	0.905 ton/m
$W_U(s/tabiquería)$	$1.4 \times 0.145 \text{ ton/m} + 1.7 \times 0.050 \text{ ton/m}$	0.288 ton/m

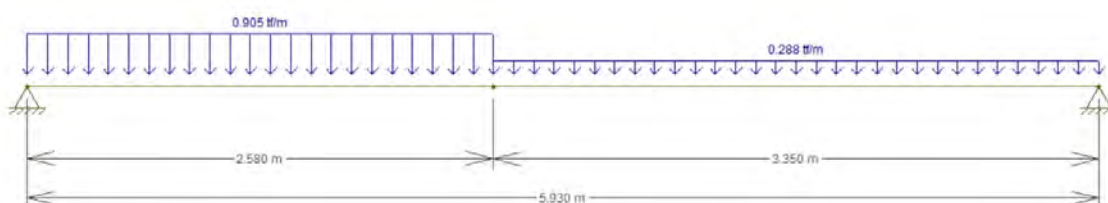


Figura 4.5: Carga última distribuida en la viga chata 0.25 x 0.20 m.

4.5. Metrado de vigas peraltadas

Estas están sometidas a las cargas de sismo y de gravedad, correspondiendo a la gravedad, su peso propio y aquellas transmitidas por losas. Para el cálculo de esta se debe conocer y cuantificar lo que

debe soportar la viga con la finalidad de estimar lo que se transmitirá y se conoce como “área tributaria”.

La forma depende de su tipo. Por un lado, cuando en una dirección se tiene una losa armada, se optará por una forma rectangular; por otro lado, si se tiene en dos, esta irá de forma triangular o trapezoidal, que se obtendrá del “método del sobre”.

En cuanto a la viga peraltada, las cargas que actúan en ella son: tabiquería, sobrecargas, piso del techo, piso terminado y su propio peso. Para ello, se realizará el metrado en la viga VT-102 (0.25x0.55 m) de un piso típico que está en el eje 2, el cual soporta, en sus dos tramos, paños de aligerado con un área tributaria de forma rectangular, además sobre esta viga se encuentra apoyada una chata y la VT-106 (0.25x0.50) (ver Figura 4.6).

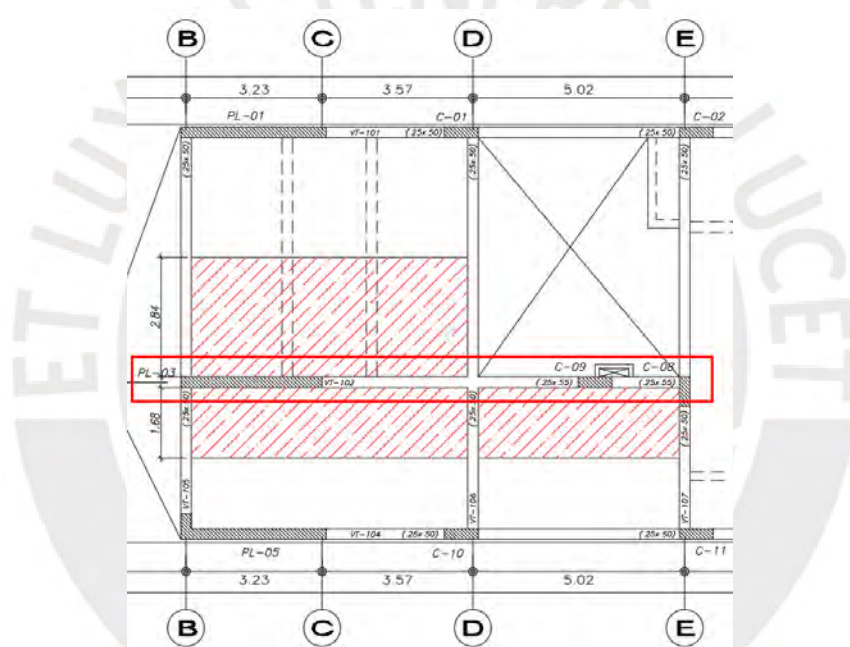


Figura 4.6: Ubicación y área tributaria de la viga VT-102

El tramo C-D, se apoya en dos losas aligeradas con un ancho tributario de 1.68 m y 2.84 m, que se obtienen dividiendo a la mitad la longitud de los paños. Además, se tiene una viga chata de 0.25 x 0.20 m, la cual genera una carga puntual en la viga VT-102. Para obtener dicha carga se hizo un metrado en la viga chata en el ítem 4.4 (ver Tabla 4.4). Con el metrado obtenido, se calculó las reacciones de los apoyos, en donde las de la izquierda son puntuales en la viga VT-102 (ver Figura 4.7).

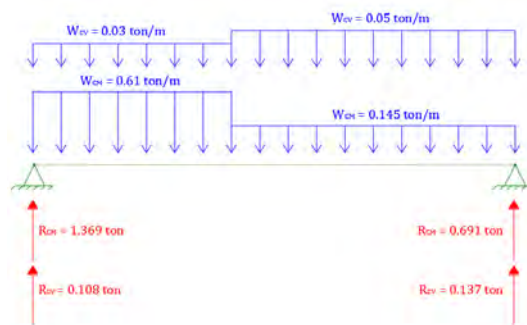


Figura 4.7: Reacciones de viga chata 0.25 x 0.20 m

Adicionalmente, en el tramo C-D, existen dos tipos de tabiquería, uno ubicada a lo largo del tramo de la viga y otro en la losa aligerada. Por un lado, solo una fracción de lo distribuido en los tabiques que se encuentran allí es soportada por la viga; dicha fracción se obtiene de la suposición de que todo está simplemente apoyado. Por otro lado, la carga distribuida del tabique que se encuentra en la viga es soportada en su totalidad por dicha viga.

En esta tabla se observa el metrado en el primer tramo.

Tabla 4.5: Metrado de cargas de gravedad de la viga VT-102 - Tramo C-D

Carga muerta (CM)		
Peso	Descripción	Peso Parcial
Viga	2.4 ton/m ³ x 0.25 m x 0.55 m	0.330 ton/m
Losa aligerada 1	0.30 ton/m ² x 1.68 m	0.504 ton/m
Losa aligerada 2	0.30 ton/m ² x 2.84 m	0.852 ton/m
Piso terminado (viga)	0.10 ton/m ² x 0.25 m	0.025 ton/m
Piso terminado (viga + tabique)	0.10 ton/m ² x (0.25 m - 0.10 m)	0.015 ton/m
Piso terminado (aligerada 1)	0.10 ton/m ² x 1.68 m	0.168 ton/m
Piso terminado (aligerada 2)	0.10 ton/m ² x 2.84 m	0.284 ton/m
Tabique 1 sobre la viga VT-102	1.90 ton/m ³ x 0.10 m x 2.20 m	0.418 ton/m
Tabique 2 sobre la losa aligerada 2	1.90 ton/m ³ x 0.10 m x 2.50 m (4.70 m / 5.93 m)	0.376 ton/m
Tabique 3 sobre la losa aligerada 2	1.90 ton/m ³ x 0.10 m x 2.50 m (3.40 m / 5.93 m)	0.272 ton/m
Viga chata 0.25 x 0.20 m	ver Figura 4.7	1.369 ton
W_{CM}(c/tabiquería)		3.220 ton/m
W_{CM}(s/tabiquería)		2.163 ton/m
P_{CM}		1.369 ton
Carga viva (CV)		
Peso	Descripción	Peso Parcial
Sobrecarga (viga)	0.20 ton/m ² x 0.25 m	0.050 ton/m
Sobrecarga (viga + tabique)	0.20 ton/m ² x 0.15 m	0.030 ton/m
Sobrecarga (aligerada 1 + aligerada 2)	0.20 ton/m ² x (1.68 m + 2.84 m)	0.904 ton/m
Sobrecarga (viga chata)	ver Figura 4.7	0.108 ton
W_{CV}(c/tabiquería)		0.934 ton/m
W_{CV}(s/tabiquería)		0.954 ton/m
P_{CV}		0.108 ton

En la Tabla 4.6 en el segundo tramo (eje D-E) se evidencia el metrado, en donde se apoya una losa aligerada con un ancho tributario de 1.68 m; y también, se cuenta con muros de tabiquería ubicados en la losa aligerada y a lo largo del tramo de viga.

Tabla 4.6: Metrado de cargas de gravedad de la viga VT-102 - Tramo D-E

Carga muerta (CM)		
Peso	Descripción	Peso Parcial
Viga	$2.4 \text{ ton/m}^3 \times 0.25 \text{ m} \times 0.55 \text{ m}$	0.330 ton/m
Losa aligerada	$0.30 \text{ ton/m}^2 \times 1.68 \text{ m}$	0.504 ton/m
Piso terminado (viga)	$0.10 \text{ ton/m}^2 \times 0.25 \text{ m}$	0.025 ton/m
Piso terminado (viga + tabique)	$0.10 \text{ ton/m}^2 \times (0.25 \text{ m} - 0.10 \text{ m})$	0.015 ton/m
Piso terminado (aligerada)	$0.10 \text{ ton/m}^2 \times 1.68 \text{ m}$	0.168 ton/m
Tabique 1 sobre la viga VT-102	$1.90 \text{ ton/m}^3 \times 0.10 \text{ m} \times 2.20 \text{ m}$	0.418 ton/m
Tabique 2 sobre la losa aligerada	$1.90 \text{ ton/m}^3 \times 0.10 \text{ m} \times 2.50 \text{ m} (1.12 \text{ m} / 3.60 \text{ m})$	0.148 ton/m
$W_{CM}(c/\text{tabiquería})$		1.583 ton/m
$W_{CM}(s/\text{tabiquería})$		1.027 ton/m
Carga viva (CV)		
Peso	Descripción	Peso Parcial
Sobrecarga (viga)	$0.20 \text{ ton/m}^2 \times 0.25 \text{ m}$	0.050 ton/m
Sobrecarga (viga + tabique)	$0.20 \text{ ton/m}^2 \times 0.15 \text{ m}$	0.030 ton/m
Sobrecarga (aligerada)	$0.20 \text{ ton/m}^2 \times 1.68 \text{ m}$	0.336 ton/m
$W_{CV}(c/\text{tabiquería})$		0.366 ton/m
$W_{CV}(s/\text{tabiquería})$		0.386 ton/m

En la Tabla 4.7 en el metrado de la viga VT-106 se observa que se genera una carga puntual en la viga VT-102. Las actuantes aquí son su propio peso y el del muro de tabiquería ubicado en la misma viga.

Tabla 4.7: Metrado de cargas de gravedad de la viga VT-106.

Carga muerta (CM)		
Peso	Descripción	Peso Parcial
Viga	$2.4 \text{ ton/m}^3 \times 0.25 \text{ m} \times 0.50 \text{ m}$	0.300 ton/m
Piso terminado (viga + tabique)	$0.10 \text{ ton/m}^2 \times 0.15 \text{ m}$	0.015 ton/m
Tabiquería sobre la viga VT-106	$1.9 \text{ ton/m}^3 \times 0.10 \text{ m} \times 2.20 \text{ m}$	0.418 ton/m
W_{CM}		0.733 ton/m
Carga viva (CV)		
Peso	Descripción	Peso Parcial
Sobrecarga	$0.20 \text{ ton/m}^2 \times 0.15 \text{ m}$	0.030 ton/m
W_{CV}		0.030 ton/m

Con el metrado obtenido, se calculó las reacciones en los apoyos, siendo las correspondientes al apoyo central las que actúan en la VT-102 (ver Figura 4.8).

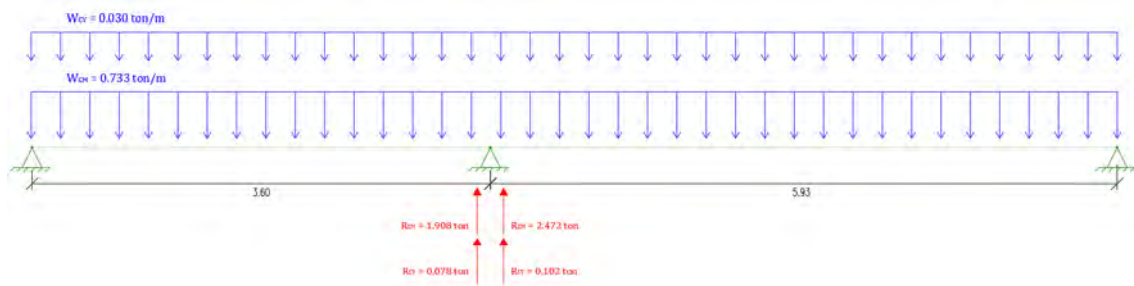


Figura 4.8: Reacciones de la viga VT-106.

En modelamiento de la viga VT-102 lo tomamos como un elemento unidireccional, ya que esta trabaja en una sola dirección. Además, se considera a la columna del extremo derecho y central empotrada en extremos de los entrepisos. Adicionalmente, idealizamos que la viga se encuentra empotrada en el extremo izquierdo; ya que se tiene una placa de 3.55m de longitud.

En estas figuras, vemos la carga muerta y viva distribuida en la viga VT-102:

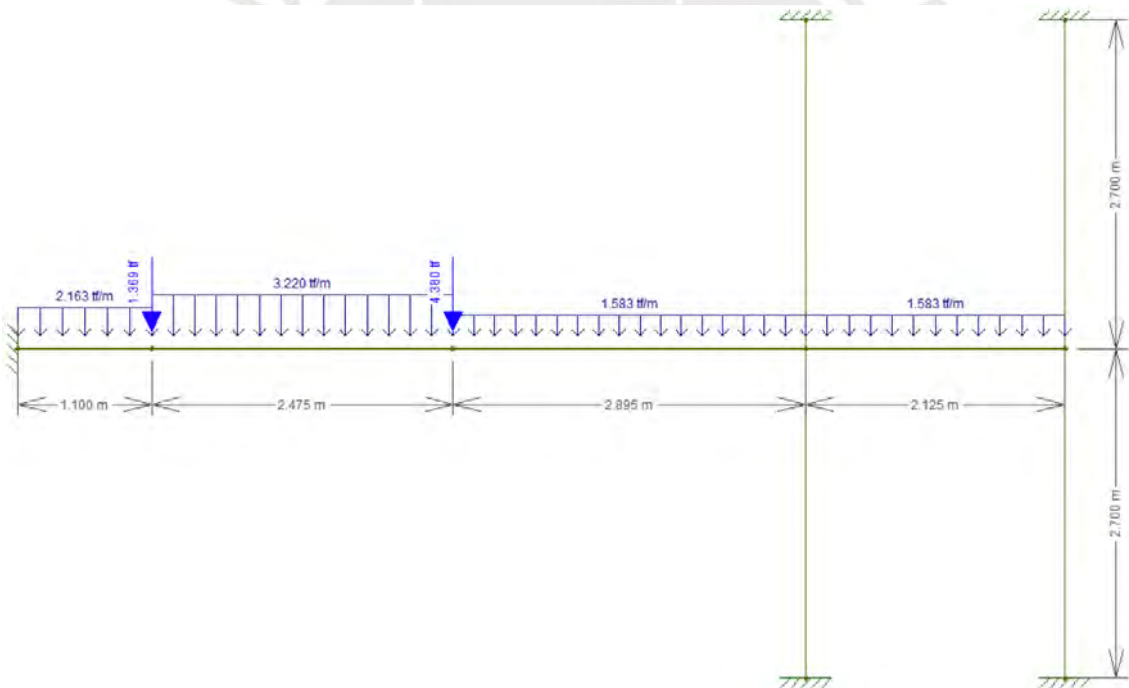


Figura 4.9: CM distribuida en la viga VT-102.

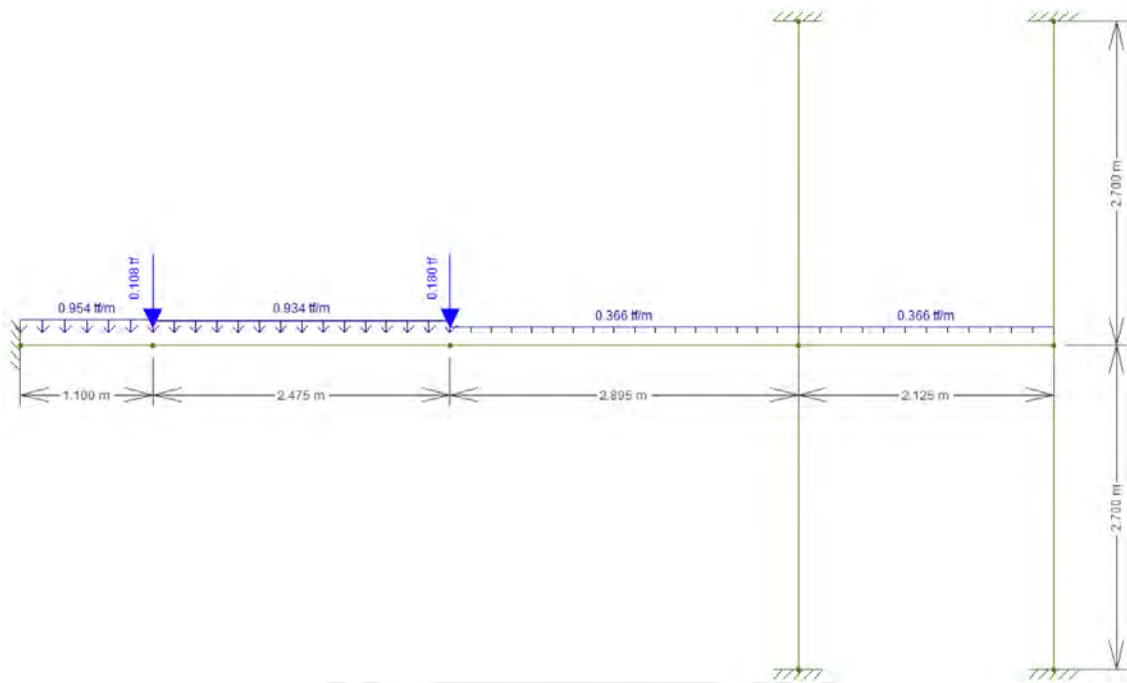


Figura 4.10: CV distribuida en la viga VT-102.

4.6. Metrado de columnas

Los elementos estructurales verticales son los encargados de aguantar las solicitudes de cargas provenientes de losa y viga; y transferir cargas de elementos estructurales y aquellos que no de cada piso en cimentación. Para el metraje en placas y columnas se determina un área tributaria para cada piso que corresponde al elemento y se calcula las cargas que actúan. Para el ejemplo del metrado, se desarrollará la columna C-06 (0.45x0.45m) ubicado entre los ejes H-I y 3 (ver Figura 4.11).

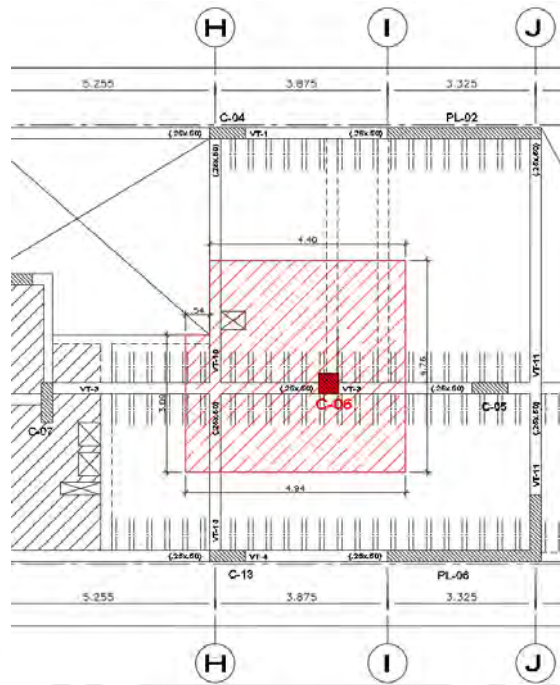


Figura 4.11: Ubicación y área tributaria de piso típico de la columna C-06.

Tabla 4.8: Área tributaria de piso típico para cada elemento estructural - columna C-06

Elemento	Área tributaria (m ²)
Aligerado (h = 20 cm)	18.485
Viga (0.25 x 0.50 m)	2.251
Viga chata (0.20 x 0.20 m)	0.108
Viga chata (0.25 x 0.20 m)	1.325
Columna (0.45 x 0.45 m)	0.2025

En las Tablas 4.9, 4.10, 4.11 y 4.12, se presentan los cálculos de las cargas de cada elemento por toneladas para los distintos pisos (sótano, semisótano, típicos y azotea).

Tabla 4.9: Metrado de cargas de gravedad de la columna C-06 - Azotea.

Carga muerta (CM)		
Peso	Descripción	Peso Parcial
Columna	$2.4 \text{ ton/m}^3 \times 0.2025 \text{ m}^2 \times 2.70 \text{ m}$	1.312 ton
Losa aligerada	$0.30 \text{ ton/m}^2 \times (18.485 + 1.325) \text{ m}^2$	5.943 ton
Vigas (0.25x0.50 m)	$2.4 \text{ ton/m}^3 \times 0.50 \text{ m} \times 2.251 \text{ m}^2$	2.702 ton
Vigas chatas (0.25x0.20 m)	$2.4 \text{ ton/m}^3 \times 0.20 \text{ m} \times 0.108 \text{ m}^2$	0.052 ton
Piso terminado	$0.10 \text{ ton/m}^2 \times (18.458 + 2.251 + 0.108 + 1.325 + 0.2025) \text{ m}^2$	2.237 ton
W_{CM}		12.246 ton
Carga Viva (CV)		
Peso	Descripción	Peso Parcial
Sobrecarga (Azotea)	$0.10 \text{ ton/m}^2 \times (18.458 + 2.251 + 0.108 + 1.325 + 0.2025) \text{ m}^2$	2.237 ton
W_{CV}		2.237 ton

A modo de ejemplo, se detalla el cálculo para definir el resultado de la carga de un muro de tabiquería situado en el área de influencia de la columna C-06 en un piso típico. El tabique tiene una longitud de 2.65m, espesor de 0.10m y una altura de 2.50m.

- Tabique por metro lineal = $0.10 \times 2.50 \times 1.90 = 0.475 \text{ ton/m}$.
- Carga total del tabique $\rightarrow P = 0.475 \times 2.65 = 1.259 \text{ ton}$.
- Llevando la carga a la viga $\rightarrow P_V = 1.259 \times (1.425 / 5.750) = 0.312 \text{ ton}$.
- Efecto sobre la columna:

$$P_C = 0.312 \times (5.23 / 6.33) = \mathbf{0.258 \text{ ton}}$$

De la misma manera, se calculó el efecto en los demás tabiques de las cargas, ubicadas dentro del área de influencia de la columna C-06, obteniendo una carga total de **4.596 ton**.

Tabla 4.10: Metrado de cargas de gravedad de la columna C-06 - Pisos Típicos.

Carga muerta (CM)		
Peso	Descripción	Peso Parcial
Columna	$2.4 \text{ ton/m}^3 \times 0.2025 \text{ m}^2 \times 2.70 \text{ m}$	1.312 ton
Losa aligerada	$0.30 \text{ ton/m}^2 \times 18.485 \text{ m}^2$	5.546 ton
Vigas (0.25x0.50 m)	$2.4 \text{ ton/m}^3 \times 0.50 \text{ m} \times 2.251 \text{ m}^2$	2.702 ton
Vigas chatas	$2.4 \text{ ton/m}^3 \times 0.20 \text{ m} \times (1.325 + 0.108) \text{ m}^2$	0.688 ton
Piso terminado	$0.10 \text{ ton/m}^2 \times (18.458 + 2.251 + 0.108 + 1.325) \text{ m}^2$	2.217 ton
Tabiquería	-	4.596 ton
W_{CM}		17.060 ton
Carga Viva (CV)		
Sobrecarga y peso	Descripción	Peso Parcial
Sobrecarga (Vivienda)	$0.20 \text{ ton/m}^2 \times (18.458 + 2.251 + 0.108 + 1.325) \text{ m}^2$	2.217 ton
W_{CM}		4.434 ton

Tabla 4.11: Metrado de cargas de gravedad de la columna C-06 - Semisótano.

Carga muerta (CM)		
Peso	Descripción	Peso Parcial
Columna	$2.4 \text{ ton/m}^3 \times 0.2025 \text{ m}^2 \times 2.80 \text{ m}$	1.361 ton
Losa aligerada	$0.30 \text{ ton/m}^2 \times 19.50 \text{ m}^2$	5.850 ton
Vigas (0.25x0.50 m)	$2.4 \text{ ton/m}^3 \times 0.50 \text{ m} \times 1.129 \text{ m}^2$	1.355 ton
Vigas (0.25x0.55 m)	$2.4 \text{ ton/m}^3 \times 0.55 \text{ m} \times 1.123 \text{ m}^2$	1.348 ton
Vigas chatas (0.25x0.20 m)	$2.4 \text{ ton/m}^3 \times 0.20 \text{ m} \times 1.325 \text{ m}^2$	0.636 ton
Piso terminado	$0.10 \text{ ton/m}^2 \times (19.50 + 1.129 + 1.123 + 1.325) \text{ m}^2$	2.308 ton
Tabiquería	-	4.596 ton
W_{CM}		17.586 ton
Carga Viva (CV)		
Sobrecarga y peso	Descripción	Peso Parcial
Sobrecarga (Vivienda)	$0.20 \text{ ton/m}^2 \times (19.50 + 1.129 + 1.123 + 1.325) \text{ m}^2$	4.615 ton
W_{CM}		4.615 ton

Tabla 4.12: Metrado de cargas de gravedad de la columna C-06 - 1° Sótano.

Carga muerta (CM)		
Peso	Descripción	Peso Parcial
Columna	$2.4 \text{ ton/m}^3 \times 0.2025 \text{ m}^2 \times 2.70 \text{ m}$	1.312 ton
Rampa (e=20 cm)	$2.4 \text{ ton/m}^3 \times 0.20 \text{ m} \times 6.546 \text{ m}^2$	3.142 ton
Aligerado	$0.3 \text{ ton/m}^2 \times 23.26 \text{ m}^2$	6.978 ton
Vigas (0.25x0.50 m)	$2.4 \text{ ton/m}^3 \times 0.50 \text{ m} \times (2.504 + 1.123) \text{ m}^2$	4.352 ton
Viga (0.25xVariable)	$2.4 \text{ ton/m}^3 \times 0.25 \text{ m} \times 4.176 \text{ m}^2$	2.506 ton
Piso terminado	$0.10 \text{ ton/m}^2 \times (23.26 + 1.123 + 2.504 + 1.091 + 6.546) \text{ m}^2$	3.452 ton
Tabiquería	-	2.151 ton
W_{CM}		23.893 ton
Carga Viva (CV)		
Sobrecarga y peso	Descripción	Peso Parcial
Sobrecarga (Estacion.)	$0.25 \text{ ton/m}^2 \times (23.26 + 1.123 + 2.504 + 1.091 + 6.546) \text{ m}^2$	8.631 ton
W_{CM}		8.631 ton

Se presentará el procedimiento para calcular la carga viva reducida acumulada de los dos últimos pisos (6 y 7). De la Tabla 4.9 se tiene la CM y CV de 12.246 ton y 2.237 ton, respectivamente; y de la Tabla 4.10 se tiene la CM de 17.060 ton y CV de 4.434 ton.

Para el piso 7, se tiene un área tributaria acumulada de 22.372 m² y su influencia de 44.744 m² (= 2 x 22.372 m²) ; como este valor es superior a 40 m², la sobrecarga que influye en el metrado se puede reducir, multiplicando la CV por un factor que, de acuerdo a la norma E.020 se calcula de la siguiente manera:

$$\frac{L_r}{L_o} = 0.25 + \frac{4.6}{\sqrt{44.744}} = 0.94 > 0.5$$

$$CV \text{ red. acum.} = 2.237 \times 0.94 = 2.098 \text{ ton}$$

Donde:

- L_r: Intensidad de la carga viva reducida.
- L_o: Intensidad de la carga viva sin reducir.
- A_i: Área de influencia del elemento estructural.

Para el piso 6, hay un área tributaria acumulada de 44.541 m² (= 22.372 m² + 22.169 m²) e influencia de 89.083 m² (= 2 x 44.541 m²). El factor de reducción de carga viva es 0.737 (= 0.25 + 4.6 / √89.083) y la carga viva acumulada reducida resulta 4.917 ton (= 0.737 x 6.67 ton).

En la Tabla 4.13 resumimos la carga última acumulada (CU = 1.4 CM + 1.7 CV) y carga de servicio (CS = CM + CV), considerando el factor de reducción de carga viva.

Tabla 4.13: Cálculo de las cargas muertas y vivas de la columna C-06.

Nivel	CM (ton)	CV (ton)	CM total (ton)	CV total (ton)	AT (m ²)	AT Total (m ²)	AI (m ²)	FR	CV red. (ton)	1.4CM + 1.7CV	CM + CV
Piso 7	12.246	2.237	12.246	2.237	22.372	22.372	44.744	0.938	2.098	20.712	14.344
Piso 6	17.06	4.434	29.306	6.671	22.169	44.541	89.083	0.737	4.917	49.386	34.223
Piso 5	17.06	4.434	46.366	11.105	22.169	66.711	133.421	0.648	7.196	77.146	53.562
Piso 4	17.06	4.434	63.426	15.539	22.169	88.88	177.76	0.595	9.246	104.514	72.672
Piso 3	17.06	4.434	80.486	19.973	22.169	111.05	222.099	0.559	11.165	131.661	91.651
Piso 2	17.06	4.434	97.546	24.407	22.169	133.219	266.438	0.532	12.985	158.638	110.531
Piso 1	17.06	4.434	114.606	28.841	22.169	155.388	310.777	0.511	14.738	185.503	129.344
Semisotano	17.586	4.615	132.192	33.456	23.076	178.465	356.929	0.493	16.728	213.506	148.92
sótano 1	24.136	8.631	156.328	42.087	34.524	212.988	425.976	0.473	21.044	254.633	177.372

4.7. Metrado de placas

Este se realiza por el mismo modo que en columnas. A continuación presentamos el correspondiente a la placa PL-03 que está entre los ejes 2 y C-D (ver Figura 4.12).

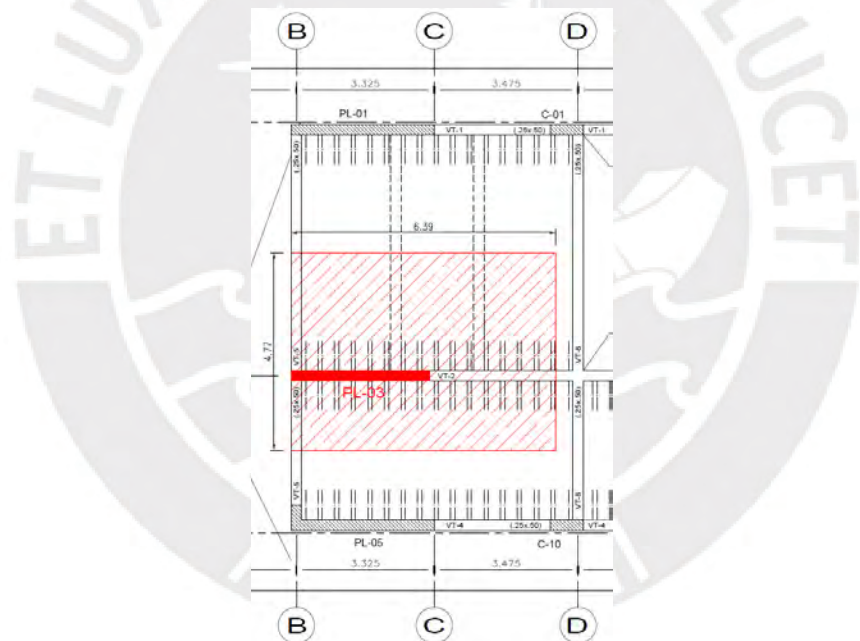


Figura 4.12: Ubicación y área tributaria de piso típico de la columna PL-03.

Tabla 4.14: Área tributaria de piso típico para cada elemento estructural - columna PL-03

Elemento	Área tributaria (m ²)
Aligerado (h = 20 cm)	26.280
Viga (0.25 x 0.50 m)	1.129
Viga (0.25 x 0.55 m)	0.759
Viga chata (0.25 x 0.20 m)	1.420
Placa (0.25 x 3.55 m)	0.8375

En la Tabla 4.15, se presenta las CM y CV reducida de cada piso para la placa PL-03.

Tabla 4.15: Carga muerta y viva de la placa PL-03 para cada piso.

Nivel	CM (ton)	CV red. (ton)
Piso 7	18.618	2.555
Piso 6	43.843	6.003
Piso 5	69.068	8.836
Piso 4	94.293	11.395
Piso 3	119.518	13.809
Piso 2	144.743	16.314
Piso 1	169.968	19.272
Semisótano	199.374	23.141
Sótano	219.343	26.952

4.8. Metrado de escaleras

Este es un elemento estructural encargado de unir a cada piso del edificio. El respectivo peso propio de la escalera W_p se obtiene en esta ecuación:

$$W_p = 2.4 \cdot \left[\frac{C_p}{2} + t \cdot \sqrt{1 + \left(\frac{C_p}{P}\right)^2} \right] \quad (4.1)$$

El cálculo del metrado de carga se realiza en dos tramos: el tramo horizontal (descanso) y el tramo inclinado. Además, para el cálculo de la carga última se considera un metro de ancho y se utiliza la combinación 1.4CM + 1.7CV (ver Tabla 4.16). Para el modelamiento se utiliza a la escalera como un elemento unidireccional y trabaja como una losa simplemente apoyada (ver Figura 4.13).

Tabla 4.16: Metrado de cargas de gravedad de la escalera típica.

Carga muerta (CM)		
Peso	Descripción	Peso Parcial
Escalera (Ec. 4.1)	$0.66 \text{ ton/m}^2 \times 1.0 \text{ m}$	0.66 ton/m
Descanso	$2.4 \text{ ton/m}^3 \times 0.18 \text{ m} \times 1.0 \text{ m}$	0.43 ton/m
Piso terminado	$0.10 \text{ ton/m}^2 \times 1.0 \text{ m}$	0.10 ton/m
Carga Viva (CV)		
Sobrecarga y peso	Descripción	Peso Parcial
Sobrecarga (Escalera)	$0.20 \text{ ton/m}^2 \times 1.0 \text{ m}$	0.20 ton/m
Carga Última (U)		
Paño	Descripción	Peso Parcial
$W_U(\text{tramo inclinado})$	$1.4 \times (0.66 + 0.10) \text{ ton/m} + 1.7 \times 0.20 \text{ ton/m}$	1.40 ton/m
$W_U(\text{tramo descanso})$	$1.4 \times (0.43 + 0.10) \text{ ton/m} + 1.7 \times 0.20 \text{ ton/m}$	1.08 ton/m

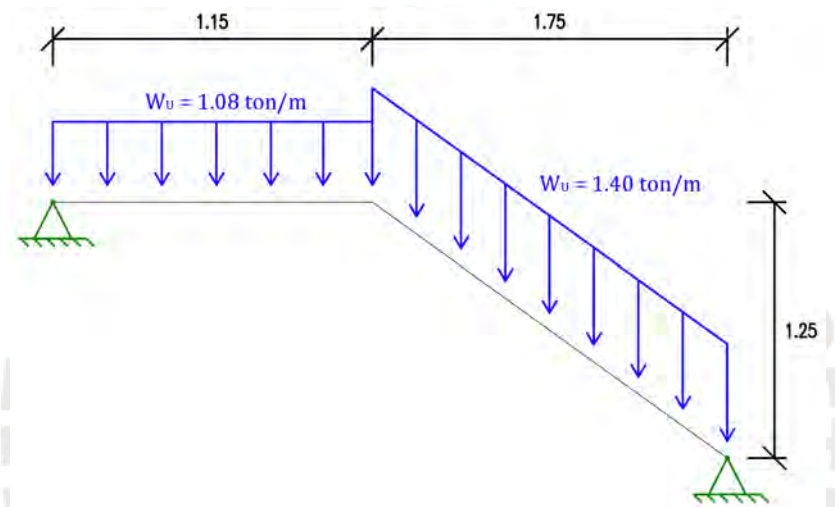


Figura 4.13: Carga última distribuida en la escalera.

Capítulo 5

ANÁLISIS SÍSMICO

5.1. Introducción

El Perú se ubica dentro de los países con más riesgo sísmico, debido a que las placas Nazca y Sudamericana están constantemente en subducción. Este movimiento convergente consiste en que la primera se introduce por debajo de la segunda, lo cual produce una alta actividad sísmica. Por lo tanto, es importante que la estructura a diseñar tenga los requerimientos básicos establecidos en la Norma E.030 de Diseño Sismorresistente.

5.2. Parámetros del análisis sísmico

Lo que se va mencionar a continuación está planteado acorde a lo indicado por la Norma E.030, que valen a su vez para el análisis dinámico y estático.

- Factor de Zona (Z): En el artículo 10 de la Norma E.030, se indica que el factor Z es la aceleración máxima horizontal en suelo rígido con una probabilidad de 10 % de ser excedida en 50 años, y que se encuentra dividido en 4 zonas.

La presente edificación está ubicada en la ciudad de Lima, la cual es identificada como zona 4 (ver Figura 5.1), por lo que el factor correspondiente para el valor de Z es 0.45g.

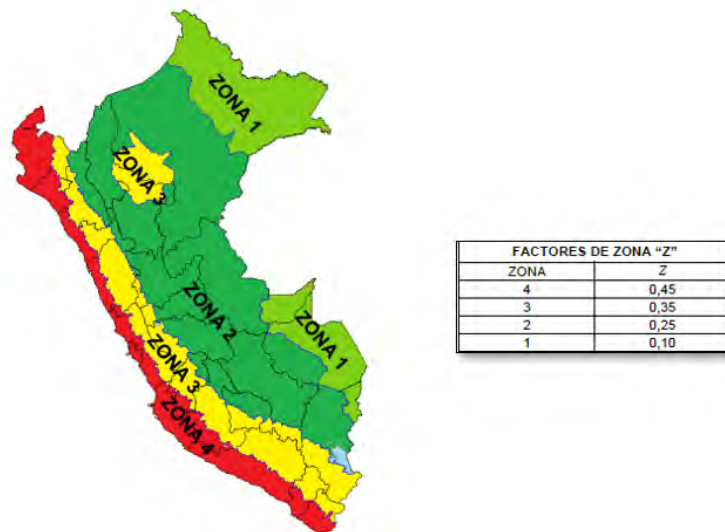


Figura 5.1: Zonas sísmicas. Fuente: Norma E.030

- Factor Suelo (S): La Norma E.030, en su artículo 12, plantea cinco tipos de suelos, siendo identificados desde S_0 hasta S_4 . Para conocer el valor del factor S que es un parámetro de sitio, se necesita conocer tanto el tipo de zona así como el tipo de suelo.

La ubicación de la edificación se encuentra sobre suelo rígido (S_1), además está en la zona 4 y el valor del factor S es de 1 (ver figura 5.2).

Tabla N° 3 FACTOR DE SUELO "S"				
SUELO ZONA	S_0	S_1	S_2	S_3
Z_4	0,80	1,00	1,05	1,10
Z_3	0,80	1,00	1,15	1,20
Z_2	0,80	1,00	1,20	1,40
Z_1	0,80	1,00	1,60	2,00

Figura 5.2: Factor de suelo. Fuente: Norma E.030

- Periodos T_P y T_L : El artículo 13 de la norma indicada dice el valor a considerar para T_P (define plataforma del factor C) y T_L (define comienzo de la zona de factor C con desplazamiento constante), los que a su vez se basan del perfil de tipo de suelo.

En este caso, es rígido (S_1), por lo que sus valores son 0.4 y 2.5 s respectivamente (ver figura 5.3).

Tabla N° 4 PERÍODOS " T_P " Y " T_L "				
	Perfil de suelo			
	S_0	S_1	S_2	S_3
T_P (s)	0,3	0,4	0,6	1,0
T_L (s)	3,0	2,5	2,0	1,6

Figura 5.3: Periodos T_P y T_L . Fuente: Norma E0.30

- Factor de Uso (U): En su artículo 15 divide las edificaciones en 4 tipos, según su importancia, las cuales podrían ser importantes, esenciales, temporales y comunes, donde tendremos diferentes valores del factor U.

La presente edificación es para el uso de viviendas, por lo que según la tabla N°5 se clasifica como común; y el valor del factor U es de 1.

- Factor de Amplificación Sísmica (C): En el artículo 14 nos indica que el factor C, es el coeficiente de amplificación de la aceleración estructural de acuerdo con el tipo de suelo, por lo que depende de los periodos T_P y T_L , como lo vemos a continuación:

$$T < T_p \quad C = 2.5 \quad (5.1)$$

$$T_p < T < T_L \quad C = 2.5\left(\frac{T_p}{T}\right) \quad (5.2)$$

$$T > T_L \quad C = 2.5\left(\frac{T_p \times T_L}{T^2}\right) \quad (5.3)$$

- Coeficiente básico de Reducción de las Fuerzas Sísmicas (R_0): En el artículo 18 de la Norma E.030, se indica que el coeficiente de reducción depende del sistema estructural con el que se va a construir, además del material utilizado.

Para esta edificación se optó por un sistema de muros estructurales de concreto armado para ambos sentidos, por lo que el valor de R_0 es 6, según la tabla N°7 de la Norma.

- Coeficiente de Reducción de las Fuerzas Sísmicas (R): En el artículo 22 de la Norma E.030, menciona que dicho coeficiente se obtiene como el producto del coeficiente R_0 y de los factores irregulares (I_a y I_p).

En la edificación, se busca que no presente irregularidades, ya sea en planta o altura; por lo que el coeficiente R es 6 en ambas direcciones de análisis.

5.3. Modelo Estructural

Se hizo con el programa ETABS 2018; con lo que se encontraron los hallazgos en análisis estructural sísmico dinámico modal y estático de la estructura. Lo considerado en modelado de edificación son:

- El concreto armado de $f'_c = 210 \text{ kg/cm}^2$ fue definido como material.
- Columnas y vigas son de tipos “frame”, losas aligeradas y macizas como elementos “membrane” y las placas como “shell-thin”.

- Se definió como diafragma rígido a todos los pisos.
- Se añadieron rótulas (releases) a todas las vigas que se encontraban apoyadas y no transmitían momentos; es decir, en encuentros entre viga y columna o placa donde no se cuenta con un ancho para que se desarrolle la longitud de anclaje.
- Se agregó un brazo rígido a aquellas unidas con columnas, para rigidizar la zona de nudos; además en todas las vigas no se consideró los efectos de torsión.
- Las columnas y placas en su base se encuentran empotradas. Además, debido a que se consideró el sótano y semisótano en el modelo, el desplazamiento en la dirección X e Y en el techo de ambas zonas fue restringido; para que no se dé rigidez en la estructura.
- Exportamos el espectro de pseudo-aceleración al ETABS como una función espectral lograda con los parámetros de la Norma E.030.
- Los casos de masa fueron definidos con sus excentricidades.
- Al presentarse tres grados por piso de libertad, y la edificación al tener 07 pisos (sin contar sótano y semisótano), se consideró a 21 modos en total.

A continuación, en las siguientes figuras, se evidencia algunas gráficas:

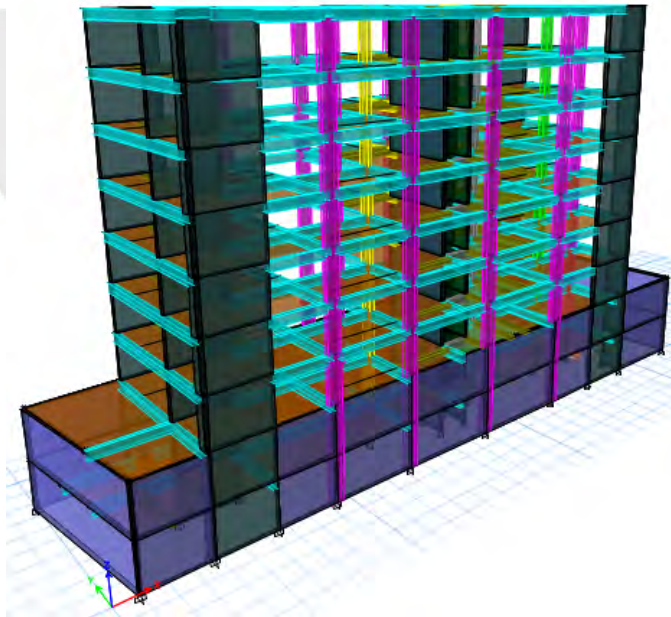


Figura 5.4: Modelo 3-D del edificio en ETABS.

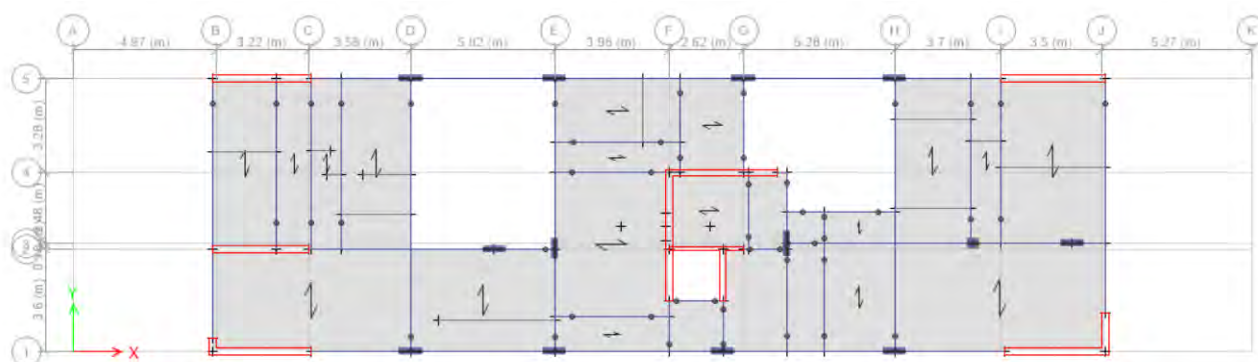


Figura 5.5: Vista de planta típica del modelo en ETABS.

En cada nivel, la rigidez (CR) y los centros de masa (CM), son proporcionados por este mismo programa. En la Tabla 5.1 se ven las distancias desde el origen de coordenadas (ver Figura 5.5) al CM y CR en las dos direcciones analizadas.

Tabla 5.1: Centro de Masa y Centro de Rigidez.

Techo	XCM	YCM	XCR	YCR
1	20.53	4.33	21.53	4.49
2	20.53	4.33	21.03	4.28
3	20.53	4.33	20.69	4.21
4	20.53	4.33	20.46	4.20
5	20.53	4.33	20.29	4.20
6	20.53	4.33	20.15	4.20
7	20.39	4.41	20.04	4.21

Dado que en cada nivel se expresa una incertidumbre en el centro de masa, se considera que hay una excentricidad accidental que sea perpendicular a la ruta del sismo para su análisis. Como establece la Norma E.030, esta excentricidad es 0.05 veces la dimensión allí. Además, se espera que el CM y el CR no estén muy lejos para evitar una irregularidad torsional extrema, considerando la excentricidad positiva o negativa.

5.4. Análisis de irregularidades

Según la Norma E.030, existen criterios que llevan a calificar de regular o irregular a una estructura. Las irregularidades pueden ser de altura o de planta.

5.4.1. Irregularidades en Planta

- **Irregularidad torsional ($I_p=0.75$):** La tabla N°9 indica que se presenta cuando en cualquier dirección (X o Y), incluyendo excentricidad accidental, la deriva máxima de entrepiso en un extremo, es mayor que 1.3 veces la de promedio de ambos en el mismo entrepiso.

Estas tablas muestran los ratios en cada dirección, considerando la más desfavorable. Apreciamos que este edificio no tiene ello porque ningún ratio supera el valor de 1.3.

Tabla 5.2: Verificación por irregularidad torsional en X

Nivel	Δ_{max}	Δ_{min}	Δ_{prom}	$\Delta_{max}/\Delta_{prom}$
7	0.003099	0.002861	0.002980	1.040
6	0.003244	0.003008	0.003126	1.038
5	0.003313	0.003086	0.003200	1.035
4	0.003233	0.003025	0.003129	1.033
3	0.002935	0.002748	0.002842	1.033
2	0.002349	0.002194	0.002272	1.034
1	0.001387	0.001205	0.001296	1.070

Tabla 5.3: Verificación por irregularidad torsional en Y

Nivel	Δ_{max}	Δ_{min}	Δ_{prom}	$\Delta_{max}/\Delta_{prom}$
7	0.006056	0.003911	0.004984	1.215
6	0.006372	0.004051	0.005212	1.223
5	0.006562	0.004076	0.005319	1.234
4	0.006492	0.00395	0.005221	1.243
3	0.006114	0.003617	0.004866	1.257
2	0.005211	0.003057	0.004134	1.261
1	0.003279	0.001988	0.002634	1.245

- **Esquinas entrantes ($I_p = 0.90$):** Aparece debido a que las dimensiones son mayores al 20 % de la total en planta, en las dos direcciones.

Tabla 5.4: Verificación por irregularidad de esquinas entrantes.

Dirección	Dim. Esq. Entrante (m)	Dim. Total (m)	20 % Dim. Total (m)	¿Irregular?
X-X	4.77	31.15	6.23	No
Y-Y	5.68	9.78	1.96	Si

En este caso, solo se tiene una abertura mayor al 20 % en el eje Y; sin embargo, para que se presente esta irregularidad se debe tener más del 20 % en las dos direcciones.

- **Discontinuidad de diafragma ($I_p = 0.85$):** Considerando la norma, aparece en el momento que

los diafragmas presentan grandes discontinuidades, donde se incluyen abertura mayor al 50 % del área bruta. Además, se considera ello en cualquier piso y dirección de análisis, la relación del área neta de cualquier sección transversal, con el área transversal total en la misma dirección es menor al 25 %.

Tabla 5.5: Verificación por irregularidad de discontinuidad de diafragma.

X-X	39.4 %
Y-Y	68.5 %

No se presentó esta irregularidad, debido a que el edificio no presenta aberturas notables, además de que la relación área neta con área transversal total no es menor al 25 %.

- **Sistemas no paralelos ($I_p = 0.90$):** Según la Norma E.030, se considera sistema no paralelo a los ejes de los muros o pórticos, que forman ángulos mayores a 30° o cuando resisten más de 10 % de fuerza cortante. En este caso todos los elementos resistentes a fuerzas laterales son paralelos al eje X o Y, por lo que no se presenta esta irregularidad.

5.4.2. Irregularidades en altura

- **Irregularidad de rigidez – Piso blando ($I_a = 0.75$):** Aparece debido a que la rigidez lateral en un piso es menor a la del superior en 70 %, o menor al 80 % de tres niveles adyacentes superiores. En el caso de este edificio, no se aprecia ello, tal como se puede apreciar.

Tabla 5.6: Verificación por irregularidad de piso blando en X.

Nivel	Rigidez Lateral (ton/m)	$K_{inf}/K_{sup} < 0.7$	$K_{inf}/K_{prom\ 3\ p\ sup} < 0.8$
7	33443.177	-	-
6	65352.385	1.95	-
5	88677.828	1.36	-
4	110139.796	1.24	1.76
3	137199.668	1.25	1.56
2	184900.148	1.35	1.65
1	306585.614	1.66	2.13

Tabla 5.7: Verificación por irregularidad de piso blando en Y.

Nivel	Rigidez Lateral (ton/m)	$K_{inf}/K_{sup} < 0.7$	$K_{inf}/K_{prom\ 3\ p\ sup} < 0.8$
7	12062.647	-	-
6	21291.247	1.77	-
5	26912.246	1.26	-
4	32291.017	1.2	1.61
3	39725.394	1.23	1.48
2	52301.362	1.32	1.59
1	87662.84	1.68	2.12

- **Irregularidad de masa o peso ($I_a = 0.90$):** A nivel sísmico, se presenta debido a que el peso del piso es superior en 1.5 veces al de un piso adyacente. El edificio no tiene esta irregularidad, como vemos en esta tabla.

Tabla 5.8: Verificación por irregularidad de masa.

Nivel	Peso piso (ton)	< 1.5 Piso superior
7	20.796	NO APLICA
6	30.067	-
5	30.067	1.00
4	30.067	1.00
3	30.067	1.00
2	30.067	1.00
1	30.067	1.00

- **Irregularidad geométrica vertical ($I_a = 0.90$):** Se expresa siempre que en cualquier dirección, existen variaciones en las dimensiones de una planta con otra, obteniéndose cargas laterales mayores a 1.3 veces la anterior. En este caso, el edificio es continuo a toda altura (no se considera sótanos).
- **Discontinuidad en los sistemas resistentes ($I_a = 0.80$):** Según la norma E.030, esta irregularidad es producto de un elemento con más de 10 % de la fuerza cortante de resistencia que tiene un desalineamiento vertical. En este caso, no se presenta esta irregularidad, debido a que no se tiene elementos verticales que se desplacen o cambien de orientación.

5.5. Procedimiento de análisis sísmico

5.5.1. Peso sísmico (P)

La norma E.030, en su artículo 26 de la Norma E.030, indica cómo estimar el peso sísmico en función de porcentajes, que en este caso al ser un edificio de categoría C, el peso llega a ser un 100 % de CM más el 25 % de CV. En la Tabla 5.9, se evidencia la estimación de peso por piso (ton.), considerando el porcentaje de la CV que se mencionó anteriormente; además del peso por metro cuadrado (ton/m²).

Tabla 5.9: Peso sísmico.

Techo	Masa (ton-s ² /m)	Peso (Ton)	Área (m ²)	Peso/Área (Ton/m ²)
1	30.067	294.959	265.85	1.11
2	30.067	294.959	265.85	1.11
3	30.067	294.959	265.85	1.11
4	30.067	294.959	265.85	1.11
5	30.067	294.959	265.85	1.11
6	30.067	294.959	265.85	1.11
7	20.796	204.010	265.85	0.77
Total	201.199	1973.764		

5.5.2. Análisis estático

Este método, considerando la normatividad, consiste en las solicitaciones sísmicas para una serie de fuerzas que están, en cada nivel del edificio, en el centro de masas.

5.5.2.1. Periodo de vibración estático

Del análisis de traslación pura se obtuvo los periodos de vibración para las dos direcciones. Con estos periodos obtenidos se calcula el factor de amplificación, mediante las ecuaciones 5.1, 5.2 o 5.3, requerido para hallar, en la base, la fuerza estática.

Tabla 5.10: Periodo de vibración estático.

T _x (s)	0.416
T _y (s)	0.673

5.5.2.2. Fuerza cortante basal estática

Es determinada con la fórmula que sigue a continuación:

$$V_{est} = \frac{Z.U.C.S}{R} P \quad (5.4)$$

Asimismo, la ecuación anterior debe cumplir con esta restricción:

$$\frac{C}{R} \geq 0.11 \quad (5.5)$$

Se determina el valor del factor C, de la siguiente manera:

$$\text{Eje X : } 2.5 \times \frac{0.4}{0.416} = 2.404, \quad C/R = 2.404/6 = 0.401 \text{ (cumple)}$$

$$\text{Eje Y : } 2.5 \times \frac{0.4}{0.673} = 1.486, \quad C/R = 1.486/6 = 0.248 \text{ (cumple)}$$

En base de estructura, se determina así:

$$\text{Eje X : } V_{est} = \frac{0.45 \times 1 \times 2.404 \times 1}{6} \times (1973.76) = \mathbf{355.85 \text{ ton.}}$$

$$\text{Eje Y : } V_{est} = \frac{0.45 \times 1 \times 1.486 \times 1}{6} \times (1973.76) = \mathbf{219.96 \text{ ton.}}$$

5.5.2.3. Distribución de la fuerza sísmica

Las fuerzas horizontales en cada piso se obtiene, siguiendo la normatividad, con las siguientes fórmulas:

$$F_i = \alpha_i \times V \quad (5.6)$$

$$\alpha_i = \frac{P_i(h_i)^k}{\sum_{j=1}^n P_j(h_j)^k} \quad (5.7)$$

Donde el exponente k depende del periodo de la estructura:

$$T \leq 0.5s, \quad k = 1.0 \quad (5.8)$$

$$T > 0.5s, \quad k = (0.75 + 0.5T) \leq 2.0 \quad (5.9)$$

En dirección X-X, el edificio cuenta con un periodo fundamental de vibración menor a 0.5 s, por lo que el valor de k es 1. Mientras que, en la Y-Y se tiene un periodo mayor a 0.5 s, por lo cual el exponente k resulta ser 1.087.

Tabla 5.11: Distribución de fuerza sísmica en X.

Nivel	Masa (ton-s ² /m)	Elevación (m)	$P \times ((h)^k)$	α_i	Fi(ton)	Fi acum(ton)
7	20.796	18.9	3855.79	0.187	66.67	66.67
6	30.067	16.2	4778.33	0.232	82.62	149.29
5	30.067	13.5	3981.94	0.193	68.85	218.15
4	30.067	10.8	3185.56	0.155	55.08	273.23
3	30.067	8.1	2389.17	0.116	41.31	314.54
2	30.067	5.4	1592.78	0.077	27.54	342.08
1	30.067	2.7	796.39	0.039	13.77	355.85
TOTAL	201.199		20579.96	1.00	355.85	

Tabla 5.12: Distribución de fuerza sísmica en Y.

Nivel	Masa (ton-s ² /m)	Elevación (m)	$P \times ((h)^k)$	α_i	Fi(ton)	Fi acum(ton)
7	20.796	18.9	4971.96	0.195	42.84	42.84
6	30.067	16.2	6079.94	0.238	52.39	95.23
5	30.067	13.5	4987.34	0.195	42.98	138.21
4	30.067	10.8	3913.6	0.153	33.72	171.93
3	30.067	8.1	2863.06	0.112	24.67	196.6
2	30.067	5.4	1842.92	0.072	15.88	212.48
1	30.067	2.7	867.84	0.034	7.48	219.96
TOTAL	201.199		25526.66	1.00	219.96	

5.5.3. Análisis dinámico modal espectral

5.5.3.1. Modos de vibración y periodos fundamentales

En el artículo 29 de la Norma E.030, se plantea que se considerarán los modos de vibración hasta que la suma de sus masas participativas exprese, por lo menos, el 90 % de su masa total. Se adjunta en la Tabla 5.13 los resultados obtenidos del modelo, donde se aprecia que se cumple con lo indicado en los primeros 9 de los 21 de toda la estructura; además que se obtiene el periodo fundamental para cada dirección.

Tabla 5.13: Ratios de masa participativa

Modo	Periodo	UX	UY	RZ	%X	%Y	%Z
1	0.718	0.0013	0.0922	0.6303	0.13	9.22	63.03
2	0.687	0.0029	0.6308	0.0997	0.29	63.08	9.97
3	0.419	0.7104	0.0042	0.0005	71.04	0.42	0.05
4	0.174	0.0001	0.0007	0.1605	0.01	0.07	16.05
5	0.143	0.0027	0.1757	0.001	0.27	17.57	0.1
6	0.093	0.1728	0.0034	0.0006	17.28	0.34	0.06
7	0.077	0.0001	0.002	0.0523	0.01	0.2	5.23
8	0.063	0.0015	0.0451	0.0031	0.15	4.51	0.31
9	0.04	0.0472	0.0043	0.0009	4.72	0.43	0.09
					93.9	95.84	94.89

De la tabla anterior, se puede decir que en el primer modo de vibración predomina el fenómeno rotacional; mientras que, en el segundo y tercer modo, la traslación en la dirección Y-Y y X-X; respectivamente, tiene mayor grado de importancia. Asimismo, se tiene un periodo de $T = 0.418$ s. en X-X y un periodo de $T = 0.687$ s en Y-Y. Esto es coherente, ya que la rigidez lateral en X-X es mayor que Y-Y porque hay más placas en la primera, es por eso que su periodo es menor que en Y-Y.

5.5.3.2. Aceleración espectral

Es un análisis de superposición espectral, el cual utiliza un espectro inelástico de pseudo-aceleraciones, definido con esta fórmula:

$$S_a = \frac{Z \cdot U \cdot C \cdot S}{R} g \quad (5.10)$$

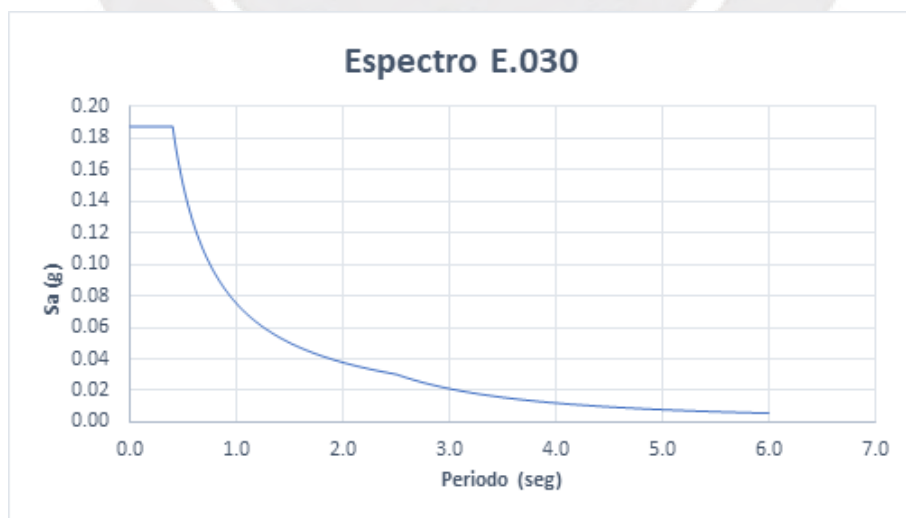


Figura 5.6: Espectro de pseudo-aceleración en X-X e Y-Y.

5.5.3.3. Fuerza cortante basal dinámica

Considerando el análisis dinámico hecho en Etabs, se consiguió este término en la base para cada dirección que se encuentra en el análisis (ver Tabla 5.14). Dichas cortantes serán comparados con las obtenidas del análisis estático; y así finalmente, obtener las fuerzas cortantes de diseño.

Tabla 5.14: Fuerzas cortantes en la base del análisis dinámico.

	X+	X-	Y+	Y-
Vdinámica (ton)	261.82	262.74	138.49	144.80

5.5.3.4. Amplificación de fuerzas sísmicas

El valor de la fuerza cortante dinámica, en estructuras regulares, no tiene que ser inferior al 80 % de fuerza cortante estática o 90 % en estructuras irregulares. No hay irregularidades en la planta ni en la altura del edificio, tal como se señala en el subcapítulo 5.4. Por lo tanto, esta tiene que ser menor al 80 % del caso estático. Esto se señala en la siguiente Tabla 5.15, en donde no se da cumplimiento a las especificaciones, por lo que estas deben aumentar.

Tabla 5.15: Factor de escalamiento.

	X+	X-	Y+	Y-
V estática (ton)	355.85	355.85	219.96	219.96
V dinámica (ton)	261.82	262.74	138.49	144.80
80 % V estática (ton)	284.68	284.68	175.96	175.96
V diseño (ton)	284.68	284.68	175.96	175.96
F. Escalamiento	1.09	1.08	1.27	1.22

5.6. Verificación del sistema estructural

Es necesario corroborar el sistema estructural asumido inicialmente para el análisis sísmico, que en este caso fue un sistema de muros estructurales. Para que este sistema se considere así, debe presentar el 70 % de cortante en la base, lo cual se reafirma en esta tabla.

Tabla 5.16: Verificación del sistema estructural.

	X+	X-	Y+	Y-
Vdinámica (ton.)	261.82	262.74	138.49	144.8
Vmuros (ton.)	227.43	228.07	130.78	136.55
% Vcolumnas	13.14	13.19	5.57	5.69
% Vplacas	86.86	86.81	94.43	94.31

5.7. Análisis de Desplazamientos

Para hallar estos de forma inelástica, se deben amplificar por 0.75R lo elástico obtenido en edificaciones regulares, asimismo la norma dice que la deriva máxima en la zona de entrepiso en la estructura estudiada es de 0.007. Aquí vemos lo obtenido, en cada dirección tomando en cuenta la excentricidad más desfavorable.

Tabla 5.17: Derivas elásticas e inelásticas en X.

DER XX MY-		
Nivel	Derivas elásticas(o/oo)	Derivas inelásticas(o/oo)
7	0.689	3.101
6	0.721	3.245
5	0.736	3.312
4	0.719	3.236
3	0.652	2.934
2	0.522	2.349
1	0.308	1.386

Tabla 5.18: Derivas elásticas e inelásticas en Y.

DER YY MX-		
Nivel	Derivas elásticas(o/oo)	Derivas inelásticas(o/oo)
7	1.346	6.057
6	1.416	6.372
5	1.458	6.561
4	1.443	6.494
3	1.359	6.116
2	1.158	5.211
1	0.729	3.281

5.8. Junta Sísmica

Esta señala que cualquier estructura, tiene que presentar una separación de estructuras vecinas para que no haya contacto cuando se presente un sismo; por lo que en el artículo 33.2 se aprecia la siguiente expresión para calcular la separación mínima entre edificios.

$$S = 0.006 \times h \geq 0.03 \text{ m} \quad (5.11)$$

El valor de h se obtiene con la altura desde el nivel de la tierra hasta la azotea del edificio, en este

caso la edificación por diseñar es de 20.40 m.

$$S = 0.006 \times 20.40m = 12.24 \text{ cm} \geq 0.03 \text{ m}$$

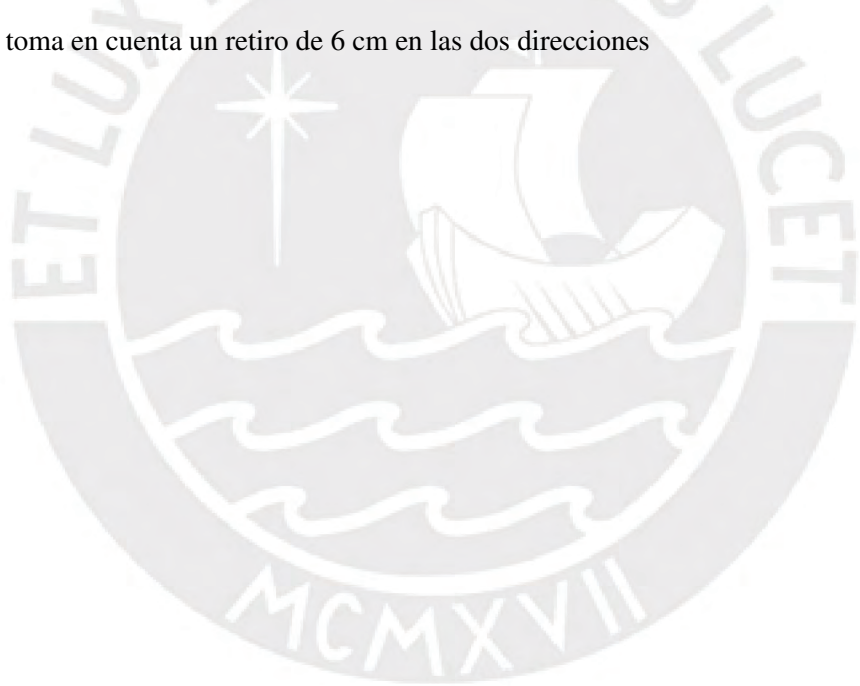
Además, en el artículo 33.3 dice que la separación mínima con el límite de propiedad puede ser la parte media de la junta separatoria ($s/2$), en caso la edificación vecina cuente con la distancia reglamentaria. En este caso, dichas edificaciones vecinas si cuentan con los retiros. Adicionalmente, la junta debe ser superior a $2/3$ del máximo desplazamiento de la estructura.

$$\frac{2}{3} \times dx = \frac{2}{3} \times 5.11 \text{ cm} = 3.41 \text{ cm}$$

$$\frac{2}{3} \times dy = \frac{2}{3} \times 8.96 \text{ cm} = 5.97 \text{ cm}$$

$$\frac{s}{2} = \frac{1}{2} \times 12.24 \text{ cm} = \mathbf{6.12 \text{ cm}}$$

Por ello, se toma en cuenta un retiro de 6 cm en las dos direcciones



Capítulo 6

FUNDAMENTOS DE DISEÑO DE CONCRETO ARMADO

6.1. Diseño por resistencia

El diseño por resistencia será el método a usar para diseñar los componentes de concreto armado. Por ello, se hace necesario que todas las partes de los elementos de estructura reciban las resistencias de diseño (ϕR_n), según las especificaciones de la norma. Si ϕR_n es igual o mayor a las resistencias requeridas (R_u) en cada sección, el elemento y la estructura podrán soportar las cargas de manera segura.

$$\phi R_n \geq R_u \quad (6.1)$$

La resistencia nominal (R_n) se obtiene analizando un elemento frente a diferentes solicitaciones, con una sección transversal determinada, y utilizando los valores de acero y concreto. Se obtiene multiplicando el factor de reducción, ϕ , por este concepto. El factor tiene en cuenta varios criterios, incluida la variabilidad de resistencia, las diferencias de dimensiones indicadas y la incertidumbre de la forma mecánica, construcción, efectos y tipo de falla (Ottazzi, 2016, p.89).

Tabla 6.1: Factores de reducción

Solicitaciones	factor (ϕ)
Flexión	0.90
Cortante	0.85
Compresión y flexocompresión con espirales	0.75
Compresión y flexocompresión con estribos	0.70

Además, las cargas se amplifican hasta su punto máximo, lo que significa que es poco probable que

superen ese punto durante la vida útil. Para lograrlo, se emplean factores que toman en cuenta tanto el grado de precisión, la idealización de cargas así como las propiedades de los materiales y su actuar, para calcular las cargas y contar sus efectos, suposiciones y simplificaciones, y así conseguir un modelo de estructura (Ottazzi, 2016, p.90).

Tabla 6.2: Factores de amplificación de cargas

Factores de amplificación de carga
$U = 1.4 CM + 1.7 CV$
$U = 1.25 (CM + CV) \pm CS_x$
$U = 1.25 (CM + CV) \pm CS_y$
$U = 0.9 CM \pm CS_x$
$U = 0.9 CM \pm CS_y$

Donde:

- U: Carga Última
- CM: Carga Muerta
- CV: Carga Viva
- CS_x: Carga debido al sismo en la dirección X-X
- CS_y: Carga debido al sismo en la dirección Y-Y

6.1.1. Diseño por flexión simple.

Siempre se tiene que cumplir con compatibilidad, equilibrio y relaciones para este diseño. La ecuación necesaria en solicitudes de este tipo es:

$$\phi Mn \geq Mu \quad \phi = 0.9 \quad (6.2)$$

Las hipótesis básicas y simplificaciones para este fin son las que vienen:

- Las secciones planas permanecen planas (hipótesis de Navier). Esta hipótesis deja de tener vigencia cuando se trata de vigas de gran peralte como son las vigas de pared.
- Adherencia entre el concreto y el acero.
- A partir de las deformaciones, se pueden calcular los esfuerzos en el concreto y el acero utilizando las relaciones constitutivas (σ - ϵ).
- Se presume que una falla de sección se dará al agotarse la capacidad de deformarse del concreto comprimido, después de que el refuerzo sea fluido (falla dúctil)

- Se asume un modelo elastoplastico perfecto para el acero de refuerzo.
- La mayor deformación en fibra extrema en compresión (ϵ_{cu}) se asume igual a 0.003.
- De los cálculos, en la tracción del concreto, se puede despreciar la resistencia.
- La suposición es que el concreto tiene una distribución rectangular equivalente de esfuerzos (ver Figura 6.1).

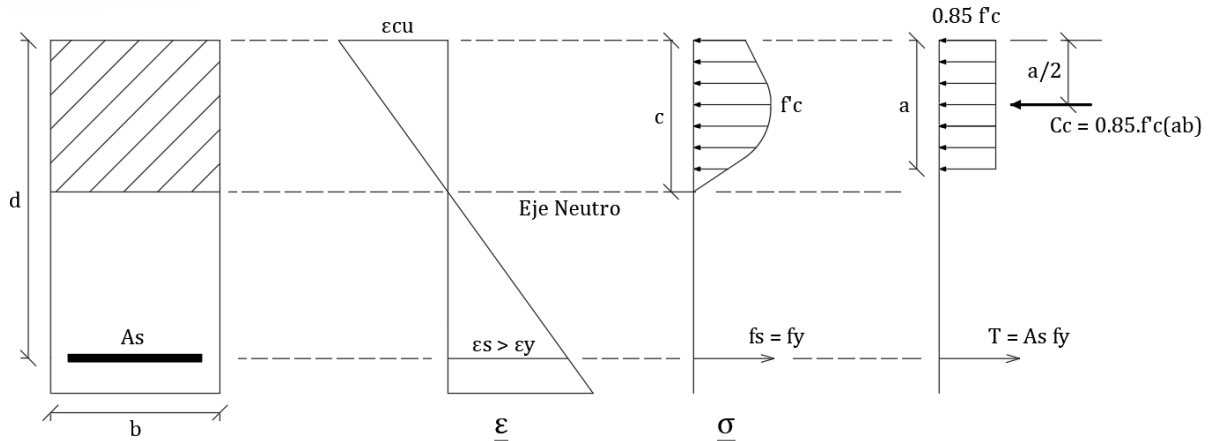


Figura 6.1: Deformaciones y fuerzas internas en la falla

En la Figura 6.1, se observa que la sección rectangular que alcanzó su resistencia nominal a flexión. Asimismo, se observa un esfuerzo equivalente en el concreto (bloque de compresiones) propuesto por la norma peruana, el cual resulta $0.85 f'c$, distribuido de forma uniforme en una zona de compresiones equivalentes. El bloque de compresión se limita por los bordes de lo transversal y va desde la máxima deformación unitaria en compresión hasta $a = \beta_1 c$, donde c es lo que mide desde el eje hasta el borde superior de compresiones. Además, esa estructura tiene un $f'c$ de 210 kg/cm^2 , y el parámetro β_1 resulta 0.85.

En la Falla en Tracción (falla dúctil), esta resistencia en sección se obtiene con estas expresiones, que se deducen del condicionante de equilibrio ($Cc=T$):

$$a = \frac{As \times fy}{0.85 \times f'c \times b} \quad (6.3)$$

$$Mn = As \times fy \times \left(d - \frac{a}{2}\right) \quad (6.4)$$

Donde:

- a : Profundidad del bloque equivalente de compresiones.

- A_s : Área del refuerzo de tracción por flexión.
- b : Ancho de la sección en la fibra extrema en compresión.
- d : Peralte efectivo.
- ρ : Cuantía de acero ($=A_s/bd$).

Acero balanceado

Según la Norma E.060 la falla balanceada es donde se llega a la mayor deformación (ε_{cu}) en simultáneo al acero alcanzado por la deformación de fluencia (ε_y) (ver Figura 6.2). En dicho estado se obtiene la cantidad en tracción (A_{sb}) la que produce esta para delimitar la cantidad de refuerzo que provoca una falla en tracción ($A_s < A_{sb}$) y otra en compresión ($A_s > A_{sb}$).

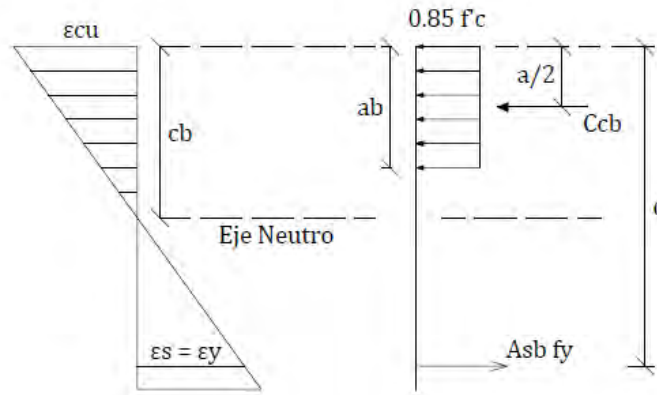


Figura 6.2: Sección con falla balanceada.

La cuantía que produce la falla balanceada viene a ser así:

$$\rho_b = \frac{0.85 \times \beta_1 \times f'_c}{f_y} \left(\frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{cu} + \varepsilon_y} \right) \quad (6.5)$$

Cuando se consideran las siguientes deformaciones unitarias: $\varepsilon_y = 0.0021$ y $\varepsilon_{cu} = 0.003$ se tiene, mediante la condición de compatibilidad:

$$\frac{c_b}{d} = \left(\frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{cu} + \varepsilon_y} \right) = 0.588 \quad (6.6)$$

Acero máximo en flexión

Se menciona que la cuantía mayor se obtiene sobre la cuantía de acero en falla balanceada. La limitación del refuerzo longitudinal se debe a que no se permite falla en compresión, por lo que la

cuantía no debe exceder de:

$$\rho_{max} = 0.75\rho_b \quad (6.7)$$

Acero mínimo en flexión

Ante el riesgo de ocurrencia de una falla frágil se debe proporcionar una cifra mínima para asegurar una resistencia de la sección agrietada. Se establece que ϕM_n debe ser menor a 1.2 veces el momento flector de agrietamiento. En función a ello se obtiene las expresiones siguientes:

$$\phi M_n \geq 1.2 M_{cr} \quad (6.8)$$

$$M_{cr} = \frac{f_r \times I_g}{Y_t} \quad (6.9)$$

$$f_r = 2\sqrt{f'_c} \quad (6.10)$$

Donde:

- M_{cr} : Momento flector de agrietamiento.
- f_r : Esfuerzo de rotura de concreto.
- I_g : Momento de inercia de la sección no agrietada, sin tener en cuenta el refuerzo.
- Y_t : Distancia desde el eje de la sección no agrietada a la fibra extrema en tracción, sin considerar el refuerzo.

En secciones rectangulares y en T con ala comprimida, se logra así:

$$A_{s_{min}}^+ = \frac{0.7\sqrt{f'_c}}{f_y} \times b_w \times d \quad (6.11)$$

Donde, b_w es el ancho del alma.

En losas macizas y zapatas debe ponerse en la zona de momento positivo (acero de retracción y temperatura), se obtiene de la siguiente expresión:

$$A_{s_{min}} = 0.0018 \times b \times h \quad (6.12)$$

Corte de bastones

Con el fin de lograr un diseño económico y eficiente, se realizará corte de fierro en base a lo estipulado en el artículo 12.11.2, en donde se dice que se debe ampliar el refuerzo a distancia de d o $12d_b$, la que sea superior, desde que sea innecesario el refuerzo para resistir ello. Además, menciona que el refuerzo debe medir un anclaje mayor o igual al desarrollo l_d más allá, y así el refuerzo no sea necesario por cálculo.

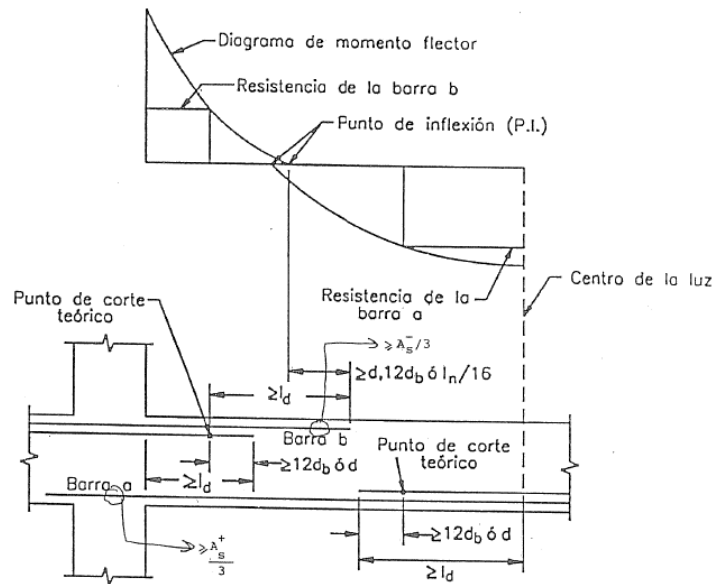


Figura 6.3: Consideraciones para el corte de acero en regiones de momentos positivo y negativo. (Fuente: Ottazzi, 2016)

En la figura 6.4, se muestra el criterio basado en experiencia, en corte de bastones en viguetas y vigas. Ello se corrobora con las especificaciones mencionadas antes.

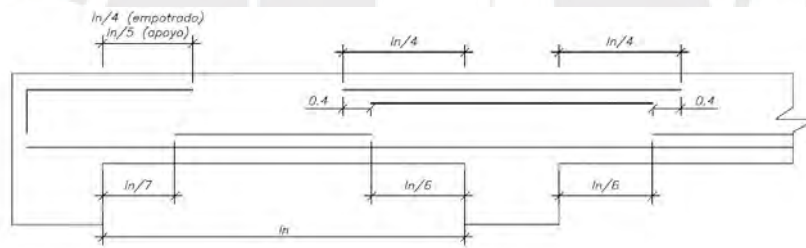


Figura 6.4: Corte de bastones en losas y vigas

6.1.2. Diseño por fuerza cortante

Siguiendo la Norma E.060, este diseño considera que la resistencia cortante (ϕV_n) debe ser al menos idéntica a la fuerza amplificada (V_u) localizado a d de cara. Asimismo, se supone que su capacidad al cortar el elemento (V_n) resulta de acumular el aporte de lo nominal al cortante que da el concreto (V_c) y aquella que se aporte por acero de refuerzo transversal (V_s).

$$\phi V_n \geq V_u, \quad \phi = 0.85 \quad (6.13)$$

$$V_n = V_c + V_s \quad (6.14)$$

$$\phi(V_c + V_s) \geq V_u \quad (6.15)$$

Para elementos en flexión (vigas), se puede suponer conservadoramente lo dado por concreto viene dada por esta fórmula:

$$V_c = 0.53\sqrt{f'_c} \times bw \times d \quad (6.16)$$

En el caso de aquellos que se sometan a la fuerza axial en compresión (columnas), la cifra que otorga concreto se calcula así:

$$V_c = 0.53\sqrt{f'_c} \times \left(1 + \frac{Nu}{140Ag}\right) \times bw \times d \quad (6.17)$$

Donde:

- Ag : Área bruta de la sección.
- Nu : Carga axial amplificada normal a la sección transversal.
- ϕ : Factor de reducción por fuerza cortante.

Si $V_u \geq \phi V_c$, es necesario considerar la presencia del aporte de V_s . El esfuerzo de corte deberá resistir:

$$V_s = \frac{V_u}{\phi} - V_c \quad (6.18)$$

$$V_s = \frac{A_v \times f_y \times d}{s} \quad (6.19)$$

$$V_s \leq V_{smax} = 2.1\sqrt{f'_c} \times bw \times d \quad (6.20)$$

Espaciamiento máximo de los estribos

Se debe delimitar el espaciamento de los estribos, de modo que cada grieta inclinada a 45°, por lo menos, debe ser cruzada por un estribo. Por lo que la Norma E.060 exige, en estribos verticales, que:

$$V_s \leq 1.1\sqrt{f'_c} \times bw \times d; \quad s \leq 0.60 \text{ m o } s \leq \frac{d}{2} \quad (6.21)$$

$$V_s \geq 1.1\sqrt{f'_c} \times bw \times d; \quad s \leq 0.30 \text{ m o } s \leq \frac{d}{4} \quad (6.22)$$

Estribos mínimos

Para facilitar el armado del refuerzo longitudinal y brindar ductilidad, es necesario colocar estribos mínimos, a pesar de que no se requiera de estos. Se debe colocar estribos mínimos en caso que $0.5\phi V_c \leq V_u \leq \phi V_c$. Por ese motivo, se cuenta con espaciamientos máximos, de acuerdo al mayor de los siguientes valores:

$$S_{max} = \frac{A_v \times f_y}{0.2\sqrt{f'_c} \times bw} \quad (6.23)$$

$$S_{max} = \frac{A_v \times f_y}{3.5 \times bw} \quad (6.24)$$

Los estribos mínimos no son necesario en los casos que se tenga losas macizas, zapatas, losas nervadas y/o aligeradas, vigas ($h < 0.25m$), vigas anchas ($b_w > 2h$) y cuando $V_u \leq 0.5 \phi V_c$.

6.1.3. Diseño por flexocompresión

Diseño uniaxial

La magnitud de la carga axial que sostiene un elemento estructural permite diferenciar entre si se trata de una viga o columna. Se acepta que cuando se cumple la ecuación 6.25, se debería diseñar el elemento por flexión simple (viga). En cambio, si ocurre que P_u es mayor que $0.1 f'_c A_g$, el elemento será diseñado por flexocompresión (columna).

$$P_u < 0.1 \sqrt{f'_c} \times A_g \quad (6.25)$$

Los elementos verticales capaces de soportar cargas axiales y flexión, o flexocompresión, son columnas y placas. Como resultado, estos componentes deben diseñarse en función de la resistencia de una sección a la flexocompresión. Por ello, crea una curva de capacidad estructural conocida como diagrama de interacción, que es el lugar geométrico de las combinaciones del momento flector y la fuerza axial que agotan la capacidad de la sección. Variar el eje neutro a lo largo de la sección del elemento determina las resistencias y el momento flector por carga axial para cada caso.

Para ello se debe realizar el diagrama de esta y su afectación por el factor de reducción (ϕ) que estipula la Norma E.060. Asimismo, la resistencia se limita a $0.8 \phi P_o$ cuando trabajamos con estribos y $0.85 \phi P_o$ cuando son columnas con espirales. En el análisis se tiene los puntos (M_u, P_u) de las combinaciones, donde estos se ubican dentro del diagrama de interacción para afirmar que este sea el correcto, de lo contrario aumentará la cifra de acero.

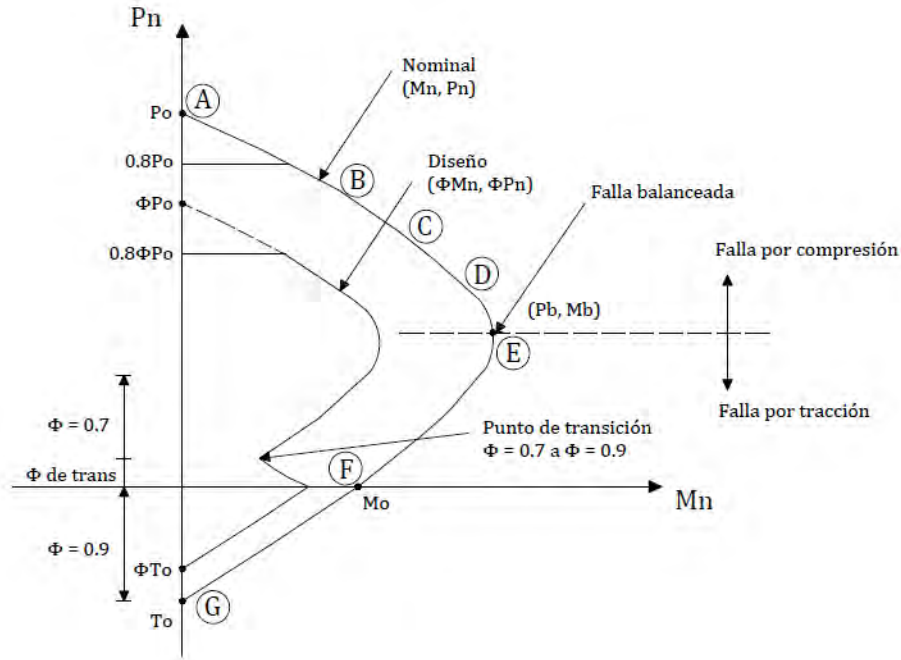


Figura 6.5: Diagrama de interacción- Resistencias nominales y de diseño.

En la Figura 6.5 se ven puntos notables comunes en diagramas de interacción, los cuales son:

- Punto A: Es la falla en compresión pura de la sección

$$P_o = 0.85 \times f'_c \times (A_g - A_s) + f_y \times A_s \quad (6.26)$$

$$P_n = 0.8 \times P_o \quad (6.27)$$

$$\phi P_n = 0.7 \times 0.8(0.85 \times f'_c \times (A_g - A_s) + f_y \times A_s) \quad (6.28)$$

- Punto B: Corresponde al comienzo del agrietamiento (desprecia la resistencia a tracción). Actúa como momentáneamente fisurada.
- Punto C: Es la deformación nula del refuerzo más alejada del borde de compresión.
- Punto D: Es el esfuerzo en tracción del acero más alejado del 50 % de f_y .
- Punto E: Es la falla balanceada de la sección
- Punto F: Falla en flexión pura (carga axial es nula).
- Punto G: Falla en tracción pura

$$T_o = A_s \times f_y \quad (6.29)$$

$$\phi T_n = 0.9 \times A_s \times f_y \quad (6.30)$$

Asimismo, en el diagrama de interacción, encontramos un punto en donde empieza la transición de $\phi=0.7$ hasta $\phi=0.9$ mediante una interpolación lineal. El valor de la carga axial donde empieza ello con valor de ϕ se fija como:

$$\phi P_n = 0.1 \times f'_c \times A_g \quad (6.31)$$

La interpolación se realiza mediante esta fórmula:

$$\phi = 0.9 - (0.2 \times \frac{P_n}{P_{tran}}) \quad (6.32)$$

$$P_{tran} = (\frac{0.1}{0.7}) f'_c \times A_g \quad (6.33)$$

Diseño biaxial

En ocasiones es necesario considerar la situación de sismo simultáneo en ambas direcciones en las que actúan las sollicitaciones en la columna, ya que, en la realidad, debido al sismo, las fuerzas horizontales se dan en cualquier dirección, generando esfuerzos por flexión en las dos direcciones simultáneamente y que podría darse el caso de que los momentos en ambas direcciones sean importantes.

Cuando hay carga axial que produce excentricidades simultáneamente, el diseño resulta complejo numéricamente debido a la cantidad de procesos iterativos. De modo que, la Norma E.060 indica de método aproximado lo que planteó Bresler. Esta considera:

$$\frac{1}{P_{ur}} \geq \frac{1}{\phi P_{nx}} + \frac{1}{\phi P_{ny}} - \frac{1}{\phi P_{no}} \quad (6.34)$$

La fórmula se pone válida en el término $\frac{P_u}{\phi P_{no}} \geq 0.1$. En lo que es $\frac{P_u}{\phi P_{no}} < 0.1$ la fórmula pierde exactitud; en función a ello, la Norma sugiere lo siguiente:

$$\frac{M_{ux}}{\phi M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{\phi M_{ny}} \leq 1 \quad (6.35)$$

Donde

- P_{ur} : Carga axial que resiste la columna en flexión biaxial.
- M_{ux} : Momento último de diseño con respecto al eje X-X.

- M_{uy} : Momento último de diseño con respecto al eje Y-Y.
- ϕP_{nx} : Resistencia de diseño bajo la acción de momento únicamente en X ($e_y=0$).
- ϕP_{ny} : Resistencia de diseño bajo la acción de momento únicamente en Y ($e_x=0$).
- ϕP_{no} : Resistencia de diseño bajo la acción de carga axial únicamente ($e_x=e_y=0$).
- ϕM_{nx} : Resistencia del diseño con respecto del eje X-X.
- ϕM_{ny} : Resistencia del diseño con respecto del eje Y-Y.

Efectos de esbeltez en elementos a compresión

El diseño por flexocompresión será válido solo si la columna no tiene esbeltez, de tal manera que genere deformaciones significativas en lo transversal que modifiquen los momentos de analizar de forma elástica. De lo contrario, produce un aumento significativo en lo excéntrico tomando en consideración al diseño, de modo que tiene que examinarse el momento generado por esto, llamado también consecuencia en el segundo orden.

Además, según la Norma E.060 se indica que el diseño se realizará en momento corregido, el cual viene de multiplicar la corrección (δ) a la etapa de primer orden. Este se subdivide en un factor local que corrige ello por las cargas de gravedad que afectan de forma individual a la columna (δ_{ns}) y que corrige el momento por fuerzas horizontales de sismo que controla el movimiento de entrepiso (δ_s). Se tiene:

$$M_c = \delta_{ns} \times M_{uv} + \delta_s \times M_{us} \quad (6.36)$$

Donde, M_c es el corregido, M_{uv} es por las cargas verticales amplificadas y M_{us} es por las cargas laterales amplificadas, que vienen de una evaluación inicial.

■ Efecto local de esbeltez

El factor δ_{ns} se obtiene así:

$$\delta_{ns} = \frac{C_m}{1 - \frac{P_u}{0.75P_c}} \geq 1.0 \quad (6.37)$$

Donde:

- δ_{ns} : Factor de amplificación de momento para pórticos arriostrados.
- C_m : Factor que relaciona los momentos de los nudos y el tipo de curvatura.
- P_u : Carga axial amplificada que actúa sobre la columna.
- P_c : Carga crítica de pandeo (Fórmula de Euler).

La carga crítica de pandeo (P_c) se considera:

$$P_c = \frac{\pi^2 EI}{(Klu)^2} \quad (6.38)$$

Además, EI debe calcularse así:

$$EI = \frac{(0.2E_c \times I_g + E_s \times I_{se})}{1 + \beta d} \quad (6.39)$$

Alternativamente

$$EI = \frac{0.4E_c \times I_g}{1 + \beta d} \quad (6.40)$$

Donde:

- E_s : Módulo de elasticidad del acero.
- E_c : Módulo de elasticidad del concreto.
- EI : Producto del módulo de elasticidad y la inercia del elemento considerando fisuración.
- I_g : Momento de inercia de la sección bruta de concreto, en la dirección estudiada.
- I_{se} : Momento de inercia del acero del refuerzo, en la dirección estudiada.
- βd : Relación entre el máximo momento de carga muerta y el máximo momento último (M_u), siempre positivo.
- k : Factor de longitud efectiva. La Norma E.060 indica que para estructuras sin desplazamiento lateral se puede asumir 1
- lu : Luz libre de la columna.

C_m debe tomarse como para elementos sin cargas transversales entre sus apoyos:

$$C_m = 0.6 + 0.4 \left(\frac{M_1}{M_2} \right) \geq 0.4 \quad (6.41)$$

Si se tiene excentricidades en extremos inferiores a $(1.5+0.03h)$, los momentos M_1 y M_2 deben ser como mínimo $P_u (1.5+0.03h)$.

Donde:

- M_1 : El menor momento flector de diseño en el extremo de la columna; si hay una curvatura simple, es positivo; si hay una curvatura doble, es negativo.
- M_2 : El mayor momento flector de diseño en la parte superior de la columna, siempre positivo.
- h : Peralte de la columna en la dirección analizada, en cms.

En el artículo 10.12.2 de la Norma E.060, se indica que se puede ignorar a nivel local si:

$$\frac{Klu}{r} \leq 34 - 12\left(\frac{M1}{M2}\right) \leq 40 \quad (6.42)$$

Donde:

- $M1/M2$: Si el objeto se flexiona en una curvatura doble, es positivo, mientras que si se flexiona en una curvatura simple, es negativo.
- r : Radio de giro. Para una sección rectangular $r = 0.3h$.
- lu : Longitud sin arriostrar en la columna.

■ Efecto global de esbeltez

El factor δ_s debe evaluarse como:

$$\delta_s = \frac{1}{1 - Q} \geq 1.0 \quad (6.43)$$

Si $\delta_s > 1.5$, se debe calcular usando la siguiente expresión:

$$\delta_s = \frac{1}{1 - \frac{\sum Pu}{0.75 \sum Pc}} \quad (6.44)$$

El Índice de Estabilidad Q del entrepiso, se calcula:

$$Q = \frac{(\sum Pu) \Delta o}{V_{us} \times h_e} \quad (6.45)$$

Donde:

- $\sum Pu$: Suma de todas las cargas de diseño acumuladas desde el nivel más alto del edificio hasta el entrepiso considerado.
- Δo : Deformación relativa del entrepiso superior e inferior debido a fuerzas laterales amplificadas y calculadas mediante un análisis de primer orden. Los desplazamientos laterales se calculan utilizando la sección bruta de los elementos estructurales para cargas sísmicas
- V_{us} : Fuerza cortante amplificada en el entrepiso, debido a las cargas laterales
- h_e : Altura del entrepiso considerado
- M_s : Momento amplificado debido a cargas que producen un desplazamiento lateral.

- l_u : Longitud sin arriostrar en la columna

En el artículo 10.10.1 de la Norma E.060, menciona que se puede ignorar los efectos de esbeltez global si:

$$\frac{K \times l_u}{r} \leq 22 \quad (6.46)$$

La Norma E.060, en el artículo 10.11.5, menciona que ningún elemento en compresión debería tener una esbeltez $(k l_u)/r$ mayor a 100. De lo contrario, se debe cambiarse la sección de columna.

6.2. Diseño por capacidad

Según la normativa E.060 se sugiere que el diseño por capacidad para placas, columnas y vigas, entre otros elementos estructurales. El objetivo es la prevención de todo tipo de falla frágil en la estructura, es decir, prevenir que una columna o viga falle por cortante antes que por flexión, lo que permite una mayor ductilidad. Además, se debe asegurar que el elemento vertical en el nudo viga-columna no sufra daños para mantener la estructura estable.

Según lo señalado en el curso sobre Concreto Armado (Ottazzi, 2016, p.98), la secuencia para el Diseño de Capacidad, a grandes rasgos, es la siguiente:

- Seleccionar el mecanismo de falla por flexión que está asociado a una falla dúctil.
- Diseñar por flexión el acero de refuerzo utilizando el Diseño por Resistencia
- Realizar el análisis sísmico del edificio según lo establecido en la Norma E030. Detallar la distribución de los refuerzos longitudinales en tracción y compresión, y estribos de confinamiento; así como el anclaje y empalmes para obtener una respuesta dúctil.
- Determinar la Resistencia Probable (M_{pr}) en base a los refuerzos realmente colocados. Dicho momento flector puede resultar mayor al momento flector de diseño (ϕM_n).
- Determinar la fuerza cortante (V_{pr}) necesaria para producir M_{pr} .
- Diseñar por fuerza cortante, utilizando el valor de V_{pr} , de manera que la resistencia en cortante del elemento supere a la carga vinculada con la falla de flexión.

6.2.1. Vigas

Para este elemento estructural, en el artículo 21.4.3.1, se plantea que toda fuerza cortante debe ser mayor al menor logrado en:

- La suma del cortante asociado con el desarrollo de los momentos nominales M_{ni} y M_{nd} y el cortante isostático calculado para las cargas gravedad ($w_u = 1.25 \text{ CM} + 1.25 \text{ CV}$).

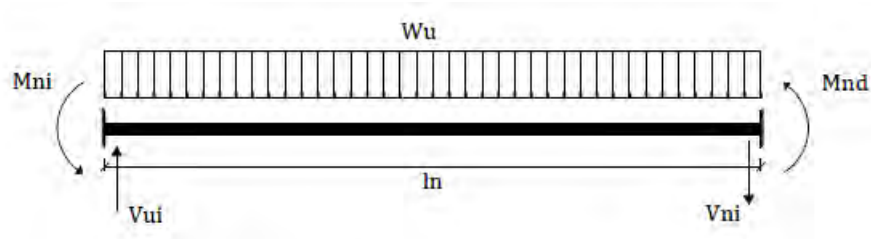


Figura 6.6: Fuerza cortante de diseño para capacidad en vigas.

$$V_{ud} = \frac{M_{nd} + M_{ni}}{l_n} + \frac{W_u \times l_n}{2} \quad (6.47)$$

Donde:

- M_{ni} : Momento nominal en el extremo izquierdo del elemento.
 - M_{nd} : Momento nominal en el extremo derecho del elemento.
 - l_n : Luz libre de la viga.
 - W_u : Carga última distribuida.
- Para los valores de sismo, la cortante máxima de las combinaciones de carga de diseño se multiplica por un factor de amplificación de 2,5.

$$V_{ud} = 1.25(V_{CM} + V_{CV}) \pm 2.5V_{CS} \quad (6.48)$$

$$V_{ud} = 0.9V_{CM} \pm 2.5V_{CS} \quad (6.49)$$

6.2.2. Columnas

En el artículo 21.4.3.2, menciona que la fuerza diseñada no tiene que ser menor que lo inferior logrado en:

- La suma del cortante debido a la flexión asociado con el desarrollo de los momentos nominales (M_n) en cada extremo de la luz libre. La fuerza axial (P_u), que produce el momento nominal más alto posible, es la fuente de los momentos nominales (ver Figura 6.7).

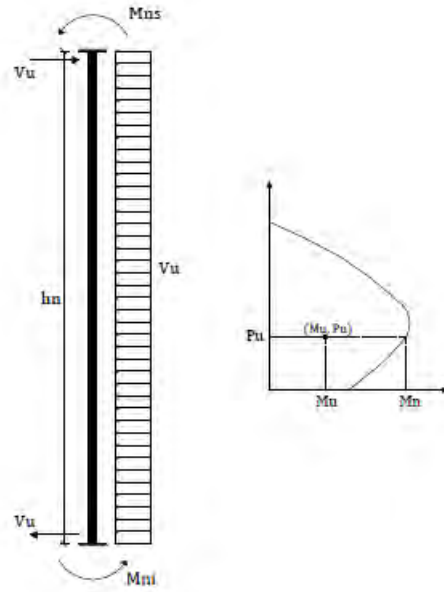


Figura 6.7: Fuerza cortante de diseño para capacidad en columnas.

$$V_{ud} = \frac{M_{ni} + M_{ns}}{h_n} \quad (6.50)$$

Donde:

- Mns : Momento nominal en el extremo superior del elemento.
- Mni : Momento nominal en el extremo inferior del elemento.
- hn : Altura libre de entrepiso.
- Vud : Fuerza cortante última.

- Para los valores de sismo, la cortante máxima de las combinaciones de carga de diseño se multiplica por un factor de amplificación de 2,5.

$$V_{ud} = 1.25(V_{CM} + V_{CV}) \pm 2.5V_{CS} \quad (6.51)$$

$$V_{ud} = 0.9V_{CM} \pm 2.5V_{CS} \quad (6.52)$$

6.2.3. Placas

La fuerza de corte última de diseño, obtenido vía diseño por capacidad, es distinta al diseño por capacidad en columnas, puesto que en la E.060 el artículo 21.9.5.5, menciona que la proveniente del análisis (Vua) deberá ajustarse a capacidad flexiva, multiplicándose con cociente Mn/Mua.

$$V_u \geq V_{ua} \left(\frac{M_n}{M_{ua}} \right); \quad \frac{M_n}{M_{ua}} \leq R \quad (6.53)$$

Donde:

- V_u : Cortante de diseño.
- V_{ua} : Cortante amplificados provenientes del análisis.
- M_{ua} : Momento flector amplificado provenientes del análisis.
- M_n : Momento nominal resistente del muro, asociado a la carga P_u .

Esta disposición se emplea hasta llegar a una altura de muro medida desde la base que es igual a la mayor longitud del muro l_m , $M_u/4V_u$ o la altura de dos pisos.

6.3. Requisitos generales de servicio

Cumplir con el diseño de los componentes estructurales de concreto armado, basado en los Estados Límites de Rotura (Diseño por Resistencia), no basta para asegurar un desempeño satisfactorio bajo las cargas de servicio. En muchos casos, las cargas en servicio solicitan los elementos en lugar de las cargas amplificadas utilizadas en el diseño por resistencia (Ottazzi, 2016, p.276). Así, es conveniente comprobar que los componentes no superen los Estados Límites de Servicio. Principalmente, se debe evitar fisuraciones excesivas que puedan dañar las armaduras debido a la intemperie o dañar la estética del edificio. Es esencial llevar a cabo un control de deflexiones para asegurarse de que las deflexiones no superen lo permitido por la Norma E.060 para evitar daños en los elementos no estructurales y el mal funcionamiento de la estructuras producto de las deflexiones excesivas.

6.3.1. Control de deflexiones

Peraltes recomendados para No verificar deflexiones

De acuerdo a la normativa E.060, es aceptable no realizar el cálculo de las deflexiones cuando no hay elementos no estructurales que sean propensos a sufrir daños debido a las deflexiones del elemento estructural sobre el cual se apoya. La Figura 6.8 muestra los peraltes mínimos para las diferentes restricciones en las que el cálculo de las deflexiones puede ser omitido.

	Espesor o peralte mínimo, h			
	Simplemente apoyados	Con un extremo continuo	Ambos extremos continuos	En voladizo
Elementos	Elementos que no soporten o estén ligados a divisiones u otro tipo de elementos no estructurales susceptibles de dañarse debido a deflexiones grandes.			
Losas macizas en una dirección	$\frac{\ell}{20}$	$\frac{\ell}{24}$	$\frac{\ell}{28}$	$\frac{\ell}{10}$
Vigas o losas nervadas en una dirección	$\frac{\ell}{16}$	$\frac{\ell}{18,5}$	$\frac{\ell}{21}$	$\frac{\ell}{8}$

Figura 6.8: Peraltes mínimos de vigas o losas armadas en una dirección para no verificar deflexiones.
Fuente: Norma E.060,2019.

Deflexiones inmediatas

La aplicación de cargas de servicio provoca deflexiones inmediatas. El módulo de elasticidad del concreto ($E_c=15000 \sqrt{f'_c}$) y el momento de inercia efectiva de la sección transformada agrietada (I_e) se utilizarán para calcularlas. Según la Norma E.060, el momento de inercia de la sección no agrietada (I_g) se puede utilizar cuando el momento flector para condiciones de servicio no supera el M_{cr} .

Momento de inercia de la sección agrietada transformada:

$$I_e = \frac{bc^3}{3} + (n-1) \times A's \times (c-d')^2 + n \times As \times (d-c)^2 \quad (6.54)$$

Donde:

- c : Posición del eje neutro (centroide de la sección transformada).
- b : Ancho de la sección.
- n : E_s/E_c , siendo: $E_s=2 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2$.
- $A's$: Área del refuerzo en compresión por flexión.
- As : Área del refuerzo en tracción por flexión.
- d' : Peralte efectivo del refuerzo en compresión.
- d : Peralte efectivo del refuerzo en tracción.

El momento de inercia efectiva se obtendrá de un promedio ponderado de acuerdo a:

- Para elementos continuos (tramos interiores).

$$I_{e \text{ promedio}} = \frac{I_{e1} + I_{e2} + 2I_{e3}}{4} \quad (6.55)$$

- Para elementos continuos en un solo extremo (tramos exteriores).

$$I_{e \text{ promedio}} = \frac{I_{e2} + 2I_{e3}}{3} \quad (6.56)$$

- Para los apoyados de forma simple en ambos extremos.

$$I_{e \text{ promedio}} = I_{e2} \quad (6.57)$$

- Para elementos en voladizo se tomará el momento de inercia (I_e) en el apoyo del voladizo.

Donde:

- I_{e1} y I_{e2} : Momentos de inercia en las secciones extremas continuas.
- I_{e3} : Momentos de inercia en la sección central del tramo.

Deflexiones diferidas

Producto de la retracción de los elementos en flexión y del flujo plástico del concreto, estas deflexiones ocurren con el tiempo. Se puede calcular multiplicando la curvatura inmediata por el factor $\lambda\Delta$.

$$\lambda\Delta = \frac{\xi}{1 + 50 \times \rho'} \quad (6.58)$$

Donde:

- $\lambda\Delta$: factor a multiplicar con la deflexión inmediata por las cargas sostenidas.
- ρ' : cuantía de acero en compresión en el centro del tramo.
- ξ : factores dependientes de tiempo para cargas sostenidas.

Tabla 6.3: Variación del parámetro ξ

Duración de la carga	ξ
1 mes	0.7
3 meses	1
6 meses	1.2
12 meses	1.4
5 años a más	2

Deflexiones máximas admisibles

La normativa dictamina los límites permisibles a estas (ver Figura 6.9). Ambas deflexiones mencionadas anteriormente no deben superar estas deflexiones máximas admisibles.

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

Figura 6.9: Deflexiones máximas admisibles. Fuente: Norma E.060,2019.

6.3.2. Control de fisuraciones

Con el fin de limitar el ancho de las grietas por losas armadas y flexión en vigas en una sola dirección, se especifican los criterios para la disposición del refuerzo de flexión en el capítulo 9, sección 9.9. El refuerzo de tracción por flexión debe disponerse de manera que el parámetro Z no exceda un valor máximo de 26,000 kg/cm. A continuación, se detalla el procedimiento para calcular este factor:

$$Z = f_s \sqrt[3]{d_c \times A_{ct}} \quad (6.59)$$

$$f_s = \frac{M_s}{0.9 \times d \times A_s} \quad (6.60)$$

$$A_{ct} = \frac{2 \times y_s \times bw}{N_{barras}} \quad (6.61)$$

Donde:

- f_s : Esfuerzo en el acero en tracción bajo cargas de servicio.
- d_c : Espesor del recubrimiento de concreto medido desde la fibra en tracción extrema al centro del acero más cercano.
- A_{ct} : Área efectiva del concreto que rodea al refuerzo en tracción.
- M_s : Momento flector en servicio.
- d : Peralte efectivo de la sección.
- A_s : Refuerzo en tracción de la sección.
- y_s : Centroide del refuerzo en tracción.

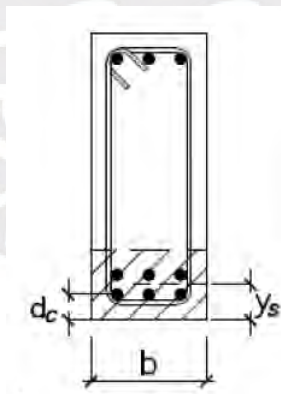


Figura 6.10: Área efectiva de concreto en tracción. Fuente: Norma E.060,2019.

Capítulo 7

DISEÑO DE ELEMENTOS HORIZONTALES

7.1. Diseño de losas

Estos elementos estructurales deben ser diseñados para soportar los requerimientos de cortante y flexión simple. Además, según la norma, estos elementos tienen la característica de no soportar la carga sísmica, por lo que se diseñaron teniendo en cuenta solo las cargas de gravedad últimas indicadas, $1.4 \text{ CM} + 1.7 \text{ CV}$. Aquí se describen algunas de las consideraciones que se tienen para ambos componentes estructurales.

7.1.1. Losas aligeradas

Las conexiones monolíticas entre las viguetas de las losas aligeradas convencionales, descritas en la figura 7.1, se encuentran en las losas nervadas unidireccionales. En Perú, se emplean con frecuencia estas losas con el fin de reducir el peso de la estructura y facilitar la construcción.

Las viguetas del edificio están espaciadas cada 40 cm y con una sección tipo T, como se muestra en la Figura 7.1. El ala (bw) tiene un ancho de 10 cm, una losa superior de 5 cm y una altura total de 20 cm. También hay un recubrimiento de acero de refuerzo de 3 cm

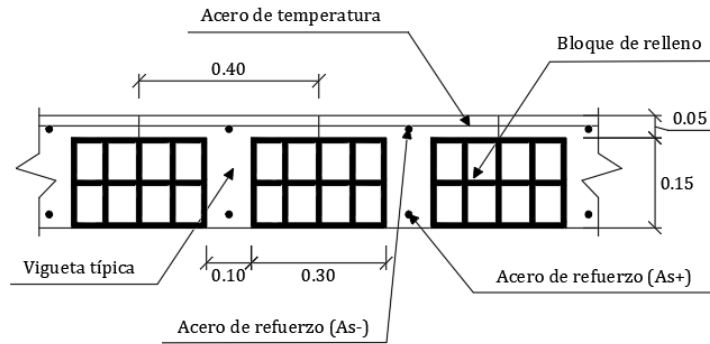


Figura 7.1: Losa aligerada convencional.

7.1.1.1. Consideraciones para el diseño por flexión simple

- El área del refuerzo mínimo negativo (As_{min}^-) se calcula mediante las ecuaciones 6.8, 6.9 y 6.10; mientras que el acero mínimo positivo (As_{min}^+) se calcula con la ecuación 6.11.
- El área del refuerzo máximo para elementos sometidos a flexión viene dada de la siguiente expresión:

$$As_b = \frac{0.85f'_c \times A_{cb}}{fy} \quad (7.1)$$

$$As_{max} = 0.75 \times As_b \quad (7.2)$$

Donde; A_{cb} es el área de la sección del bloque de compresión en la falla balanceada, que se calcula mediante la ecuación 6.6.

- De las ecuaciones 6.2, 6.3 y 6.4, se obtienen la altura de compresión (a) y el área del acero longitudinal (As) que vienen dadas por esta fórmula:

$$a = d - \sqrt{d^2 - \frac{2 \times Mu}{\phi \times 0.85 \times f'_c \times b}} \quad (7.3)$$

$$As = \frac{Mu}{\phi \times fy \times (d - \frac{a}{2})} \quad (7.4)$$

Donde:

- d : Peralte efectivo ($d \approx 20 - 3 \approx 17$ cm)
- Mu : Movimiento flector requerido
- b : Ancho de la sección en la fibra extrema en compresión
- ϕ : factor de reducción ($\phi = 0.9$)
- f'_c : 210 kg/cm²

— $f_y : 4200 \text{ kg/cm}^2$

7.1.1.2. Consideraciones para el diseño por cortante

En losas aligeradas no requieren de estribos porque el concreto debe aguantar toda la cortante. Sin embargo, para aumentar ϕV_c cuando $\phi V_c \leq V_u$ se deben realizar ensanches corridos o alternados. Estos ensanches se utilizan para reemplazar los ladrillos del techo con concreto, lo que aumenta el área de la sección de concreto y aumenta su resistencia a cortante. La norma peruana permite en las losas nervadas y aligeradas, un aumento de V_c del 10 %.

$$V_c = 1.1 (0.53 \times \sqrt{f'_c} \times b_w \times d) \quad (7.5)$$

$$V_u \leq \phi V_c \quad (7.6)$$

7.1.1.3. Ejemplo de diseño de losa aligerado

Para ilustrar, se ha diseñado una vigueta convencional de aligerado de un piso típico situado entre los ejes H-I/1-5 (ver Figura 4.1). El capítulo 4 contiene el metrado de cargas de esta vigueta (ver Tabla 4.2).

Diseño por flexión simple

Continuando, se presenta el diagrama de momento flector (DMF) por carga última del tramo escogido.

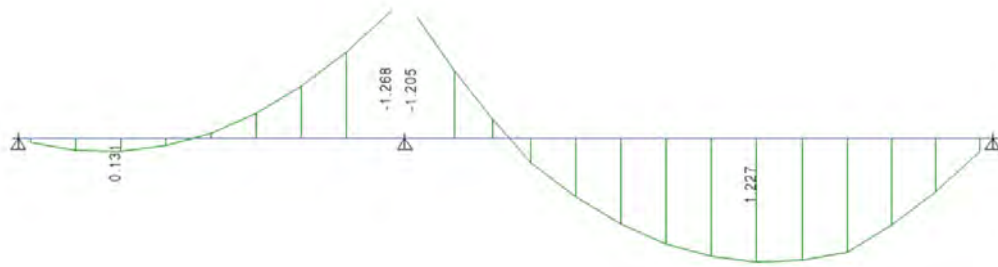


Figura 7.2: DMF (ton.m) por carga última de una vigueta típica de aligerado.

Asimismo, la recomendación es utilizar un M_u^- con valor de $w l_n^2 / 24$, en los extremos simplemente apoyados, donde no existe momento flector, donde l_n es la luz libre del tramo y w es la carga distribuida. Primero calculamos el área máximo y mínimo para momentos positivos y negativos de la sección utilizando las características geométricas expresadas en la Figura 7.1.

Acero máximo

A partir de que $c_b/d = 0.588$, se tiene que la profundidad del bloque equivalente a_b es 8.5 cm. Con ello, se determina el As_{max}^+ y As_{max}^- , utilizando las ecuaciones 7.1 y 7.2

$$As_{max}^+ = 0.75 \times \frac{0.85 \times 210 \times (40 \times 5 + 10 \times 3.5)}{4200} = 7.49 \text{ cm}^2$$

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

Acero mínimo

Se tiene que, $c = 6.79 \text{ cm}$, $I_g = 11800.60 \text{ cm}^4$ y $f_r = 29 \text{ kg/cm}^2$. De la ecuación 6.9, se obtiene que el $Mcr^+ = 0.259 \text{ ton.m}$ y $Mcr^- = 0.504 \text{ ton.m}$. A partir de la ecuación 6.8, se determina el As_{min}^-

$$1.2 \times 0.504 \times 10^5 / 0.9 = 0.85 \times 210 \times 10 \times a_{min} \times (17 - a_{min}/2) \rightarrow a_{min} = 2.38 \text{ cm}$$

$$As_{min}^- = \frac{0.85 \times 210 \times 10 \times 2.38}{4200} = 1.01 \text{ cm}^2$$

Utilizando la ecuación 6.11, se obtiene el As_{min}^+

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

Tabla 7.1: Resumen de área de acero máximo y mínimo por flexión.

Acero requerido	Momento positivo	Momento negativo
Acero máximo (cm ²)	7.49	2.71
Acero mínimo (cm ²)	0.41	1.01

Posteriormente, se determina la altura del bloque de compresiones (a) utilizando las ecuaciones 7.5 y 7.6, respectivamente, para determinar el área de acero necesaria para la flexión para momentos positivos (As^+) y negativos (As^-). Para aumentar un momento de diseño (ϕMn) cerca de la cara de la viga, se deben realizar ensanches por flexión corridos ($bw = 40 \text{ cm}$) o alternados ($bw = 25 \text{ cm}$) si el área de acero de flexión negativa (As^-) es mayor que el área máxima.

Como ejemplo, calculamos la altura de compresión y el refuerzo longitudinal que requiere $Mu^+ = 1.227 \text{ ton.m}$. (Tramo 2)

$$a = 17 - \sqrt{17^2 - \frac{2 \times 1.227 \times 10^5}{0.90 \times 0.85 \times 210 \times 40}} = 1.16 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{1.22 \times 10^5}{0.90 \times 4200 \times (17 - \frac{1.16}{2})} = 1.98 \text{ cm}^2$$

Se cuenta con un área de refuerzo de 1.98 cm², por lo que colocamos 1 ϕ 3/8" + 1 ϕ 1/2" (2.00 cm²), cabe mencionar que el refuerzo instalado debe tener un área mayor al área del acero mínima obtenida anteriormente (ver Tabla 7.1). La siguiente tabla, muestra los aceros positivos (As⁺) y negativos (As⁻) para cada tramo.

Tabla 7.2: Resumen del diseño de acero por flexión

Tramo	Mu (ton.m)		a (cm)	As requerido (cm ²)	Acero colocado	As colocado (cm ²)	ϕ Mn (ton.m)
1	-	0.187	0.70	0.30	1 ϕ 1/2"	1.29	0.75
	+	0.131	0.12	0.20	1 ϕ 3/8"	0.71	0.45
	-	1.268	5.55	2.36	2 ϕ 1/2"	2.58	1.36
2	-	1.205	5.21	2.21	2 ϕ 1/2"	2.58	1.36
	+	1.227	1.16	1.98	1 ϕ 1/2" + 1 ϕ 3/8"	2.00	1.24
	-	0.454	1.75	0.74	1 ϕ 3/8"	0.71	0.43

Para la parte inferior se colocará una barra corrida de ϕ 3/8" para que cumpla con el acero mínimo exigido para momentos positivos (Asmin⁺), y bastón de ϕ 1/2". Para la parte superior se colocará bastones de ϕ 1/2" con longitudes necesarias para que se cumpla la condición de diseño.

Corte de bastones

Podemos encontrar las varillas de acero en cada sección de la vigueta utilizando los resultados del diseño por flexión. En un enfoque práctico, se proporciona una explicación detallada del corte de los bastones superiores en el primer tramo.

- El punto de inflexión se ubica a 1.90m medido desde la cara izquierda de la viga (eje 3), por lo que el primer bastón deberá llegar hasta ese punto. Adicionalmente, la Norma menciona que se le debe añadir el máximo valor que resulta de (ver Figura 6.3):

- $d = 0.17\text{m}$
- $12db = 12 (0.5 \times 2.54) / 100 = 0.15\text{m}$
- $ln / 16 = 3.78 / 16 = 0.22\text{m}$

Se obtiene un adicional de 0.22m, el cual se le debe aumentar a 1.90m. Por lo que, finalmente, el bastón de ϕ 1/2" debe tener una longitud de **2.10m** medido desde la cara que está en el lado

derecho del primer tramo. Sin embargo, por fines prácticos, el bastón continuo hasta llegar al extremo izquierdo del tramo (eje 1).

- El punto teórico hasta donde aporta resistencia a momento negativo el primer bastón de $\phi 1/2''$ ($\phi M_n^- = 0.75 \text{ ton.m}$) se ubica a 0.60m. medido desde la cara izquierda de la viga (eje 3). Esto quiere decir que se debe añadir un bastón adicional de $\phi 1/2''$, y así aumentar la resistencia en la distancia que falta. Dicho esto, se le debe aumentar 0.17 cm por las especificaciones de la Norma E.060 (ver Figura 6.3), que resultaría de un bastón de 0.77m de longitud medido desde la cara de la viga ubicado en el extremo derecho del primer tramo. Sin embargo, se escogió una longitud de **1.00m** por criterio práctico de corte. De esta manera, se cumple la longitud recta de anclaje para el acero de $\phi 1/2''$ (l_d' mínima = 58 cm).

De la misma manera, se realizó el corte de bastones del segundo tramo. La Figura 7.3 muestra el corte de bastones de los refuerzos en ambos tramos.

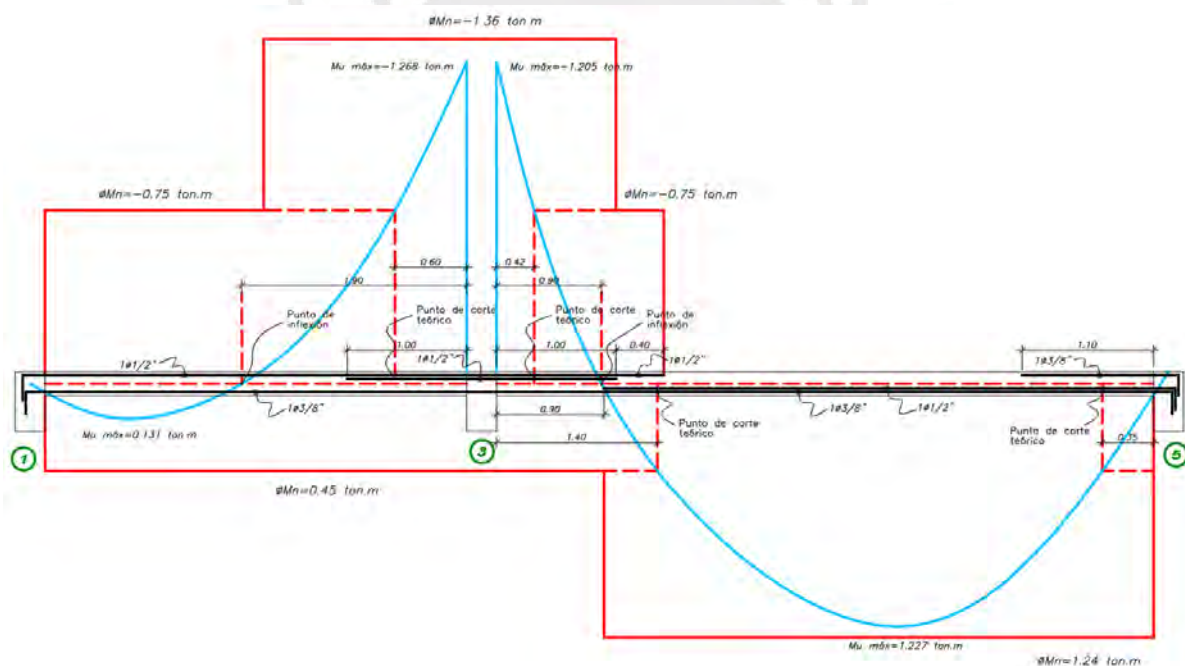


Figura 7.3: Corte de bastones.

Diseño por cortante

Al concluir ello se realiza la parte por cortante, que consiste en determinar si se requiere ensanches en las viguetas, ya sea corrido ($b_w = 40\text{cm}$) o alternado ($b_w = 25\text{cm}$). En la Tabla 7.3 se presenta las fuerzas cortantes finales medidos a “d” de la cara de la viga y se comparan con el ϕV_c para determinar si requiere ensanche o no.

Vemos el diagrama de fuerza cortante (DFC) por carga escogido al último.

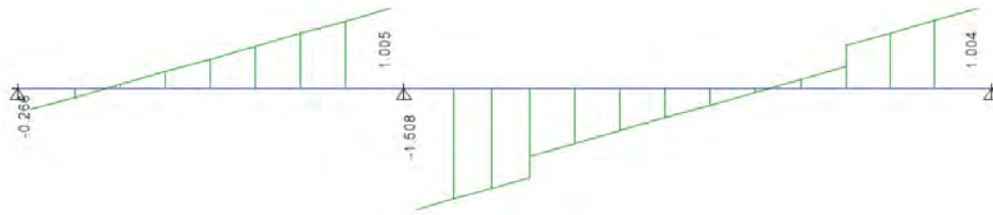


Figura 7.4: DFC (ton.) por carga última de una vigueta típica de aligerado.

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

Tabla 7.3: Resumen del diseño por cortante

Tramo	Vud (ton.m)		ϕV_c (ton)	¿Requiere ensanche?
1	-	0.205	1.22	No
	+	0.944	1.22	No
2	-	1.447	1.22	Si
	+	0.943	1.22	No

Como se puede observar en la tabla anterior, en el extremo izquierdo del segundo tramo, la V_u diseño es mayor que ϕV_c , por lo que se requiere ensanche, pero este debe ser alternada, ya que será suficiente con aumentar el b_w a 25cm para tener un ϕV_c de 3.05 ton. y se cumpla la condición de la ecuación 7.6. Para el ensanche se reemplazará alternadamente los ladrillos de techo por concreto.

Para determinar cuántas filas de ladrillo se tendrá que retirar, se debe ubicar hasta donde la ϕV_c asociado a la vigueta tipo T puede soportar la carga última. En el tramo 2, la vigueta típica sin ensanche puede resistir hasta una distancia de 4.70 m medido desde la viga que está en el extremo derecho (ver Figura 7.5), por lo que en el tramo restante se tendrá que aumentar ello a cortante proporcionado por concreto, o sea, retirar 3 filas de ladrillos alternadamente y rellenarlos con concreto.

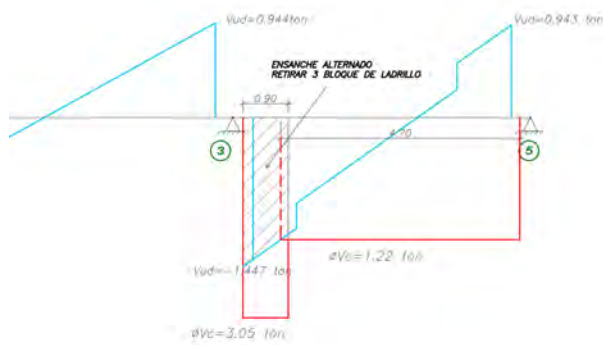


Figura 7.5: Ensanche de vigueta

Verificación por estados límites de servicio

Verificación de deflexiones

En la Figura 6.8, se aprecia el mínimo de peralte de losas armadas en una dirección para no corroborar deflexión. Sin embargo, como ejemplo se verifican las deflexiones por servicio del segundo tramo por ser el más crítico. Cabe señalar que se establece los límites permisibles en cada tipo de elemento (ver Figura 6.9). En este caso, únicamente se debe determinar la deflexión inmediata por la carga viva, dado que las losas aligeradas no soportan aquellos no estructurales que puedan sufrir daños, como son los muros de tabiquería, que son soportados por vigas chatas cuando están ubicadas sobre las losas.

Aquí el diagrama de momento flector (DMF) por carga viva (CV) y carga muerta (CM).

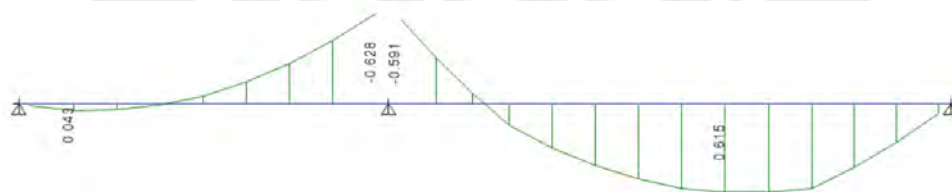


Figura 7.6: DMF (ton.m) por CM de una vigueta típica

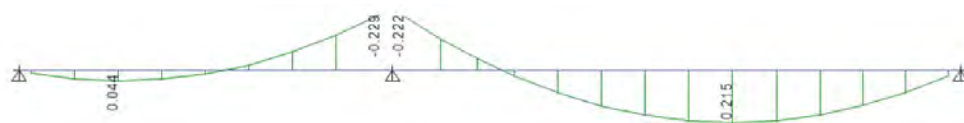


Figura 7.7: DMF (ton.m) por CV de una vigueta típica

En primer lugar, se verifica si el flector de servicio (M_s) supera o no al de agrietamiento (M_{cr}).

$$M_{cr}^+ = \frac{29 \times 11800.60}{20 - 6.79} = 259 \text{ kg.m} = 0.259 \text{ ton.m} < M_s^+ = 0.830 \text{ ton.m}$$

$$M_{cr}^- = \frac{29 \times 11800.60}{6.79} = 504 \text{ kg.m} = 0.504 \text{ ton.m} < M_s^- = 0.813 \text{ ton.m}$$

Cuando el M_{cr} resulta menor que el M_s , se deberá calcular la inercia efectiva de la zona que se cambió de forma agrietada (I_e) para momento positivo y negativo.

Tramo central

$$\frac{40 \times c^2}{2} = 9.2 \times 2 \times (17 - c), c = 3.52 \text{ cm}$$

$$I_e = \frac{40 \times 3.52^3}{3} + 9.2 \times 2 \times (17 - 3.52)^2 = 3924.99 \text{ cm}^4$$

Extremo izquierdo

$$\frac{10 \times c^2}{2} + (9.2 - 1) \times 0.71 \times (c - 3) = 9.2 \times 2.58 \times (17 - c), c = 6.68 \text{ cm}$$

$$I_e = \frac{10 \times 6.68^3}{3} + (9.2 - 1) \times 0.71 \times (6.68 - 3)^2 + 9.2 \times 2.58 \times (17 - 6.68)^2 = 3600.375 \text{ cm}^4$$

Con el fin de determinar el momento de inercia efectiva se utiliza la ecuación 6.56.

$$I_{ef} = \frac{3600.375 + 2 \times 3924.99}{3} = 3816.79 \text{ cm}^4$$

Se determina la deflexión inmediata por carga viva mediante la siguiente ecuación:

$$\Delta = \frac{5 \times L^2}{48 \times E_c \times I_{ef}} \times (M_{cl}^+ - 0.1(M_i^- + M_d^-)) \quad (7.7)$$

Donde $L = 5.50 \text{ m}$, $E_c = 2.2 \times 10^5 \text{ kg/cm}^2$, $M_{cl}^+ = 0.215 \text{ ton.m}$, $M_i^- = 0.222 \text{ ton.m}$ y $M_d^- = 0 \text{ ton.m}$.

$$\Delta_{CV} = \frac{5 \times 550^2}{48 \times 2.2 \times 10^5 \times 3816.79} \times (0.215 \times 10^5 - 0.1(0.222 \times 10^5 + 0)) = 0.73 \text{ cm}$$

Finalmente, se corrobora que lo calculado sea inferior a la deflexión permitida en Norma. En la Figura 6.9, se obtiene la deflexión admisible, la cual es $1 / 360 = 550 / 360 = 1.53 \text{ cm} > 0.71 \text{ cm}$. Por lo tanto la deflexión obtenida se encuentra en el rango aceptable.

Fisuración del concreto

Se tiene que controlar el ancho de las grietas en la losa aligerada. Por ese motivo, se tiene que ver un

valor del Z menor a 26000 kg/cm. En el ejemplo, se analizará el segundo tramo (centro). En el centro del tramo, utilizando las ecuaciones 6.59, 6.60 y 6.61, se tiene:

$$Ms = 0.83 \text{ ton.m} ; As = 2.0 \text{ cm}^2 ; bw = 10 \text{ cm} ; d = 17 \text{ cm}$$

$$d_c \approx 3 \text{ cm} ; y_s \approx 3 \text{ cm} ; N_o \text{ barras} = 2/1.29 = 1.55$$

- $A_{ct} = (2 \times 3 \times 10) / 1.55 = 39$
- $f_s = (0.83 \times 10^5) / (0.9 \times 17 \times 2.0) = 2712.42 \text{ kg/cm}^2$

Con los valores obtenidos se calcula el parámetro Z.

$$Z = 2712.42 \times \sqrt[3]{3 \times 39} = 13266.36 \text{ kg/cm} < 26000 \text{ kg/cm}$$

De la misma manera, se calcula para las demás secciones. La Tabla 7.4 muestra los valores del parámetro Z.

Tabla 7.4: Control de fisuración

	Tramo 1		Tramo 2	
	Centro	Derecha	Izquierda	Centro
Ms (ton.m)	0.084	0.857	0.813	0.83
As (cm²)	0.71	2.58	2.58	2
bw (cm)	10	40	40	10
N barras	1	2	2	1.55
Act (cm²)	60	120	120	39
fs (kg/cm²)	773.267	2171.049	2059.584	2712.418
Z (kg/cm)	4366.03	15444.38	14651.44	13266.36

Se puede decir que la distribución del refuerzo por flexión es la adecuada en el control de ancho de grieta presente en las cargas de servicio, ya que se obtiene un valor del parámetro Z menor al valor máximo indicado. Se evidencia en la Figura 7.8 el refuerzo longitudinal de la losa aligerada

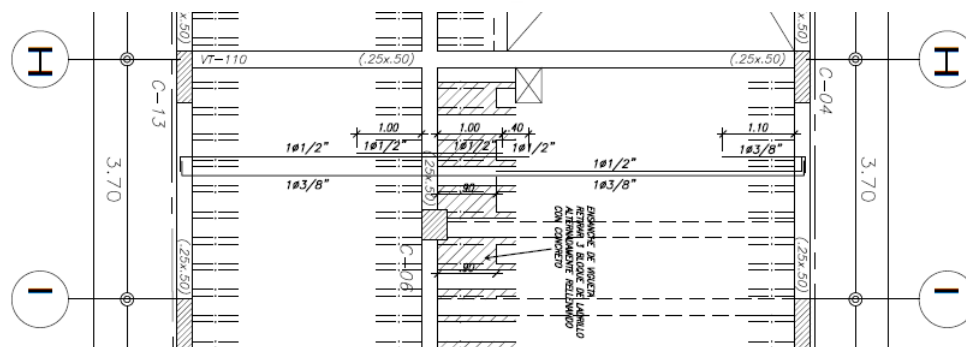


Figura 7.8: Armado final de la losa aligerada.

7.1.2. Losas macizas

Estas son usadas para aumentar la rigidez del diafragma, están hechas de concreto armado sin un relleno que aligere su peso. Para facilitar la instalación de la red de tuberías en la zona de servicios higiénicos, generalmente se colocan losas macizas en lugar de losas aligeradas, ya que si se utiliza una losa aligerada, las tuberías pueden llegar a perjudicar el desempeño de la losa al cortar varias viguetas. La estructura está construida con losas sólidas de 20 cm de espesor ubicadas en la entrada de vehículos y peatones, y cerca del ascensor y la escalera.

Las losas macizas se dividen en dos categorías, que se distinguen por la relación de dimensiones de sus lados. Se establece que una losa maciza trabaja en una dirección (la más corta) si la proporción entre la luz libre larga y corta es mayor a 2. Si la relación entre la luz libre larga y corta es menor a 2, se considera que trabaja en dos direcciones. En cuanto a la edificación, se ubicaron losas macizas de una dirección en la rampa de acceso vehicular y, de dos direcciones en la zona del ascensor, escalera e ingreso peatonal al edificio.

En cuanto a las losas flexión y cortante, su diseño es similar, pero el análisis estructural es diferente. Por un lado, el caso de una losa maciza en una dirección se analizará con elementos unidireccionales. Por otro lado, los programas de cómputo utilizan el método de elementos finitos para una losa maciza en dos direcciones. Sin embargo, la Norma ofrece dos alternativas para el análisis estructural: el Método Directo y el de Coeficientes.

7.1.2.1. Consideraciones para el diseño por flexión simple.

- Para este fin se realizará el mismo procedimiento que para las aligeradas, con sus secciones rectangulares, siendo compuestas por el espesor y un metro de ancho.
- La cuantía mínima de acero es de 0.0018, por lo cual el mínimo se calculará así.

$$A_{s \min} = 0.0018 \times b \times h \quad (7.8)$$

- Ahora, en la norma E.060, en su artículo 9.7.3, se señala que el espacio máximo tiene que ser menor o igual a 3 veces lo que es el espesor de la losa sería menor a 40 cm.

7.1.2.2. Consideraciones para el diseño por cortante.

- El diseño por cortante para las losas macizas es similar en procedimiento que los aligerados ya que no cuentan con refuerzo para corte, pero en este caso no se toma en cuenta el 10 % extra, por lo que la expresión para diseño por cortante sería la siguiente:

$$V_c = 0.53 \times \sqrt{f'_c} \times bw \times d \quad (7.9)$$

$$V_u \leq \phi V_c \quad (7.10)$$

7.1.2.3. Ejemplo de diseño de losa maciza.

A modo de ejemplo se diseñó una losa maciza ubicada entre los ejes F-G/1-3 para un piso convencional con dimensiones de paño de 3,5 x 3,7 metros. Se utilizaron los valores de carga viva de 0.20 ton/m² y carga muerta de 1.032 ton/m² de la Tabla 4.3, para calcular la carga final.

Para el ejemplo, se ha seleccionado el método de elementos finitos y se utilizará el programa Etabs. Esta combinación de cargas más importante para el modelo será de 1.4CM +1.7CV, que se dividió en distancias de 0.20m para obtener resultados más precisos.



Figura 7.9: Modelo de losa maciza (eje F-G/1-3).

Diseño por flexión simple

Las losas macizas pueden tener espesores desde 10cm hasta 30cm o más. Usualmente para espesores menores a 15cm se coloca una sola malla horizontal y para espesores mayores se coloca 2 capas. Por lo que, su cuantía mínima será repartida en dos capas, ya que se tiene losas macizas de 20cm de espesor.

Tabla 7.5: Acero mínimo y resistencia de diseño por flexión.

	Cuantía	As (cm ² /m)	Malla	Malla colocada	As colocado (cm ²)	ϕ Mn (ton.m/m)
As ⁺	0.0012bh	2.40	ϕ 3/8" @ .30cm	ϕ 3/8" @ .25cm	2.84	1.79
As ⁻	0.0006bh	1.20	ϕ 3/8" @ .60cm	ϕ 3/8" @ .25cm	2.84	1.79

Como se puede observar, se ubicará una malla de ϕ 3/8" @ .25cm sobre ambas partes de la losa. Dicho esto, si la resistencia de diseño a flexión que proporciona el acero colocado es superada por los máximos momentos, será requerido colocar bastones.

De Etabs, se obtienen esto en ambos sentidos de análisis.

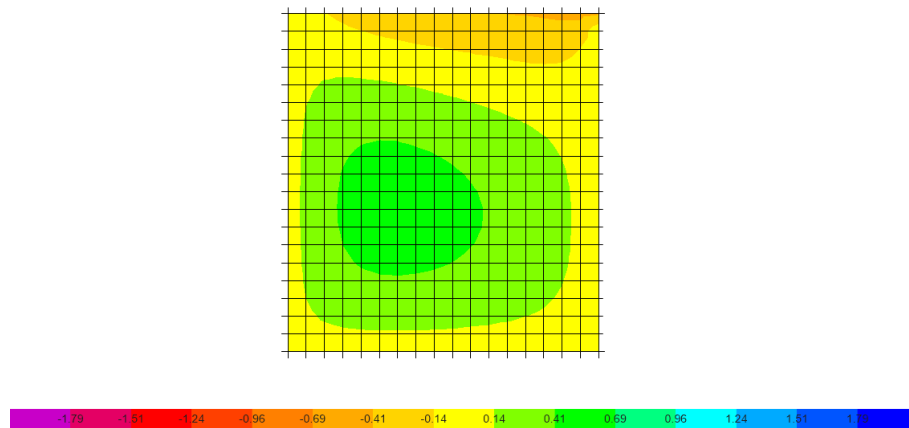


Figura 7.10: DMF (ton.m/m) de la losa maciza en dirección X-X.

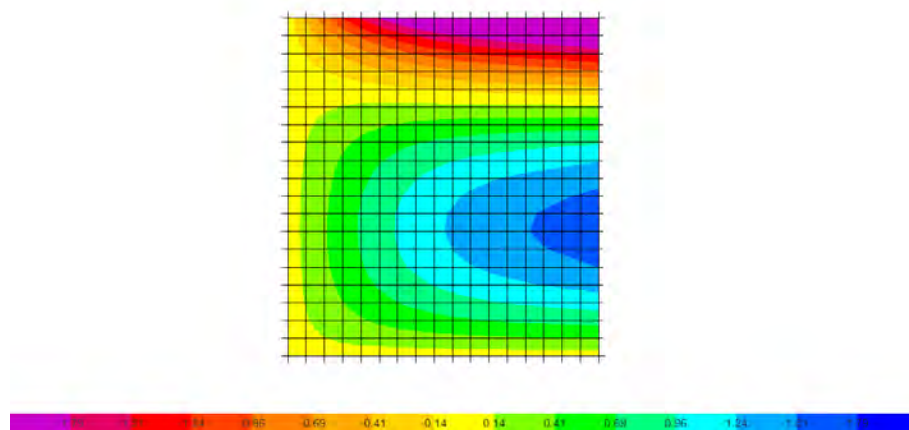


Figura 7.11: DMF (ton.m/m) de la losa maciza en dirección Y-Y.

A continuación, se plantean los momentos últimos:

Tabla 7.6: Momentos últimos en la losa maciza

	Mu^+ (ton.m)	Mu^- (ton.m)
X-X	0.53	0.39
Y-Y	1.66	2.71

De todos los momentos últimos mostrados en la tabla anterior, el único que supera a la resistencia que aporta la mínima (ver Tabla 7.6) es el $Mu^- = 2.71$ ton.m. Lo requerido de acero para dicho momento es 4.50 m² por metro lineal. Ello es igual a poner una malla de $\phi 3/8'' @ .25m$ con bastones de $\phi 8mm @ .25$. Para los demás, se usará el acero mínimo.

Diseño por cortante

La resistencia de diseño a cortante de la losa maciza resulta:

$$\phi V_c = 0.85 \times 0.53 \times \sqrt{210} \times 100 \times 17/1000 = 11.10 \text{ ton}$$

De Etabs, se consiguieron los siguientes diagramas en ambos sentidos de análisis.

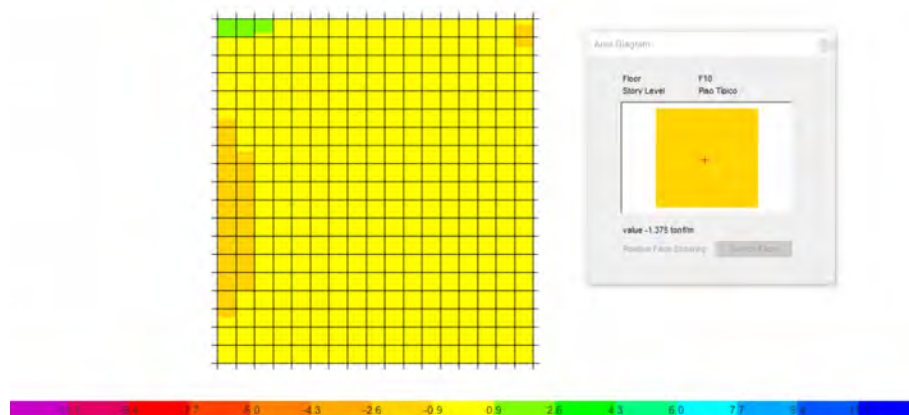


Figura 7.12: DFC (ton/m) de la losa maciza en dirección X-X.

7.2. Diseño de vigas

A continuación se detalla como ejemplo el diseño de vigas peraltadas VT-102 (0.25x0.55m) ubicado en el eje 2 y la viga chata de 0.25 m x 0.20 m entre los ejes C y D.

7.2.1. Viga peraltada

Cuentan con peralte mayor que el espesor de losa, por lo que dichas vigas sobresalen por debajo de esta. Estos elementos conforman los pórticos con las columnas y placas, por ende, su función es de aportar rigidez lateral y; aparte de soportar las cargas de gravedad, ellos tienen una función vital en lo sísmico porque tienen que resistir lo producido por esas fuerzas.

7.2.1.1. Consideraciones para el diseño por flexión simple

- De las ecuaciones 6.2, 6.3 y 6.4, se obtienen la altura de compresión (a) y acero de refuerzo longitudinal (A_s) que vienen dadas por las siguientes expresiones:

$$a = d - \sqrt{d^2 - \frac{2 \times Mu}{\phi \times 0.85 \times f'_c \times b}} \quad (7.11)$$

$$A_s = \frac{Mu}{\phi \times f_y \times (d - \frac{a}{2})} \quad (7.12)$$

Donde:

- d : peralte efectivo ($d \approx h - 6$, una capa o $d \approx h - 8$, dos capas)
- ϕ : factor de reducción ($\phi = 0.9$)
- f'_c : 210 kg/cm²
- f_y : 4200 kg/cm²

- El área del refuerzo mínimo para elementos sometidos a flexión viene dada así:

$$A_{s_{min}} = \frac{0.7\sqrt{f'_c} \times bw \times d}{f_y} \quad (7.13)$$

- El área del refuerzo máximo para elementos sometidos a flexión viene dada así:

$$A_{s_{max}} = 0.75 \times \frac{0.85f'_c \times b \times \beta_1 \times 0.588d}{f_y} \quad (7.14)$$

- La Norma E.030, en el capítulo 21.4.4, menciona que se debe colocar por lo menos dos varillas

corridas superiores e inferiores para la correcta colocación de estribos. Estos refuerzos deben tener un área de acero no menor al $A_{s_{min}}$, ni un tercio del acero máximo superior e inferior colocado.

7.2.1.2. Consideraciones para el diseño por cortante

El artículo 21.4 especifica los requisitos especiales que verifican que la sección cumpla con las condiciones sísmicas para las vigas del edificio que resistan las fuerzas de muros estructurales.

- La longitud de confinamiento en ambos extremos, según el inciso 21.4.4.4, debe ser dos veces el peralte de la viga. Así, el espaciamiento no tiene que exceder al menor de:
 - El mayor de $d/4$ y 15 cm.
 - Diez veces el diámetro de la barra longitudinal confinada de menor diámetro.
 - 24 veces el diámetro de la barra del estribo cerrado de confinamiento.
 - 300 mm.
- El espaciamiento en toda la longitud del elemento, según el inciso 21.4.4.5, debe ser máximo $0.5d$ y de lo requerido en cortante.

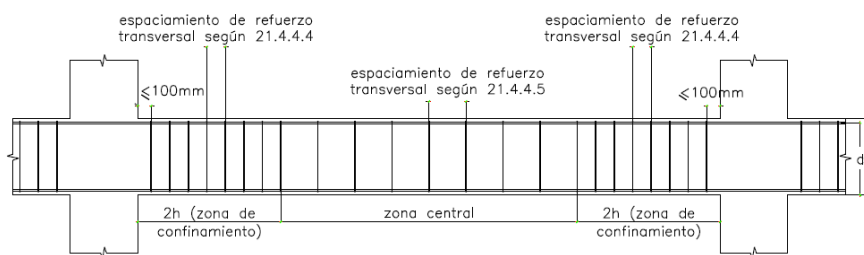


Figura 7.15: Requerimiento de estribos en vigas. (Fuente: Norma E.060)

7.2.1.3. Ejemplo de diseño de viga peraltada

La viga VT-102 (0.25x0.55m) del piso típico en el eje 2 se diseña como ejemplo. Se utilizan las combinaciones de cargas establecidas por la Norma E.060 que consideran el efecto del sismo al diseñar la viga (ver Tabla 6.2). Las fuerzas sísmicas se calcularán utilizando el modelo sísmico de la estructura en 3D del programa Etabs, mientras que las fuerzas de gravedad se calcularán utilizando el análisis de un pórtico aislado, al cual se le asignarán las cargas del metrado realizado en el capítulo 4. Después de completar las combinaciones, se utilizarán los valores de fuerza más altos que se obtuvieron al generar una envolvente.

Diseño por flexión simple

Vemos el DMF por cargas de gravedad (CM y CV) y sismo de la viga VT-102.

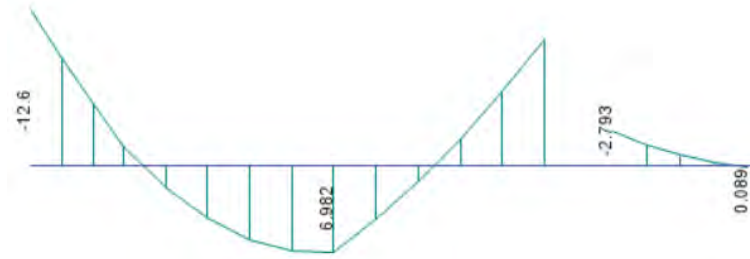


Figura 7.16: DMF (ton.m) por CM de la viga VT-102



Figura 7.17: DMF (ton.m) por CV de la viga VT-102

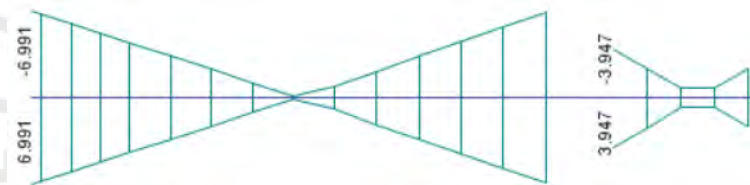


Figura 7.18: DMF (ton.m) por CSx de la viga VT-102

En la Tabla 7.7, se presenta lo conseguido de los DMF debido a cargas gravitatorias y sísmicas. Se escogieron tres posiciones en toda la viga; uno a cada extremo y otro entre ambos extremos, donde se presenta el máximo momento. Con dichos valores se generó las combinaciones y; posteriormente, la envolvente.

Tabla 7.7: Combinaciones de amplificación de cargas y envolvente de momento flector de la viga VT-102.

	Tramo 1 (ton.m)			Tramo 2 (ton.m)		
CM	-12.6	6.982	-10.072	-2.793	-1.133	0.089
CV	-2.819	1.327	-1.825	-0.541	-0.201	0.019
CSx	6.991	0.931	6.753	3.947	1.328	2.335
1.4CM+1.7CV	-22.432	12.031	-17.203	-4.83	-1.928	0.157
1.25(CM+CV)+CSx	-12.283	11.317	-8.118	-0.221	-0.34	2.47
1.25(CM+CV)-CSx	-26.265	9.455	-21.624	-8.115	-2.996	-2.2
0.9CM+CSx	-4.349	7.215	-2.312	1.433	0.308	2.415
0.9CM-CSx	-18.331	5.353	-15.818	-6.461	-2.348	-2.255
ENVOLVENTE	-4.349	12.031	-2.312	1.433	0.308	2.470
	-26.265	5.353	-21.624	-8.115	-2.996	-2.255

En primer lugar, se calcula el acero máximo y mínimo con las ecuaciones 7.14 y 7.15.

$$A_{s_{min}} = \frac{0.7 \times \sqrt{210}}{4200} \times 25 \times 47 = 2.84 \text{ cm}^2$$

$$A_{s_{max}} = 0.75 \times \frac{0.85 \times 210 \times 25 \times 0.85 \times 0.588 \times 47}{4200} = 18.72 \text{ cm}^2$$

En segundo lugar, se calcula el área requerida de acero por flexión en positivo (A_s^+) y negativo (A_s^-). Como ejemplo, se calcula lo pedido para $M_u^- = 26.265 \text{ ton.m}$ (Tramo 1).

$$a = 47 - \sqrt{47^2 - \frac{2 \times 26.265 \times 10^5}{0.9 \times 0.85 \times 210 \times 25}} = 16.98 \text{ cm}$$

$$A_s^+ = \frac{26.265 \times 10^5}{0.9 \times 4200 \times (47 - \frac{16.98}{2})} = 18.04 \text{ cm}^2$$

Se cuenta con 18.04 cm^2 , por lo que se coloca $5\phi 3/4'' + 2\phi 5/8''$ (18.20 cm^2) en dos capas. A continuación, se presentan las tablas con los aceros de refuerzo por flexión para cada tramo de las vigas VT-102.

Tabla 7.8: Resumen de diseño de acero por flexión de la viga VT-102

Tramo	Mu (ton.m)	a (cm)	As requerido (cm ²)	Acero colocado	As colocado (cm ²)	φMn (ton.m)
1	- 26.265	16.98	18.04	5φ3/4'' + 2φ5/8''	18.20	26.44
	+ 12.031	6.55	6.96	2φ3/4'' + 1φ5/8''	7.68	13.18
	- 21.624	13.35	14.19	5φ3/4''	14.20	21.64
2	- 8.115	4.31	4.58	5φ3/4''	14.20	21.64
	- 2.996	1.55	1.64	5φ3/4''	14.20	21.64
	+ 2.470	1.27	1.35	2φ3/4''	5.68	9.95

De la tabla anterior, se evidencia que lo calculado cumple con lo pedido en refuerzo máximo y mínimo. Para que se presente mejor comportamiento dúctil en momentos sísmicos (Capítulo 21), se colocó 3 aceros corridos de $\phi 3/4''$ en la parte superior y 2 aceros corridos de $\phi 3/4''$ en la parte inferior, con la finalidad de cumplir con el requerimiento de la Noma. Adicionalmente, se cumple que, en el nudo, $\phi M_n^+ (2\phi 3/4'') = 9.95 \text{ ton.m}$, sea por lo menos un tercio de lo negativo en esa cara, $\phi M_n^- (5\phi 3/4'') = 21.64 \text{ ton.m}$. Como también, se cumple que en cualquier sección, ϕM_n (menor valor) = 9.95 ton.m , sea mayor a un cuarto de la máxima resistencia en cualquier nudo, $\phi M_n^- (5\phi 3/4'' + 2\phi 5/8'') = 26.44 \text{ ton.m}$.

Corte de bastones

Las vigas presentadas en la estructura tienen refuerzos longitudinales de $5/8''$, $3/4''$ y $1''$, por lo que

Tabla 7.9: l_d y l_d' ($f_y=4200\text{kg/cm}^2$, $f'_c=210\text{kg/cm}^2$). Fuente: Ottazzi, 2016

A modo de ejemplo, se presenta el proceso de corte de bastones para el primer tramo de la viga VT-102. Para el corte de fierro se basaron en la consideración mencionada en el Capítulo 6 (ver Figura 6.3 y 6.4).

- Usando el criterio práctico (ver Figura 6.4), se tiene bastones de **1.50m** (6.07m/4) de longitud medido desde la cara de la placa.
- Usando la Norma (ver Figura 6.3), se determina la distancia hasta donde los 3 bastones corridos de $\phi 3/4''$ aportan resistencia nominal a flexión, la cual es 0.67m medido desde la cara de la placa. Al valor determinado se le deberá aumentar 0.47m, que resulta de ser el máximo valor de 12db(bastón) o d, $12 \times 1.91 \text{ cm} = 22.92 \text{ cm}$ o d = 0.47 cm. Además, se debe tener por lo menor una l_d' de 0.88 m. Por lo tanto, resulta una longitud de **1.14 m**.

85

Diseño por cortante.

Vemos el DFC por cargas de gravedad (CM y CV) y sismo de la viga VT-102.

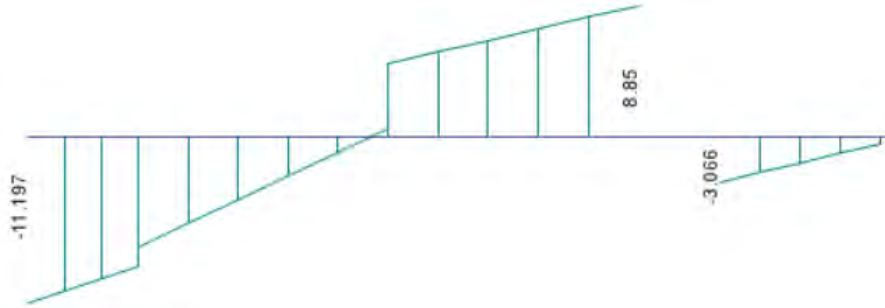


Figura 7.20: DFC (ton.) por CM de la viga VT-102

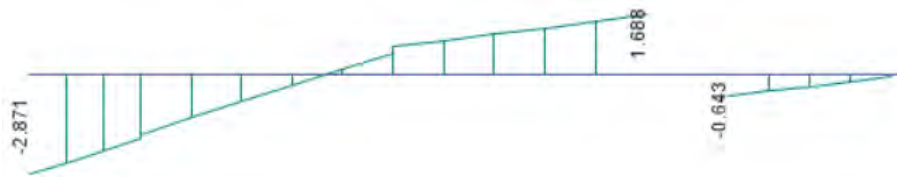


Figura 7.21: DFC (ton.) por CV de la viga VT-102



Figura 7.22: DFC (ton.) por CSx de la viga VT-102

En la Tabla 7.11, vemos datos obtenidos de los DFC por estas cargas. Las fuerzas cortantes mostradas en la tabla son las reducidas a d de la cara, por lo que estas son la utilizadas para el diseño (V_{ud}). Con dichos valores se generó las combinaciones y; posteriormente, las envolventes respectivas a cada diagrama.

Tabla 7.10: Combinaciones de amplificación de cargas y envolvente de fuerza cortante de la viga VT-102.

	Tramo 1		Tramo 2	
	Izquierda	Derecha	Izquierda	Derecha
CM	-10.082	8.106	-2.322	-1.27
CV	-2.404	1.516	-0.471	-0.228
CSx	2.363	2.363	3.939	3.939
1.4CM+1.7CV	-18.202	13.926	-4.052	-2.166
1.25(CM+CV)+CSx	-13.245	14.391	0.448	2.067
1.25(CM+CV)-CSx	-17.971	9.665	-7.43	-5.812
0.9CM+Sx	-6.711	9.658	1.849	2.796
0.9CM-Sx	-11.437	4.932	-6.029	-5.082
ENVOLVENTE	-6.711	14.391	1.849	2.796
	-18.202	4.932	-7.43	-5.812

Para el diseño de la viga, se consideró estribos de $\phi 3/8''$. Además, de acuerdo con los requisitos especiales para las vigas de carácter sísmico, se tiene una distribución dentro del confinamiento ($2h = 2 \times 0.55\text{m} = 1.10\text{m}$) de:

- El mayor de $d/4$ y 15 cm ($= 49/4 = 12.25\text{cm}$ o $15\text{cm} \rightarrow 15\text{cm}$)
- $10d_b = 10 (1.91) = 19.10\text{cm}$.
- $24d_e = 24 (0.95) = 22.80\text{cm}$.
- 300 mm.

El menor valor de todos es 15cm, el cual se usa dentro de la zona de confinada; además el espaciamiento fuera de esta será como máximo 0.225cm ($d/2 \approx 47\text{cm}/2$). Entonces decidimos usar estos estribos: 1@.05m, 8@.15m, resto@.225m. Para esta primera distribución, se tiene que verificar que los espaciamientos no sean mayores a la necesitada por fuerza cortante.

En el primer tramo, hay fuerza cortante última de diseño de 18.202 ton. Para determinar si se requiere refuerzo por corte, ϕV_c debe ser menor a V_{ud} .

$$\phi V_c = 0.85 \times 0.53 \times \sqrt{210} \times 25 \times 47 = 7.67 \text{ ton} < 18.202 \text{ ton} \text{ (No cumple)}$$

Se requiere colocar estribos. Para determinar el espaciamiento se debe determinar el V_s con la ecuación 6.18 y el $V_{s_{max}}$ con la ecuación 6.20.

$$V_s = \frac{18.202}{0.85} - \frac{7.67}{0.85} = 12.39 \text{ ton}$$

$$V_{s_{max}} = 2.1 \times \sqrt{210} \times 25 \times 57 = 35.76 \text{ ton} > 12.39 \text{ ton} \text{ (cumple)}$$

El espaciamiento de estribos se calcula a partir de la ecuación 6.19. Se utiliza estribos de $\phi 3/8''$.

$$s = \frac{2 \times 0.71 \times 4200 \times 47}{12.39 \times 10^3} = 22.62 \text{ cm}$$

Se determina el V_{slim} , para conocer el espaciamiento máximo (S_{max}), utilizando las ecuaciones 6.21 y 6.22.

$$V_{slim} = 1.1 \times \sqrt{210} \times 25 \times 47 = 18.73 \text{ ton} > 12.39 \text{ ton}$$

$$\text{entonces : } s_{max} = \min\left(\frac{47}{2}; 60\right) = 23.50 \text{ cm}$$

Adicionalmente se debe conocer el S_{max} , para los casos en que $V_u \geq 0.5 \phi V_c$, con la ecuaciones 6.23 y 6.24

La distribución planteada inicialmente dentro y fuera del espacio de confinamiento, según el diseño por resistencia, cumple con lo señalado por la Norma, ya que es necesario un espaciamiento máximo de 22.62 cm para que el refuerzo transversal de $\phi 3/8''$ resista la fuerza cortante de diseño (V_{ud}). En la siguiente tabla se muestra el resumen del diseño por cortante para cada tramo de la viga:

Tabla 7.11: Resumen de diseño de acero por flexión de la viga VT-102

Tramo		Vud (ton)	ϕV_c (ton)	Vs (ton)	s (cm)	s_{max} (cm)	selegido (cm)
1	-	18.202	7.67	12.39	22.62	23.50	22.5
	+	14.391	7.67	7.91	35.44	23.50	22.5
2	-	7.430	7.67	Estribos Mínimos		68.18	22.5
	-	5.812	7.67	Estribos Mínimos		68.18	22.5

Como se aprecia en la tabla anterior, en el tramo 2, $0.5\phi V_c < V_u$, por lo que sólo se colocarán los mínimos estribos. Pero, por practicidad, utilizamos el $s = 22.5\text{cm}$, como en el tramo 1. No obstante, es necesario verificar estos resultados por capacidad, porque hay responsabilidad sísmica.

Diseño por capacidad

En base al fundamento teórico del inciso 6.2.1, se procederá a desarrollar de ejemplo el diseño por capacidad en el tramo 1 de la VT-102, por ser el más cargado. De la Tabla 7.8, tenemos el momento nominal positivo (extremo derecho) y el negativo (extremo izquierdo). La fuerza cortante isostática se obtiene de amplificar un factor de 1.25 a las cargas de servicio y restringiendo las conexiones con las columnas o placas para que no se transmitan fuerzas a estas últimas. Para determinar V_{ud1} se utiliza la ecuación 6.47:

$$V_{ud1} = \frac{29.38 + 11.06}{6.07} + 1.507 = 21.73 \text{ ton.}$$

El Vud_1 , se compara con Vud_2 , que se obtiene de las ecuaciones 6.48 y 6.49.

Tabla 7.12: La fuerza cortante amplificada por 2.5 sismo, Vud_2 .

Combinaciones amplificadas	Tramo 1		Tramo 2	
$1.25(V_{CM} + V_{CV}) \pm 2.5V_{CSx}$	21.515	17.935	13.339	11.720
$0.9V_{CM} \pm 2.5V_{CSx}$	14.981	13.203	11.937	10.991

El Vud escogido es el menor de Vud_1 y Vud_2 ($Vud = 21.515$ ton). A partir del resultado de Vud se obtiene un espaciamiento máximo de $s = 17.21$ cm, que resulta mayor al espaciamiento dentro del espacio confinado. De esa manera, la distribución de los estribos de $\phi 3/8''$ es 1@.05m, 8@.15m y resto@.225m.

Verificación por estados límites de servicio

Control de deflexiones

Los elementos no estructurales susceptibles de daño, como los muros de tabiquería, están apoyados directamente en la viga VT-102. Por lo tanto, la deflexión que devinene de la carga viva más la deflexión a largo plazo (diferida) de todas las cargas permanentes resulta en la deflexión considerada.

A modo de ejemplo, se desarrolla el procedimiento para calcular la deflexión considerada del primer tramo y compararla con el límite de deflexión ($l/480$).

■ **Armaduras colocadas:**

$$Mu_1^- = 26.265 \text{ ton.m} \Rightarrow As = 18.20 \text{ cm}^2, \quad A's = 5.68 \text{ cm}^2$$

$$Mu_3^+ = 12.031 \text{ ton.m} \Rightarrow As = 7.68 \text{ cm}^2, \quad A's = 8.52 \text{ cm}^2$$

$$Mu_2^- = 21.264 \text{ ton.m} \Rightarrow As = 14.20 \text{ cm}^2, \quad A's = 5.68 \text{ cm}^2$$

■ **Momento de Agrietamiento:**

$$fr = 2\sqrt{210} \approx 29 \text{ kg/cm}^2 ; \quad Ig = \frac{25 \times 55^3}{12} = 346614.6 \text{ cm}^4$$

$$Mcr = \frac{2 \times fr \times Ig}{h} = \frac{2 \times 29 \times 346614.6}{55} = 365303.46 \text{ kg.cm} = 3.65 \text{ ton.m}$$

De esa manera, las secciones de momento negativo y positivo deberían romperse debido a la acción de la carga de servicio. Como resultado, para calcular las deflexiones, es necesario emplear el momento de inercia de la sección agrietada transformada (Ie).

■ Cálculo de I_e :

Se determina la inercia agrietada de las secciones en los extremos (I_{e1}^- y I_{e2}^-) y centro (I_{e3}^+).

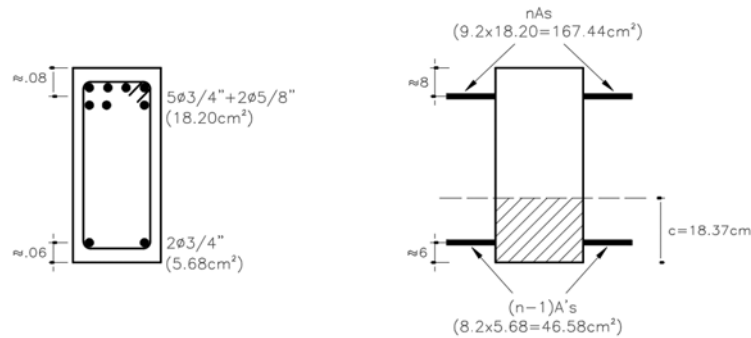


Figura 7.23: Sección transformada agrietada para M^-

La figura 7.23, muestra la sección transformada agrietada para determinar el I_{e1}^- :

$$I_{e1}^- = \frac{25 \times 18.37^3}{3} + 46.58 \times (18.37 - 6)^2 + 167.44 \times (47 - 18.37)^2 = 196032.64 \text{ cm}^4$$

De la misma manera, se calcula I_{e2}^- y I_{e3}^+

$$c = 16.66 \text{ cm} ; I_{e2}^- = 164082.81 \text{ cm}^4$$

$$c = 12.88 \text{ cm} ; I_{e3}^+ = 113294.62 \text{ cm}^4$$

■ Inercia efectiva (I_{ef})

El primer tramo es un elemento continuo en ambos extremos, ya que la viga forma pórtico, con la placa y columna.

$$I_{ef} = \frac{I_{e1}^- + I_{e2}^- + 2I_{e3}^+}{4} = \frac{196032.64 + 164082.81 + 2 \times 113294.62}{4} = 146676.17 \text{ cm}^4$$

■ Deflexiones inmediatas

Para calcular las deflexiones inmediatas se usará la ecuación 7.7.

a) Δi debida a la carga muerta.

$$\Delta i_{CM} = \frac{5 \times 607^2}{48 \times 220000 \times 146676.17} \times (6.982 \times 10^5 - 0.1(12.600 + 10.072) \times 10^5)$$

$$\Delta i_{CM} = 0.568 \text{ cm} \quad (\text{inmediata debida a CM})$$

b) Δi debida al 100 % de la carga viva.

$$\Delta i_{CV} = 0.104 \text{ cm} \quad (\text{inmediata debida al } 100 \% \text{ de CV})$$

c) Δi debida al 30 % de la carga viva. Se calcula que este es el porcentaje de la carga viva que sería posible actuar permanentemente sobre la viga.

$$\Delta i_{CV} = 0.30 \times 0.104 \text{ cm} = 0.031 \text{ cm} \quad (\text{inmediata debida al } 30 \% \text{ de CV})$$

■ Deflexiones diferidas

$$\rho' = \frac{8.52}{49 \times 25} = 0.70 \% \quad (\text{sección central}) ; \quad \xi = 2.0 \quad (5 \text{ años o más})$$

$$\lambda \Delta = \frac{2.0}{1 + 50 \times 0.7 \%} = 1.48$$

■ Deflexiones totales

$$\checkmark \quad \Delta i_{CM} = 0.568 \text{ cm}$$

$$\checkmark \quad \Delta i_{CV} = 0.104 \text{ cm}$$

$$\checkmark \quad \Delta i_{CV} (30 \%) = 0.031 \text{ cm}$$

$$\checkmark \quad \Delta d_{CM} = 1.48 \times 0.568 = 0.842 \text{ cm}$$

$$\checkmark \quad \Delta d_{CV} (30 \%) = 1.48 \times 0.031 = 0.046 \text{ cm}$$

Considerando todo ello, la deflexión señalada es:

$$\Delta_{Consid.} = \Delta d_{CM} + \Delta d_{CV} (30 \%) + \Delta i_{CV} = 0.842 + 0.046 + 0.104 = \mathbf{0.992 \text{ cm}}$$

Como se mencionó anteriormente, hay un muro de tabiquería sobre la viga, susceptible a dañarse; por lo que, la deflexión admisible para una luz libre de 6.07m, resulta 1.26cm ($1/480 \approx 607/480$). De tal forma, siguiendo la Norma, se verifica que la deflexión considerada 0.992cm no supera la deflexión admisible.

Control de fisuración

Se obtiene el parámetro Z en los distintos sectores de la viga y se verifica que no sobrepase el límite dado por la Norma E.060 ($Z_{\max} = 26000 \text{ kg/cm}$). En la Tabla 7.13, se muestra los valores de lo involucrado en el cálculo de Z en el tramo de la viga VT-102 (0.25x0.55m), para tres secciones distintas,

dos en los extremos del tramo y uno en el centro (ver Figura 7.16). A modo de ejemplo se presenta el cálculo en el centro del tramo:

El acero instalado en tracción por flexión positiva es $2\phi 3/4 - 1\phi 5/8$ ($A_s = 7.68 \text{ cm}^2$)

$$b = 25 \text{ cm}, \quad y_s \approx 5.91 \text{ cm} \quad d = 55 - 5.91 \approx 49.09 \text{ cm}, \quad dc \approx 5.91 \text{ cm}$$

$$N_{obarras} = \frac{7.68}{2.84} \approx 2.7, \quad Act = \frac{2 \times 25 \times 5.9}{2.7} \approx 109 \text{ cm}^2$$

$$Ms = 8.309 \text{ ton.m}, \quad fs = \frac{8.309 \times 10^5}{0.9 \times 49.1 \times 7.68} = 2448.54 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{Por lo tanto, } Z = 2448.79 \times \sqrt[3]{5.90 \times 109} = 21148.99 \text{ kg/cm (cumple)}$$

Tabla 7.13: Cálculo del parámetro Z.

	Extremo Izq.	Centro	Extremo Der.
Ms (ton.m)	15.419	8.309	11.897
As inst. (cm ²)	18.2	7.68	14.2
dc (cm)	5.91	5.91	5.91
ys (cm)	8.11	5.91	7.00
N° barras	6.41	2.7	5.0
Act (cm ²)	63	109	70
d (cm)	46.89	49.09	48
fs (kg/cm ²)	2007.53	2448.79	1939.39
Z (kg/cm)	14442.36	21148.99	14450.86
	Cumple	Cumple	Cumple

Vemos la presentación del detallado del refuerzo longitudinal y estribos de las vigas VT-102.

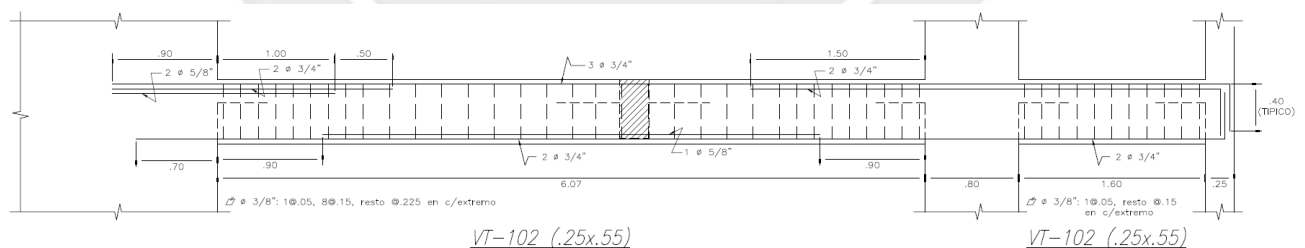


Figura 7.24: Armado final de la viga VT-102.

7.2.2. Viga chata

Son elementos horizontales que mayormente son utilizadas para cargar el peso de las tabiquerías que se encuentran paralelas a las viguetas. La primera diferencia de estos elementos con las vigas peraltadas es el peralte, puesto que, la viga chata tiene una sección con menor peralte a comparación de la viga

peraltada. Este peralte es igual al espesor de techo, esto implica que no tiene la capacidad de dar rigidez lateral en la estructura, ni absorber lo sísmico. Por lo tanto, se diseñan considerando solamente las cargas últimas de gravedad (1.4CM + 1.7CV).

7.2.2.1. Ejemplo de diseño de viga chata

La Figura 7.25, muestra el DMF y DFC debido a la distribución de las cargas de gravedad presente en la viga chata (ver Figura 4.5)

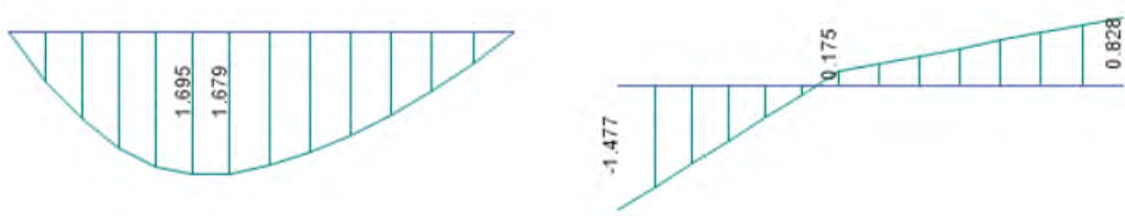


Figura 7.25: DMF (ton.m) y DFC (ton.) de la viga chata 0.20x0.25m..

Diseño por flexión simple

Se tiene una sección de viga chata 0.20 x 0.25 m, $f'_c = 210 \text{ kg/cm}^2$ y $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$

$$a = 17 - \sqrt{17^2 - \frac{2 \times 1.695 \times 10^5}{0.9 \times 0.85 \times 210 \times 25}} = 2.70 \text{ cm}$$

$$A_s^+ = \frac{1.695 \times 10^5}{0.9 \times 4200 \times (17 - \frac{2.70}{2})} = 2.87 \text{ cm}^2$$

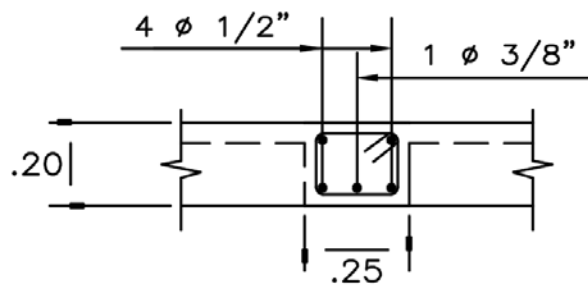
Se cuenta con un área de refuerzo de 2.87 cm^2 , por lo que se coloca $2\phi 1/2'' + 1\phi 3/8''$ (3.29 cm^2) como refuerzo en tracción por flexión positiva; cabe mencionar que el refuerzo negativo instalado será de $2\phi 1/2''$ con la finalidad de colocar los estribos.

Diseño por cortante

Considerando el diseño se debe soportar toda la fuerza cortante. En el caso de que $\phi V_c \leq V_u$, se tendrá que incrementar el ancho de la sección.

$$\phi V_c = 0.85 \times 0.53 \times \sqrt{210} \times 25 \times 17 = 2.77 \text{ ton} > 1.29 \text{ ton}$$

La viga no requiere de estribos, a pesar de esto, se le coloca estribos de $\phi 1/4''$ con una distribución de 1@.05, 6@.10, resto@.20 desde cada extremo.



$\square \phi 3/8"$: 1@.05, 6@.10
 EL RESTO @.20 C/EXTREMO

Figura 7.26: Armado final de la viga chata 0.20 x 0.25 m.



Capítulo 8

DISEÑO DE ELEMENTOS VERTICALES

8.1. Diseño de columnas

Las columnas son componentes estructurales que forman parte de los pórticos con el propósito de brindar rigidez lateral y resistencia en la dirección del pórtico. Además, y principalmente, reciben y transmiten las cargas de las vigas y losas a la cimentación.

Las columnas experimentan esfuerzos de compresión y esfuerzos de flexión debido a las cargas axiales que reciben de diferentes niveles y los momentos flectores que transmiten las vigas. Estos elementos se diseñan por flexocompresión debido a esto. Además, debido a que están sometidos a fuerzas cortantes, es necesario realizar el diseño por cortante.

De manera similar a las vigas, estos elementos, son resistentes a los golpes sísmicos, por lo que se utilizan las combinaciones de cargas señaladas en la Norma E.060. El cálculo de las fuerzas sísmicas se logra utilizando el modelo sísmico de estructura del programa ETABS, mientras que el cálculo de las fuerzas debido a las cargas de gravedad se realizará en el Capítulo 4. Ahora, se debe considerar que el sistema estructural de la edificación es de tipo muro en ambas direcciones, por lo que las columnas no tienen una función sísmica significativa porque las placas absorben la mayor parte de las fuerzas sísmicas en comparación con las columnas, en donde su diseño está regido principalmente por las fuerzas axiales provenientes de las cargas de gravedad

8.1.1. Consideraciones para el diseño por flexocompresión

El análisis de columnas analiza cada combinación de cargas por separado en lugar de la envolvente creada al unir las combinaciones de cargas. De esa manera, los puntos (Mu, Pu) de las combinaciones de carga deben ubicarse dentro del diagrama de interacción para que el diseño sea correcto, como se mencionó en el subcapítulo 6.1.3 para el diseño uniaxial.

Según las disposiciones especiales para el diseño sísmico señaladas en el artículo 21.4.5, se tiene un intervalo de cuantía de refuerzo longitudinal de $1\% \leq \rho \leq 6\%$, en sistemas de muros estructurales. Si la cantidad supera el 4 %, los planos de conexión de las columnas requieren un cuidado adicional.

Si se tienen secciones de columnas, según el artículo 10.8.3, con una mayor capacidad resistente que la requerida por el cálculo, se puede utilizar un área efectiva reducida A_g que sea mayor a la mitad del área total para reducir la cantidad mínima de refuerzo longitudinal.

8.1.2. Consideraciones para el diseño por cortante

La ecuación 6.17 muestra la resistencia nominal al cortante del concreto en las columnas. Además, la ecuación 6.18 muestra la resistencia nominal a cortante del estribo. El espaciamiento de los estribos se calcula utilizando las ecuaciones anteriores.

$$s = \frac{A_v \times f_y \times d}{V_s} \quad (8.1)$$

Para garantizar un comportamiento dúctil durante el sismo, la Norma E.060 recomienda un análisis de capacidad para el diseño por corte de columnas. El inciso 6.2.2 contiene un análisis detallado de la fuerza cortante.

Los requisitos especiales, en un sistema resistente a fuerzas laterales de muros estructurales, para el espaciamiento de estribos a lo largo de la altura de las columnas se describen en la Norma E060, en su artículo 21.4.5.

- El espaciamiento S_o dentro de la zona de confinamiento no debe exceder al menor de los siguientes criterios:
 - $8d_b$, d_b es el diámetro menor del refuerzo longitudinal.
 - La mitad de la dimensión menor de la sección transversal del elemento.

- 10 cm.
- El confinamiento de la longitud no debe ser menor que el mayor de los siguientes criterios:
 - $l_n/6$, l_n es la luz libre del elemento.
 - La mayor dimensión de la sección del elemento.
 - 50 cm.
- El espaciamiento de estribos dentro del nudo no será mayor que el menor de:
 - 15 cm.
 - Espaciamiento que se obtiene de las ecuaciones 6.23 y 6.24.

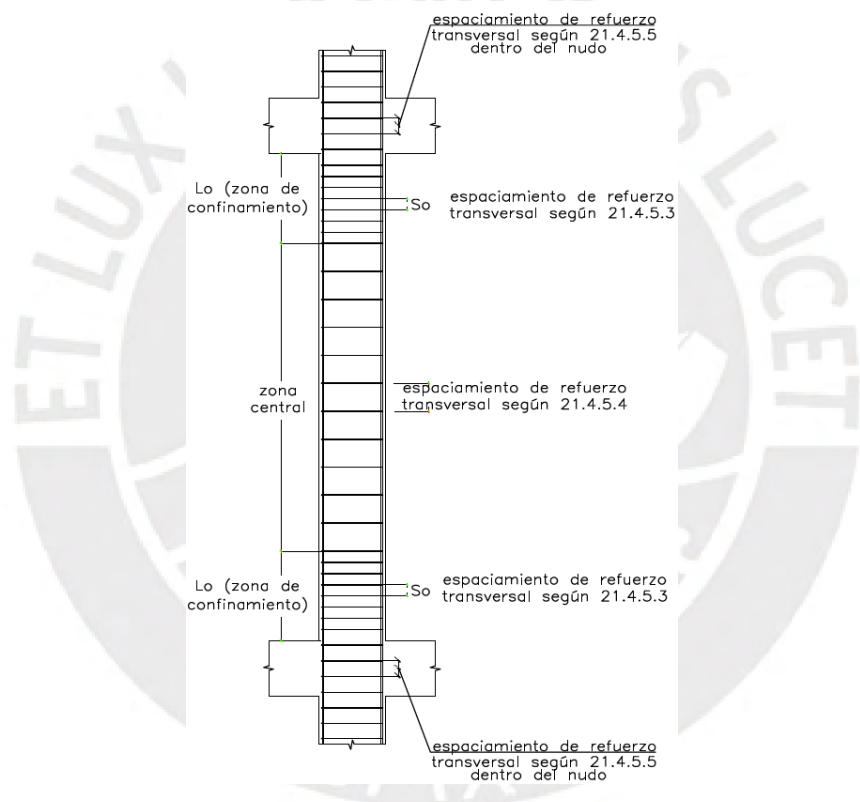


Figura 8.1: Requerimiento de estribos en columnas. (Fuente: Norma E.060)

8.1.2.1. Ejemplo de diseño de columna

En la columna interior C-06 (0.45x0.45m), el diseño mostrado en el metrado, se encuentra ubicado entre los ejes H-I y 3. Se tiene $f'_c = 210 \text{ kg/cm}^2$, $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$, $\varepsilon_{cu} = 0.003$ y $\varepsilon_y = 0.0021$.

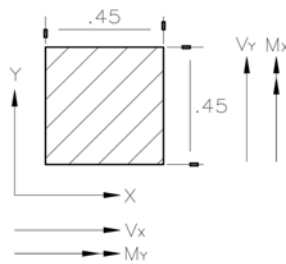


Figura 8.2: Sección y direcciones de análisis de la columna E-06.

Efecto de esbeltez

A modo de ejemplo se analiza la esbeltez de la columna C-06 (0.45x0.45m) para el primer piso. Primero, se determina la influencia del efecto local; aunque este se puede despreciar si la condición de la ecuación 6.42 es cumplida. Para esto, se considera $M1$ negativo, ya que se tiene una doble curvatura debido a que la columna conecta con vigas en ambos extremos. Además, se asume que $M1$ y $M2$ son prácticamente iguales en estructuras convencionales.

$$r_x = r_y = 0.30 \times 0.45 = 0.135 \text{ m}$$

$$lu = 2.2 \text{ m} \quad k = 1, \text{ se tiene :}$$

$$34 - 12(-1) = 46 \leq 40$$

En ambas direcciones se tiene:

$$\frac{k \times lu}{r} = \frac{1 \times 2.2}{0.135} = 16.30 \leq 40$$

Concluyendo, en las dos direcciones no se considera este efecto en la columna C-06, ya que se tiene $k lu / r$ menores a 40.

Diseño por resistencia

En la Tabla 8.1 vemos las cargas que vienen de analizar la base de la columna C-06 (0.45x0.45m) en el primer piso, en donde se muestra las cargas por gravedad obtenidas de la Tabla 4.15, así como por sismo que se obtienen del programa ETABS.

Tabla 8.1: Cargas actuantes en la columna C-06.

Caso de carga	P (ton)	Vx (ton)	Vy (ton)	Mx (ton.m)	My (ton.m)
CM	114.61	4.91	0.53	6.57	1.18
CV	14.74	0.92	0.14	1.29	0.33
CSx	14.63	1.24	0.22	2.22	0.56
CSy	8.98	0.53	0.67	0.79	2.71

Diseño por flexocompresión uniaxial

Las combinaciones de cargas requeridas por la Norma E.060 se realizaron a partir de las cargas utilizadas para los diferentes casos. Las siguientes tablas muestran las combinaciones del momento flector y la carga axial de la columna C-06 en el primer piso en la dirección de X e Y.

Tabla 8.2: Combinaciones de fuerzas de la columna C-06

Combinaciones	Pu (ton)	Mux (ton.m)	Muy (ton.m)
1.4CM+1.7CV	185.50	11.39	2.21
Sismo X-X			
1.25(CM+CV)+CSx	176.31	12.05	2.45
1.25(CM+CV)-CSx	147.05	7.60	1.33
0.9CM+CSx	117.77	8.13	1.62
0.9CM-CSx	88.52	3.69	0.51
Sismo Y-Y			
1.25(CM+CV)+CSy	170.66	10.61	4.60
1.25(CM+CV)-CSy	152.70	9.04	-0.82
0.9CM+CSy	112.12	6.70	3.78
0.9CM-CSy	94.17	5.13	-1.64

Para comenzar con ello, se decide utilizar cuantía mínima de 1 %. Por lo tanto, como se tiene una sección de 45x45cm ($A_g=2025 \text{ cm}^2$), se empieza colocando $8\phi 3/4"$, como se indica en la Figura 8.3. El área total de acero longitudinal instalado resulta 22.72 cm^2 , lo que equivale a una cuantía $\rho = 1.12 \%$.

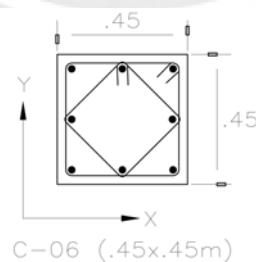


Figura 8.3: Colocación de la cuantía mínima para la columna C-06.

El diagrama de interacción se construye utilizando el programa ETABS en función del acero instalado en la columna y su sección transversal. Luego se verifica que el diagrama de interacción incluya las cargas axiales y los momentos flectores amplificados en cada dirección de análisis.

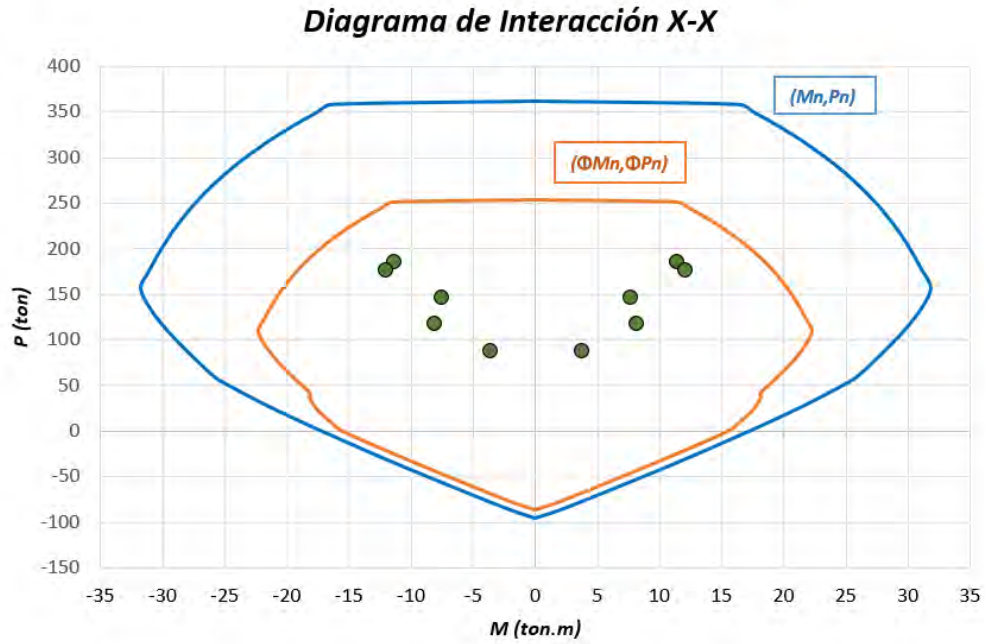


Figura 8.4: Diagrama de interacción en la dirección X-X de la columna C-06.

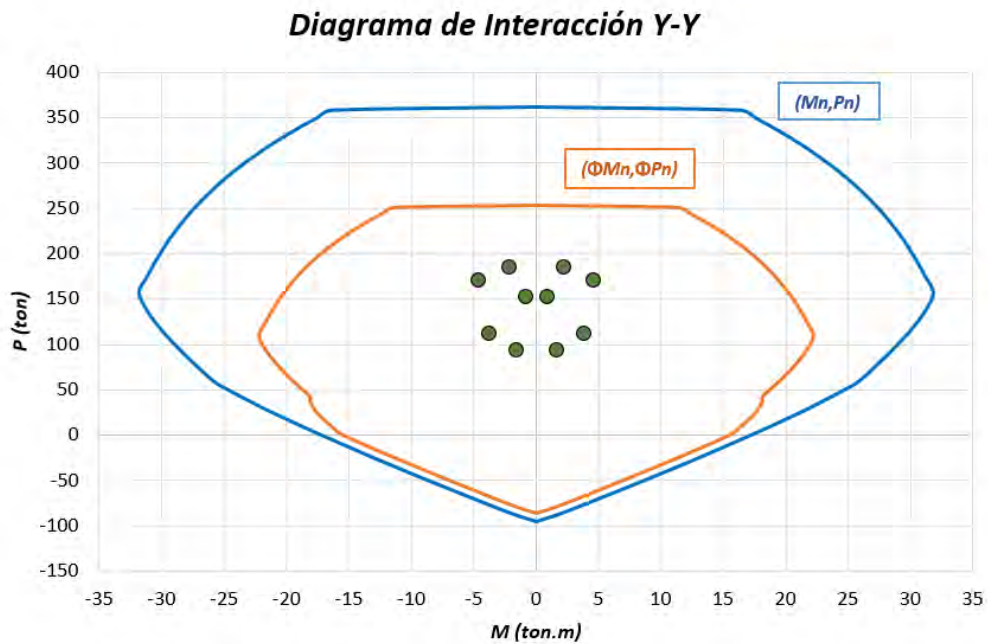


Figura 8.5: Diagrama de interacción en la dirección Y-Y de la columna C-06.

Los puntos (M_u ; P_u) se ubican al interior del diagrama de interacción, concluyéndose que el armado inicial de $8\phi 3/4''$ es suficiente para cumplir con lo estipulado en el diseño por flexocompresión, como en las figuras anteriores se evidencia.

De la misma manera, se realiza para los demás pisos, y así tener un diseño más económico. No obstante, la cuantía colocada en el primer piso es la mínima, por lo que, esta misma cuantía será colocada para los demás pisos.

Diseño por flexocompresión biaxial

La columna tiene que comprobarse por flexión biaxial, por lo que se analiza en qué medida los momentos últimos, cuando actúan simultáneamente en el eje X e Y, afectan a la columna C-06.

Tabla 8.3: Valores de flexocompresión biaxial de la columna C-06.

Combinaciones	Pu (ton)	ϕP_{nx} (ton)	ϕP_{ny} (ton)	ϕP_{no} (ton)	$P_u/\phi P_{no}$	Pur (ton)
1.4CM+1.7CV	185.50	253.09	251.07	316.98	0.59	209.24
1.25(CM+CV)+CSx	176.31	253.04	246.79	316.98	0.56	206.22
1.25(CM+CV)-CSx	147.05	253.29	251.91	316.98	0.46	209.95
0.9CM+CSx	117.77	253.22	251.07	316.98	0.37	209.33
0.9CM-CSx	88.52	253.47	252.77	316.98	0.28	210.67
1.25(CM+CV)+CSy	170.66	252.57	251.24	316.98	0.54	209.00
1.25(CM+CV)-CSy	152.70	253.40	251.59	316.98	0.48	209.81
0.9CM+CSy	112.12	252.75	252.10	316.98	0.35	209.72
0.9CM-CSy	94.17	253.22	252.45	316.98	0.30	210.28

Como vemos en la Tabla 8.3 las P_u máx. resultan mayores a las cargas actuantes amplificadas; es por ello la influencia de los momentos en ambos sentidos actuando simultáneamente no altera el diseño uniaxial y no es necesario aumentar el refuerzo longitudinal de la columna C-06. Se esperaba este resultado, ya que se tiene momentos últimos amplificados pequeños que no alteran el diseño inicial.

Diseño por capacidad

Diseño por cortante

Para el diseño por cortante, primero se determina la fuerza de diseño mediante los momentos nominales que se hallaron en el diagrama de interacción para las distintas cargas axiales amplificadas. En la Tabla 8.4, se presenta las resistencias nominales M_{nx} y M_{ny} para cada P_u .

Tabla 8.4: Momentos nominales para cada Pu de la columna C-06.

Combinaciones	Pu (ton)	Mnx (ton.m)	Mny (ton.m)
1.4CM+1.7CV	185.50	30.72	30.72
Sismo X-X			
1.25(CM+CV)+CSx	176.31	31.09	31.09
1.25(CM+CV)-CSx	147.05	31.45	31.45
0.9CM+CSx	117.77	30.07	30.07
0.9CM-CSx	88.52	28.10	28.10
Sismo Y-Y			
1.25(CM+CV)+CSy	170.66	31.30	31.30
1.25(CM+CV)-CSy	152.70	31.63	31.63
0.9CM+CSy	112.12	29.73	29.73
0.9CM-CSy	94.17	28.50	28.50

De la tabla anterior, se tiene la máxima resistencia nominal a flexión para ambas direcciones, el cual resulta 31.63 ton.m y combinación de 1.25(CM+CV)-CSy. Utilizando la ecuación 6.50 se tiene una fuerza para el primer piso de:

$$V_{ud} = \frac{31.63 + 31.63}{2.2} = 28.75 \text{ ton}$$

Segundo, se determina ello mediante las combinaciones considerando un factor de 2.5 en valores de sismo.

Tabla 8.5: Fuerzas cortantes para el sismo amplificado en 2.5 de la Columna C-06

Combinaciones	Vx (ton)	Vy (ton)
1.4CM+1.7CV	8.44	0.99
Sismo X-X		
1.25(CM+CV)+2.5CSx	10.38	1.40
1.25(CM+CV)-2.5CSx	4.20	0.28
0.9CM+2.5CSx	7.51	1.03
0.9CM-2.5CSx	1.33	-0.08
Sismo Y-Y		
1.25(CM+CV)+2.5CSy	8.61	2.51
1.25(CM+CV)-2.5CSy	5.97	-0.83
0.9CM+2.5CSy	5.74	2.15
0.9CM-2.5CSy	3.09	-1.19

De la Tabla 8.5, hay una máxima de 10.38 ton para la combinación de 1.25(CM+CV) +CSx. De las dos cortantes, una obtenida en análisis de capacidad y otra por la amplificación con factor de 2.5 en sismo, se escoge el menor valor para realizar el diseño por cortante. Por lo que, Vu = 10.38 ton. y carga axial última Pu = 176.31 ton.

Ahora, la resistencia de diseño que aporta el concreto ϕV_c es:

$$\phi V_c = 0.85 \times 0.53 \times \sqrt{210} \left(1 + \frac{176.31 \times 1000}{140 \times 45 \times 45} \right) 45 \times 39 = 18.58 \text{ ton}$$

Debido a que ϕV_c resulta mayor que V_u , la columna no necesita estribos o basta colocar estribos con un espaciamiento máximo de 35 cm. Pero, la normativa establece los siguientes en la columna:

- El primer estribo se coloca a 5 cm. de la cara de apoyo en ambos extremos.
- La longitud de confinamiento L_o :
 - $1/6 l_n = 220/6 = 36.7 \text{ cm.}$
 - Mayor dimensión = 45 cm. → $L_o = 50 \text{ cm.}$
 - 50 cm.
- El espaciamiento dentro de la zona de confinamiento S_o :
 - $8 d_b = 8 \times 1.91 = 15.28 \text{ cm.}$
 - Menor dimensión/2 = $45/2 = 22.5 \text{ cm.}$ → $S_o = 10 \text{ cm.}$
 - 10 cm.
- El espaciamiento en el nudo S_n
 - $2.42 \times 4200 / (0.2 \times \sqrt{210} \times 45) = 77.93 \text{ cm.}$
 - $2.42 \times 4200 / (3.5 \times 45) = 64.53 \text{ cm.}$ → $S_n = 15 \text{ cm}$
 - 15 cm

Entonces, se elige: 1@0.05, 5@0.10, Rto@0.25 cm. Al final, el armado del refuerzo de la columna C-06 será igual para los siete pisos:

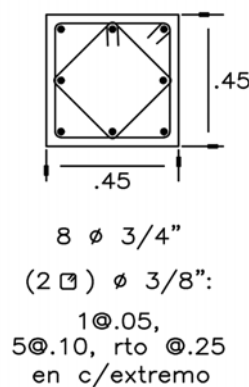


Figura 8.6: Armado final de la columna C-06.

8.2. Diseño de placas

El uso de placas, también conocidas como muros de corte, son requeridas en edificaciones altas para controlar las deflexiones de entrepiso causadas por las fuerzas laterales y en caso de sismos violentos, proporcionar seguridad estructural (Blanco, 1994). Debido a su fuerte rigidez lateral, los muros de corte absorben una gran parte del cortante horizontal causado por los terremotos, lo que provoca grandes momentos.

La proporción entre la longitud del muro (L) y su altura total del muro (H) clasifica los muros de corte en dos categorías. Por un lado, los muros altos o esbeltos ($H/L \geq 2$) deben diseñarse de acuerdo con los criterios establecidos en el acápite 6.1.3 porque se comportan como elementos sometidos a flexocompresión y cortante. Además, existe una probabilidad que se de una falla dúctil en este tipo de muros. Sin embargo, los muros bajos ($H/L < 2$) ya no pueden analizarse utilizando la hipótesis de flexión, y se comportan como una Viga Pared. Por lo tanto, la distribución de deformaciones y esfuerzos de Navier ya no se cumplen. Asimismo, es casi imposible que estos elementos, en comparación con los muros esbeltos, fallen por flexión, siendo siempre crítico el diseño por cortante (falla frágil).

En el edificio se encuentran muchas placas que se consideran muros esbeltos, por lo que es posible que las fallas de estos elementos sean causadas por la flexión. Además, se realizará un diseño por cortante en función de la capacidad de los primeros pisos (ver acápite 6.2.3) y se cumplirán los requisitos de la Norma E.060 en los capítulos 11 y 21. El análisis estructural de las placas es similar al de las columnas porque la combinación de cargas que incluyen sismos es crucial porque provoca una gran fuerza cortante y grandes momentos flectores.

8.2.1. Consideraciones para el diseño por flexocompresión

El diagrama de interacción, similarmente que en el caso de las columnas, es utilizado para el diseño de placas por flexocompresión. El armado de refuerzo vertical se encuentra por todo el elemento, pero los núcleos de confinamiento están más concentrados en las intersecciones y extremos con vigas y placas perpendiculares.

8.2.2. Consideraciones para el diseño por cortante

La Norma, en su inciso 11.10.4, exige que la resistencia a corte (V_n) no debe tomarse mayor que:

$$V_n \leq 2.6\sqrt{f'_c} \times A_{cw} \quad (8.2)$$

Donde A_{cw} es el área de la sección transversal del muro (segmento del muro considerado). Además, la que aporta el concreto (V_c) se calcula así:

$$V_c = t \times d(\alpha_c \sqrt{f'_c}) \quad (8.3)$$

Algunas limitaciones:

$$\begin{aligned} \text{si : } \frac{hm}{lm} \leq 1.5 &\rightarrow \alpha_c = 0.80 ; \quad \text{si : } \frac{hm}{lm} \geq 2.0 \rightarrow \alpha_c = 0.53 ; \\ \text{si : } 1.5 < \frac{hm}{lm} < 2.0 &\rightarrow 0.80 > \alpha_c > 0.53 \end{aligned}$$

Donde:

- t : Espesor del muro.
- d : Peralte efectivo. $d = 0.8lm$.
- f'_c : Resistencia a la compresión del concreto.
- lm : Longitud del muro.
- hm : Altura total del muro.

Si se tiene que $V_u > \phi V_c$, se deberá hallar la resistencia del refuerzo horizontal a cortante (V_s) y su respectiva cuantía (ρ_h) de la siguiente manera:

$$V_s = \frac{V_u}{\phi} - V_c \quad (8.4)$$

$$\rho_h = \frac{V_s}{f_y \times t \times d} \quad (8.5)$$

Cabe resaltar que, cuando hm/lm es menor a 2, la cuantía vertical (ρ_v) no debe ser menor que la cuantía horizontal (ρ_h). Además, el espaciamiento del acero vertical y horizontal no debería excederse de:

$$s = 3t \leq 40 \text{ cm} \quad (8.6)$$

8.2.3. Cuantía mínima horizontal y vertical

Para las cuantías verticales y horizontales mínimas se emplea lo mencionado en el inciso 11.10.7 y 11.10.8 de la Norma E.060:

- $V_u > 0.27 \sqrt{f'_c} t d$
 - $\rho_h \text{ min} = 0.0025$
 - $\rho_v \text{ min} = \text{Máximo} [0.0025 + 0.5 (2.5 - \frac{h_m}{l_m})(\rho_h - 0.0025) ; 0.0025]$
- $V_u < 0.27 \sqrt{f'_c} t d$
 - $\rho_h \text{ min} = 0.0020$
 - $\rho_v \text{ min} = 0.0015$

8.2.4. Elementos de borde en muros estructurales

En la normartiva, en su inciso 21.9.7.4, indica que:

- En las zonas de compresión, los elementos de borde deben ser confinados cuando se cumple lo siguiente:

$$c \geq \frac{l_m}{600 \times (\frac{\delta u}{h_m})}, \quad \frac{\delta u}{h_m} \geq 0.005 \quad (8.7)$$

Donde:

- c : Es la mayor profundidad del eje neutro calculado para la fuerza axial amplificada y la resistencia nominal a momento.
- δu : Desplazamiento lateral inelástico en el nivel más alto del muro producido por el sismo de diseño.

Si la placa no es rectangular, se debe tener en cuenta el ancho efectivo del ala, que equivale al 10 % de la altura total del muro. Considerando la compresión en cada extremo del muro, es adecuado utilizar el valor c más alto posible.

- El refuerzo del elemento confinado de borde debe extenderse verticalmente a una distancia no menor que el mayor entre l_m y $\frac{Mu}{4V_u}$.

El inciso 21.9.7.5 menciona que si el esfuerzo máximo de compresión en la fibra extrema es mayor, deben existir elementos de confinamiento a $0.2 f'_c$

Para las placas que requieran acorde a lo mencionado en los dos incisos anteriores, la Norma E.060 en su inciso 21.9.7.6 explica que tiene que cumplirse lo que se plantea a continuación:

- El elemento de borde se tiene que extender horizontalmente hasta una distancia no menor que el mayor entre $(c-0.1l_m)$ y $c/2$.

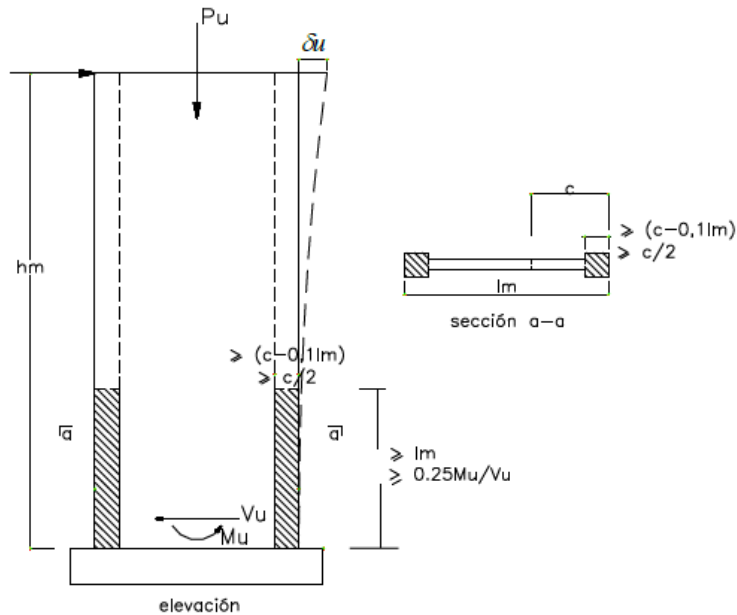


Figura 8.7: Elementos confinados de borde en muros. (Fuente: Norma E.060, 2019).

- En los siguientes valores, el espaciamiento de estribos no debe extenderse al menor:
 - La barra longitudinal confinada de menor diámetro tiene un diámetro diez veces mayor.
 - La dimensión mínima de la sección transversal del elemento de borde.
 - 25 cm.
- El refuerzo transversal de los elementos de borde, en la base del muro, debe extenderse dentro del apoyo en por lo menos la longitud de desarrollo en tracción del refuerzo longitudinal de mayor diámetro de los elementos de borde
- El refuerzo horizontal debe estar anclado mediante un gancho estándar en lo confinado.

8.2.5. Ejemplo de diseño de placas

El diseño de la placa PL-03 mostrado en el capítulo 4 se muestra como ejemplo en este subcapítulo (ver Figura 4.12). El espesor de la placa es de 25 centímetros, tiene una altura total (h_m) de 18.90 metros y una longitud (l_m) de 3.35 metros, por lo que la relación $h_m/l_m = 5.64 > 2$, lo que indica que la placa PL-03 es un muro esbelto y debe diseñarse por flexocompresión. Por estar paralela al eje X, la placa proporciona una gran rigidez lateral en esa dirección. Además, debido a que el sistema se compone de

paredes estructurales, se espera que los momentos producidos por el sismo sean significativos y los más graves se produzcan por el sismo en la dirección X-X.

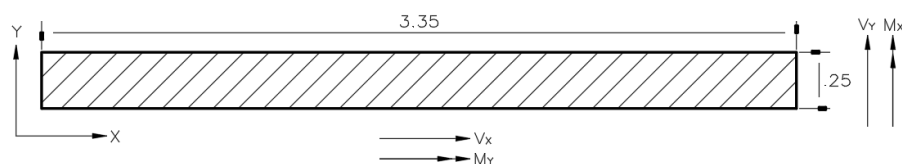


Figura 8.8: Sección y direcciones de análisis de la placa PL-03.

En la Tabla 8.6, contiene las cargas y momentos del elemento. Estos valores se obtuvieron a través del diseño estructural en la base del primer piso de la placa. En el capítulo 4 se muestra el metrado realizado para este elemento en las cargas por gravedad (ver Tabla 4.14), así como las cargas por sismo que se obtienen del programa ETABS. Estos metrados confirman los resultados del programa ETABS 2018.

Tabla 8.6: Cargas actuantes en la placa PL-03.

Caso de carga	P (ton)	Vx (ton)	Vy (ton)	Mx (ton.m)	My (ton.m)
CM	169.97	-8.12	-0.69	-3.72	-0.81
CV	19.27	-2.13	-0.04	-1.20	-0.03
CSx	15.02	25.44	0.64	197.92	0.81
CSy	52.70	3.67	3.73	33.58	7.30

Diseño por cortante

La cuantía horizontal y vertical se determina a partir del diseño por cortante, que depende de las solicitudes de la Tabla 8.7. Es importante destacar que es necesario verificar que las cantidades mencionadas cumplan con el diseño de capacidad, el cual limita la altura del muro medida desde la base. Las cuantías obtenidas del diseño por resistencia se pueden utilizar para otros pisos.

Tabla 8.7: Combinaciones de fuerzas cortantes de la placa P-03

Combinaciones	Vx (ton.m)
1.4CM+1.7CV	-14.99
Sismo X-X	
1.25(CM+CV)+CSx	12.63
1.25(CM+CV)-CSx	-38.26
0.9CM+CSx	18.13
0.9CM-CSx	-32.75
Sismo Y-Y	
1.25(CM+CV)+CSy	-9.14
1.25(CM+CV)-CSy	-16.49
0.9CM+CSy	-3.64
0.9CM-CSy	-10.98

En esa tabla se evidencia el valor máximo de fuerza cortante $V_u = 38.26$ ton. De las ecuaciones 8.2, 8.3, 8.4 y 8.5 se tiene:

$$h_m/l_m = 5.64 > 2 \rightarrow \alpha_c = 0.53 ; \quad \text{entonces : } V_c = 25 \times 0.8 \times 335 \times 0.53\sqrt{210} = 51.46 \text{ ton}$$

Como $V_u < \phi V_c$, no se requiere refuerzo horizontal por cortante. Sin embargo, se coloca cuantía mínima que se determina de la siguiente manera:

$$V_u = 38.26 > 0.27 \times \sqrt{210} \times 25 \times 0.8 \times 335 = 26.21 \text{ ton}$$

Por lo tanto, se tiene:

$$\rightarrow \rho_h = 0.0025$$

$$\rightarrow \rho_v = \text{Máximo } [0.0025 + 0.5 (2.5 - 18.90/3.35) (0.0025 - 0.0025) ; 0.0025] = 0.0025$$

El área del refuerzo por metro lineal es 6.25 cm^2 ($= 0.0025 \times 25 \times 100$). Utilizando mallas de $\phi 3/8''$ en dos capas, se tiene un espaciamiento de 20cm. ($\approx 100 \times 0.71 \times 2 / 6.25$). Por lo tanto, se coloca dos mallas horizontales y verticales de $\phi 3/8''$ @ 20cm.

Diseño por flexocompresión

Dado que en el primer piso se encuentran las mayores fuerzas axiales y momentos, el diseño debe realizarse en la dirección del eje X. En la tabla 8.8, se muestran la cargas actuales de la placa PL-03, obtenidas de las combinaciones requeridas por la Norma E.060.

Tabla 8.8: Combinaciones de fuerzas axiales y momentos flectores de la Placa PL-03

Combinaciones	Pu (ton)	Mux (ton.m)
1.4CM+1.7CV	270.72	-7.25
Sismo X-X		
1.25(CM+CV)+CSx	251.57	191.77
1.25(CM+CV)-CSx	221.53	-204.07
0.9CM+CSx	167.99	194.57
0.9CM-CSx	137.95	-201.26
Sismo Y-Y		
1.25(CM+CV)+CSy	289.25	39.73
1.25(CM+CV)-CSy	183.85	-27.43
0.9CM+CSy	205.67	36.93
0.9CM-CSy	100.27	-30.24

Para comenzar con el diseño de flexocompresión, se calcula la longitud preliminar de los núcleos confinados como el 15 % de la longitud total de la placa. Como la placa PL-03 tiene una longitud de 3.35

m, se considera un núcleo de confinamiento de 50cm. en cada extremo. Asimismo, dentro de cada núcleo confinado se le coloca una cuantía, por lo menos el mínimo acorde a la Norma E.060 para columnas. Se escogen aceros verticales de $\phi 5/8"$ para las zonas confinadas; mientras que, en la zona fuera del núcleo, se empieza considerando dos mallas con refuerzos de $\phi 3/8" @ 20$ cm. Cabe mencionar que el refuerzo vertical de la zona no confinada no afecta demasiado en el diagrama de interacción, por lo que, si se tiene una cuantía menor a la considerada al inicio, ya no será necesario modificar el diagrama de interacción y reiniciar con el análisis. Se ve el refuerzo longitudinal preliminar que se repartió a lo largo de la placa:

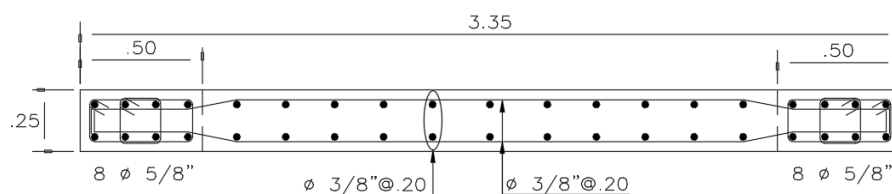


Figura 8.9: Colocación del armado preliminar de la placa PL-03. (1er piso)

Utilizando el programa ETABS se construye el diagrama de interacción en base al armado del refuerzo vertical y su sección transversal, que se muestran en la Figura 8.9. La verificación del diagrama de interacción incluye los momentos flectores amplificados y las cargas axiales.

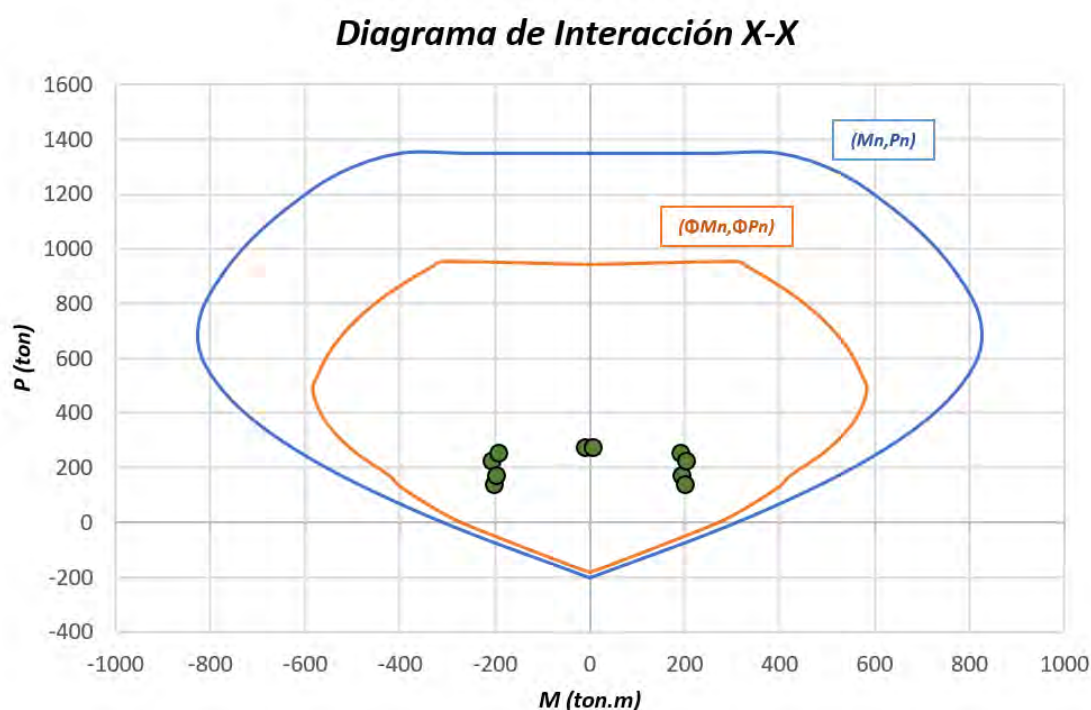


Figura 8.10: Diagrama de interacción en la dirección X-X de la placa PL-03.

Se concluye que el armado inicial es suficiente para cumplir con los requisitos del diseño de

flexocompresión, como se muestra en la Figura 8.10, ya que el diagrama de interacción contiene los puntos de las combinaciones de cargas. Asimismo, se lleva a cabo para los demás niveles, lo que reduce la cantidad de acero vertical y permite un diseño más económico.

Diseño por capacidad

Se verifica que la cantidad horizontal colocada en el armado preliminar es adecuado para soportar la fuerza cortante amplificada después de completar el diseño de flexocompresión en la dirección principal. La Norma 0.60 establece que el diseño por capacidad se utiliza para efectuar esta verificación (ver acápite 6.2.3).

Las fuerzas cortantes para los distintos casos de cargas se ven en la Tabla 8.9.

Tabla 8.9: Fuerzas cortantes amplificadas por diseño de capacidad

Combinaciones	Pu (ton)	Vua (ton)	Mn (ton.m)	Mua (ton.m)	Mn/Mua	Vu cap. (ton)
1.4CM+1.7CV	270.72	14.99	623.31	7.25	6.00	89.97
Sismo X-X						
1.25(CM+CV)+CSx	251.57	12.63	607.02	191.77	3.17	39.96
1.25(CM+CV)-CSx	221.53	38.26	574.98	204.07	2.82	107.80
0.9CM+CSx	167.99	18.13	516.85	194.57	2.66	48.17
0.9CM-CSx	137.95	32.75	479.45	201.26	2.38	78.02
Sismo Y-Y						
1.25(CM+CV)+CSy	289.25	9.14	639.07	39.73	6.00	54.86
1.25(CM+CV)-CSy	183.85	16.49	534.72	27.43	6.00	98.95
0.9CM+CSy	205.67	3.64	558.03	36.93	6.00	21.81
0.9CM-CSy	100.27	10.98	432.54	30.24	6.00	65.91

De la combinación 1.25 (CM+CV) - CSx, se obtuvo la fuerza cortante máxima $V_{ua} = 38.26$ ton. Asimismo, se determina el momento nominal $M_n = 574.98$ ton.m asociado a $P_u = 221.53$ ton. Para determinar la fuerza de diseño, se debe amplificar la fuerza cortante de la siguiente manera:

$$V_{u \text{ cap.}} = 38.26 \left(\frac{574.98}{204.07} \right) = 107.80 \text{ ton}$$

La resistencia de diseño que aporta el concreto V_c es la calculada en el Diseño por Cortante. El valor de V_c es 51.46 ton. La $V_{u \text{ cap.}}$ calculada no será resistida totalmente por ϕV_c , por lo que es necesario calcular la cuantía necesaria que resista la fuerza faltante. De la ecuación 8.4, se tiene:

$$V_s = \frac{107.80}{0.85} - 51.46 = 75.37 \text{ ton}$$

Adicionalmente, se tiene que verificar que $V_n \leq V_n \text{ máx}$ con la ecuación 8.2.

$$V_n = V_s + V_c = 75.37 + 51.46 = 126.83 \text{ ton}$$

$$V_n \text{ máx} = 2.6 \times \sqrt{210} \times 25 \times 0.8 \times 335 = 252.44 \text{ ton} > 126.83 \text{ ton} \text{ (cumple)}$$

Comprobamos que $V_n \leq V_n \text{ máx}$.

La cuantía mínima vertical y horizontal resulta la misma que se determinó en el Diseño por Cortante, ya que $V_u \text{ cap.} > 0.27 \times \sqrt{210} \times t \times d$. Por lo tanto, se tiene:

$$\rightarrow \rho_h = 0.0025$$

$$\rightarrow \rho_v = \text{Máximo} [0.0025 + 0.5 (2.5 - h_m/l_m) (\rho_h - 0.0025) ; 0.0025]$$

La cuantía horizontal ρ_h se calcula con la ecuación 8.5.

$$\rho_h = \frac{75.37 \times 1000}{4200 \times 25 \times 0.80 \times 335} = 0.00268 > 0.0025$$

A partir de la ρ_h , se determina la ρ_v con la siguiente expresión:

$$\rho_v = \text{Máximo} [0.0025 + 0.5(2.5 - 18.90/3.35)(0.00268 - 0.0025) ; 0.0025] = 0.0025$$

El espaciamiento del refuerzo horizontal se realizará en dos mallas con un acero de $\phi 3/8''$.

$$A_{sv} = 0.00268 \times 100 \times 25 = 6.696 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$s = \frac{2 \times 0.71}{6.696} = 18.93 \rightarrow s = 20 \text{ cm}$$

El espaciamiento de estas varillas se desarrollarán verticalmente a una distancia no menor que el mayor de:

- $l_m = 3.35 \text{ m}$
- $\frac{M_u}{4V_u} = \frac{204.07}{4 \times 38.26} = 1.33 \text{ m} \rightarrow H = 5.40 \text{ m (2 primeros pisos)}$
- Altura de los 2 primeros pisos = 5.40 m

Por lo tanto, se colocará varillas horizontales de $\phi 3/8'' @ 20\text{cm}$, que se distribuirán en los dos primeros niveles.

Elemento de borde

Para finalizar con el diseño por flexocompresión, se comprueba si se debe aumentar los elementos confinados en extremos del muro. A partir del inciso 21.9.7.4, se determina el " $Clim$ " con la ecuación 8.7. El desplazamiento lateral máximo en la azotea en la placa PL-03 obtenido del análisis inelástico " δu " resulta 5.27 cm.

$$\frac{\delta u}{hm} = \frac{5.27}{1890} < 0.005; \quad \frac{\delta u}{hm} = 0.005$$

$$Clim = \frac{335}{600 \times 0.005} = 111.67 \text{ cm}$$

Al calcular el eje neutro para la combinación de carga más desfavorable $P_u = 289.25$, se tiene un $c = 85.16$ cm. Por lo tanto, el $Clim$ resulta menor al c , por lo que no requiere núcleo de confinamiento. Sin embargo, se realiza una corroboración con lo que está en el inciso 21.9.7.5.

$$\sigma_x = \frac{P_u}{A_g} + \frac{M_u(X)}{I_y}$$
$$\sigma_x = \frac{289.25}{0.25 \times 3.35} + \frac{204.07(1.675)}{0.783} = 78.18 \text{ kg/cm}^2 > 0.20 f'_c = 0.2 \times 210 = 42 \text{ kg/cm}^2$$

De la ecuación anterior, se obtuvo que σ_x es mayor a $0.2f'_c$, por lo que se puede decir que la placa necesita de elementos de borde confinado. De modo que el cálculo de la extensión horizontal del elemento de borde es:

- $c - 0.1(lm) = 85.16 - 0.1 \times 335 = 51.66$ cm. $\rightarrow Lc = 51.66$ cm.
- $c/2 = 85.16/2 = 42.58$ cm.

Así se verifica que la de 50 cm. es la adecuada. Adicionalmente, se confinará los núcleos con un espaciamiento que no sobrepase el menor entre:

- $10 db = 10 \times 1.59 \text{ cm} = 15.9$ cm.
- La menor dimensión = 25 cm. $\rightarrow Sc = 15$ cm.
- 25 cm.

El refuerzo se extiende verticalmente a una altura no inferior al mayor valor entre:

- $lm = 3.35$ m $\rightarrow Hc = 2$ primeros pisos
- $\frac{M_u}{4V_u} = \frac{204.07}{4 \times 38.26} = 1.33$ m

Por lo tanto, en los núcleos confinados, se coloca estribos de $\phi 3/8"$ @ 15cm y se extiende en los dos primeros pisos. En los demás pisos, esta es 35cm. y espaciamiento del refuerzo en los núcleos, viene dado por el menor valor entre:

- $16 d_b = 16 \times 1.59 \text{ cm} = 25.44 \text{ cm}.$
- $48 d_e = 48 \times 0.95 \text{ cm} = 45.6 \text{ cm}.$ $\rightarrow S = 20 \text{ cm}.$
- Menor dimensión = 25 cm.
- Espaciamiento de la cuantía mínima horizontal = 20 cm.
- 25 cm.

Para tener un diseño más económico, se realizó estos procesos en todos los niveles para optimizar la cuantía dentro del núcleo confinado y fuera de esta. El diseño final de la placa PL-03 es el siguiente.

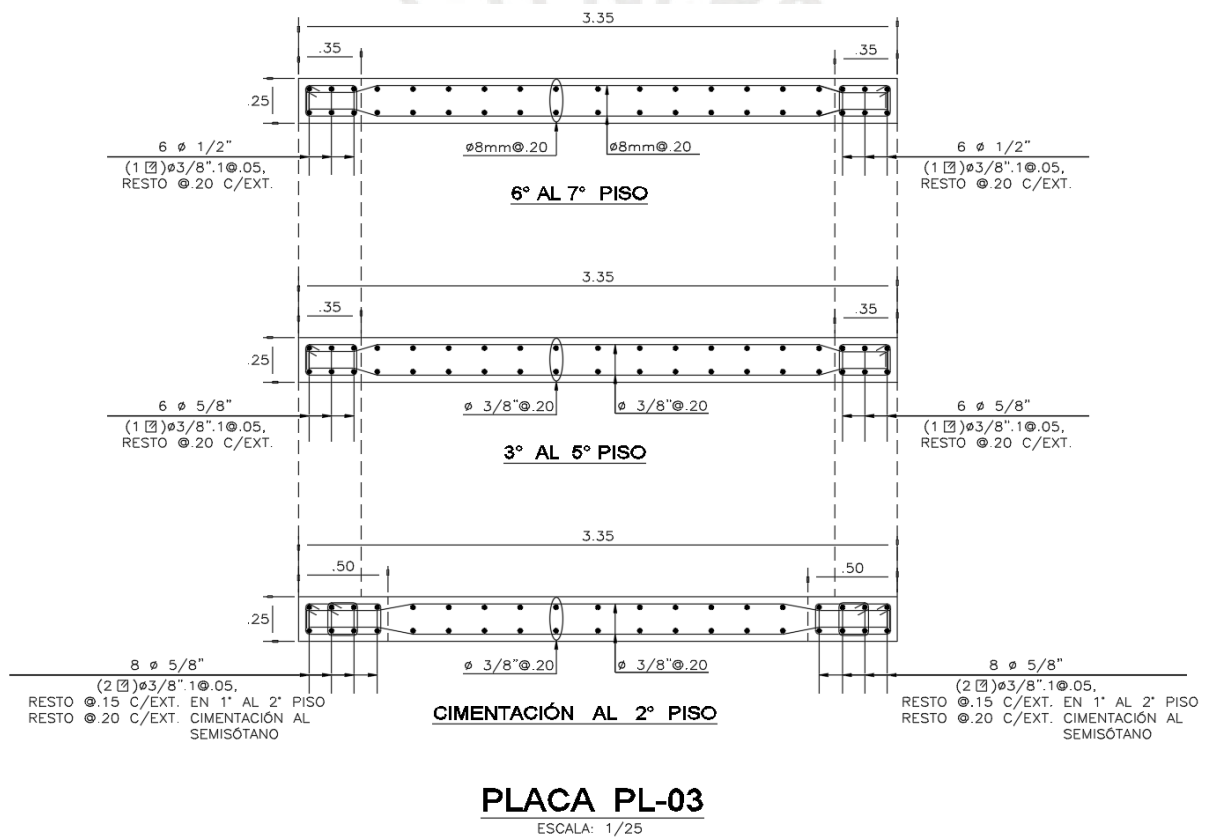


Figura 8.11: Armado final de la placa PL-03.

Capítulo 9

DISEÑO DE CIMENTACIONES

El trabajo de las cimentaciones es transmitir toda la carga de los componentes verticales (columnas y muros) hacia el terreno. Dado que se encontró un suelo con capacidad portante aceptable a poca profundidad (grava mal gradada - GP), todas las cimentaciones del proyecto son cimentaciones superficiales como zapatas aisladas, combinadas, conectadas y cimientos corridos.

Las zapatas de concreto armado se diseñarán por flexión, fuerza cortante y punzonamiento porque, al analizar una zapata, ya sea aislada o combinada, se observan esfuerzos de corte y flexión. Para su diseño, necesitará un mínimo de información del Estudio de Mecánica del Suelo. La información debe incluir la presión permitida del suelo, el tipo de cimentación, el peso específico del suelo, la profundidad mínima de cimentación que corresponde a la presión permitida, el nivel freático y los coeficientes de empuje pasivo y activo deben incluirse en esta información.

9.1. Diseño de zapata aislada

9.1.1. Consideraciones para la verificación de presiones

Previo al diseño, se tiene que dimensionar su área bajo cargas en servicio sin considerar momentos. Es decir, la presión por solamente cargas de gravedad tiene que ser menor a la presión que el suelo admita. Es preciso mencionar que a la sumatoria de las cargas de gravedad del elemento vertical ($P_{CM} + P_{CV}$) se le multiplica un factor que estime el peso de la zapata y el que está encima de esta. Es recomendable utilizar $K = 1.05$ a 1.10 dependiendo si el terreno es bueno (duro) o malo (blando). Adicionalmente, la presión admisible debe ser reducida debido a que en este tanteo del área de la zapata no se están tomando en cuenta los momentos, por lo que se planea la reducción de 0.30 kg/cm^2 .

$$\text{Área tentativa} = \frac{K \cdot (P_{CM} + P_{CV})}{\sigma_{reducida}} \quad (9.1)$$

Para crear una zapata simétrica, se calculan las dimensiones del volado en ambas direcciones después de determinar el área necesaria para la zapata. Luego se verificará que los esfuerzos producidos por la carga axial y momentos, después de establecer las dimensiones, sean inferiores a la presión permitida. Los esfuerzos deben calcularse en condiciones de servicio, lo que significa que las cargas sísmicas deben reducirse en un 80 % (Esto se debe a que las solicitudes sísmicas del análisis se encuentran actualmente en sus condiciones últimas). En situaciones donde intervienen cargas de sismo, como se indica en el artículo 15.2.4, la presión admisible del suelo se amplifica en un 30 %.

Debido a que no es práctico tener en cuenta la distribución real de la reacción del suelo para determinar los esfuerzos, se asume que el suelo es elástico y la zapata es rígida. Como resultado, es adecuado asumir que la reacción del suelo tiene una distribución lineal frente a las cargas transferidas por el elemento vertical. Las expresiones siguientes se utilizan para evaluar los esfuerzos actuales para el caso de carga aplicada con momento en una dirección:

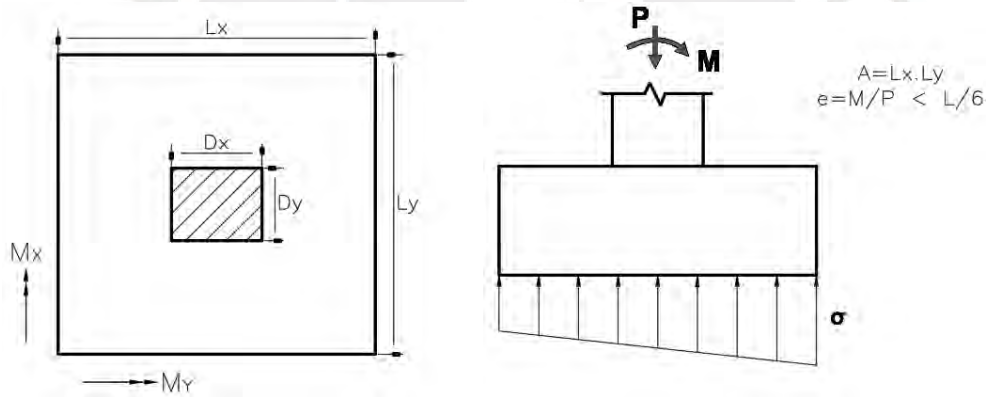


Figura 9.1: Distribución de esfuerzos en el terreno.

$$\sigma_x = \frac{P}{L_x \cdot L_y} \pm \frac{6 \cdot M_x}{L_x^2 \cdot L_y} \quad \sigma_y = \frac{P}{L_x \cdot L_y} \pm \frac{6 \cdot M_y}{L_x \cdot L_y^2} \quad (9.2)$$

Asumiendo las mismas condiciones para la zapata que se mencionaron en el párrafo anterior y que la carga axial viene acompañada de momentos que actúan simultáneamente en ambas direcciones, los esfuerzos en las esquinas se obtienen así:

$$\sigma = \frac{P}{L_x \cdot L_y} \pm \frac{6 \cdot M_x}{L_x^2 \cdot L_y} \pm \frac{6 \cdot M_y}{L_x \cdot L_y^2} \quad (9.3)$$

Si se presenta solicitaciones que generen excentricidades que excedan los límites del núcleo central ($e > L/6$), cuando se producen tracciones en el suelo, se debe distribuir el esfuerzo que cumpla el equilibrio únicamente con presiones en compresión. Así se tiene:

$$\sigma = \frac{2 \cdot P}{Le_x(L_y)} \quad (9.4)$$

Para determinar Le_x , el centro de gravedad del área de distribución de esfuerzos debe coincidir con el lugar de la carga P. El primer método, considerando una distribución de esfuerzos triangular, se tiene que:

$$Le_x = 3\left(\frac{L_x}{2} - e\right) \quad \sigma_{max.} = \frac{2 \cdot P}{3 \cdot L_y\left(\frac{L_x}{2} - e\right)} \quad (9.5)$$

El segundo método, se asume que esta es uniforme (Meyerhof). Para este caso se puede determinar el esfuerzo actuante con la siguiente expresión:

$$Le_x = 2\left(\frac{L_x}{2} - e\right) \quad \sigma = \frac{P}{2 \cdot L_y\left(\frac{L_x}{2} - e\right)} \quad (9.6)$$

De igual manera, se plantea la redistribución en la dirección Y-Y. Para la resistencia, se deberá amplificar las cargas y momentos hasta una condición de rotura, y de ahí obtener la presión última; no obstante, se puede simplificar el proceso multiplicando por 1.60 al esfuerzo obtenido con las cargas de servicio cuando no se considera sismo y 1.25 cuando se considera sismo. Además, para ser conservador, el esfuerzo último se distribuye en toda el área de la zapata de manera constante.

9.1.2. Consideraciones para el diseño por punzonamiento

La verificación a realizar es que el peralte seleccionado, al no tener refuerzo por corte, debe permitir que la resistencia de diseño del concreto (ϕV_c) sea mayor que las fuerzas cortantes en ambas direcciones (V_u). La selección crítica del elemento vertical, como se muestra en la Figura 9.2, es donde normalmente ocurre el efecto de punzonamiento, que se ubica a una distancia de $d/2$ de sus caras.

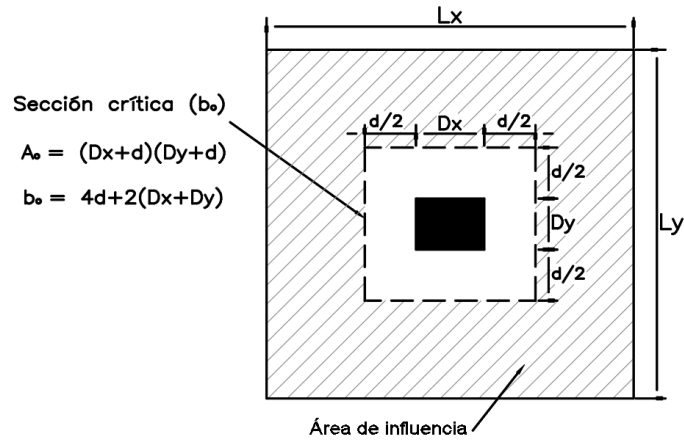


Figura 9.2: Sección crítica para el diseño por punzonamiento.

Según la Norma E.060, el peralte mínimo es de 30 cm, pero realmente es mejor usar un peralte de 60 cm o más para asegurar el anclaje de los fierros longitudinales del elemento vertical. Se debe verificar que en todos los casos $\phi V_c \geq V_u$. La siguiente expresión se utiliza para encontrar la fuerza cortante final a $d/2$ de la cara (V_u):

$$V_u = \sigma_u \times (A_{total} - A_0) \quad (9.7)$$

Este concepto de resistencia de diseño (ϕV_c), es el menor de los siguientes tres valores:

$$\phi V_c = 0.85 \times (1.06 \times \sqrt{f'_c} \times b_0 \times d) \quad (9.8)$$

$$\phi V_c = 0.85 \times \left(1 + \frac{2}{\beta}\right) \times (0.53 \times \sqrt{f'_c} \times b_0 \times d) \quad (9.9)$$

$$\phi V_c = 0.85 \times \left(2 + \frac{\alpha \times d}{b_0}\right) \times (0.27 \times \sqrt{f'_c} \times b_0 \times d) \quad (9.10)$$

Donde:

- b_0 : Perímetro de la sección crítica.
- d : Peralte efectivo de la zapata (se considera un recubrimiento de 10 cm).
- α : es 40 para elementos verticales en el centro, 30 para elementos verticales en el borde y 20 para elementos verticales esquineros.
- β : es el resultado de la división entre la dimensión mayor y la dimensión menor de los elementos verticales.

9.1.3. Consideración para el diseño por cortante

La sección crucial de verificación por cortante se proporciona generalmente a una distancia "d" de la cara del elemento vertical, tal como se evidencia en la Figura 9.3.

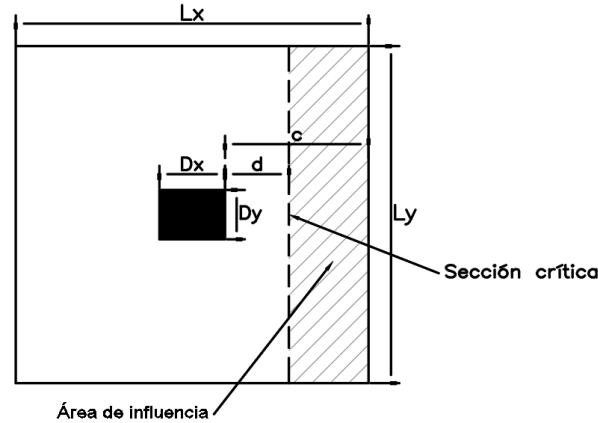


Figura 9.3: Sección crítica para el diseño por cortante.

Para el cálculo de la cortante de diseño (V_u) por un metro de ancho, se usará esto:

$$V_u = \sigma_u \times (c - d) \quad (9.11)$$

La ecuación 6.16 muestra la resistencia nominal al cortante del concreto. Es necesario que $\phi V_c \geq V_u$ se de en ambos sentidos, y si no se cumple esta condición, se debe aumentar el peralte o la resistencia del concreto f'_c .

9.1.4. Consideraciones para el diseño por flexión

Conociendo el peralte de la zapata, se logra determinar la cantidad de acero longitudinal necesaria para soportar los momentos de flexión ($M_u \leq \phi M_n$). El momento último máximo, que depende del esfuerzo último y de la longitud del volado, ocurre en la cara del elemento vertical (sección crítica), como se evidencia en la Figura 9.4.

El diseño de la zapata por flexión se hará independientemente en cada dirección, como si fuera una viga en voladizo. El diseño se realizará por un metro lineal de ancho. Además, se obtendrá una cantidad mínima inferior a partir de la ecuación 6.12, y si la zapata requiere refuerzo superior, la cantidad mínima será $0.0012.b.h$.

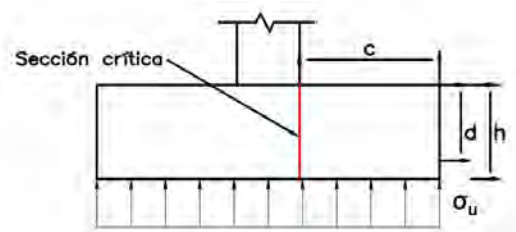


Figura 9.4: Sección crítica para el diseño por flexión.

$$M_u = \frac{\sigma_u \times c^2}{2} \quad (9.12)$$

9.1.5. Ejemplo de diseño de zapata aislada

Para ilustrar, se diseñó la zapata $f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$ para la columna C-06 (0.45 x 0.45 m). El suelo del proyecto es típico de Lima, con un peso específico de 1.9 ton/m^3 , y con una resistencia admisible de 4 kg/cm^2 ya que se ubica en el distrito de Pueblo Libre. La profundidad de cimentación mínima es de 1.35 metros por debajo del primer sótano (NPT = -4.00 metros). Es importante tener en cuenta que esta zapata es parte de una zapata conectada, pero los resultados del diseño se considerarán como si fuera una zapata aislada.

En esta tabla vemos, para ambas direcciones, las cargas axiales y momentos flectores en estado de servicio.

Tabla 9.1: Cargas en estado de servicio aplicadas en la base de la columna C-06.

Caso de carga	P (ton)	Mx (ton.m)	My (ton.m)
CM	156.33	1.89	2.31
CV	21.04	0.86	0.63
CSx	-11.33	-0.03	0.03
CSy	7.86	-0.06	-0.13

Dimensionamiento de la zapata

Se calcula utilizando las ecuaciones 9.1. Se estima el factor K de 1.05.

$$\text{Área tentativa} = \frac{1.05 \cdot (156.33 + 21.04)}{40 - 3} = 5.03 \text{ m}^2$$

Se requiere un área de 5.03 m^2 . Por lo que, se consideran volados de $c = 0.95 \text{ m}$. en ambos lados de la zapata. Teniendo una columna cuadrada de $0.45 \times 0.45 \text{ m}$, se obtiene que las dimensiones de la zapata

son de 2.35 x 2.35 m, lo que da un área de 5.52 m².

Verificación de presiones

Después de calcular las dimensiones, se evaluarán los esfuerzos en las esquinas de la zapata, que serán menores a la presión admisible del terreno (σ_{adm}). Además, se debe tener en cuenta que, para las cargas sísmicas, los esfuerzos deberán ser menores a 52 ton/m² (1.3 σ_{adm}). Se considera un peralte de 70 cm, por lo que se calcula el peso de la zapata y el peso del suelo sobre él:

- Peso propio de zapata = 2.40 x 2.35 x 2.35 x 0.70 = 9.28 ton.
- Peso de suelo sobre zapata = 1.90 x (5.52 - 0.45 x 0.45) x (1.35 - 0.70) = 6.57 ton.
- Total = 9.28 + 6.57 = 15.85 ton.

Se procede a verificar los esfuerzos actuantes con la ecuación 9.3 para estos casos:

Caso 1: Considerando solo efecto de cargas de gravedad

$$\sigma = \frac{156.33 + 21.04 + 15.85}{5.52} \pm \frac{6 \times (1.89 + 0.86)}{2.35^2 \times 2.35} \pm \frac{6 \times (2.31 + 0.63)}{2.35 \times 2.35^2} = 35.0 \pm 1.27 \pm 1.36 \text{ ton/m}^2$$

$$\sigma_{max} = 37.62 \text{ ton/m}^2 < \sigma_{adm} ; \quad \sigma_{min} > 0$$

Caso 2: Considerando efecto de sismo en X (negativo)

$$\sigma = \frac{193.22 + 11.33}{5.52} \pm \frac{6 \times (2.74 + 0.03)}{2.35^2 \times 2.35} \pm \frac{6 \times (2.94 - 0.03)}{2.35 \times 2.35^2} = 37.04 \pm 1.28 \pm 1.35 \text{ ton/m}^2$$

$$\sigma_{max} = 39.67 \text{ ton/m}^2 < 1.3 \sigma_{adm} ; \quad \sigma_{min} > 0$$

Caso 3: Considerando efecto de sismo en Y (positivo)

$$\sigma = \frac{193.22 + 7.86}{5.52} \pm \frac{6 \times (2.74 - 0.06)}{2.35^2 \times 2.35} \pm \frac{6 \times (2.94 - 0.13)}{2.35 \times 2.35^2} = 36.41 \pm 1.24 \pm 1.30 \text{ ton/m}^2$$

$$\sigma_{max} = 38.96 \text{ ton/m}^2 < 1.3 \sigma_{adm} ; \quad \sigma_{min} > 0$$

Como ningún valor se encuentra en tracción, no será necesario hacer redistribución de esfuerzos. Además, nunca las presiones superan a la admisible, por lo que se decide trabajar con las medidas iniciales de la zapata. Para determinar el esfuerzo último, se amplificaron los esfuerzos en estado de servicio y se escogió el máximo valor para efectuar el diseño.

$$\sigma_u = 1.60 \times 37.62 = 60.19 \text{ ton/m}^2$$

Diseño por punzonamiento

Con la ecuación 9.7 se calcula la fuerza cortante por punzonamiento, pero antes se determina el área crítica, $A_o = (0.45+0.60) \times (0.45 \times 0.60) = 1.10 \text{ m}^2$, para $d/2 = 30 \text{ cm}$. de la cara de la columna.

$$Vu = 60.19 \times (5.52 - 1.10) = 266.04 \text{ ton}$$

Para calcular el valor de ϕV_c , se seleccionó el menor de los valores obtenidos por 9.8, 9.9 y 9.10. El perímetro es $b_o = 4 \times 0.60 + 2(0.45+0.45) = 4.20 \text{ m}$. El valor de β es 1 ($=0.45/0.45$) y α es 40 (columna centrada).

$$\phi V_c = 0.85 \times (1.06 \times \sqrt{210} \times 420 \times 60) = 329.03 \text{ ton}$$

$$\phi V_c = 0.85 \times \left(1 + \frac{2}{1}\right) \times (0.53 \times \sqrt{210} \times 420 \times 60) = 493.54 \text{ ton}$$

$$\phi V_c = 0.85 \times \left(2 + \frac{40 \times 60}{420}\right) \times (0.27 \times \sqrt{210} \times 420 \times 60) = 646.53 \text{ ton}$$

Se verifica que $\phi V_c \geq Vu$, lo que significa que el peralte de la zapata de 70 cm. es adecuado.

Diseño por cortante

Se diseñará por cortante para un metro de ancho, por ende, la fuerza cortante de diseño en ambos sentidos es igual por tener la misma longitud de volados. Para su obtención se calcula la ecuación 9.11.

$$Vu = 60.19 \times (0.95 - 0.6) = 21.07 \text{ ton.}$$

Para obtener el valor de la resistencia a corte de diseño (ϕV_c), se realiza el siguiente cálculo:

$$\phi V_c = 0.85 \times (0.53 \times \sqrt{210} \times 100 \times 60) / 1000 = 39.17 \text{ ton.}$$

Por lo tanto, se verifica que la sollicitación es menor que la resistencia.

Diseño por flexión

Se realiza su análisis en la cara de la columna y por un metro de ancho, por lo que es suficiente analizar en un solo sentido. La Norma menciona que se debe colocar acero mínimo inferior de $A_{s_{min}} = 0.0018 \times 100 \times 70 = 12.60 \text{ cm}^2$. El máximo momento de diseño se obtiene de la ecuación 9.12.

$$Mu = \frac{60.19 \times 0.95^2}{2} = 27.16 \text{ ton.m}$$

Se calcula el acero de la parte inferior de la zapata.

$$a = 60 - \sqrt{60^2 - \frac{2 \times 27.16 \times 10^5}{0.9 \times 0.85 \times 210 \times 100}} = 2.89 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{27.16 \times 10^5}{0.9 \times 4200 \times (60 - 2.89/2)} = 12.27 \text{ cm}^2$$

Lo requerido resulta menor a lo mínimo, por eso se optó colocar refuerzos de $\phi 5/8'' @ 15\text{cm}$.

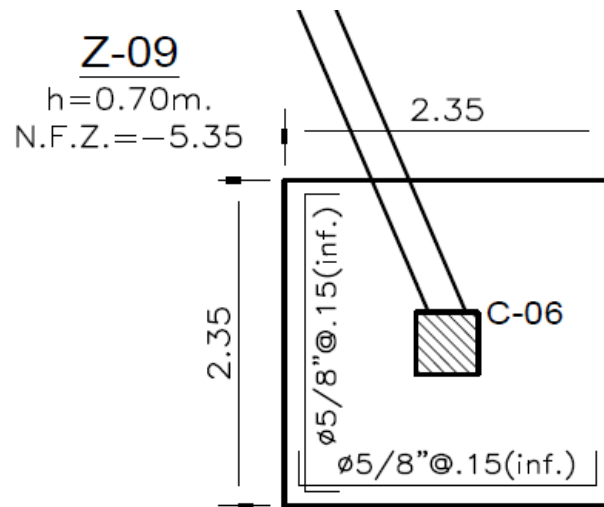


Figura 9.5: Armada final de la zapata aislada Z-09.

Capítulo 10

DISEÑO DE OTROS ELEMENTOS ESTRUCTURALES

10.1. Diseño de escaleras

10.1.1. Consideraciones para el diseño de la escalera

Las escaleras, como las losas macizas, se diseñan por flexión y fuerza cortante en una dirección. También se examinó como si fuera un elemento unidireccional simplemente apoyado en los extremos (ver Figura 4.13).

10.1.2. Ejemplo de diseño de escalera

Se crea una sección común de las escaleras como ilustración. El metrado de cargas para ese tramo se realizó en el Capítulo 4 (ver Tabla 4.16).

Diseño por flexión simple

El diagrama de momento flector (DMF) por carga última del tramo escogido se muestra en la siguiente figura:

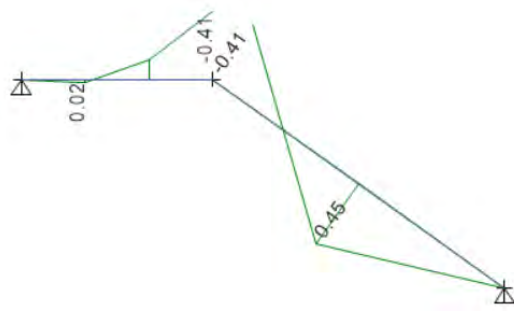


Figura 10.1: DMF (ton.m/m) por carga última del tramo típico de escalera.

De los datos obtenidos del DMF, se escogerá el máximo momento $Mu^+ = 0.45 \text{ ton.m}$ para calcular lo necesario. Algunos datos necesarios son: $f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$, garganta $t = 15 \text{ cm}$, peralte efectivo $d = 12 \text{ cm}$, y el ancho $b = 100 \text{ cm}$.

$$a = 12 - \sqrt{12^2 - \frac{2 \times 0.45 \times 10^5}{0.90 \times 0.85 \times 210 \times 100}} = 0.24 \text{ cm}$$

$$As = \frac{0.45 \times 10^5}{0.90 \times 4200 \times (12 - \frac{0.24}{2})} = 1.0 \text{ cm}^2$$

Resulta que el acero necesario por flexión es de 1.0 cm^2 ; sin embargo, el acero mínimo en el tramo inclinado resulta de $0.0018 \times 15 \times 100 = 2.7 \text{ cm}^2$. Se escogió el mayor de ambos, por lo que se terminó colocando una malla inferior de $\phi 3/8'' @ 25 \text{ cm}$ en el tramo inclinado, y mallas en la parte superior e inferior de $\phi 3/8'' @ 25 \text{ cm}$ en el descanso.

Diseño por cortante

Vemos el diagrama de fuerza cortante (DFC) por carga última del tramo escogido.

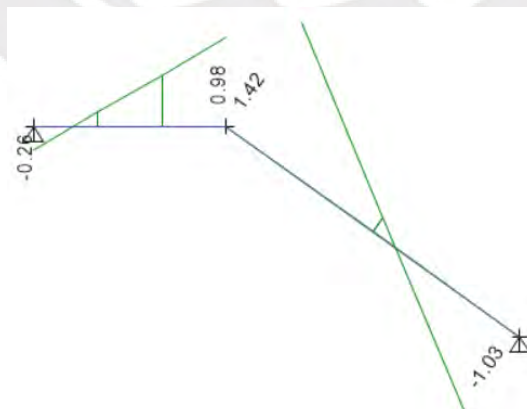


Figura 10.2: DFC (ton/m) por carga última del tramo típico de escalera.

Estas no tiene estribos, por lo que la cortante requerida del análisis debe ser absorbida en su totalidad

por la resistencia a corte del concreto. A partir de la ecuación 6.16 se obtiene el ϕV_c :

$$\phi V_c = 0.85 \times (0.53 \times \sqrt{210} \times 100 \times 12) / 1000 = 7.83 \text{ ton.}$$

Finalmente, se concluye que $\phi V_c \geq V_u$. A continuación, se muestra el diseño final.

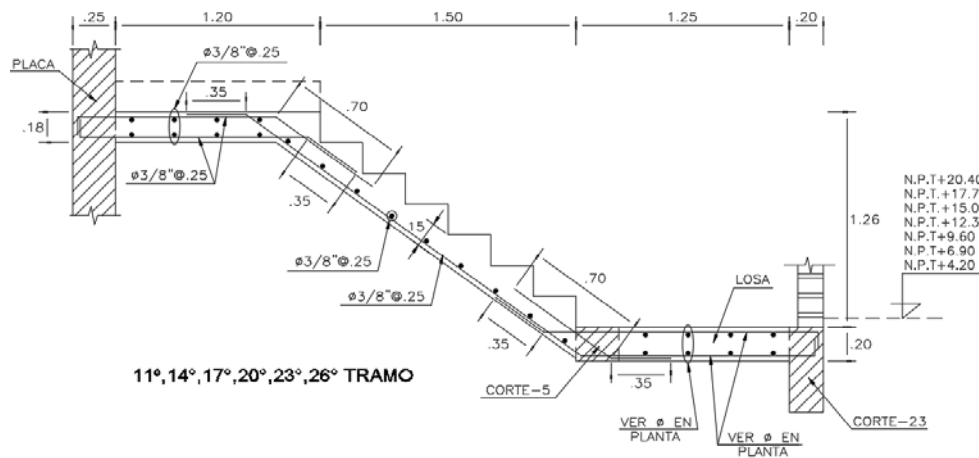


Figura 10.3: Armado final de escalera típica.

10.2. Diseño de muros de contención

Se utilizaron muros anclados como sistema de contención de tierra en la construcción de los sótanos. En el momento de la excavación, estos elementos estructurales de concreto armado se componen de anclajes postensados con bulbos profundos que transmiten la fuerza de tracción al suelo cercano y tienen la capacidad de soportar empujes laterales y estabilizar el suelo del terreno vecino.

La excavación se lleva a cabo de manera alterna, generando paños a lo largo de un nivel. Luego, se coloca el anclaje y la armadura del paño, se realiza el encofrado y el vaciado del concreto. Después de alrededor de 7 días, se desencofra y se tensa el anclaje, y se continúa con el siguiente nivel una vez que todos los paños del mismo nivel estén tensados. Debido a que los paños de concreto actúan de diferentes formas en el proceso de construcción, se realizaron análisis y diseño estructural para las distintas etapas.

10.2.1. Consideraciones para el diseño del muro anclado

- En la etapa inicial el paño está sometido a la fuerza de anclaje, de modo que se modela como una “zapata flexible”, al cual se le verifica el punzonamiento y el cálculo del refuerzo ubicado en la zona de anclaje a la cara exterior de dicho paño.

$$V_u = Ftensado \cdot \cos(\alpha) \cdot F.S.1 \cdot F.S.2 \quad (10.1)$$

Donde:

- α : Ángulo de inclinación del anclaje.
- F.S.1: Factor que indica el posible exceso de carga al aplicar el tensado.
- F.S.2: Recomendado por especialistas geotécnicos.

Quando no se cumpla el espesor requerido por punzonamiento, lo que se puede hacer es ensanchar el muro en la zona del tensado con un ábaco. Otra opción es añadir estribos para que aporten resistencia a cortante.

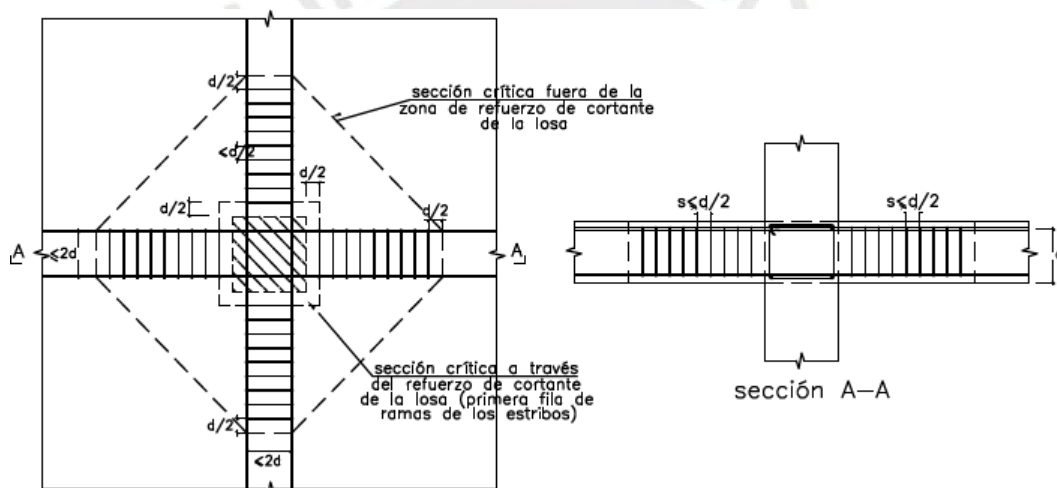


Figura 10.4: Distribución de estribos por cortante en losas sin vigas

- Etapa intermedia es donde se considera la aplicación de la fuerza de anclaje al paño adyacente y se modela los dos paños sin vigas, mientras que cuando se tenga más filas se modelaría como una losa sin vigas en dos direcciones; asimismo, se calcula el refuerzo por flexión entre los anclajes a la cara interior.
- En la etapa final los cables han sido destensados y se construyen las losas de techo, por consiguiente, el muro se modela como un elemento unidireccional, ya que se tiene continuidad vertical y se coloca apoyos simples a la altura de la cimentación y de las losas; además, el diseño se basa por flexión, mientras que se verifica que no se necesite refuerzo de acero por cortante.

Para el análisis se considera un empuje uniformemente distribuido; adicionalmente, se indica que las cargas deberán ser amplificadas por 1.7. Por lo que el empuje último se obtiene así:

$$K_a = \tan^2\left(45 - \frac{\phi}{2}\right) \quad (10.2)$$

$$E_a = K_a \cdot \gamma \cdot H \quad (10.3)$$

$$E_{s/c} = K_a \cdot s/c \quad (10.4)$$

$$E = 1.7(E_a + E_{s/c}) \quad (10.5)$$

Donde:

- K_a : Coeficiente de empuje activo del suelo.
- ϕ : Ángulo de fricción interna del terreno.
- E_a : Empuje activo lateral del suelo.
- $E_{s/c}$: Empuje del suelo debido a la sobrecarga del terreno.
- γ : Peso específico del suelo.
- H : Altura desde la superficie.
- s/c : Sobrecarga en el terreno.

10.2.2. Ejemplo de diseño de muro anclado

A modo de ejemplo se diseña un paño del sótano 1 ubicado en el eje 5 para la etapa inicial e intermedia; asimismo, para el diseño en la etapa final se toma el muro de 31 cm. de espesor, Corte-B definido en el plano de cimentaciones. La resistencia en los muros es de $f'c = 280 \text{ kg/cm}^2$, no obstante, cabe mencionar que en la etapa inicial se utilizará $f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$, ya que se asume que el concreto alcanzará esa resistencia a los 7 días.

Diseño en la Etapa Inicial

Se toma el paño de unas dimensiones de 3.0 x 4.0 m, el cual está bajo una carga de tensado de 60 ton, aplicado en una platina de 0.40 x 0.40 m. Para realizar el diseño se necesita conocer que: $\alpha = 15^\circ$, F.S.1 = 1.25 y F.S.2 = 1.20.

Verificación por punzonamiento

Con la ecuación 9.13 se calcula la fuerza última. El valor de $V_u = 60 \times \cos(15^\circ) \times 1.25 \times 1.20 = 86.93 \text{ ton}$. y ϕV_c se calcula a $d/2$ de la cara de la platina; por lo tanto, $b_o = 4 \times (40 + 26) = 264 \text{ cm}$. y resulta $\phi V_c = 0.85 \times 1.06 \times \sqrt{210} \times 264 \times 26 = 89.62 \text{ ton}$. Se verifica que $\phi V_c \geq V_u$, por lo que se concluye que

para los paños de 31 cm de espesor y utilizando platinas de 40 x 40 cm, la fuerza de tensado de 60 ton. no genera punzonamiento en el paño.

Diseño por flexión

El muro anclado se considera como un elemento flexible porque los esfuerzos del terreno no tienen una distribución uniforme en todo el muro, sino que se concentran en la zona de anclaje. Por consiguiente, se modelaría como una losa apoyada en resortes y aplicando la carga debido al tensado del anclaje distribuido en el área de la platina. La Figura 10.6 tiene los flectores en la dirección horizontal y vertical de este muro.

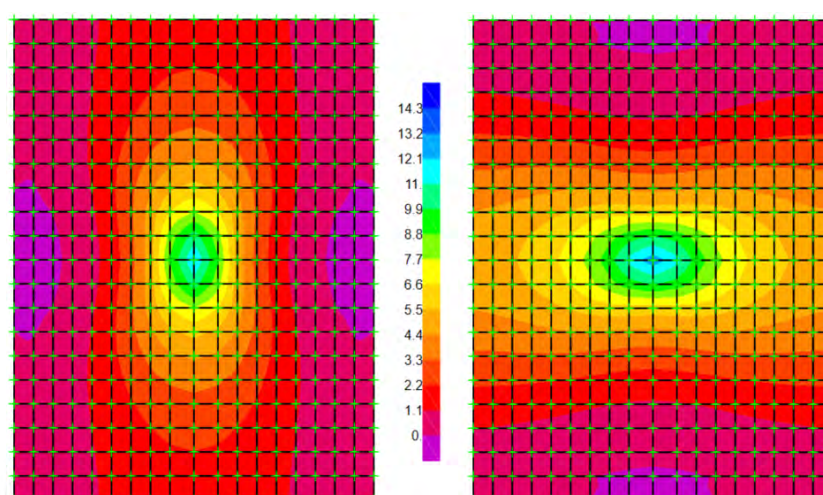


Figura 10.5: DMF (ton.m/m) en la dirección horizontal y vertical del paño 3.0 x 4.0 m.

Se coloca una malla en ambas caras a lo largo del muro de contención por cuantía mínima. Según la Norma E.030, lo mínimo para el acero horizontal es de $0.002 \times 100 \times 31 = 6.20 \text{ cm}^2$ que equivale a colocar $3/8''@0.20\text{m}$ en ambas caras; adicionalmente, la cuantía mínima es de $0.0015 \times 100 \times 31 = 4.65 \text{ cm}^2$, en acero vertical, sin embargo se utiliza igual espacio que el refuerzo horizontal para ambas caras, $3/8''@0.20\text{m}$. Se calcula una malla adicional como refuerzo en la zona de anclajes. Aplicando las fórmulas 6.3 y 6.4 se tiene:

Dirección horizontal $\rightarrow Mu^+ = 12.03 \text{ ton.m} \rightarrow As = 13.01 \text{ cm}^2 \rightarrow 3/8''@0.20\text{m} + 5/8''@0.20\text{m}$.

Dirección vertical $\rightarrow Mu^+ = 15.04 \text{ ton.m} \rightarrow As = 16.54 \text{ cm}^2 \rightarrow 3/8''@0.20\text{m} + 5/8''@0.15\text{m}$.

En conclusión, se considera una malla adicional de $5/8''@0.20 \text{ m}$. (horizontal) y $5/8''@0.15 \text{ m}$. (vertical) para cubrir la demanda por flexión. Dicha malla será colocada en la cara cercana al suelo. A continuación, se presenta el detalle del refuerzo por flexión debido a la acción del tensado del cable.

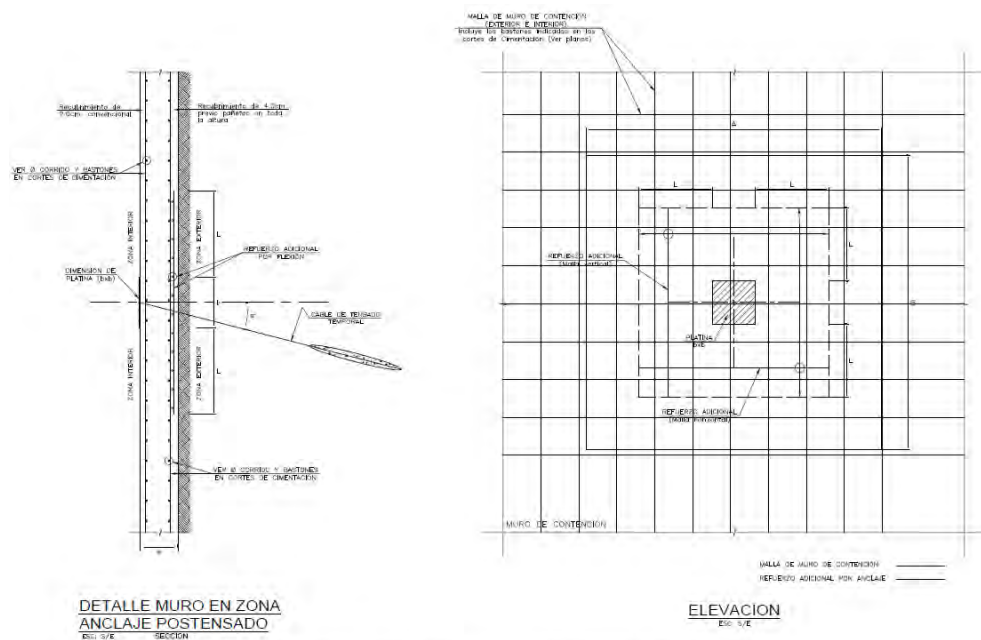


Figura 10.6: Detalle del refuerzo por flexión debido al tensado temporal del cable

Diseño en la Etapa Intermedia

Se determina el refuerzo en la cara interior del muro cuando se le aplica la fuerza de anclaje al paño adyacente.

Diseño por flexión

Se modela los dos paños como una losa sin vigas en una dirección. En la Figura 10.7 observamos el máximo momento positivo flector que se origina en esta etapa. El M_u^+ resulta 0.94 ton.m, por lo que será suficiente el refuerzo de 3/8" @ 0.20m. que se colocó en todo el muro de contención.

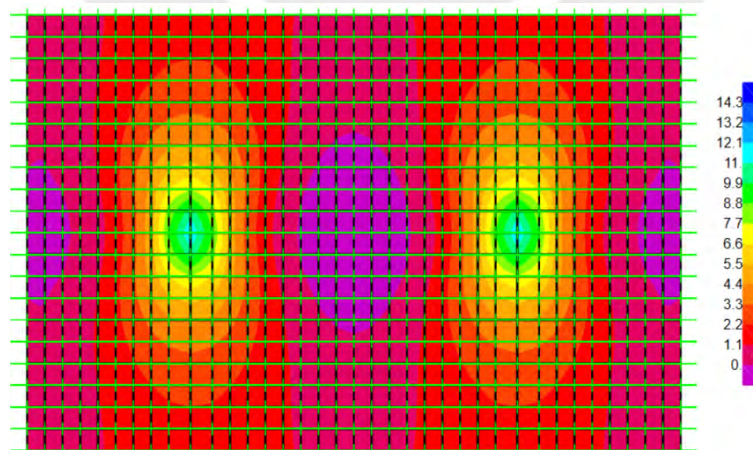


Figura 10.7: DMF (ton.m/m) en la dirección horizontal para la Etapa Intermedia

Diseño en la Etapa Final

Vemos lo diseñado en el muro de sótano por un metro de ancho. El muro soporta el empuje lateral del suelo y, adicionalmente, una sobrecarga debido a la vivienda vecina de 2 pisos, la cual se considera de 1 ton/m^2 por nivel. Para realizar el análisis se necesita conocer que: $\phi = 30^\circ$, $K_a = \tan^2 (45-30/2) = 0.33$, $\gamma = 1.9 \text{ ton/m}^3$, $s/c = 2 \text{ ton/m}^2$. En la Tabla 10.1 vemos la presión última en cada altura del muro utilizando las ecuaciones 9.1, 9.2, 9.3 y 9.4, y se muestra los DMF y DFC para un tramo típico de muro de sótano en la Figura 10.9.

Tabla 10.1: Distribución de presiones en el muro de sótano

Nivel	H (m)	Ea (ton/m)	E _{s/c} (ton/m)	E (ton/m)
+1.45	0	0	0	0
0.00	0	0	0.66	1.12
-1.35	1.35	0.85	0.66	2.56
-4.75	4.75	2.98	0.66	6.19

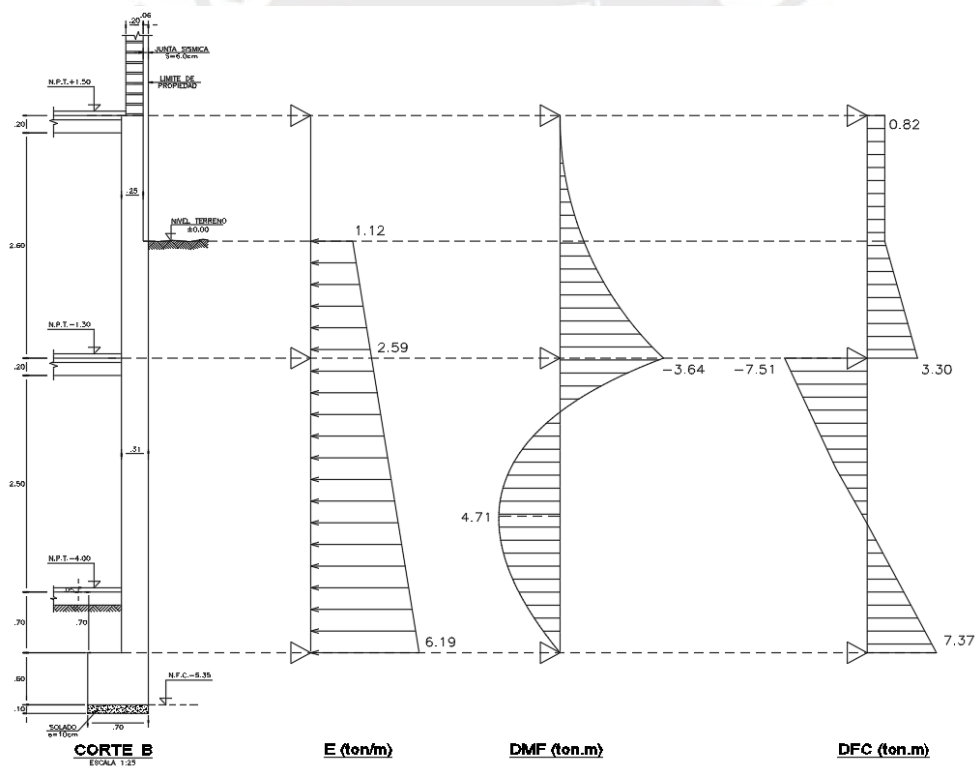


Figura 10.8: DMF y DFC por carga última del muro de sótano

Diseño por flexión

Como anteriormente se calculó la malla del muro de contención, solo bastaría determinar los bastones necesarios para controlar los momentos más críticos. Aplicando las fórmulas 6.3 y 6.4 se tiene:

$$Mu^+ = 4.71 \text{ ton.m} \rightarrow As = 4.87 \text{ cm}^2 \rightarrow \phi 3/8'' @ 0.20\text{m} + \phi 8\text{mm} @ 0.40\text{m}.$$

$$Mu^- = 3.64 \text{ ton.m} \rightarrow As = 3.75 \text{ cm}^2 \rightarrow \phi 3/8'' @ 0.20\text{m}.$$

En conclusión, se considera bastones positivos de 8mm @ 0.40m. Las longitudes de corte se determinan de la misma manera en la que se explicó en vigas.

Diseño por cortante

En la cimentación se encuentra la fuerza cortante máxima, $V_u = 7.37 \text{ ton}$, según DFC. El concreto debe ser utilizado para resistir completamente esa fuerza. El $\phi V_c = 0.85 \times 0.53 \times \sqrt{210} \times 100 \times (31 - 5)/1000 = 19.60 \text{ ton}$, según la ecuación 6.16. Finalmente, se llega a la conclusión de que $\phi V_c \geq V_u$. A continuación se evidencia el diseño final del muro de sótano.

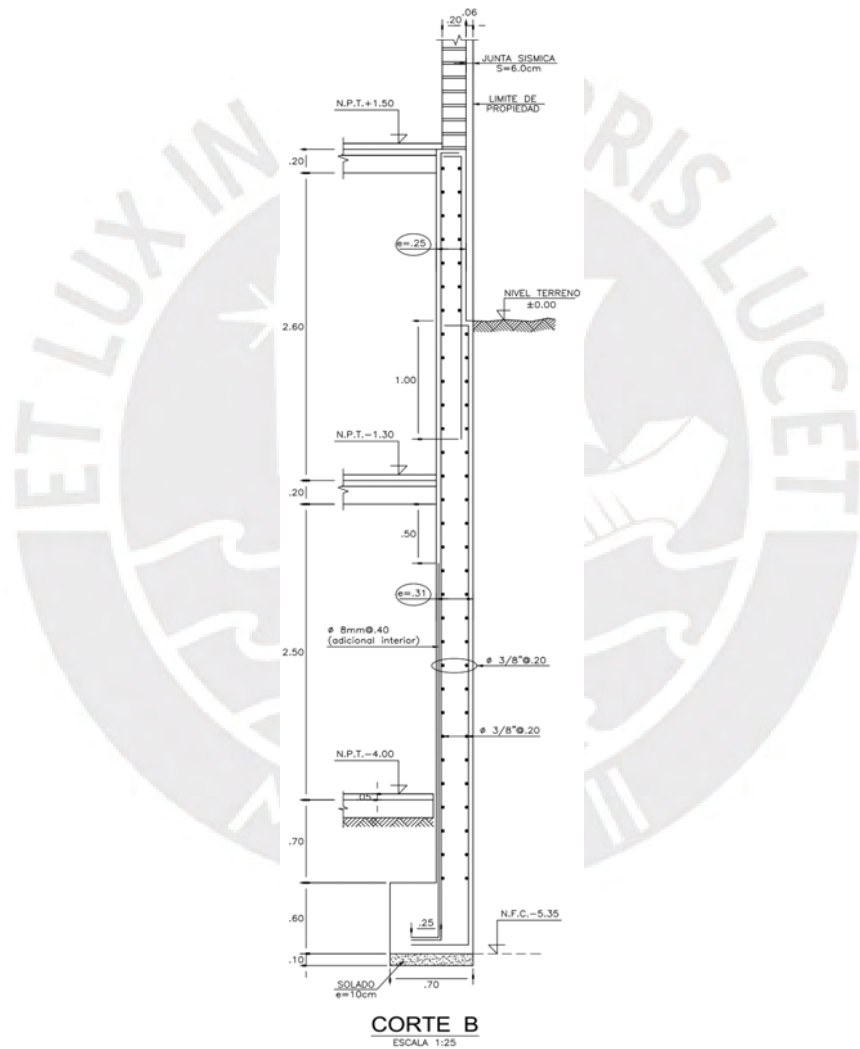


Figura 10.9: Armado final del muro de contención

Capítulo 11

METRADOS DE MATERIALES DE ESTRUCTURAS

En este capítulo se presentará los metrados de las partidas de estructuras relevantes como encofrado, concreto, y acero de los distintos elementos estructurales que conforman el edificio. En primer lugar, se mostrarán ejemplos de metrados de acero, encofrado y concreto para la viga VT-102, la columna C-06, la placa PL-03, la zapata Z-09, la losa aligerada entre los ejes H-J/1-5 y la losa maciza entre los ejes F-H/1-4. Finalmente, se presentará un resumen de metrados y se compararán con las ratios de diseño.

11.1. Vigas

Dimensiones de la viga VT-102 y el detalle de acero de refuerzo longitudinal y transversal.

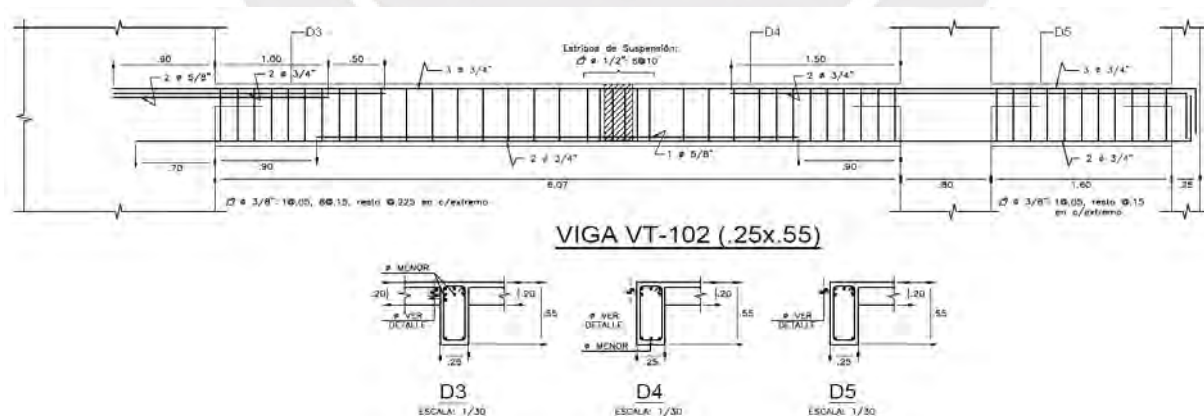


Figura 11.1: Diseño final de la viga VT-102

11.1.1. Concreto

Su volumen se obtiene multiplicando el área de la sección por longitud libre.

$$V = Nt \cdot A_v \cdot Ln \quad (11.1)$$

Donde:

- V: Volumen de concreto, m^3 .
- Nt: Número de pisos típicos. $Nt = 6$.
- A_v : Área de la sección de la viga, m^2 . $A_v = b_v \cdot h_v$
- b_v : Ancho de la viga, m.
- h_v : Peralte de la viga, m.
- Ln: Longitud libre de la viga, m.

Tenemos:

$$V = 6 \times (0.25 \times 0.55) \times (6.07 + 1.60) = 6.33 \, m^3$$

11.1.2. Encofrado

El área del encofrado de la viga se logra al multiplicar el perímetro expuesto de longitud libre.

$$A = Nt \cdot P_v \cdot Ln \quad (11.2)$$

Donde:

- A: Área de encofrado, m^2 .
- P_v : Perímetro expuesto de la sección de viga, m.

Tabla 11.1: Metrado de encofrado de la viga VT-102

Elemento	Nt	P_v (m)	Ln (m)	A (m^2)
Eje 2 Entre B-D (Corte D3)	6	0.95	3.45	19.67
Eje 2 Entre D-E (Corte D4 y D5)	6	1.15	3.97	27.39

Tenemos:

$$A = 19.67 + 27.39 = 47.06 \, m^2$$

11.1.3. Acero

El acero corrido longitudinal, los bastones y los estribos se utilizan para reforzar las vigas. El número de varillas por su longitud y su peso nominal se utiliza para calcular el peso del acero de refuerzo de la viga.

Aceros corridos

$$P = Nt \cdot Lc \cdot n_c \cdot Pn \quad (11.3)$$

Donde:

- P: Peso total del acero de refuerzo, kg.
- Lc: Longitud de acero corrido, m. $Lc = Lt + g - r_v$.
- Lt: Longitud total de la viga, m.
- g: Longitud de gancho estándar, m. (ver Figura 11.2)
- r_v : Recubrimiento en vigas, m. $r_v = 0.04$ m.
- n_c : Número de aceros corridos.
- Pn: Peso nominal del acero, kg/m. Para $\phi 3/4"$ es 2.235 kg/m.

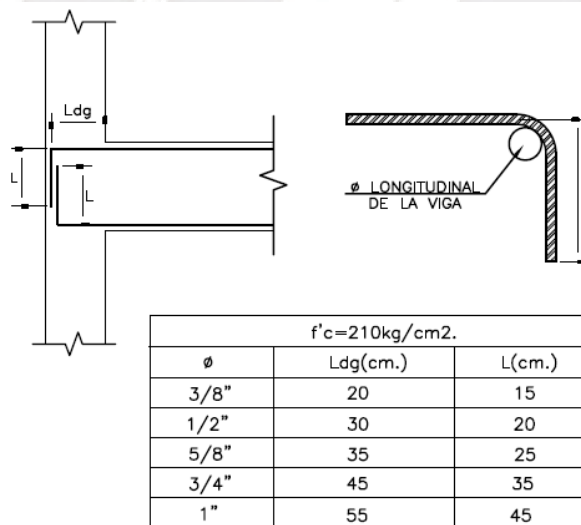


Figura 11.2: Detalle para ganchos estándar en varillas de hierro corrugado

Para 3 aceros corridos negativos de $\phi 3/4"$. Tenemos:

$$P = 6 \times (6.07 + 0.80 + 1.60 + 0.25 + 0.90 + 0.35 - 0.04) \times 3 \times 2.235 = 399.48 \text{ kg}$$

Para 2 aceros corridos positivos de $\phi 3/4"$. Tenemos:

$$P = 6 \times (6.07 + 0.80 + 1.60 + 0.25 + 0.70 + 0.35 - 0.04) \times 2 \times 2.235 = 260.96 \text{ kg}$$

Bastones

$$P = Nt \cdot Lb \cdot n_b \cdot Pn \quad (11.4)$$

Donde:

- Lb: Longitud del bastón de acero de refuerzo, m.
- n_b : Número de bastones de acero de refuerzo.
- Pn: Peso nominal del acero, kg/m. Para $\phi 5/8"$ es 1.552 kg/m y para $\phi 3/4"$ es 2.235 kg/m.

Para bastones $\phi 5/8"$ y $\phi 3/4"$. Tenemos:

Tabla 11.2: Metrado de bastones de acero de refuerzo de la viga VT-102

Bastones	Nt	Lb (m)	n_b	Pn (kg/m)	P (kg)
2 $\phi 5/8"$	6	1.90	2	1.552	35.39
2 $\phi 3/4"$	6	2.40	2	2.235	64.37
2 $\phi 3/4"$	6	4.46	2	2.235	119.62
1 $\phi 5/8"$	6	4.27	1	1.552	39.76

Estribos

$$P = Nt \cdot Le \cdot n_e \cdot Pn \quad (11.5)$$

Donde:

- Le: Longitud del estribo, m. $Le = 2 \cdot b_v + 2 \cdot h_v - 8 \cdot r_v + 2 \cdot d$
- d: Longitud de gancho del estribo, m. (ver Figura 11.3)
- n_e : Número de estribos, m.
- Pn: Peso nominal del acero, kg/m. Para $\phi 3/8"$ es 0.56 kg/m

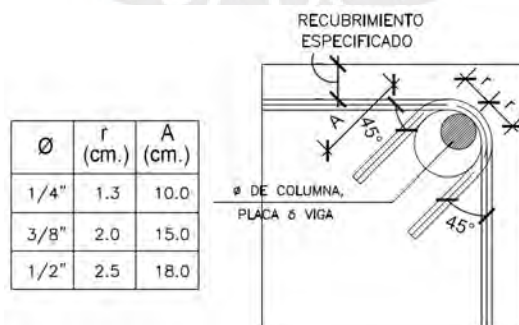


Figura 11.3: Detalles de doblado de estribos en columnas y vigas

Para estribos de $\phi 3/8"$. Tenemos:

$$P = 6 \times (2 \times 0.25 + 2 \times 0.55 - 8 \times 0.04 + 2 \times 0.15) \times 46 \times 0.56 = 244.20 \text{ kg}$$

Finalmente, el peso total del acero de refuerzo de la viga VT-102 resulta.

$$P = 399.48 + 260.96 + 35.39 + 64.37 + 119.62 + 39.76 + 244.20 = 1163.78 \text{ kg}$$

11.2. Columnas

Se muestra las dimensiones de la columna C-06 y el detalle del acero de refuerzo.

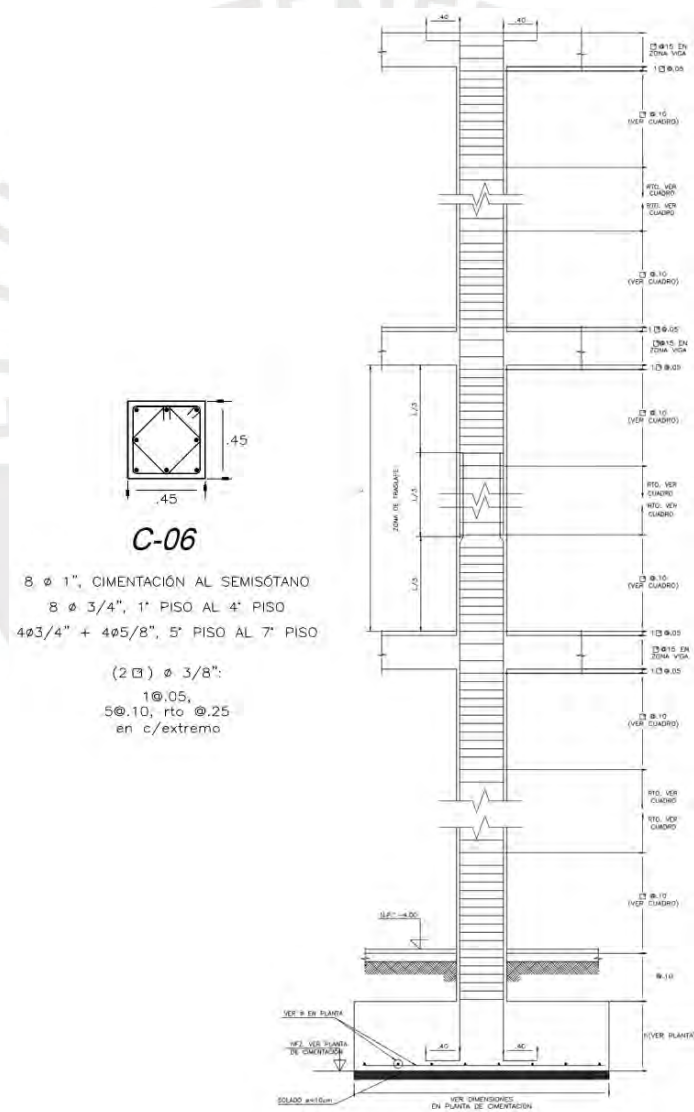


Figura 11.4: Diseño final de la columna C-06

11.2.1. Concreto

El volumen de la columna de concreto se puede calcular multiplicando el área de la sección de la columna por su altura total, que comienza en la parte superior de la zapata y se extiende hasta el último piso.

$$V = A_c \cdot Ht \quad (11.6)$$

Donde:

- V: Volumen de concreto, m^3 .
- A_c : Área de la sección de la columna, m^2 . $A_c = b_c \cdot h_c$
- b_c : Ancho de la columna, m.
- h_c : Peralte de la columna, m.
- Ht: Altura total de la columna, m. $Ht = Df - hz + \sum_{i=1}^N hp_i$
- Df: Profundidad de la zapata, medido desde el NFP -4.05 m. $Df = 1.30$ m.
- hz: Peralte de la zapata, m. $hz = 0.70$ m.
- N: Número de último piso. $N = 9$ (1 sótano, 1 semisótano y 7 pisos superiores)
- hp_i : Altura de piso a piso del nivel i. $hp_1 = 2.70$ m, $hp_2 = 2.80$ m y hp_3 a $hp_9 = 7 \times 2.70$.

Tenemos:

$$V = (0.45 \times 0.45) \times (1.30 - 0.70 + (8 \times 2.70 + 2.80)) = 5.06 \, m^3$$

11.2.2. Encofrado

El área del encofrado de una columna se puede calcular multiplicando el perímetro expuesto de una sección de la columna por su altura libre total.

$$A = P_c \cdot Hn \quad (11.7)$$

Donde:

- A: Área de encofrado, m^2 .
- P_c : Perímetro expuesto de la sección de columna, m. $P_c = 2 \cdot b_c + 2 \cdot h_c$
- Hn: Altura libre total de la columna, m. $Hn = Df - hz + \sum_{i=1}^N hn_i$
- hn_i : Altura de piso a fondo de viga del nivel i. $hn_1 = 2.20$ m, $hn_2 = 2.30$ m y hn_3 a $hn_9 = 7 \times 2.20$.

Tenemos:

$$A = (2 \times 0.45 + 2 \times 0.45) \times (1.30 - 0.70 + (8 \times 2.20 + 2.30)) = 36.90 \, m^2$$

11.2.3. Acero

El acero de refuerzo de la columna está compuesto por aceros verticales y estribos. El peso es calculado multiplicando el total de varillas por su longitud y por su peso nominal.

Aceros verticales

$$P = Lv \cdot n_v \cdot Pn \quad (11.8)$$

Donde:

- P: Peso total del acero de refuerzo, kg.
- L_v : Longitud del acero vertical, m.
- n_v : Número de aceros verticales.

Aceros verticales (cimentación al semisótano)

$$Lv = Df + hp_1 + hp_2 + Lem - r_z + g \quad (11.9)$$

Donde:

- Lem : Longitud de empalme, m. (ver Figura 11.6)
- r_z : Recubrimiento en zapatas, m. $r_z = 0.075$ m.
- g : Longitud de gancho estándar, m. (ver Figura 11.2)
- Pn : Peso nominal del acero, kg/m. Para $\phi 1"$ es 3.973 kg/m

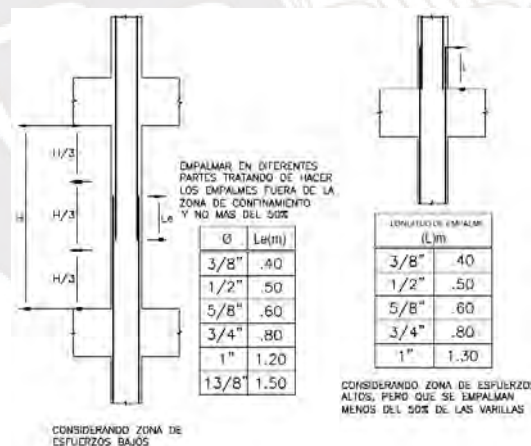


Figura 11.5: Empalme de refuerzo vertical en columnas y placas

El peso de las barras verticales de $\phi 1"$ que se encuentran desde la cimentación hasta el semisótano es:

$$P = (1.30 + 2.70 + 2.80 + 1.30 - 0.075 + 0.45) \times 8 \times 3.973 = 269.37 \text{ kg}$$

Aceros verticales (1° al 4° piso)

$$Lv = \sum_{i=3}^6 hp_i + Lem \quad (11.10)$$

El peso de las barras verticales de $\phi 3/4''$ que se encuentran desde el 1° hasta el 4° piso es:

$$P = (4 \times 2.70 + 0.80 \times 2) \times 8 \times 2.235 = 221.71 \text{ kg}$$

Aceros verticales (5° al 7° piso)

$$Lv = \sum_{i=7}^9 hp_i + Lem - r_v + g \quad (11.11)$$

El peso de las barras verticales de que se encuentran desde el 5° hasta el 7° piso es:

Para los 4 aceros verticales de $\phi 3/4''$. Tenemos:

$$P = (3 \times 2.70 + 0.80 - 0.04 + 0.35) \times 4 \times 2.235 = 82.34 \text{ kg}$$

Para los 4 aceros verticales de $\phi 5/8''$. Tenemos:

$$P = (3 \times 2.70 + 0.60 - 0.04 + 0.35) \times 4 \times 1.552 = 55.31 \text{ kg}$$

Estribos

$$P = Le \cdot n_e \cdot Pn \quad (11.12)$$

Donde:

- Le: Longitud del estribo, m. $Le = 2 \cdot b_c + 2 \cdot h_c - 8 \cdot r_c + 2 \cdot d$
- d: Longitud de gancho del estribo, m. (ver Figura 11.3)
- r_c : Recubrimiento en columnas, m. $r_c = 0.04$ m.

Para los 2 estribos de $\phi 3/8''$. Tenemos:

$$P = (2 \times 0.45 + 2 \times 0.45 - 8 \times 0.04 + 2 \times 0.15) \times 178 \times 0.56 = 177.43 \text{ kg}$$

$$P = (4 \times 0.30 + 2 \times 0.15) \times 178 \times 0.56 = 149.52 \text{ kg}$$

Finalmente, el peso total en la columna C-06 resulta.

$$Pt = 269.37 + 221.71 + 82.34 + 55.31 + 177.43 + 149.52 = 955.68 \text{ kg}$$

11.3. Placas

Se muestra las dimensiones de la placa PL-03 y el detalle del acero reforzado.

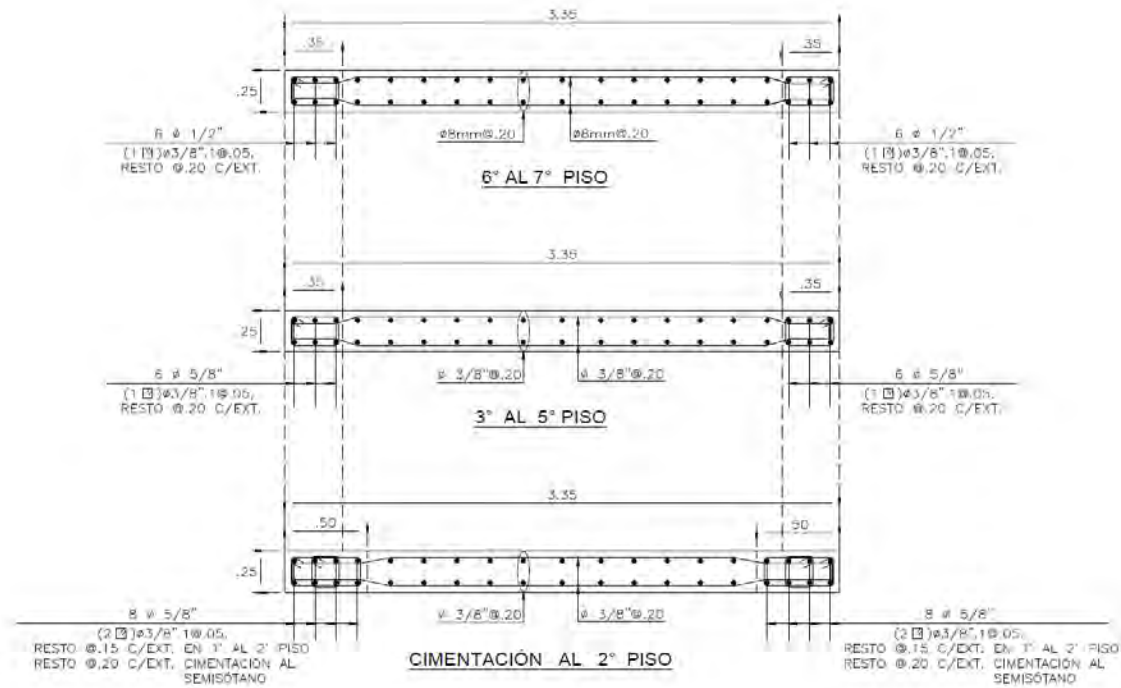


Figura 11.6: Diseño final de la placa PL-03

11.3.1. Concreto

El volumen de la placa de concreto se puede calcular multiplicando el área de la sección de la placa por su altura total, que comienza en la parte superior de la zapata y se extiende hasta el piso más alto.

$$V = A_p \cdot H_p \quad (11.13)$$

Donde:

- V: Volumen de concreto, m³.
- A_p : Área de la sección de la placa, m². $A_p = L_p \cdot t$
- H_p : Altura total de la placa, m. $H_p = D_f - h_z + \sum_{i=1}^N h_{p_i}$
- L_p : Longitud de la placa, m.

- t: Ancho de la placa, m.
- Df: Profundidad de la zapata, medido desde el NFP -4.05 m. Df = 1.30 m.
- hz: Peralte de la zapata, m. hz = 0.60 m.
- N: Número de último piso. N = 9 (1 sótano, 1 semisótano y 7 pisos superiores)
- hp_i: Altura de piso a piso del nivel i. hp₁ = 2.70 m, hp₂ = 2.80 m y hp₃ a hp₉ = 7 x 2.70.

Tenemos:

$$V = (3.35 \times 0.25) \times (1.30 - 0.60 + (8 \times 2.70 + 2.80)) = 21.02 \text{ m}^3$$

11.3.2. Encofrado

El área del encofrado de una placa se puede calcular multiplicando el perímetro expuesto de la sección de la placa por su altura libre total.

$$A = P_p \cdot H_n \quad (11.14)$$

Donde:

- A: Área de encofrado, m².
- P_p: Perímetro expuesto de la sección de la placa, m. P_p = 2 · L_p + 2 · t
- H_n: Altura libre total de la placa, m. H_n = Df - hz + $\sum_{i=1}^N hn_i$
- hn_i: Altura de piso a fondo de viga del nivel i. hn₁ = 2.50 m, hn₂ = 2.60 m y hn₃ a hn₉ = 7 x 2.50.

Tenemos:

$$A = (2 \times 3.35 + 2 \times 0.25) \times (1.30 - 0.60 + (8 \times 2.50 + 2.60)) = 167.76 \text{ m}^2$$

11.3.3. Acero

El acero de refuerzo de las placas está compuesto por mallas horizontales y verticales que cubren toda la placa y, varillas verticales y estribos en los núcleos de confinamiento. El se halla multiplicando las varillas por su longitud y por su peso nominal. Cabe mencionar que, el cálculo para determinar el peso de las mallas verticales, como también, el peso del acero vertical y de los estribos del núcleo confinado, tiene el mismo procedimiento que se realizó para calcular el peso de los aceros verticales de la columna.

Mallas horizontales y verticales

$$P = L_m \cdot n_m \cdot P_n \quad (11.15)$$

Donde:

- P: Peso total del acero de refuerzo, kg.
- Lm: Longitud de la malla horizontal y vertical, m.
- n_m : Número de varillas de la malla horizontal y vertical.

Mallas horizontales

$$Lm = 2 \cdot (Lp - 2 \cdot r_p + 2 \cdot g) \quad (11.16)$$

Donde:

- r_p : Recubrimiento en placas, m. $r_p = 0.02$ m.
- g: Longitud de gancho estándar, m. (ver Figura 11.2)
- Pn: Peso nominal del acero, kg/m. Para $\phi 3/8''$ es 0.56 kg/m y para $\phi 8mm$ es 0.395 kg/m

El peso de las mallas horizontales de $\phi 3/8''$ que se encuentran desde la cimentación hasta el 5° piso es:

$$P = 2 \times (3.35 - 2 \times 0.02 + 2 \times 0.15) \times (36 + 30 + 45) \times 0.56 = 448.80 \text{ kg}$$

El peso de las mallas horizontales de $\phi 8mm$ que se encuentran desde el 6° hasta el 7° piso es:

$$P = 2 \times (3.35 - 2 \times 0.02 + 2 \times 0.15) \times 30 \times 0.395 = 85.56 \text{ kg}$$

Mallas verticales

El peso de las mallas verticales de $\phi 3/8''$ que se encuentran desde la cimentación hasta el 2° piso es:

$$P = 2 \times (1.30 + 3 \times 2.70 + 2.80 + 2 \times 0.40 - 0.075 + 0.15) \times 12 \times 0.56 = 175.73 \text{ kg}$$

El peso de las mallas verticales de $\phi 3/8''$ que se encuentran desde el 3° hasta el 5° piso es:

$$P = 2 \times (3 \times 2.70 + 0.40) \times 13 \times 0.56 = 123.76 \text{ kg}$$

El peso de las mallas verticales de $\phi 8mm$ que se encuentran desde el 6° hasta el 7° piso es:

$$P = 2 \times (2 \times 2.70 + 0.40 - 0.04 + 0.15) \times 13 \times 0.395 = 60.70 \text{ kg}$$

Aceros verticales confinados

El peso de 8 barras verticales de $\phi 5/8''$ que se encuentran desde la cimentación hasta el 2° piso es:

$$P = 2 \times (1.30 + 3 \times 2.70 + 2.80 + 2 \times 0.60 - 0.075 + 0.25) \times 8 \times 1.552 = 337.09 \text{ kg}$$

El peso de 6 barras verticales de $\phi 5/8''$ que se encuentran desde el 3° hasta el 5° piso es:

$$P = 2 \times (3 \times 2.70 + 0.60) \times 6 \times 1.552 = 162.03 \text{ kg}$$

El peso de 6 barras verticales de $\phi 1/2''$ que se encuentran desde el 6° hasta el 7° piso es:

$$P = 2 \times (2 \times 2.70 + 0.50 - 0.04 + 0.20) \times 6 \times 0.994 = 72.28 \text{ kg}$$

Estribos

El peso de 2 estribos de $\phi 3/8''$ que se encuentran desde la cimentación hasta el 2° piso es:

$$P = 2 \times (2 \times 0.50 + 2 \times 0.25 - 8 \times 0.02 + 2 \times 0.15) \times (36 + 38) \times 0.56 = 135.92 \text{ kg}$$

$$P = 2 \times (2 \times 0.17 + 2 \times 0.21 + 2 \times 0.15) \times (36 + 38) \times 0.56 = 87.85 \text{ kg}$$

El peso de 1 estribos de $\phi 3/8''$ que se encuentra desde el 3° hasta el 7° piso es:

$$P = 2 \times (2 \times 0.35 + 2 \times 0.25 - 8 \times 0.02 + 2 \times 0.15) \times (45 + 30) \times 0.56 = 112.56 \text{ kg}$$

Finalmente, el peso total del acero de refuerzo de la placa PL-03 resulta.

$$Pt = 534.36 + 360.19 + 571.40 + 336.33 = 1802.28 \text{ kg}$$

11.4. Zapatas

Se muestra las dimensiones de la zapata Z-09 y el detalle del acero de refuerzo longitudinal.

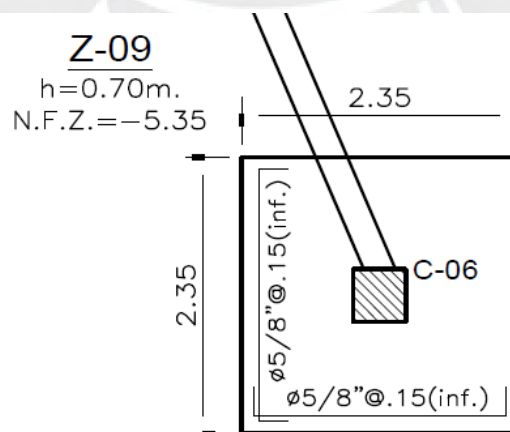


Figura 11.7: Diseño final de la zapata Z-09

11.4.1. Concreto

El volumen se halla multiplicando el área de la sección de la zapata por su peralte.

$$V = A_z \cdot h_z \quad (11.17)$$

Donde:

- V: Volumen de concreto, m^3 .
- A_z : Área de la sección de la zapata, m^2 . – h_z : Peralte de la zapata, m. $h_z = 0.70$ m.

Tenemos:

$$V = (2.35 \times 2.35) \times 0.70 = 3.87 \, m^3$$

11.4.2. Acero

El acero de refuerzo de la zapata está compuesto por aceros longitudinales en cada dirección. El peso del acero de refuerzo de la zapata se calcula multiplicando el número de varillas por su longitud y por su peso nominal.

Aceros longitudinales

$$P = L_z \cdot n_z \cdot P_n \quad (11.18)$$

Donde:

- P: Peso total del acero de refuerzo, kg.
- L_z : Longitud de acero longitudinal en zapata, m. $L_z = L_x + 2 \cdot g + 2 \cdot r_z$.
- L_x : Longitud de la zapata, m.
- g: Longitud de gancho estándar, m. (ver Figura 11.2)
- r_z : Recubrimiento en zapatas, m. $r_v = 0.075$ m.
- n_z : Número de aceros longitudinales en zapatas.
- P_n : Peso nominal del acero, kg/m. Para $\phi 5/8''$ es 1.552 kg/m.

Para los aceros longitudinales de $\phi 5/8''$ en ambas direcciones. Tenemos:

$$P = 2 \times (2.35 - 2 \times 0.075 + 2 \times 0.25) \times 16 \times 1.552 = 134.09 \, kg$$

11.5. Losas aligeradas

Se muestra las dimensiones de la losa aligerada ubicada entre los ejes H-J / 1-5 y el detalle de acero.

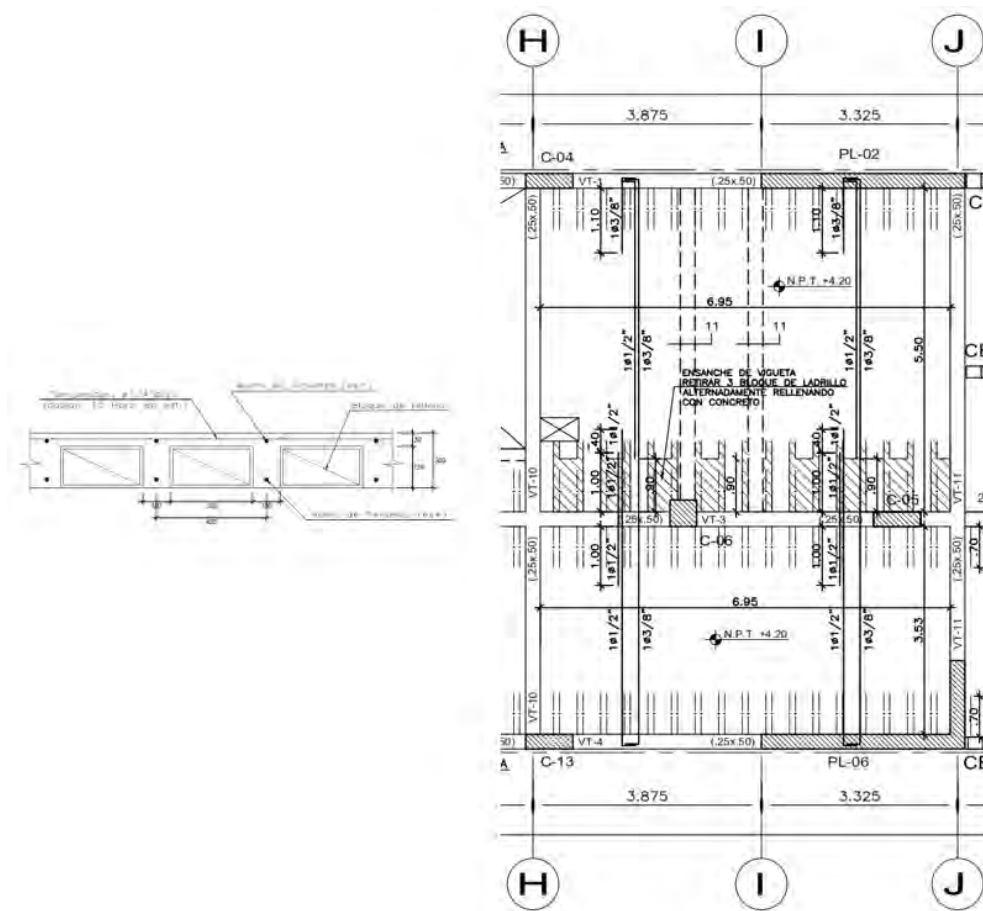


Figura 11.8: Diseño final de la losa aligerada, ubicado entre los ejes H-J / 1-5.

11.5.1. Concreto

Su volumen se calcula multiplicando el área interior, entre caras de las vigas que van a definir los paños, por un factor para metrado. Para determinar el factor para metrado se realiza el análisis de 1 m² de losa de espesor 20 cm.

- N° de viguetas = 2.50
- Volumen concreto = $(0.40 \times 0.05 + 0.10 \times 0.15) \times 2.50 = 0.0875 \text{ m}^3$
- $f_c = 0.0875 \text{ m}^3 / \text{m}^2$ de losa.

$$V = Nt \cdot A_l \cdot f_c \quad (11.19)$$

Donde:

- V: Volumen de concreto, m³.
- Nt: Número de pisos típicos. N = 6.
- A_l : Área interior de la losa, m².

- f_c : Factor para metrado de concreto en losa aligerada.

Tenemos:

$$V = 6 \times (6.95 \times 3.53 + 6.45 \times 5.50) \times 0.0875 = 31.50 \text{ m}^3$$

Considerando el volumen de concreto del ensanche alternado, tenemos:

$$V = 6 \times (7 \times 0.30 + 0.22) \times 0.15 \times 0.90 = 1.88 \text{ m}^3$$

11.5.2. Encofrado

El área del encofrado de la losa aligerada se obtiene de sumar todas las áreas internas de los paños de la losa.

$$A = 6 \times (6.95 \times 3.53 + 6.45 \times 5.50) = 360.05 \text{ m}^2$$

11.5.3. Acero

El acero de refuerzo se compone de corridos longitudinales, bastones y aceros de temperatura. El peso del acero de refuerzo de la losa aligerada se obtiene multiplicando las varillas por su longitud y por su peso nominal.

Aceros longitudinales inferiores

$$P = Nt \cdot La \cdot n_a \cdot Pn \quad (11.20)$$

Donde:

- P: Peso total del acero de refuerzo, kg.
- La: Longitud de acero longitudinal inferior de losa aligerada, m. $La = Lo + 2 \cdot g - 2 \cdot r_v$.
- Lo: Longitud total de la vigueta, m.
- g: Longitud de gancho estándar, m. (ver Figura 11.2)
- r_v : Recubrimiento en vigas, m. $r_v = 0.04 \text{ m}$.
- n_a : Número de aceros longitudinales en losas aligeradas.

Para el acero longitudinal positivo de $\phi 3/8''$. Tenemos:

$$P = 6 \times (9.78 + 2 \times 0.15 - 2 \times 0.04) \times 17 \times 0.56 = 571.20 \text{ kg}$$

Bastones superiores e inferiores

Para bastones de $\phi 3/8''$ y $\phi 1/2''$. Tenemos:

Tabla 11.3: Metrado de bastones de acero de refuerzo de la losa aligerada

Bastones	Nt	Lb (m)	n _b	Pn (kg/m)	P (kg)
1ϕ1/2"	6	5.01	17	0.994	507.95
1ϕ3/8"	6	1.46	17	0.56	83.40
1ϕ1/2"	6	2.25	17	0.994	228.12
1ϕ5/2"	6	5.59	17	0.994	566.76

Aceros de temperatura

$$P = Nt \cdot Lte \cdot n_{te} \cdot Pn \quad (11.21)$$

Donde:

- P: Peso total del acero de refuerzo, kg.
- Lte: Longitud del acero de temperatura, m.
- n_{te}: Número de aceros de temperatura.
- Pn: Peso nominal del acero, kg/m. Para ϕ1/4" es 0.25 kg/m

Para aceros de temperatura de ϕ1/4". Tenemos:

$$P = 6 \times (7.45 - 2 \times 0.04 + 2 \times 0.15) \times 36 \times 0.25 = 414.18 \text{ kg}$$

Finalmente, el peso total del acero de refuerzo de la losa aligerada ubicado entre los ejes H-J / 1-5 resulta:

$$Pt = 571.20 + 1386.23 + 414.18 = 2371.61 \text{ kg}$$

11.5.4. Ladrillos huecos de arcilla

La cantidad de ladrillos se calcula multiplicando el área interior, entre caras de vigas que definen paños, por un factor para metrado. Para determinar el factor para metrado se hace el análisis de 1 m² de losa de espesor 20 cm.

- N° de viguetas = 2.50
- N° ladrillos = (100/30) x 2.50 = 8.33 und.
- f_l = 8.00 und / m² de losa.

$$N_{ladrillos} = 6 \times (8.33 \times (6.95 \times 3.53 + 6.45 \times 5.50) - 7 \times 3 - 0.733 \times 3) = 2860 \text{ und.}$$

11.6. Losas macizas

Se muestra las dimensiones de la losa maciza que está los ejes F-H / 1-4 y el detalle del acero.

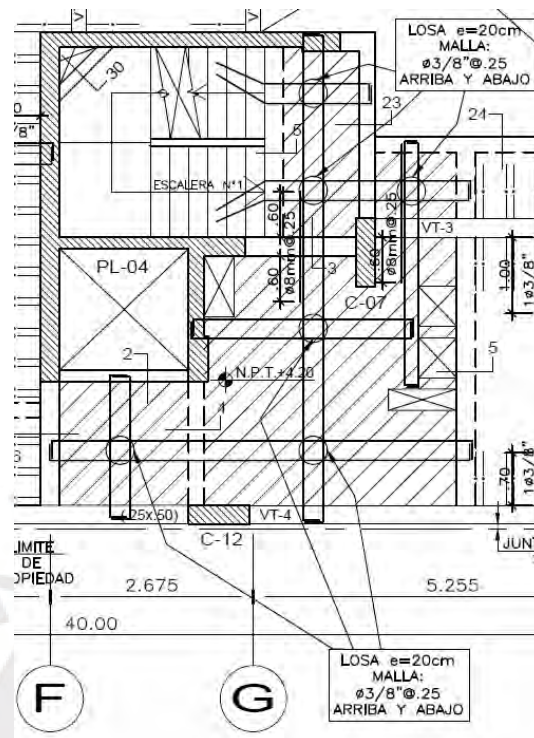


Figura 11.9: Diseño final de la losa maciza, ubicado entre los ejes F-H / 1-4.

11.6.1. Concreto

El volumen del concreto de la losa maciza se calcula multiplicando el área interior, entre las caras de las vigas por su espesor.

$$V = Nt \cdot A_l \cdot e \quad (11.22)$$

Donde:

- V: Volumen de concreto, m^3 .
- Nt: Número de pisos típicos. $N = 6$.
- A_l : Área interior de la losa, m^2 .
- e: Espesor de la losa maciza, m. $e = 0.20$ m.

Tenemos:

$$V = 6 \times (1.70 \times 1.63 + 9.96 + 1.00 \times 2.45 + 1.08 \times 0.87) \times 0.20 = 19.34 \, m^3$$

11.6.2. Encofrado

El área del encofrado de la losa maciza se obtiene de sumar todas las áreas internas de los paños de la losa.

$$A = 6 \times (1.70 \times 1.63 + 9.96 + 1.00 \times 2.45 + 1.08 \times 0.87) = 96.72 \text{ m}^2$$

11.6.3. Acero

El acero de refuerzo se compone de longitudinales superiores e inferiores y bastones en cada dirección. El peso se calcula multiplicando el número de varillas por su longitud y por su peso nominal.

Aceros longitudinales superiores e inferiores

Para los aceros longitudinales de $\phi 3/8'' @ 0.25$ cm. en ambas direcciones. Tenemos:

Tabla 11.4: Metrado de aceros longitudinales de la losa maciza

Varillas	Nt	La (m)	n _a	Pn (kg/m)	P (kg)
V1	6	5.99	10	0.56	201.26
V2	6	4.84	2	0.56	32.52
V3	6	3.29	8	0.56	88.44
V4	6	2.69	4	0.56	36.15
V5	6	3.44	4	0.56	46.23
V6	6	1.84	2	0.56	12.36
V7	6	3.61	10	0.56	121.30
V8	6	2.28	10	0.56	76.61
V9	6	2.29	14	0.56	107.72
V10	6	2.99	2	0.56	20.09
V11	6	4.04	8	0.56	108.60
V12	6	6.74	10	0.56	226.46
V13	6	5.36	4	0.56	72.04
V14	6	2.23	4	0.56	29.97
V15	6	1.76	4	0.56	23.65

Bastones superiores

Para los bastones de $\phi 8\text{mm} @ 0.25$ cm. Tenemos:

Tabla 11.5: Metrado de bastones de aceros de refuerzo de la losa maciza

Varillas	Nt	La (m)	n _a	Pn (kg/m)	P (kg)
B1	6	1.45	4	0.395	13.75
B2	6	1.95	4	0.395	18.49

A continuación, se presenta un resumen de los metrados totales referentes a las distintas partidas ya mencionadas anteriormente.

Tabla 11.6: Resumen de metrados de subestructuras

ITEM	DESCRIPCIÓN	UNID.	CANT.
01	SUBESTRUCTURA		
01.01	ESTRUCTURAS		
01.01.01	OBRAS DE CONCRETO ARMADO		
01.01.01.01	ZAPATAS		
01.01.01.01.01	ZAPATAS, CONCRETO f'c=210 kg/cm2	m3	65.95
01.01.01.01.02	ZAPATAS, ACERO fy=4200 kg/cm2	kg	3,262.91
01.01.01.02	VIGAS DE CIMENTACIÓN		
01.01.01.02.01	VIGAS DE CIMENTACIÓN, CONCRETO f'c=210 kg/cm2	m3	6.03
01.01.01.02.02	VIGAS DE CIMENTACIÓN, ENCOFRADO Y DESENCOFRADO	m2	48.24
01.01.01.02.03	VIGAS DE CIMENTACIÓN, ACERO fy=4200 kg/cm2	kg	1,290.51
01.01.01.03	MUROS DE CONTENCIÓN		
01.01.01.03.01	MUROS DE CONTENCIÓN, CONCRETO f'c=280 kg/cm2	m3	136.12
01.01.01.03.02	MUROS DE CONTENCIÓN, CONCRETO f'c=210 kg/cm2	m3	8.90
01.01.01.03.03	MUROS DE CONTENCIÓN, ENCOFRADO Y DESENCOFRADO	m2	652.77
01.01.01.03.04	MUROS DE CONTENCIÓN, ACERO fy=4200 kg/cm2	kg	1,1279.02
01.01.01.04	COLUMNAS		
01.01.01.04.01	COLUMNAS, CONCRETO f'c=280 kg/cm2	m3	9.86
01.01.01.04.02	COLUMNAS, CONCRETO f'c=210 kg/cm2	m3	9.06
01.01.01.04.03	COLUMNAS, ENCOFRADO Y DESENCOFRADO	m2	112.50
01.01.01.04.04	COLUMNAS, ACERO fy=4200 kg/cm2	kg	3,563.10
01.01.01.05	PLACAS		
01.01.01.05.01	PLACAS, CONCRETO f'c=280 kg/cm2	m3	23.93
01.01.01.05.02	PLACAS, CONCRETO f'c=210 kg/cm2	m3	30.34
01.01.01.05.03	PLACAS, ENCOFRADO Y DESENCOFRADO	m2	351.06
01.01.01.05.04	PLACAS, ACERO fy=4200 kg/cm2	kg	6,541.35
01.01.01.06	VIGAS		
01.01.01.06.01	VIGAS, CONCRETO f'c=210 kg/cm2	m3	20.44
01.01.01.06.02	VIGAS, ENCOFRADO Y DESENCOFRADO	m2	139.52
01.01.01.06.03	VIGAS, ACERO fy=4200 kg/cm2	kg	2,692.03
01.01.01.07	LOSAS MACIZAS		
01.01.01.07.01	LOSAS MACIZAS, CONCRETO f'c=210 kg/cm2	m3	12.16
01.01.01.07.02	LOSAS MACIZAS, ENCOFRADO Y DESENCOFRADO	m2	60.80
01.01.01.07.03	LOSAS MACIZAS, ACERO fy=4200 kg/cm2	kg	801.48
01.01.01.08	LOSAS ALIGERADAS		
01.01.01.08.01	LOSAS ALIGERADAS, CONCRETO f'c=210 kg/cm2	m3	41.78
01.01.01.08.02	LOSAS ALIGERADAS, ENCOFRADO Y DESENCOFRADO	m2	467.70
01.01.01.08.03	LOSAS ALIGERADAS, ACERO fy=4200 kg/cm2	kg	2,831.57
01.01.01.08.04	LOSAS ALIGERADAS, LADRILLO HUECO DE ARCILLA H=0.20m	und	3,842
01.01.01.09	RAMPAS		
01.01.01.09.01	RAMPAS, CONCRETO f'c=210 kg/cm2	m3	5.31
01.01.01.09.02	RAMPAS, ENCOFRADO Y DESENCOFRADO	m2	26.55
01.01.01.09.03	RAMPAS, ACERO fy=4200 kg/cm2	kg	277.63
01.01.01.10	ESCALERAS		
01.01.01.10.01	ESCALERAS, CONCRETO f'c=210 kg/cm2	m3	5.00
01.01.01.10.02	ESCALERAS, ENCOFRADO Y DESENCOFRADO	m2	35.78
01.01.01.10.03	ESCALERAS, ACERO fy=4200 kg/cm2	kg	258.19

Tabla 11.7: Resumen de metrados de superestructuras

ITEM	DESCRIPCIÓN	UNID.	CANT.
02	SUPERESTRUCTURA		
02.01	ESTRUCTURAS		
02.01.01	OBRAS DE CONCRETO ARMADO		
02.01.01.01	COLUMNAS		
02.01.01.01.01	COLUMNAS, CONCRETO $f'c=210$ kg/cm ²	m3	49.79
02.01.01.01.02	COLUMNAS, ENCOFRADO Y DESENCOFRADO	m2	422.01
02.01.01.01.03	COLUMNAS, ACERO $f_y=4200$ kg/cm ²	kg	9,112.93
02.01.01.02	PLACAS		
02.01.01.02.01	PLACAS, CONCRETO $f'c=210$ kg/cm ²	m3	147.29
02.01.01.02.02	PLACAS, ENCOFRADO Y DESENCOFRADO	m2	1,214
02.01.01.02.03	PLACAS, ACERO $f_y=4200$ kg/cm ²	kg	12,788.14
02.01.01.03	VIGAS		
02.01.01.03.01	VIGAS, CONCRETO $f'c=210$ kg/cm ²	m3	94.57
02.01.01.03.02	VIGAS, ENCOFRADO Y DESENCOFRADO	m2	781.69
02.01.01.03.03	VIGAS, ACERO $f_y=4200$ kg/cm ²	kg	13,003.04
02.01.01.04	LOSAS MACIZAS		
02.01.01.04.01	LOSAS MACIZAS, CONCRETO $f'c=210$ kg/cm ²	m3	25.06
02.01.01.04.02	LOSAS MACIZAS, ENCOFRADO Y DESENCOFRADO	m2	125.31
02.01.01.04.03	LOSAS MACIZA, ACERO $f_y=4200$ kg/cm ²	kg	1,577.76
02.01.01.05	LOSAS ALIGERADAS		
02.01.01.05.01	LOSAS ALIGERADAS, CONCRETO $f'c=210$ kg/cm ²	m3	118.02
02.01.01.05.02	LOSAS ALIGERADAS, ENCOFRADO Y DESENCOFRADO	m2	1,308.49
02.01.01.05.03	LOSAS ALIGERADAS, ACERO $f_y=4200$ kg/cm ²	kg	8,224.15
02.01.01.05.04	LOSAS ALIGERADAS, LADRILLO HUECO DE ARCILLA H=0.15m	und	10,646
02.01.01.06	ESCALERAS		
02.01.01.06.01	ESCALERAS, CONCRETO $f'c=210$ kg/cm ²	m3	11.06
02.01.01.06.02	ESCALERAS, ENCOFRADO Y DESENCOFRADO	m2	83.49
02.01.01.06.03	ESCALERAS, ACERO $f_y=4200$ kg/cm ²	kg	539.57

Entonces, para la estructura del edificio se tiene los siguientes resultados.

- Concreto = 820.68 m³
- Encofrado = 5,829.92 m²
- Acero = 78,043.37 kg

Asimismo, mostramos las ratios de los metrados en unidad por metro cuadrado de área techada (und/m²) y son comparados por ratios de diseño de proyectos similares. El área total techada que presenta el edificio es 2,592 m².

Tabla 11.8: Comparación de ratios de materiales

RATIOS	PROYECTO DE TESIS (7 PISOS, 1 SÓTANO Y 1 SEMISÓTANO)	EDIFICIO EN SURQUILLO DE 8 PISOS	EDIFICIO EN BARRANCO DE 12 PISOS Y 4 SÓTANOS
Acero (kg/m ²)	30.11	28.95	30.22
Concreto (m ³ /m ²)	0.32	0.34	0.33
Encofrado (m ² /m ²)	2.25	2.50	2.14

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

Para llevar a cabo la estructuración, se tomaron en consideración las sugerencias del ingeniero Antonio Blanco, que fueron publicadas en su obra Estructuración y Diseño de Edificaciones de Concreto Armado. Para evitar problemas de torsiones excesivas, aplicamos en nuestro edificio una rigidez adecuada en ambas direcciones y lo más simétrico posible. Se construyó una estructura con placas y pórticos de concreto armado en ambas facetas sin alterar significativamente la estructura original, con el objetivo de distribuir de manera adecuada las fuerzas sísmicas y regular los movimientos laterales.

El ingeniero Antonio Blanco propuso cálculos en su libro para llevar a cabo el predimensionamiento. Sin embargo, el análisis sísmico, el análisis de gravedad, y el diseño de cada componente confirmaron o modificaron estas dimensiones para cumplir con los requisitos de las normas actuales.

Los programas como ETABS y SAP200 se utilizaron para realizar el análisis estructural del edificio. El ETABS ofrece un modelo tridimensional para llevar a cabo el análisis sísmico. El SAP200, por otro lado, ofrece modelos en dos dimensiones para pórticos, losas, escaleras y muros de contención para realizar análisis de gravedad y/o empuje. Se examinaron minuciosamente los modelos y se decidió la mejor opción basada en nuestra experiencia y sentido común.

Se obtuvieron resultados coherentes según el comportamiento deseado y se demostró que el programa ETABS representó correctamente la estructura del edificio. Sin embargo, para garantizar los resultados del programa, para cada elemento estructural se realizó un metrado manual de las cargas de gravedad.

El análisis confirmó que para el análisis sísmico se debe usar el sistema de muros estructurales, basándose en la distribución de fuerzas en los espectros de la norma. El porcentaje del cortante basal que absorben los muros de corte es del 86.85 % en la dirección X-X y del 94.45 % en la dirección Y-Y. La estructura no mostró irregularidades de planta ni de altura, lo que confirma su regularidad, lo que resultó en un R de 6.0.

La edificación cumple con los requerimientos de rigidez de la Norma E.060. El análisis sísmico encontró derivas máximas de 3.31 ‰ y 6.65 ‰ en la dirección Y-Y, respectivamente, que eran menores al límite permitido por la norma de 7 ‰.

Los factores de escalamiento en la dirección X-X fueron de 1.08 y 1.25, respectivamente. Por ser una estructura regular, la fuerza cortante dinámica se elevó al 80 % de la fuerza cortante estático basal.

Los periodos fundamentales fueron 0.418 s en la dirección X-X y 0.687 s en la dirección Y-Y, respectivamente, como resultado del análisis dinámico modal espectral. La dirección X-X tenía la densidad de placas más baja en esa dirección.

El diseño del edificio se basó en los estándares actuales del Reglamento Nacional de Edificaciones. Además, se utilizó una hoja de cálculo en lugar del programa ETABS para diseñar, ya que este maneja una norma diferente a la peruana y el diseño de los elementos podría no ser el mejor o dar resultados incorrectos debido a la complejidad del modelo.

Las losas aligeradas convencionales fueron las más utilizadas, mientras que las macizas fueron utilizadas en algunos paños con mayor concentración de tabiquería. El análisis de gravedad guió el diseño de estos elementos, donde las losas de 20 cm aligeradas pudieron soportar las cargas de gravedad requeridas. Sin embargo, la mayoría de los paños necesitaron ensanche corrido porque no tenían la resistencia necesaria para soportar las fuerzas cortantes extremas.

El dimensionamiento de las vigas garantiza que la cantidad instalada no exceda la medida máxima establecida por la norma, lo que permite que el elemento tenga un comportamiento suave. El diseño de las vigas sísmicas se basó en la capacidad de permitir la fluencia del acero sobre el aplastamiento del concreto.

Debido a su alta densidad de placas, que absorbían la mayor parte de la fuerza sísmica, el comportamiento de las columnas se debió principalmente a las fuerzas de compresión en lugar de los momentos flectores. Además, el diagrama de interacción de la mayoría de las columnas indicaba que las secciones estaban sobredimensionadas debido a que solo se requería una cantidad mínima; sin embargo, se mantuvo el dimensionamiento preliminar para preservar la arquitectura y evitar inconvenientes con el pandeo de estos elementos.

Las placas fueron diseñadas por capacidad, aún así, en algunas de ellas no se generaron fuerzas cortantes altas. Además, en todas las placas se colocaron bordes confinados, a pesar de que, en algunos no era obligatorio según la Norma E.060. En la mayoría de las placas; a pesar de la longitud colocada al elemento confinado que recomienda el ACI318, fue necesario ubicar estribos fuera de esta zona para cumplir con la longitud mínima que requiere ser confinado exigido por la norma.

Las vigas sísmicas, las placas y las columnas se diseñaron con las disposiciones especiales para el diseño del capítulo 21 de la Norma E.060 para crear una estructura dúctil y con la capacidad de disipar energía ante sismos severos. Para garantizar un buen desempeño sísmico, se utilizaron como mínimo los espaciamientos de estribos requeridos en dicho capítulo.

Aunque no implica el colapso, si puede implicar un mal funcionamiento de la estructura durante las cargas de servicio. Por lo tanto, fue crucial examinar los estados límites de servicio de los elementos. Para garantizar que no se produzcan agrietamientos o mal funcionamiento de los elementos estructurales que cargan tabiques u otro elemento no estructural, examinamos deflexiones en estos elementos. Además, se controló la fisuración excesiva para mantener la durabilidad de los elementos estructurales.

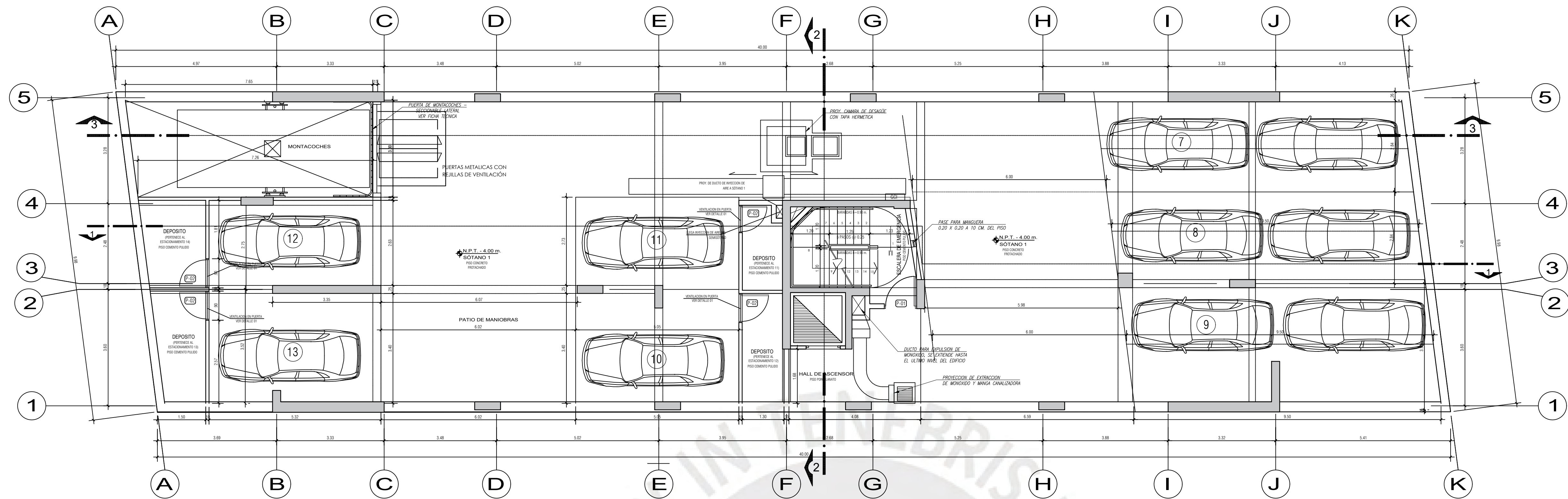
Los elementos diseñados, en su estado límite, fueron capaces de soportar cargas gravitatorias en condiciones de servicio y resistir eventos sísmicos.

Bibliografía

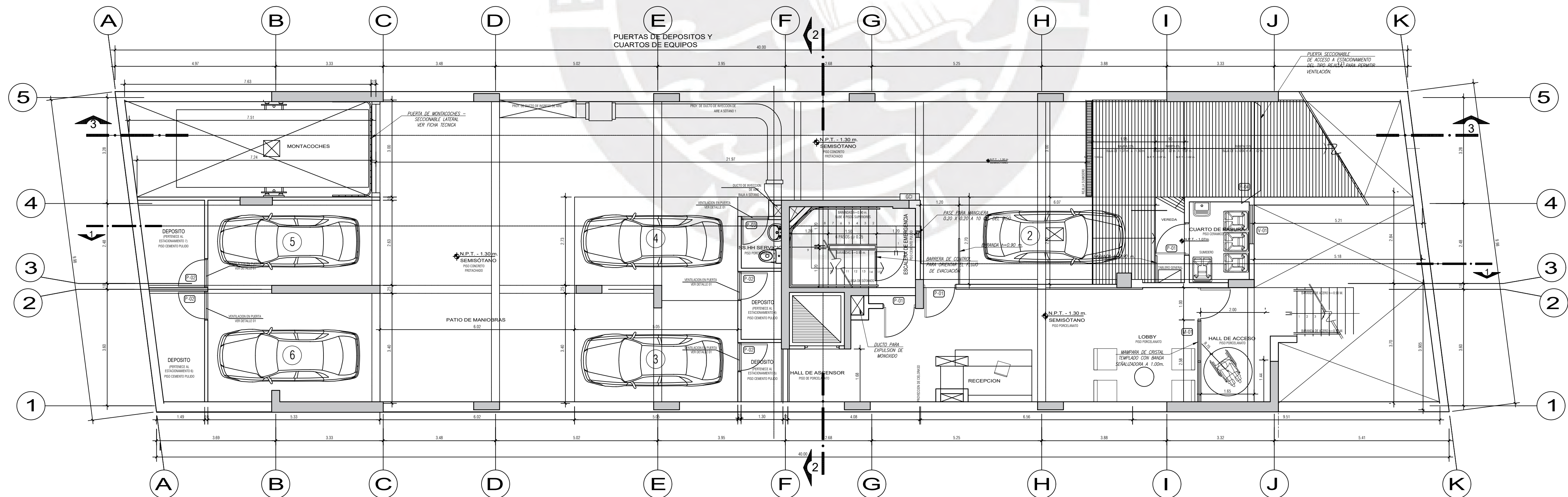
- Blanco, A. (1994). Estructuración y Diseño de Edificaciones de Concreto Armado, 2da. Ed. Lima, Perú: Colegio de Ingenieros del Perú.
- Harmsen, T. (2005). Diseño de Estructuras de Concreto Armado. Lima, Perú: Colegio de Ingenieros del Perú.
- Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento. (2006). NTE E.020 Cargas. Lima, Perú: Reglamento Nacional de edificaciones.
- Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento. (2018). NTE E.030 Diseño Sismorresistente. Lima, Perú: Reglamento Nacional de edificaciones.
- Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento. (2009). NTE E.050 Suelos y Cimentaciones. Lima, Perú: Reglamento Nacional de edificaciones.
- Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento. (2009). NTE E.060 Concreto Armado. Lima, Perú: Reglamento Nacional de edificaciones.
- Muñoz, A. (2008). Apuntes del Curso Ingeniería Antisísmica. Lima, Perú: Fondo editorial PUCP.
- Ottazzi, G. (2016). Apuntes del curso Concreto Armado I (15ta. Ed.). Lima, Perú: Fondo editorial PUCP.

ANEXOS





PLANTA SÓTANO 1
ESC: 1/75



PLANTA SEMI SÓTANO
ESC: 1/75



ESPECIALIDAD :
ARQUITECTURA

ASESOR:
PAULO ISRAEL
MEJIA TREJO

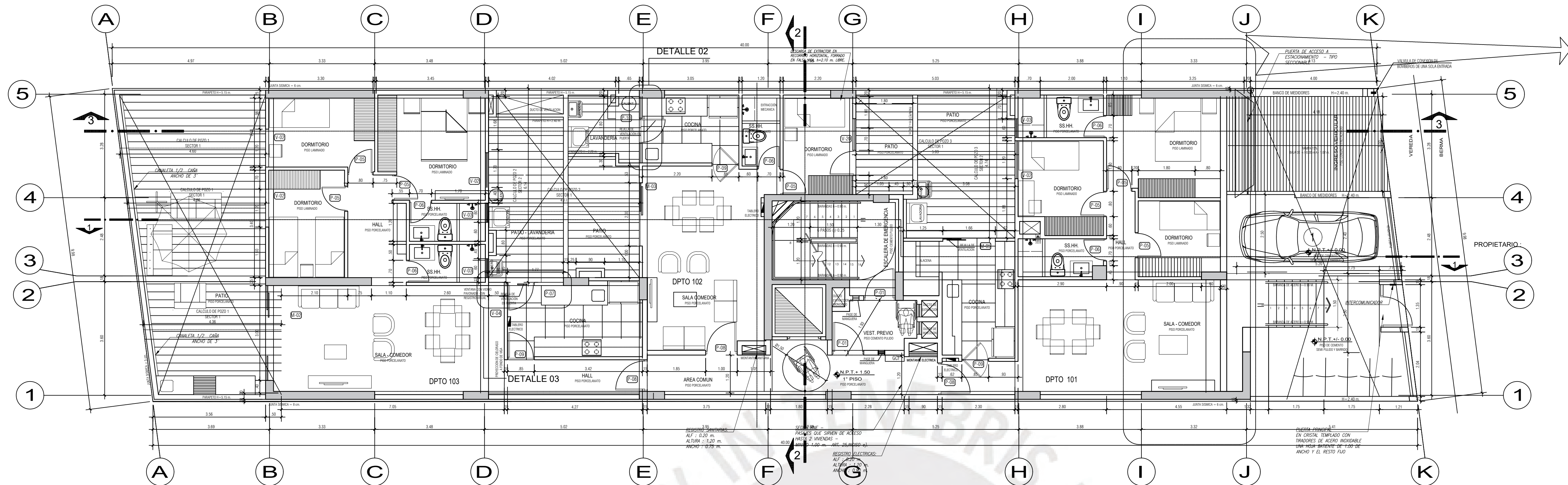
TESISTAS:
- AROM NEIL
VITE HEREDIA
- CÉSAR GUSTAVO
PARIONA PALOMINO

PROYECTO :
EDIFICIO MULTIFAMILIAR
DE 07 NIVELES -
PUEBLO LIBRE

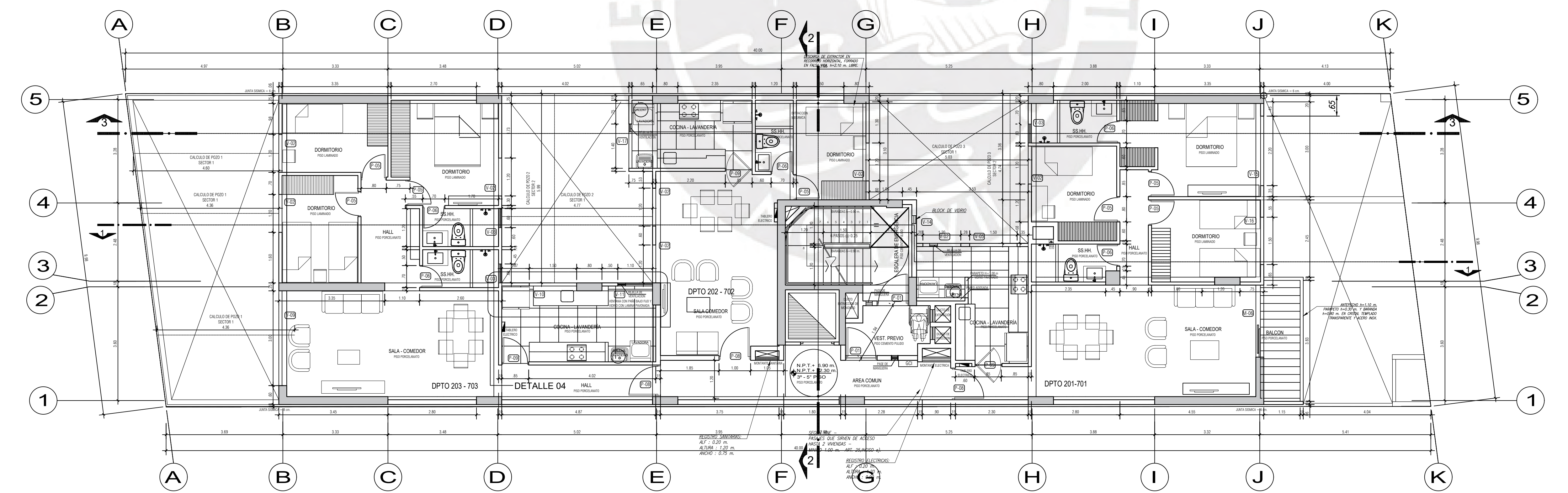
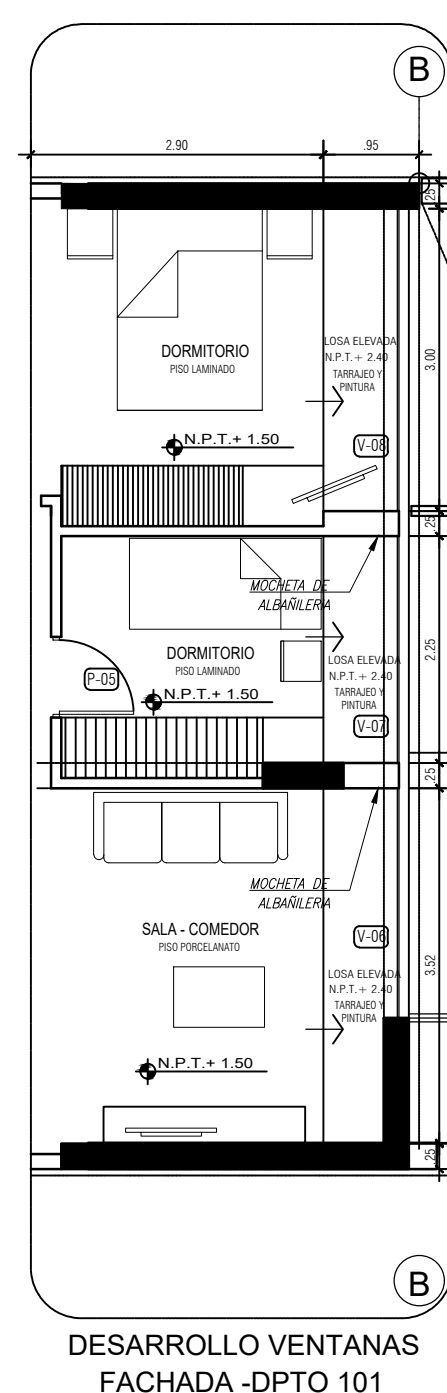
PLANO :
PLANTA SOTANO 1
PLANTA SEMISOTANO

DIRECCIÓN:
LOTE "A"
DEL FUNDO CUEVA
DISTRITO DE
PUEBLO LIBRE -
PROVINCIA DE LIMA

FECHA :
MARZO
2024
LAMINA :
A-1
ESCALA :
1/75



PLANTA PRIMER PISO
ESC: 1/75



PLANTA PISO TÍPICO
ESC: 1/75

ESPECIALIDAD :
ARQUITECTURA

ASESOR:
PAULO ISRAEL MEJIA TREJO

TESISTAS:
- AROM NEIL VITE HEREDIA
- CÉSAR GUSTAVO PARIONA PALOMINO

PROYECTO :
EDIFICIO MULTIFAMILIAR DE 07 NIVELES - PUEBLO LIBRE

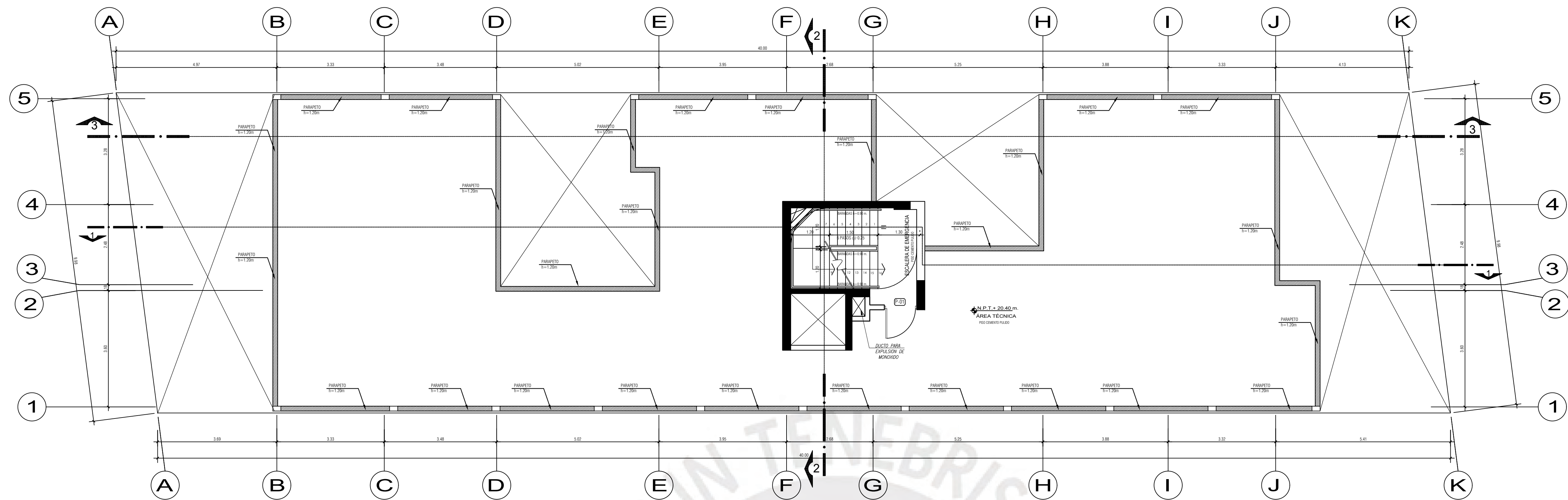
PLANO :
PLANTA PRIMER PISO
PLANTA PISO TÍPICO

DIRECCIÓN:
LOTE "A"
DEL FUNDO CUEVA
DISTRITO DE PUEBLO LIBRE-
PROVINCIA DE LIMA

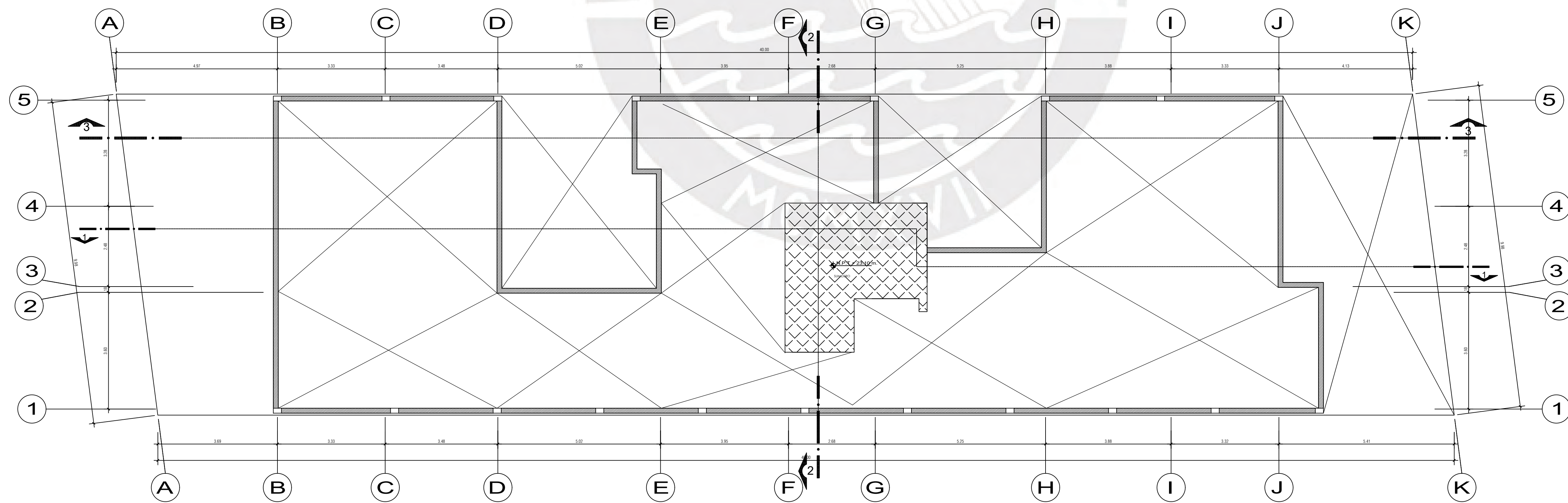
FECHA :
MARZO 2024

ESCALA :
1/75

LAMINA :
A-2



PLANTA AZOTEA
ESC: 1/75



TECHO
ESC: 1/75



ESPECIALIDAD :
ARQUITECTURA

ASESOR:
PAULO ISRAEL
MEJÍA TREJO

TESISTAS:
— AROM NEIL
VITE HEREDIA
— CÉSAR GUSTAVO
PARIONA PALOMINO

PROYECTO :
EDIFICIO MULTIFAMILIAR
DE 07 NIVELES –
PUEBLO LIBRE

PLANO :
PLANTA AZOTEA
TECHOS

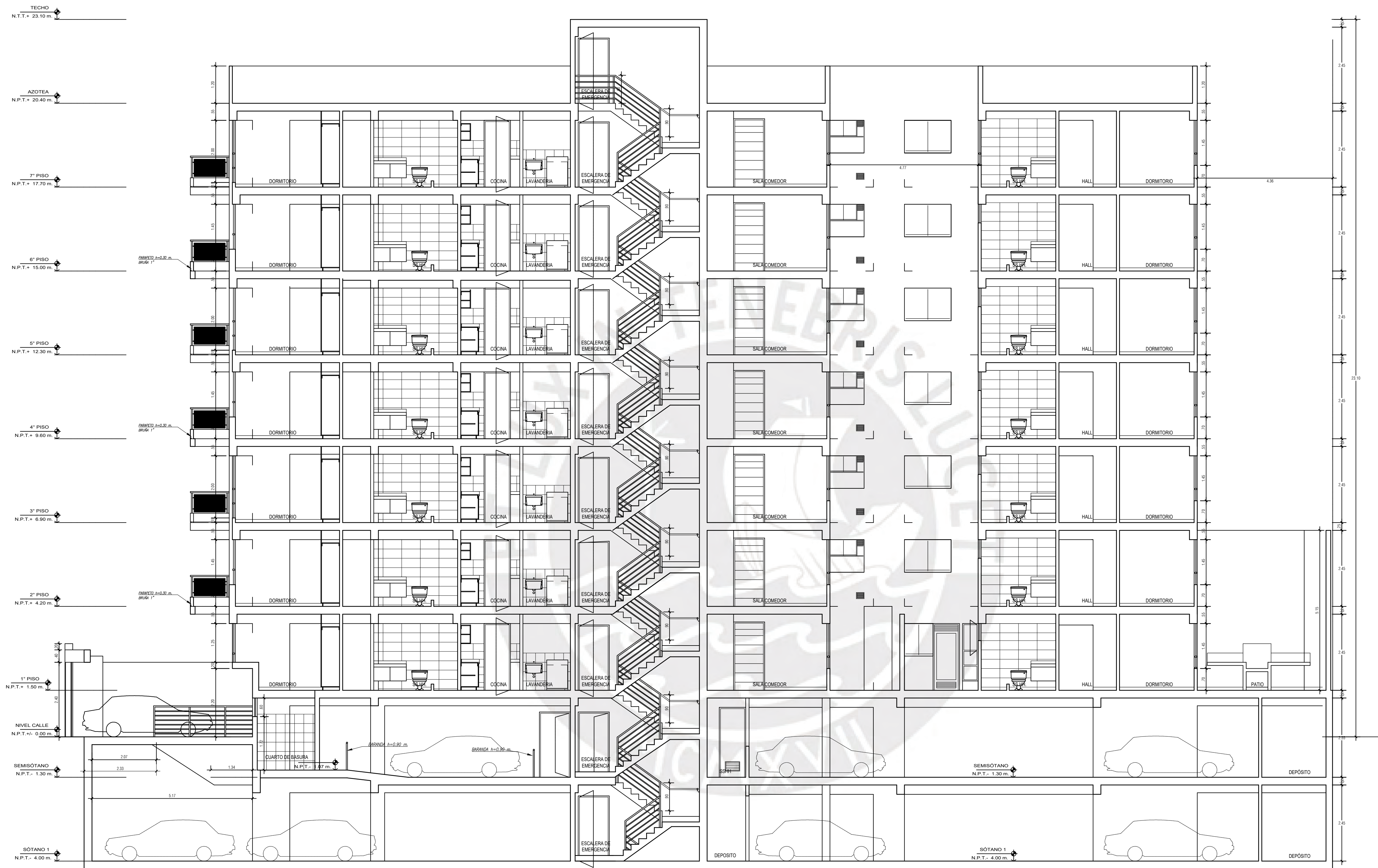
DIRECCIÓN:
LOTE "A"
DEL FUNDO CUEVA
DISTRITO DE
PUEBLO LIBRE –
PROVINCIA DE LIMA

FECHA :
MARZO
2024

ESCALA :
1/75

LAMINA :

A-3



CORTE 1-1
ESC: 1/50



ESPECIALIDAD:
ARQUITECTURA

ASESOR:
PAULO ISRAEL
MEJÍA TREJO

TESISTAS:
- AROM NEIL
VITE HEREDIA
- CÉSAR GUSTAVO
PARIONA PALOMINO

PROYECTO:
EDIFICIO MULTIFAMILIAR
DE 07 NIVELES -
PUEBLO LIBRE

PLANO:
CORTE 1-1

DIRECCIÓN:
LOTE "A"
DEL FUNDO CUEVA
DISTRITO DE
PUEBLO LIBRE-
PROVINCIA DE LIMA

FECHA:
MARZO
2024

ESCALA:
1/75

LAMINA:

A-4



CORTE 3-3
ESC. 1/50



ESPECIALIDAD:
ARQUITECTURA

ASESOR:
PAULO ISRAEL
MEJÍA TREJO

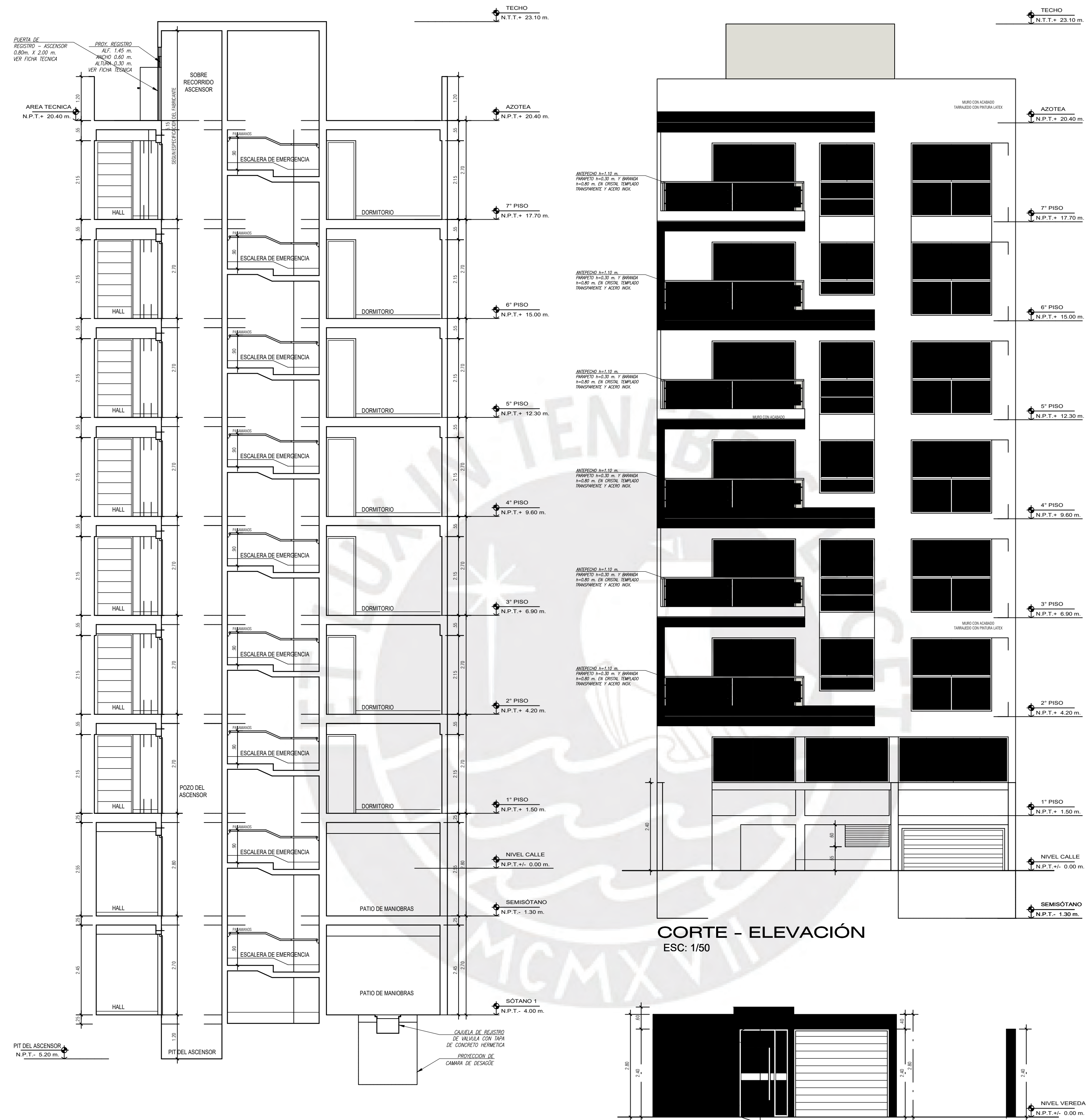
TESISTAS:
– AROM NEIL
VITE HEREDIA
– CÉSAR GUSTAVO
PARIONA PALOMINO

PROYECTO:
EDIFICIO MULTIFAMILIAR
DE 07 NIVELES –
PUEBLO LIBRE

PLANO:
CORTE 3–3

DIRECCIÓN:
LOTE "A"
DEL FUNDO CUEVA
DISTRITO DE
PUEBLO LIBRE –
PROVINCIA DE LIMA

FECHA:
MARZO
2024
LAMINA:
A-5
ESCALA:
1/75



CORTE 2-2
ESC: 1/50

ELEVACIÓN - CERCO
ESC: 1/50



ESPECIALIDAD :
ARQUITECTURA

ASESOR:
PAULO ISRAEL
MEJIA TREJO

TESISTAS:
- AROM NEIL
VITE HEREDIA
- CÉSAR GUSTAVO
PARIONA PALOMINO

PROYECTO :
EDIFICIO MULTIFAMILIAR
DE 07 NIVELES -
PUEBLO LIBRE

PLANO :
CORTE 2-2
ELEVACIÓN FRONTAL

DIRECCIÓN:
LOTE "A"
DEL FUNDO CUEVA
DISTRITO DE
PUEBLO LIBRE-
PROVINCIA DE LIMA

FECHA :
MARZO
2024

ESCALA :
1/75

LAMINA :
A-6

RELACIÓN DE PLANOS

PLANO No.	TÍTULO
E-00	ESPECIFICACIONES GENERALES
E-01	PLANTA DE CIMENTACIÓN
E-02	VIGAS DE CIMENTACIÓN I
E-03	VIGAS DE CIMENTACIÓN II Y CORTES DE CIMENTACIÓN I
E-04	CORTES DE CIMENTACIÓN II
E-05	DETALLE DE MUROS ANCLADOS
E-06	CUADRO DE COLUMNAS
E-07	DETALLE DE PLACAS I
E-08	DETALLE DE PLACAS II
E-09	ENCOFRADO DE TECHO DE 1° SÓTANO Y SEMISÓTANO
E-10	ENCOFRADO DE TECHO DE 1° AL 6° PISO
E-11	ENCOFRADO DE TECHO DE 7° PISO Y AZOTEA
E-12	DETALLE DE VIGAS DE TECHO DE 1° SÓTANO
E-13	DETALLE DE VIGAS DE TECHO DE SEMISÓTANO
E-14	DETALLE DE VIGAS DE TECHO DE PISO TÍPICO
E-15	DETALLE DE VIGAS DE TECHO DE PISO TÍPICO Y 7° PISO
E-16	DETALLE DE VIGAS DE TECHO DE 7° PISO
E-17	DETALLE DE CORTES DE TECHO Y TABIQUERÍA
E-18	DETALLES DE ESCALERAS

ESPECIFICACIONES GENERALES

1.

ESTOS PLANOS DEBEN SER LEIDOS EN CONJUNTO CON TODOS LOS PLANOS DE LAS DISTINTAS ESPECIALIDADES.
2.

ANTES DE PROCEDER CON LOS TRABAJOS CUALQUIER DISCREPANCIA EN LOS PLANOS DEBE SER REPORTADA OPORTUNAMENTE AL ESPECIALISTA RESPONSABLE.
3.

LAS DIMENSIONES Y TAMAÑOS DE LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES NO DEBEN SER OBTENIDOS POR MEDICIÓN DIRECTA DE ESTOS PLANOS.
4.

LAS DIMENSIONES DE LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES DEBEN SER CONSTATADOS POR EL CONTRATISTA ANTES DE EMPEZAR LOS TRABAJOS DE CONSTRUCCIÓN.
5.

DURANTE LA OBRA, EL CONTRATISTA DEBEN SER RESPONSABLE DE LA SEGURIDAD EN LA CONSTRUCCIÓN. CONSULTAR PREVIAMENTE LAS ESPECIFICACIONES DE CADA MATERIAL.
6.

LOS MATERIALES Y MANO DE OBRA DEBEN ESTAR EN CONFORMIDAD CON LOS REQUERIMIENTOS INDICADOS EN LAS EDICIONES VIGENTES DE LOS REGLAMENTOS RELEVANTES DEL PERÚ.
7.

REVISAR LAS ESPECIFICACIONES TÉCNICAS DESCRITAS EN EL INFORME DE LA PRESENTE TESIS.

ÍNDICE DE NOMENCLATURAS

N.	NIVEL
N.T.T.	NIVEL DE NATURAL DEL TERRENO
N.P.T.	NIVEL DE PISO TERMINADO
N.F.Z.	NIVEL DE FONDO DE ZAPATA
N.F.S.	NIVEL DE FONDO DE SOLADO
N.F.F.Z.	NIVEL DE FONDO DE FALSA ZAPATA
N.F.C.	NIVEL DE FONDO DE CIMENTACIÓN
J.A.	JUNTA DE AISLAMIENTO
SUP.	SUPERIOR
INF.	INFERIOR
MIN.	MÍNIMO
MAX.	MÁXIMO
ESC.	ESCALA
VAR.	VARIABLE
S/E	SIN ESCALA
⊙	A CADA/HASTA
⌀	DIÁMETRO

CARGAS

CARGAS PERMANENTES.-

REGLAMENTO	E-0.20
PISO DE ACABADOS Y CIELO RASO	100 kg/m2
PESO DE ALIGERADO (H=20cm.)	300 kg/m2
ALBAÑILERÍA SILICO CALCÁREOS	1900 kg/m3

CARGAS VIVAS.-

REGLAMENTO	E-0.20
VIVIENDAS	200 kg/cm2
CORREDORES Y ESCALERAS	200 kg/cm2
ESTACIONAMIENTOS	250 kg/cm2

CARGAS SÍSMICAS.-

REGLAMENTO	E-0.30-2018
FACTOR DE ZONA, Z	0.45
FACTOR DE USO, U	1.00
FACTOR DE SUELO, S	1.00
PERIODO TP (s)	0.40
PERIODO TL (s)	2.50
COEFICIENTE DE REDUCCIÓN DE SOLICITACIONES SÍSMICAS, R	Rx=6 (REGULAR Y MUROS ESTRUCTURALES) Ry=6 (REGULAR Y MUROS ESTRUCTURALES)

RESULTADOS DEL ANÁLISIS SÍSMICO

DIRECCIÓN X-X:

- Txx = 0.416 seg.

- Vxx estático = 356.02 ton.

- Vxx dinámico = 262.93 ton.

- MÁXIMO DESPLAZAMIENTO EN LA AZOTEA = 1.17 cm.

- MÁXIMA DERIVA DE ENTREPISO = 3.31 %.

DIRECCIÓN Y-Y:

- Tyy = 0.673 seg.

- Vyy estático = 220.06 ton.

- Vyy dinámico = 144.88 ton.

- MÁXIMO DESPLAZAMIENTO EN LA AZOTEA = 2.35 cm.

- MÁXIMA DERIVA DE ENTREPISO = 6.65 %.



CIMENTACIONES

1.

RESUMEN DE LAS CONDICIONES PARA LA CIMENTACIÓN

TIPO DE CIMENTACIÓN	CIMENTACIÓN SUPERFICIAL MEDIANTE ZAPATAS AISLADAS, ZAPATAS COMBINADAS, ZAPATAS CONECTADAS Y CIMIENTOS CORRIDOS DE CONCRETO ARMADO.
ESTRADO DE APOYO	GRAVA ARENOSA (GP).
PROFUNDIDAD MÍN. DE CIMENTACIÓN	1.35m (CON RESPECTO AL NIVEL DE PISO TERMINADO QUE TIENE EL SEGUNDO SÓTANO)
PRESIÓN ADMISIBLE	4.00 kg/cm2
PESO ESPECÍFICO DEL SUELO	1.90 gr/m3
ÁNGULO DE FRICCIÓN	30°
MÁXIMO ASENTAMIENTO ESPERADO	0.47 cm.
PROFUNDIDAD DEL NIVEL FREÁTICO	NO ENCONTRADO
RECOMENDACIONES ADICIONALES	SE ENCONTRÓ CONCENTRACIONES DESPRECIABLES DE SULFATOS Y SALES AGRESIVAS. UTILIZAR CEMENTO PORTLAND TIPO I EN EL CONCRETO.

2.

LAS EXCAVACIONES DEBERÁN MANTENERSE LIBRES DE AGUA ANTES Y DURANTE LOS VACIADOS DEL CONCRETO.
3.

NO DEBE CIMENTARSE SOBRE TURBA, SUELO VEGETAL, DESMONTE, RELLENO SANITARIO O RELLENO ARTIFICIAL. ESTOS MATERIALES INADECUADOS DEBERÁN SER REMOVIDOS EN SU TOTALIDAD ANTES DE CONSTRUIR LA EDIFICACIÓN U SER REEMPLAZADOS CON MATERIALES CON MATERIALES DEBIDAMENTE COMPACTADOS.
4.

EN CASO DE QUE A LA PROFUNDIDAD INDICADA SE ENCUENTRE MATERIAL SUELTO O RELLENO PROFUNDIZAR EXCAVACIÓN POR LO MENOS 30cm, EN TERRENO NATURAL Y SE VACIARÁ EN LA ALTURA DE LA SOBRE EXCAVACIÓN EFECTUADA UNA FALSA ZAPATA DE CONCRETO CICLOPEO.
5.

EN LAS ÁREAS DONDE SE CONSTRUYAN PISOS, TERRAZAS O PATIOS DEBERÁN RETIRARSE LAS CAPAS SUPERIORES DE RELLENO EN UN ESPESOR NO MENOR A 0.25m. Y REEMPLAZARCE ESTAS POR UN MATERIAL GRANULAR SELECCIONADO QUE SE COLOCARÁ EN CAPAS DE NO MÁS DE 0.15m. DE ESPESOR COMPACTADAS AL 95% DE LA MÁXIMA DENSIDAD SECA DEL ENSAYO PROCTOR MODIFICADO, DE ESTA MANERA SE LOGRará UN APOYO ADECUADO PARA LOS PISOS Y SE EVITARÁ LA APARICIÓN DE RAJADURAS EN ESTOS. REVISAR TAMBIÉN LAS INDICACIONES QUE SE ALCANZAN EN EL ESTUDIO DE MECÁNICA DE SUELOS.
6.

LAS INSTALACIONES DE AGUA Y DESAGUE DEBERÁN CONSTRUIRSE DE TAL MANERA QUE NO SE PRODUZCAN PÉRDIDAS DE AGUA QUE AFECTEN LAS CARACTERÍSTICAS FÍSICO MECÁNICAS DE LOS SUELOS DE CIMENTACIÓN QUE PUEDAN DISMINUIR SU CAPACIDAD PORTANTE.

CONCRETO ARMADO

A. CONCRETO

1.

COLOCACIÓN.-

• EL CONCRETO DEBE DEPOSITARSE LO MÁS CERCA POSIBLE DE SU UBICACIÓN FINAL PARA EVITAR LA SEGREGACIÓN DEBIDA A SU MANIPULACIÓN O TRANSPORTE.

• LA COLOCACIÓN DEBE EFECTUARSE A UNA VELOCIDAD TAL QUE EL CONCRETO CONSERVE SU ESTADO PLÁSTICO EN TODO MOMENTO Y FLUYA FÁCILMENTE DENTRO DE LOS ESPACIOS LIBRES ENTRE EL REFUERZO.

• NO DEBE COLOCARSE EN LA ESTRUCTURA CONCRETO QUE SE HAYA ENDURECIDO PARCIALMENTE, O QUE SE HAYA CONTAMINADO CON MATERIALES EXTRAÑOS.

• NO DEBE UTILIZARSE CONCRETO AL QUE DESPUÉS DE PREPARADO SE LE ADICIONE AGUA, NI QUE HAYA SIDO MEZCLADO DESPUÉS DE SU FRAGUADO INICIAL.

• UNA VEZ INICIADA LA COLOCACIÓN DEL CONCRETO, ESTA DEBE EFECTUARSE EN UNA OPERACIÓN CONTINUA HASTA QUE SE TERMINE EL LLENADO DEL PANEL O SECCIÓN DEFINIDA POR SUS LÍMITES O JUNTAS ESPECIFICADAS.

• LA SUPERFICIE SUPERIOR DE LAS CAPAS COLOCADAS ENTRE ENCOFRADOS VERTICALES POR LO GENERAL DEBE ESTAR A NIVEL.

• TODO CONCRETO DEBE COMPACTARSE CUIDADOSAMENTE POR MEDIOS ADECUADOS DURANTE LA COLOCACIÓN, Y DEBE ACOMODARSE POR COMPLETO ALREDEDOR DEL REFUERZO, DE LAS INSTALACIONES EMBEBIDAS, Y EN LAS ESQUINAS DE LOS ENCOFRADOS.
2.

CURADOS.-

• A MENOS QUE EL CURADO SE REALICE DE ACUERDO CON LA SECCIÓN 5.11.3 DEL ACI-318-02, EL CONCRETO DEBE MANTENERSE A UNA TEMPERATURA POR ENCIMA DE 10°C Y EN CONDICIONES DE HUMEDAD POR LO MENOS DURANTE LOS PRIMEROS 7 DÍAS DESPUÉS DEL VACIADO (EXCEPTO CUANDO SE EMPLEEN CONCRETOS DE ALTA RESISTENCIA INICIAL).

• EL CONCRETO DE ALTA RESISTENCIA INICIAL DEBE MANTENERSE POR ENCIMA DE 10°C Y EN CONDICIONES DE HUMEDAD POR LO MENOS LOS 3 PRIMEROS DÍAS, EXCEPTO CUANDO SE CURE DE ACUERDO CON LA SECCIÓN 5.11.3 DEL ACI-318-02.
3.

ENCOFRADO.-

• LOS ENCOFRADOS PARA CONCRETO DEBEN SER DISEÑADOS Y CONSTRUIDOS POR UN PROFESIONAL RESPONSABLE DE ACUERDO A LOS REGLAMENTOS VIGENTES. EL CONSTRUCTOR DEBERÁ SER RESPONSABLE DE LA SEGURIDAD EN LA CONSTRUCCIÓN DE LA ESTRUCTURA, INCLUYENDO ENCOFRADOS Y ACABADOS.
4.

CALIDAD DEL CONCRETO .-

ELEMENTO	RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN DEL CONCRETO A LOS 28 DÍAS, (f'c)	TAMAÑO MÁXIMO DEL AGREGADO	SLUMP MÁXIMO
ZAPATAS DE LAS COLUMNAS Y PLACAS	210 kg/cm2	2"	4"
ZAPATAS CORRIDAS DE LOS MUROS DE CONTENCIÓN	210 kg/cm2	2"	4"
MUROS DE CONTENCIÓN	280 kg/cm2	1"	4"
COLUMNAS Y PLACAS DE C'A QUE FORMAN PARTE DE LOS MUROS DE CONTENCIÓN	280 kg/cm2	1"	4"
COLUMNAS Y PLACAS DE C'A	210 kg/cm2	2"	4"
VIGAS DE CIMENTACIÓN	210 kg/cm2	2"	4"
ESCALERAS, VIGAS Y LOSAS EN ENCOFRADO DE TECHO	210 kg/cm2	2"	4"
COLUMNAS DE ARRIOSTRE EN LA TABIQUERÍA	210 kg/cm2	3/4"	4"
5.

LAS DIMENSIONES DE LOS ELEMENTOS DE CONCRETO QUE SE MUESTRAN NO INCLUYEN LOS ESPESORES DE LOS ACABADOS.
6.

LAS JUNTAS DE CONTRACCIÓN PARA EL VACIADO DE CONCRETO QUE NO ESTÉN ESPECIFICADAS EN LAS PLANTAS O DETALLES DE ESTOS PLANOS DEBERÁN SER UBICADAS Y APROBADAS POR EL INGENIERO ESTRUCTURAL.
7.

NO SE CONSIDERARÁ EN LA CONSTRUCCIÓN DUCTOS O ABERTURAS ADICIONALES A LAS INDICADAS EN LOS PLANOS SIN LA APROBACIÓN PREVIA DEL INGENIERO ESTRUCTURAL.
8.

LOS REFUERZOS EN ESTOS PLANOS ESTÁN REPRESENTADOS DIAGRAMÁTICAMENTE, NO ESTA NECESARIAMENTE MOSTRADO EN SU PROYECCIÓN REAL.
9.

LOS EMPALMES DE LOS REFUERZOS DEBERÁN EFECTUARSE SOLAMENTE EN LAS POSICIONES MOSTRADAS EN LOS DETALLES DE ESTOS PLANOS.
10.

LOS REFUERZOS NO SERÁN CONTINUOS EN LAS JUNTAS DE CONTRACCIÓN.

B. ACERO DE REFUERZO

REFUERZO	CALIDAD	RESISTENCIA A LA FLUENCIA (fy)
ACEROS LONGITUDINALES	ASTM A615 – GRADO 60	4200 kg/cm2
ESTRIBOS	ASTM A615 – GRADO 60	4200 kg/cm2

C. RECUBRIMIENTO

LOS RECUBRIMIENTOS LIBRES DEL REFUERZO (MEDIDOS DESDE ESTRIBOS Y VARILLAS DE CONFINAMIENTO HASTA LA SUPERFICIE EXTERIOR DE LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES) SERÁN LOS SIGUIENTES, A MENOS QUE SE ESPECIFIQUE LO CONTRARIO EN PLANOS Y DETALLES:

ELEMENTO	RECUBRIMIENTO
ZAPATAS VACIADAS CONTRA EL SUELO	7.5 cm.
ZAPATAS VACIADAS SOBRE UN SOLADO	4.0 cm.
SUPERFICIES DE MUROS Y LOSAS EN CONTACTO CON AGUA O TERRENO	3.5 cm.
SUPERFICIES DE MUROS QUE NO ESTEN EN CONTACTO CON AGUA O TERRENO	2.0 cm.
PLACAS, MUROS Y LOSAS	2.0 cm.
COLUMNAS	4.0 cm.
VIGAS	4.0 cm.
COLUMNETAS EN TABIQUERÍA	2.0 cm.

CONCRETO SIMPLE

SOBRECIMENTOS DE MUROS DE ALBAÑILERÍA.- Cemento : Hormigón (1:8)
+ 25% de Piedra (⌀ máx. 3"). Resistencia mínima: f'c = 175 Kg/cm2.

CIMENTOS CORRIDOS.- Cemento : Hormigón (1:10)
+ 30% de Piedra (⌀ máx. 6"). Resistencia mínima: f'c = 140 Kg/cm2.

FALSA ZAPATA Y SUBCIMIENTOS.- Cemento : Hormigón (1:12)
+ 30% de Piedra (⌀ máx. 8"). Resistencia mínima: f'c = 100 Kg/cm2.

SOLADOS.- Resistencia mínima: f'c = 80 Kg/cm2.

ALBAÑILERÍA

ALBAÑILERIA f'm= 45 Kg./cm2.

UNIDAD DE ALBANILERIA ...TODAS LAS UNIDADES DE ALBANILERIA DE MUROS Y TABIQUES SERAN HECHAS A MAQUINA, PODRAN SER DE CONCRETO, ARCILLA O SILICO CALCARIO, DEBERAN CLASIFICAR COMO MINIMO CON EL TIPO IV DE LA NORMA ITINTEC CORRESPONDIENTE.

MORTERO CEMENTO – ARENA 1:4



ESPECIALIDAD :
ESTRUCTURAS

ASESOR:
PAULO ISRAEL
MEJÍA TREJO

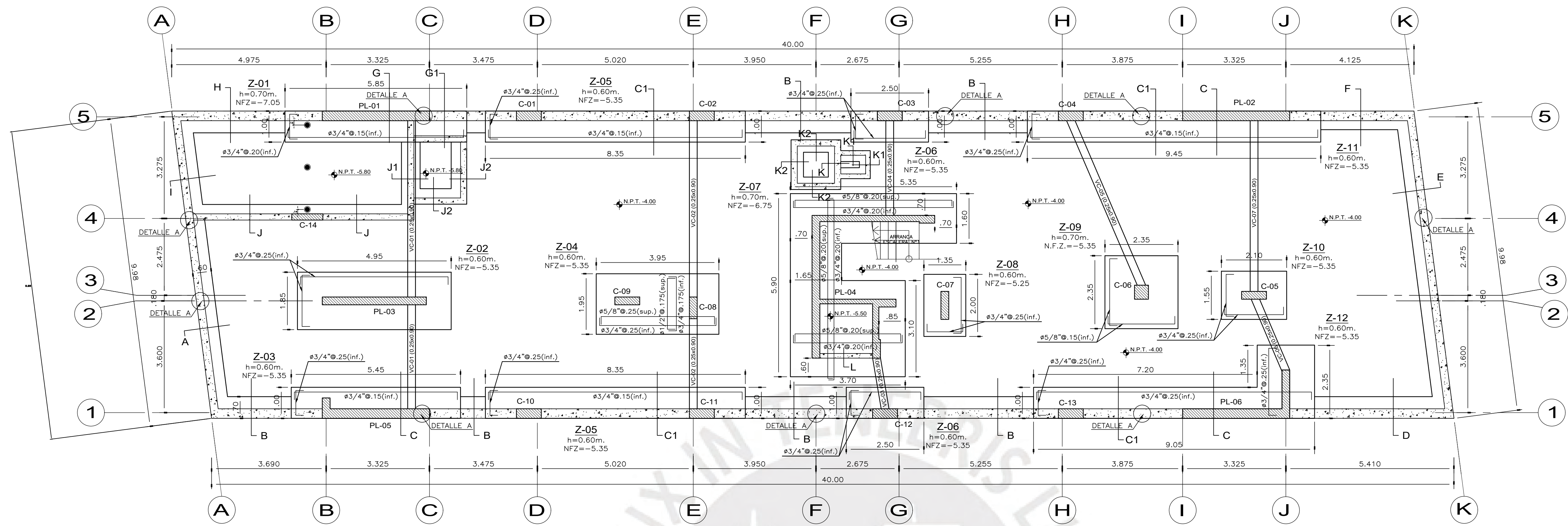
TESISTAS:
– AROM NEIL
VITE HEREDIA
– CÉSAR GUSTAVO
PARIONA PALOMINO

PROYECTO :
EDIFICIO MULTIFAMILIAR
DE 07 NIVELES –
PUEBLO LIBRE

PLANO :
ESPECIFICACIONES
GENERALES

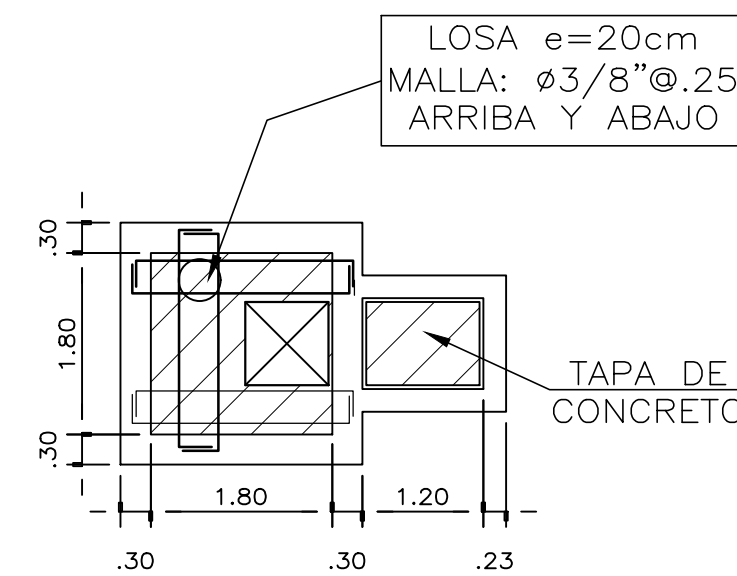
DIRECCIÓN:
LOTE "A"
DEL FUNDO CUEVA
DISTRITO DE
PUEBLO LIBRE–
PROVINCIA DE LIMA

FECHA : MARZO 2024	LAMINA : E-00
ESCALA : INDICADA	



PLANTA DE CIMENTACIÓN

ESC: 1/75

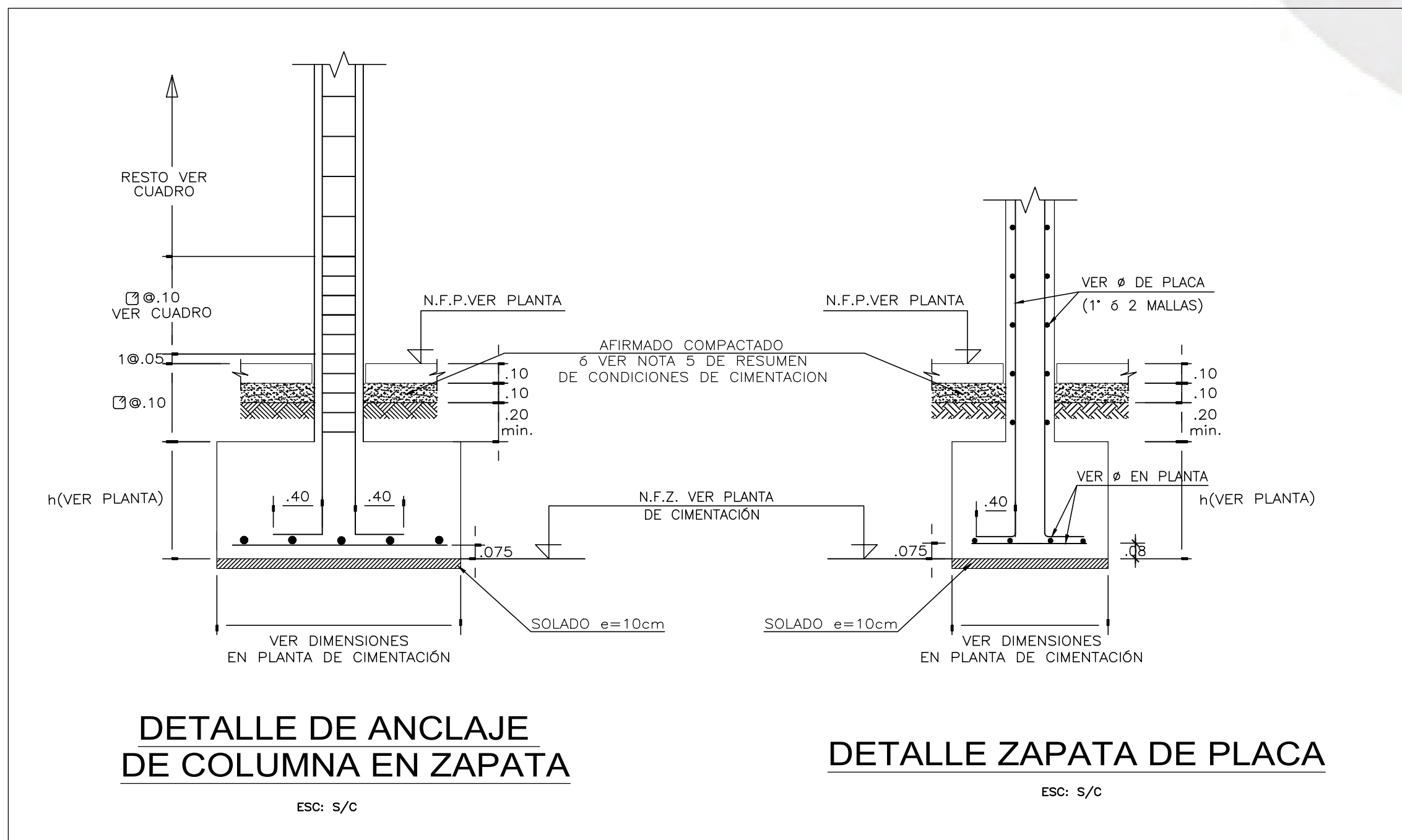


ENCOFRADO TECHO CÁMARA DE DESAGUE

ESC: 1/50

f'c= 210 kg/cm², f_y= 4200 kg/cm²
S/C = 250 kg/m²

LOSA H=0.20m
LOSA MACIZA

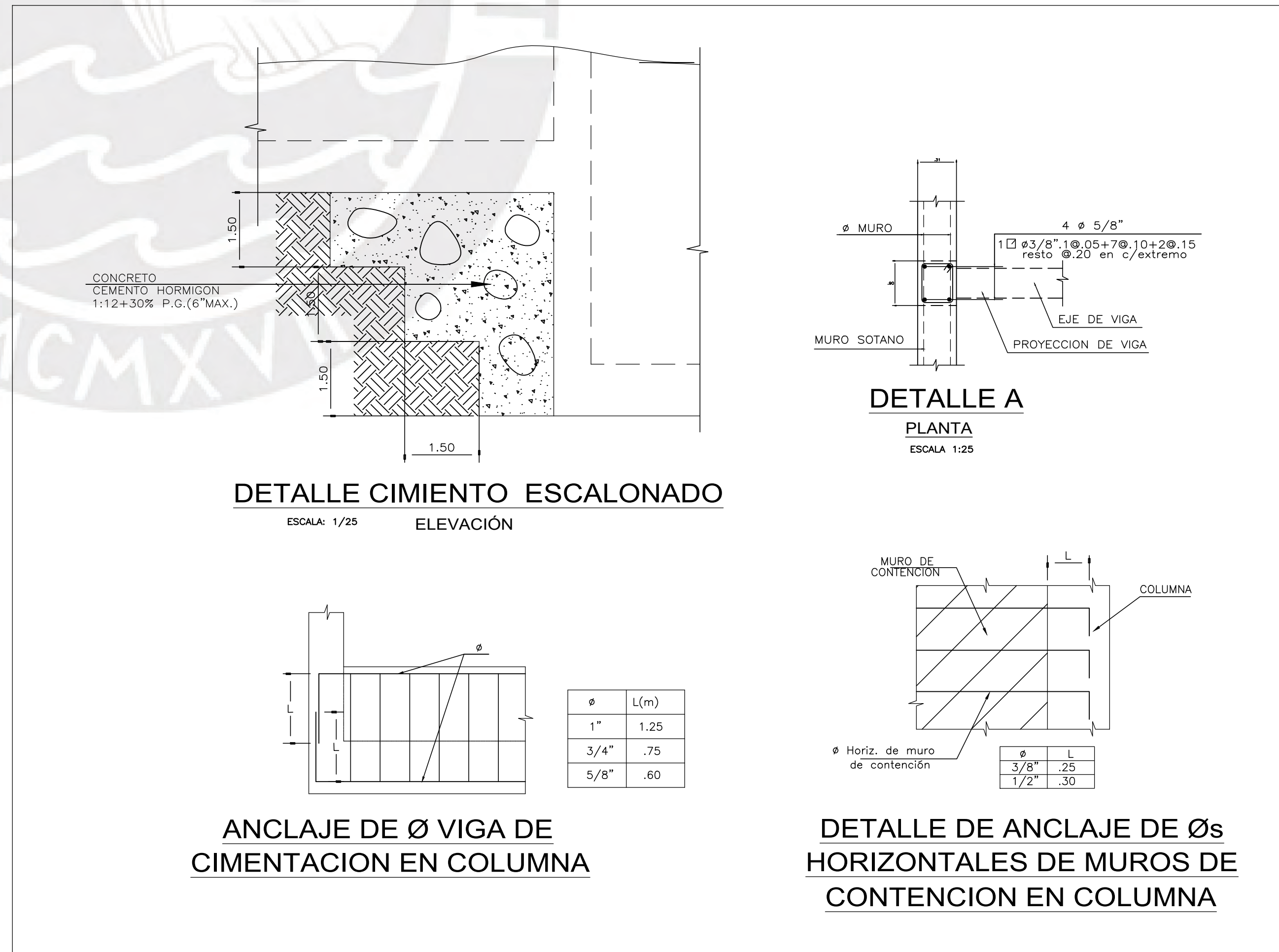


DETALLE DE ANCLAJE DE COLUMNA EN ZAPATA

ESC: S/C

DETALLE ZAPATA DE PLACA

ESC: S/C



DETALLE CIMENTO ESCALONADO

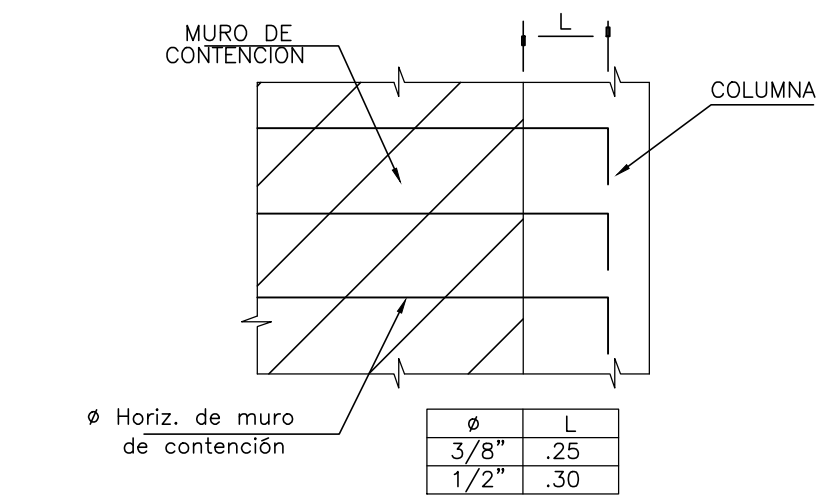
ESCALA: 1/25

ELEVACIÓN

DETALLE A

PLANTA

ESCALA 1:25



DETALLE DE ANCLAJE DE Øs HORIZONTALES DE MUROS DE CONTENCION EN COLUMNA



ESPECIALIDAD :

ESTRUCTURAS

ASESOR:

PAULO ISRAEL
MEJÍA TREJO

TESISTAS:

— AROM NEIL
VITE HEREDIA
— CÉSAR GUSTAVO
PARIONA PALOMINO

PROYECTO :

EDIFICIO MULTIFAMILIAR
DE 07 NIVELES —
PUEBLO LIBRE

PLANO :

PLANTA DE
CIMENTACIÓN

DIRECCIÓN:

LOTE "A"
DEL FUNDO CUEVA
DISTRITO DE
PUEBLO LIBRE—
PROVINCIA DE LIMA

FECHA :

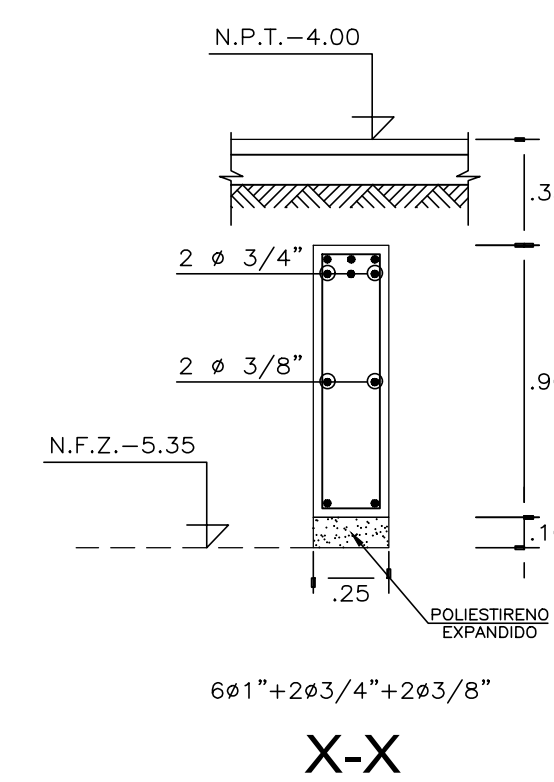
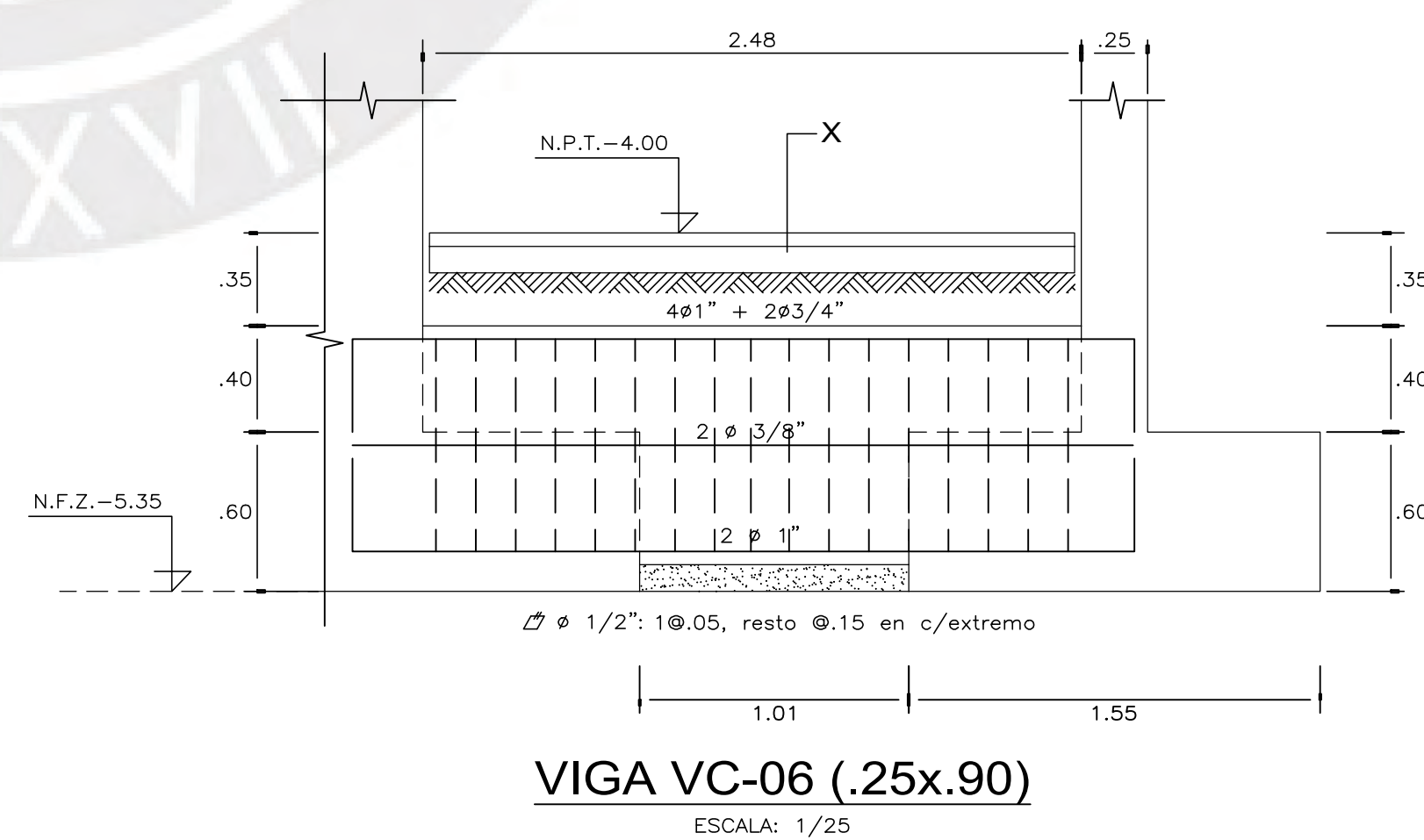
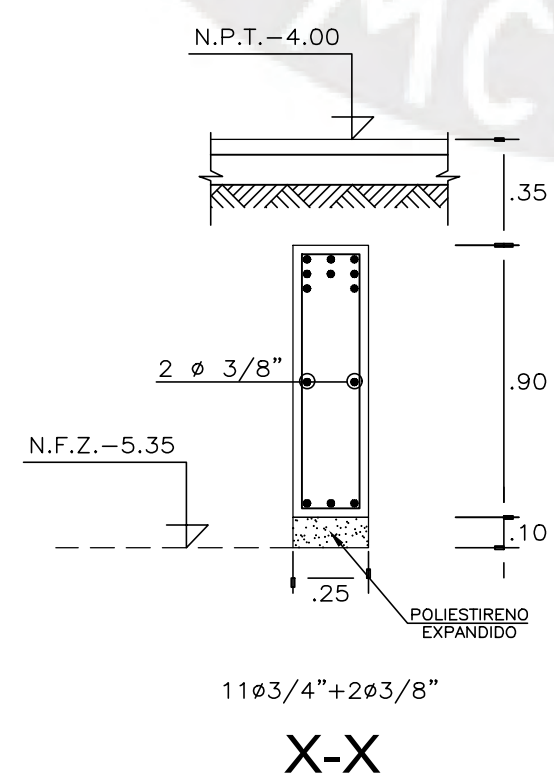
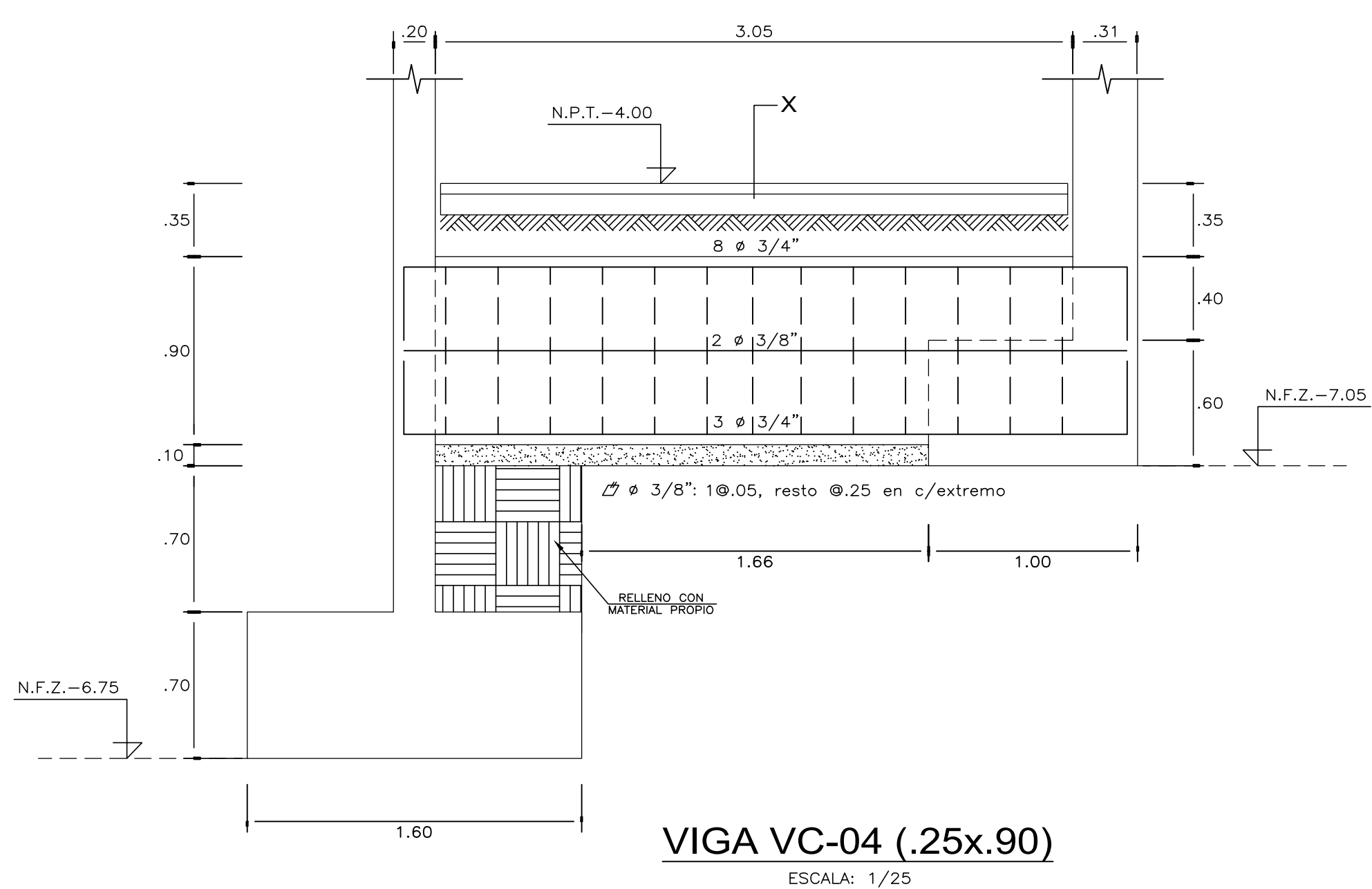
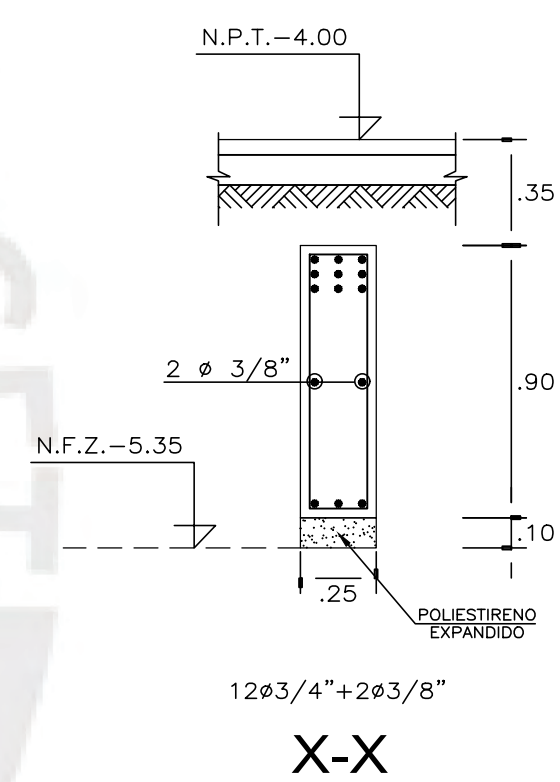
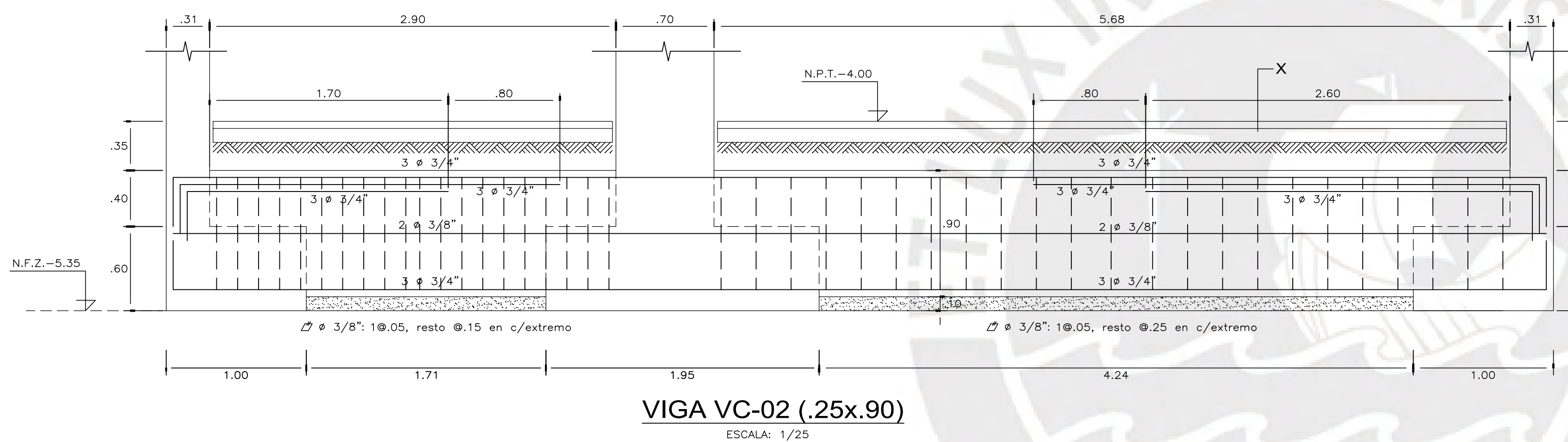
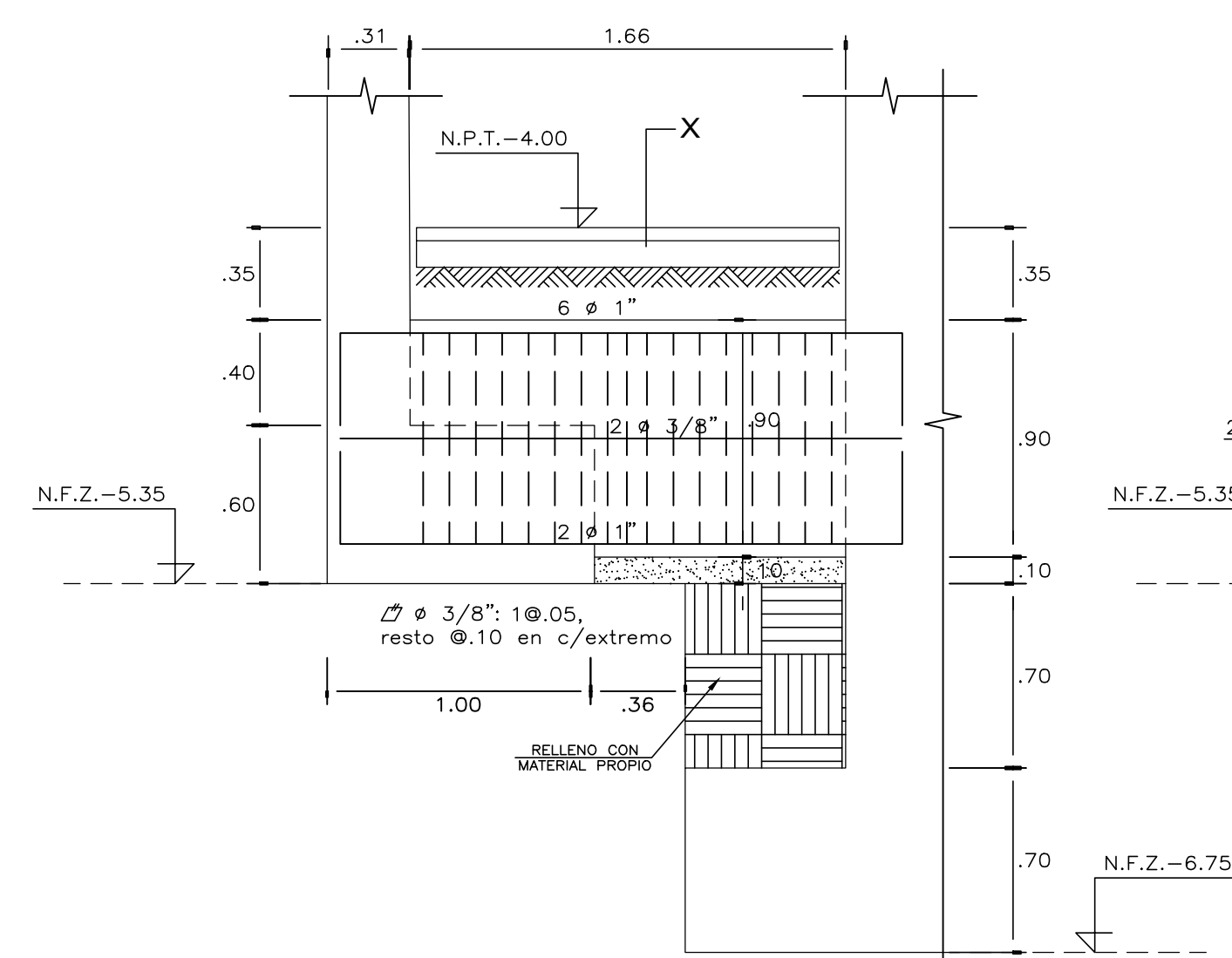
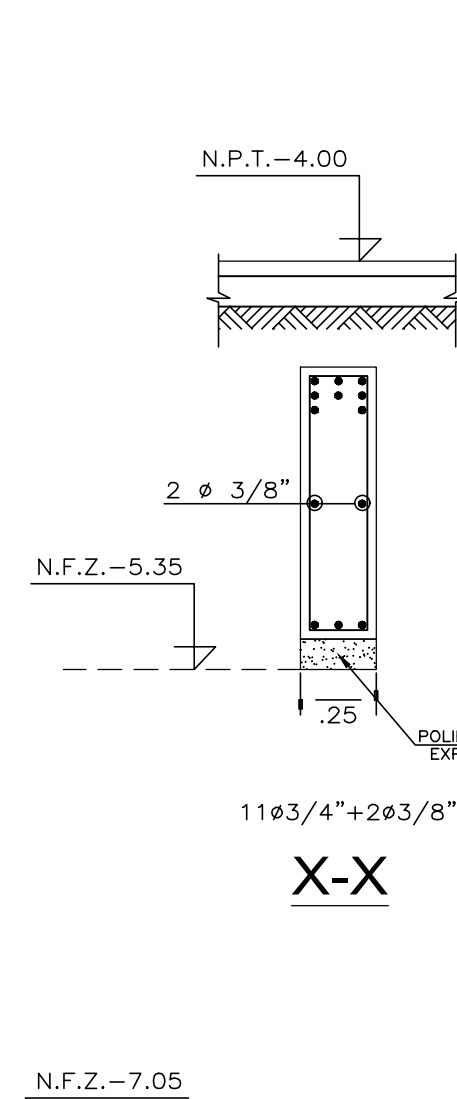
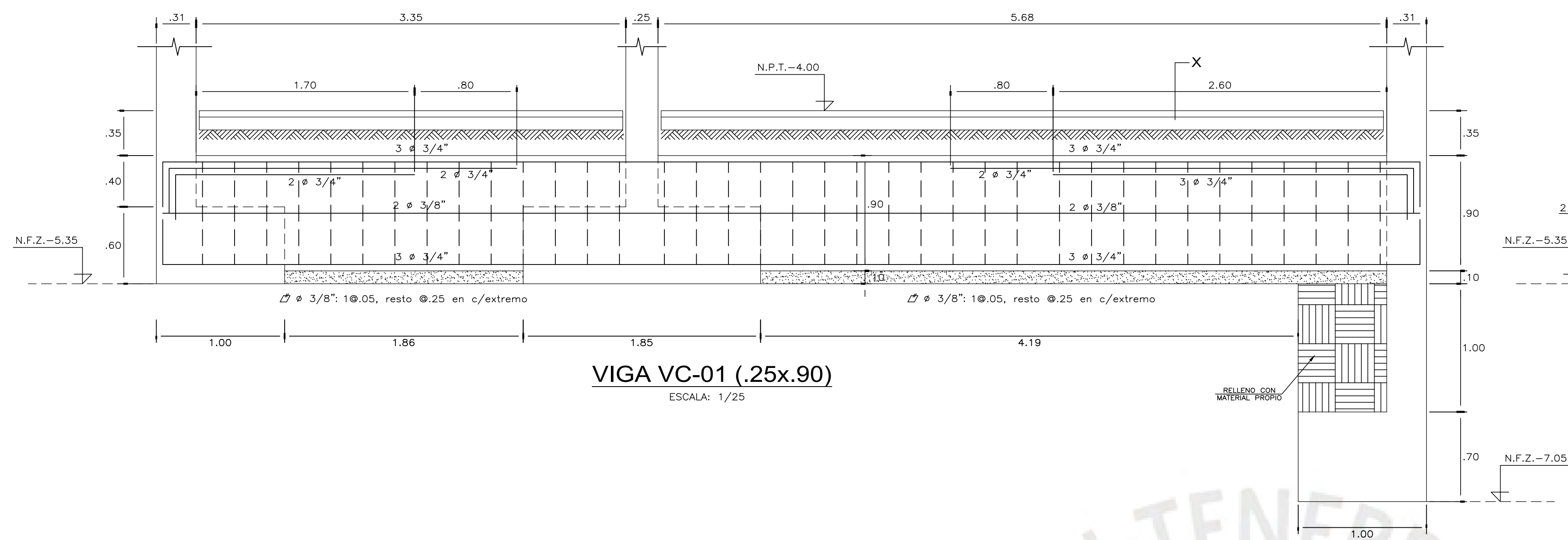
MARZO
2024

ESCALA :

INDICADA

LAMINA :

E-01



ESPECIALIDAD :
ESTRUCTURAS

ASESOR:
PAULO ISRAEL
MEJÍA TREJO

TESISTAS:
- AROM NEIL
VITE HEREDIA
- CÉSAR GUSTAVO
PARIONA PALOMINO

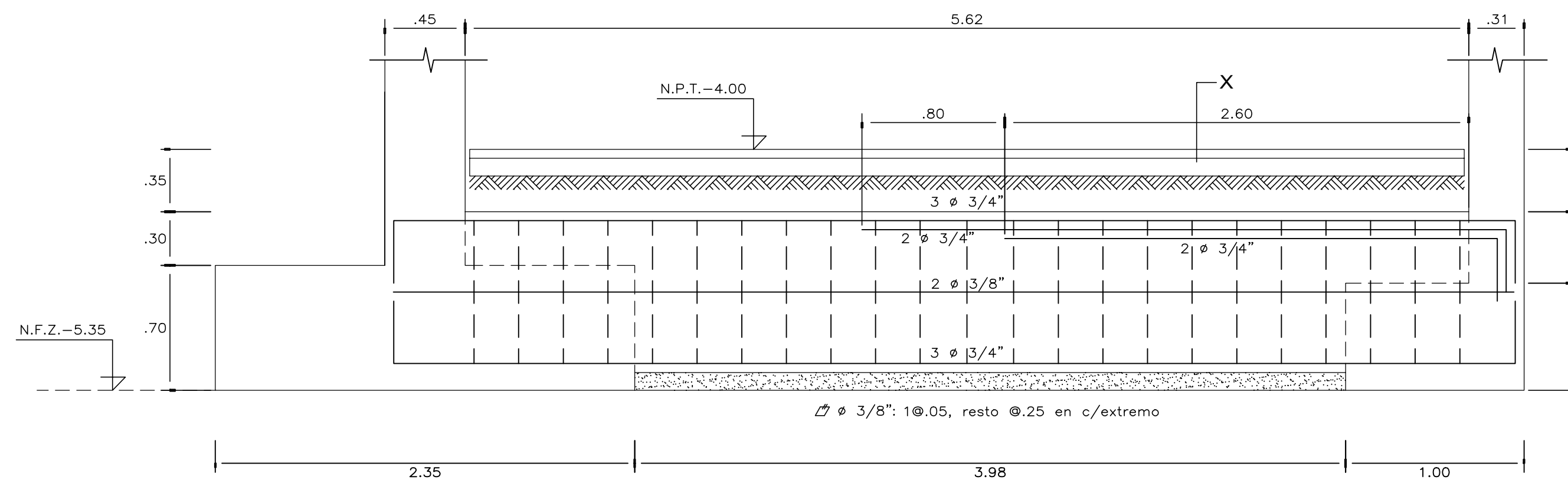
PROYECTO :
EDIFICIO MULTIFAMILIAR
DE 07 NIVELES -
PUEBLO LIBRE

PLANO :
VIGAS DE
CIMENTACIÓN I

DIRECCIÓN:
LOTE "A"
DEL FUNDO CUEVA
DISTRITO DE
PUEBLO LIBRE -
PROVINCIA DE LIMA

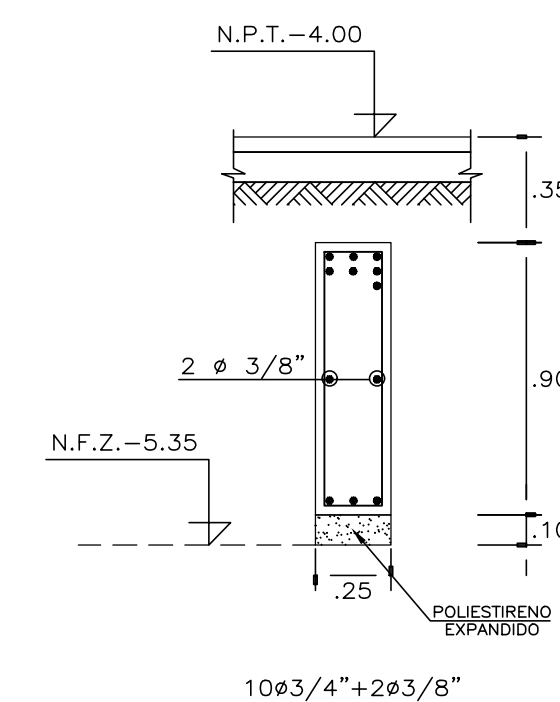
FECHA :
JUNIO
2023
ESCALA :
1/25

LAMINA :
E-02

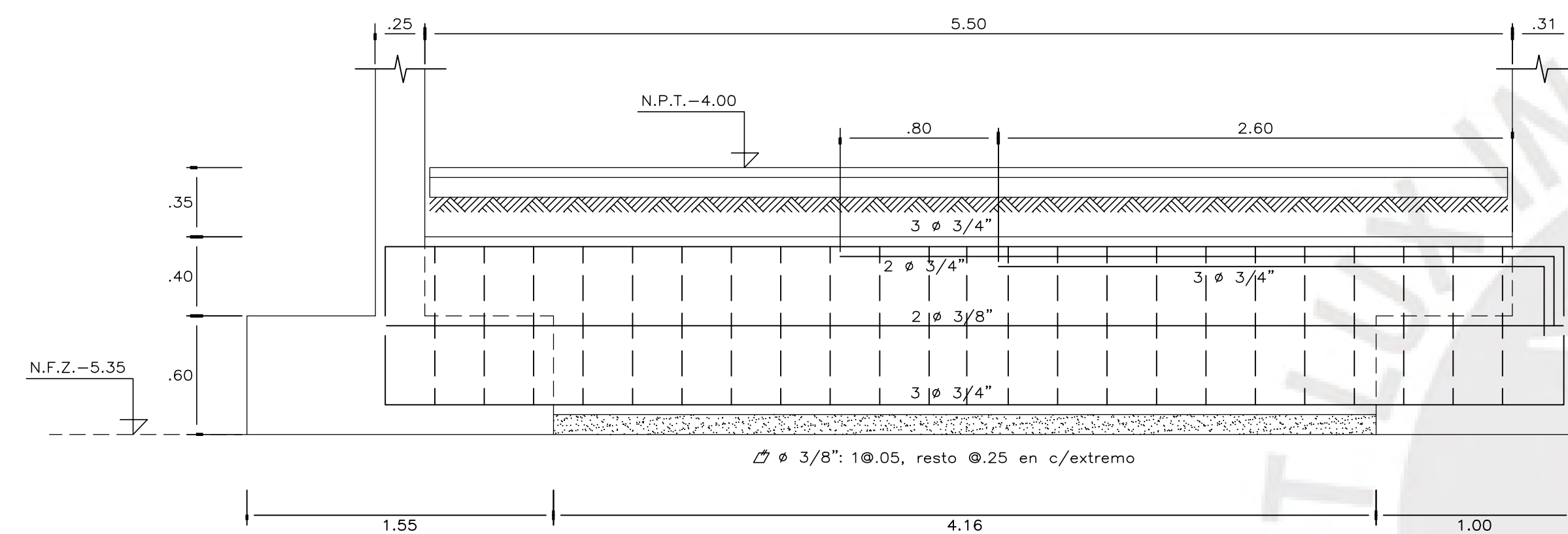


VIGA VC-05 (.25x.90)

ESCALA: 1/25

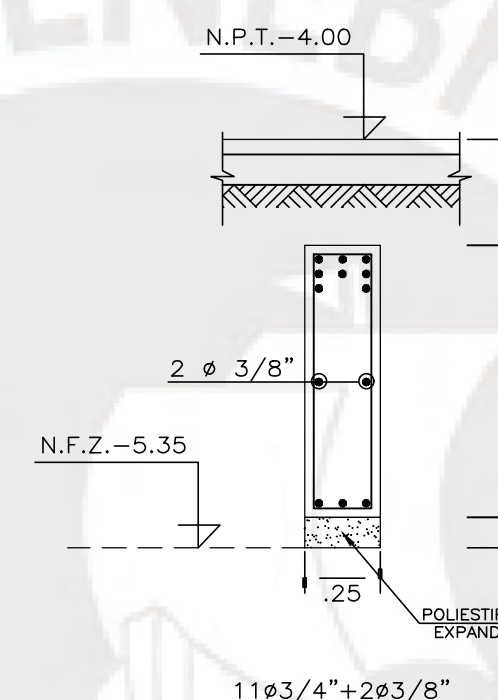


X-X

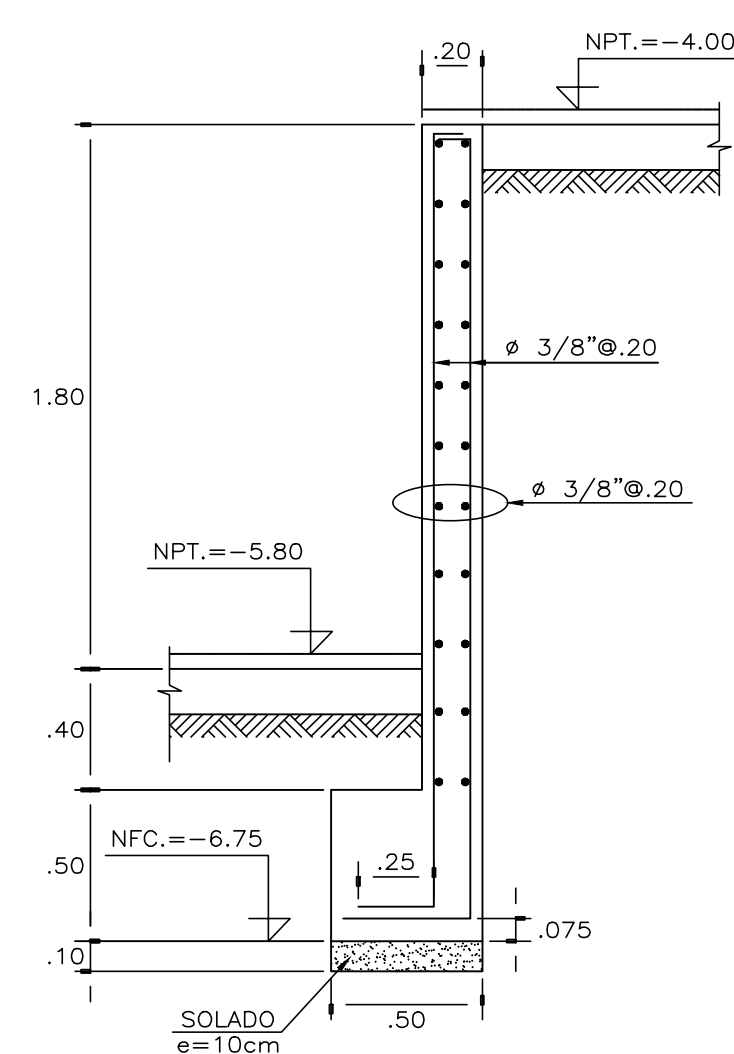


VIGA VC-07 (.25x.90)

ESCALA: 1/25

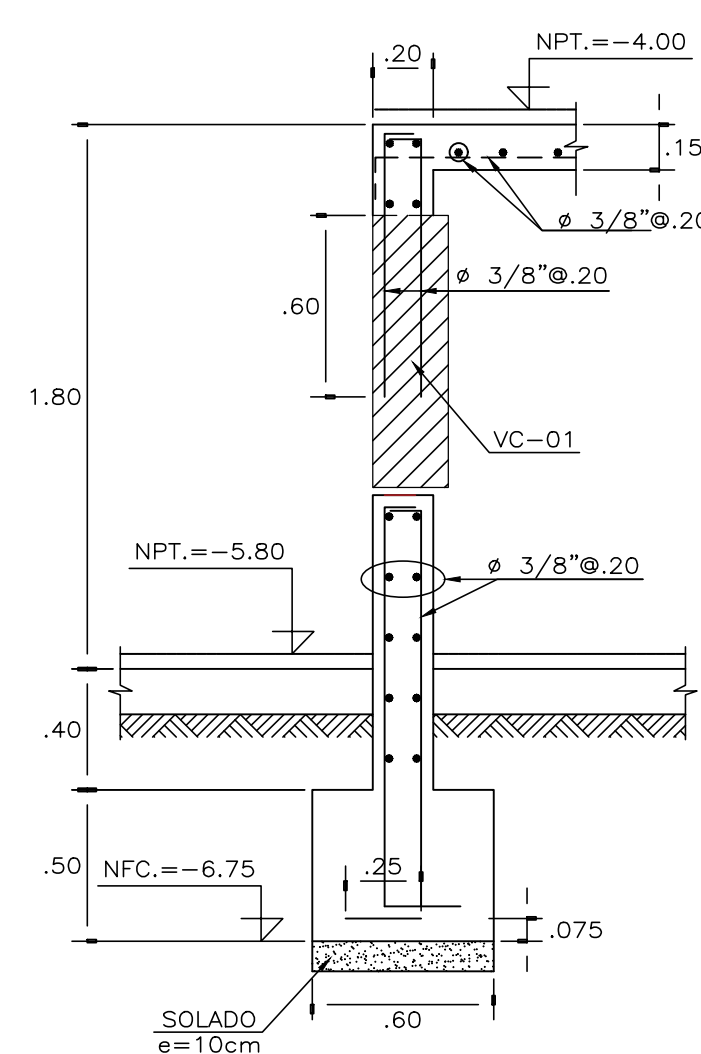


X-X



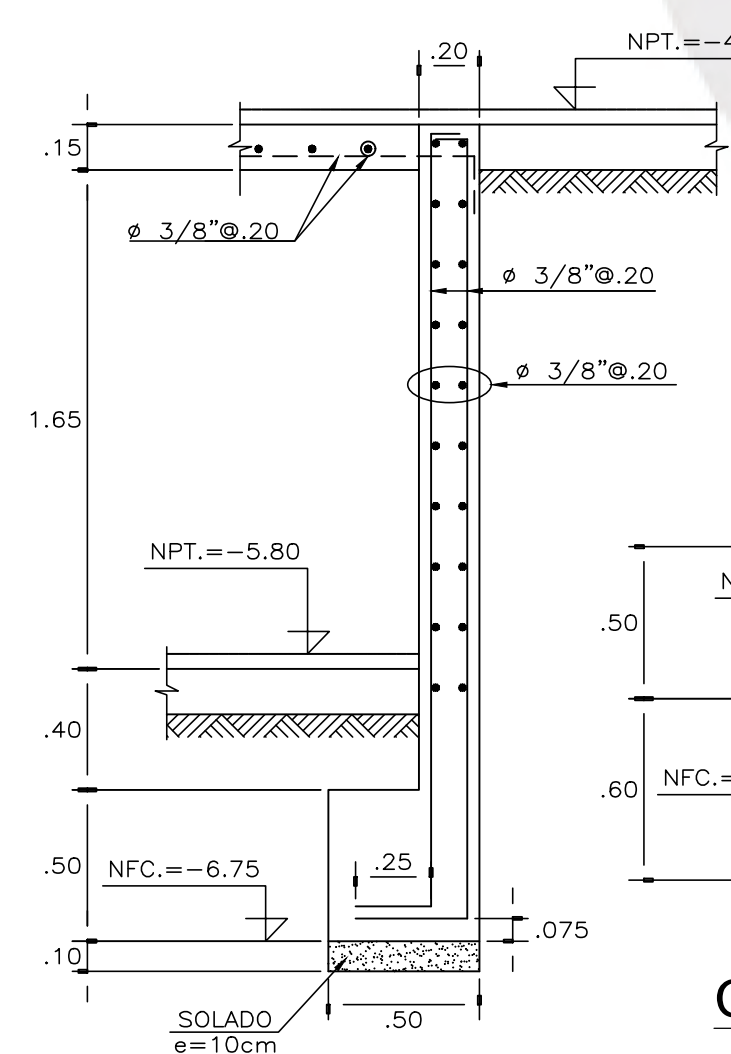
CORTE J

ESCALA 1:25



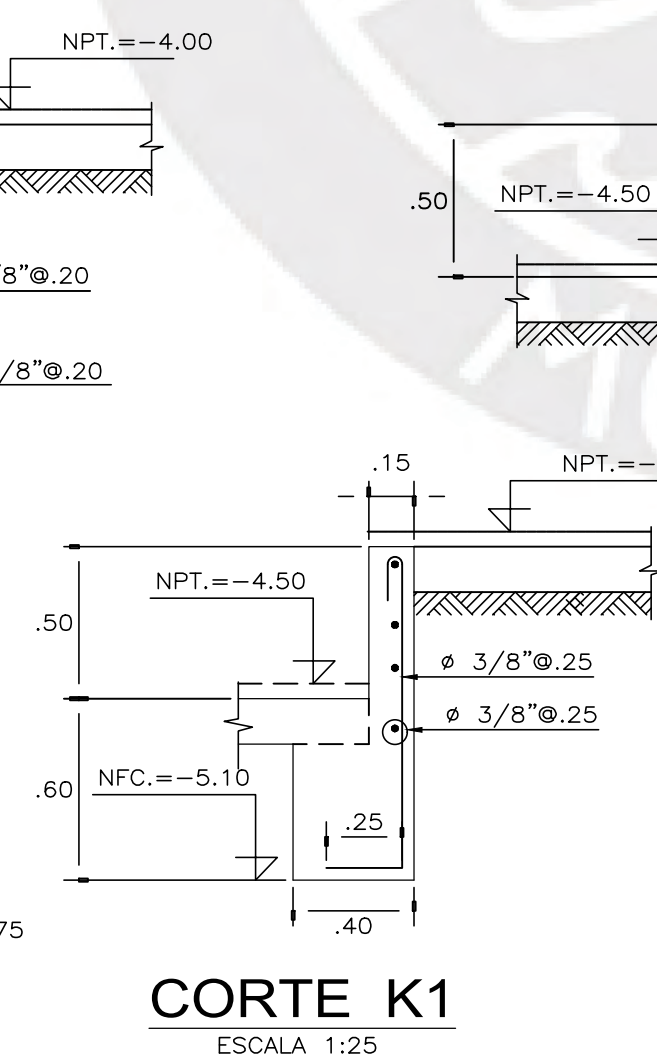
CORTE J1

ESCALA 1:25



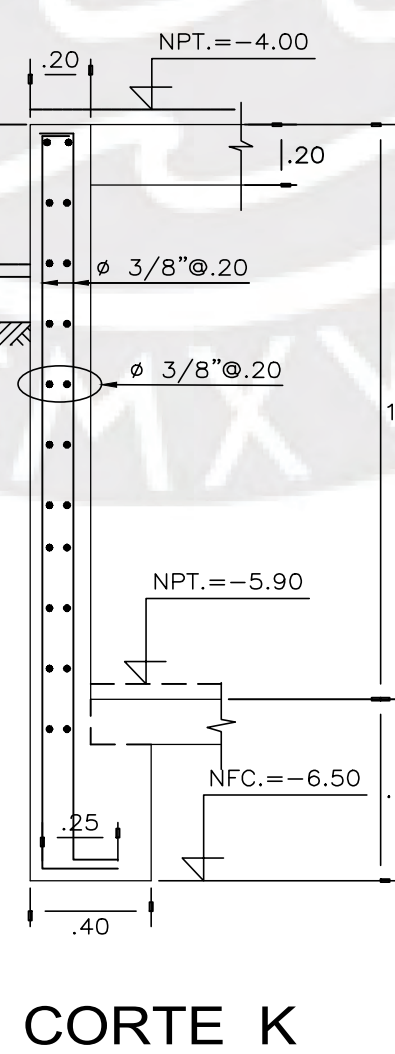
CORTE J2

ESCALA 1:25



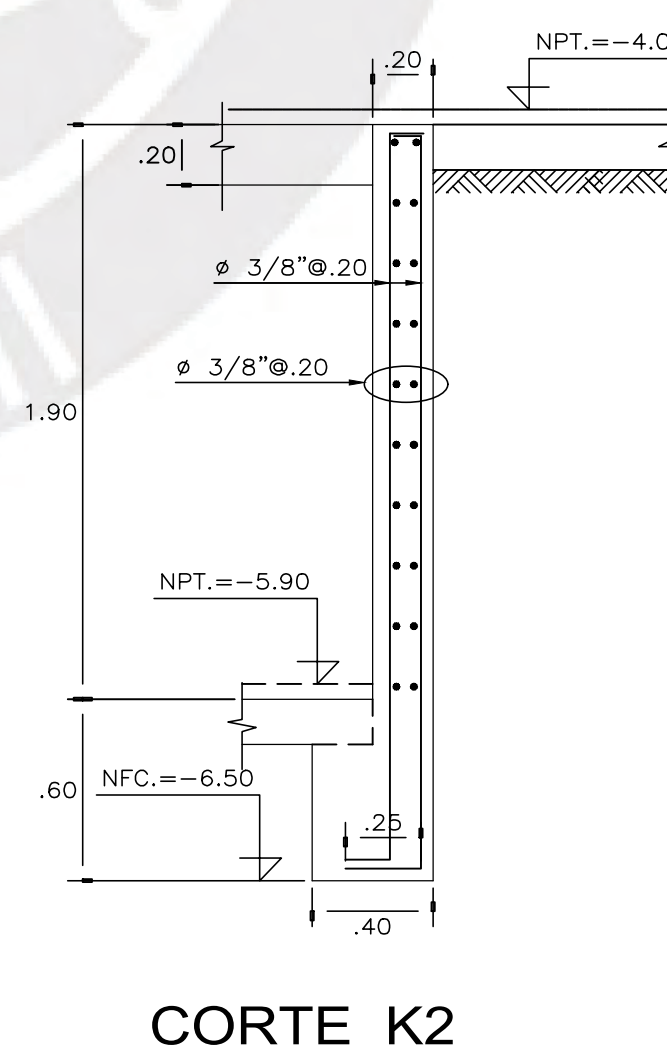
CORTE K1

ESCALA 1:25



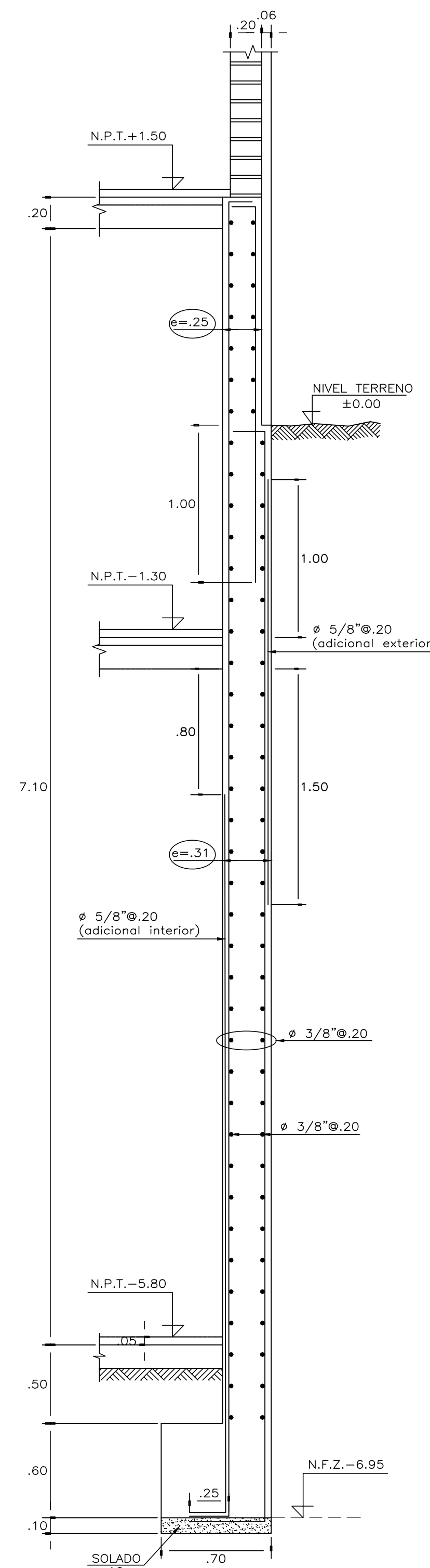
CORTE K

ESCALA 1:25



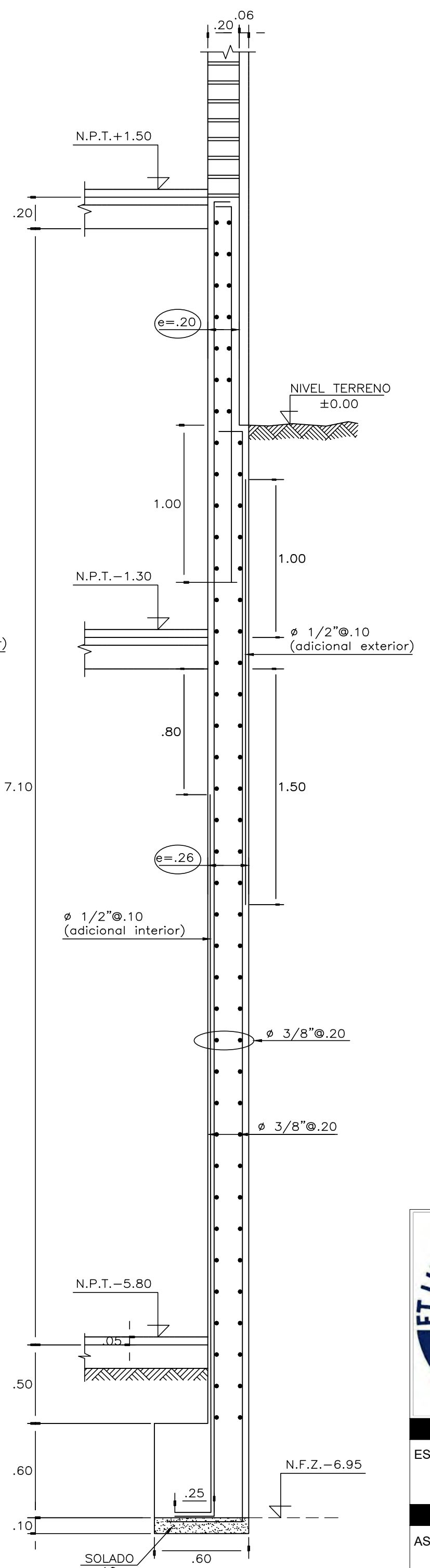
CORTE K2

ESCALA 1:25



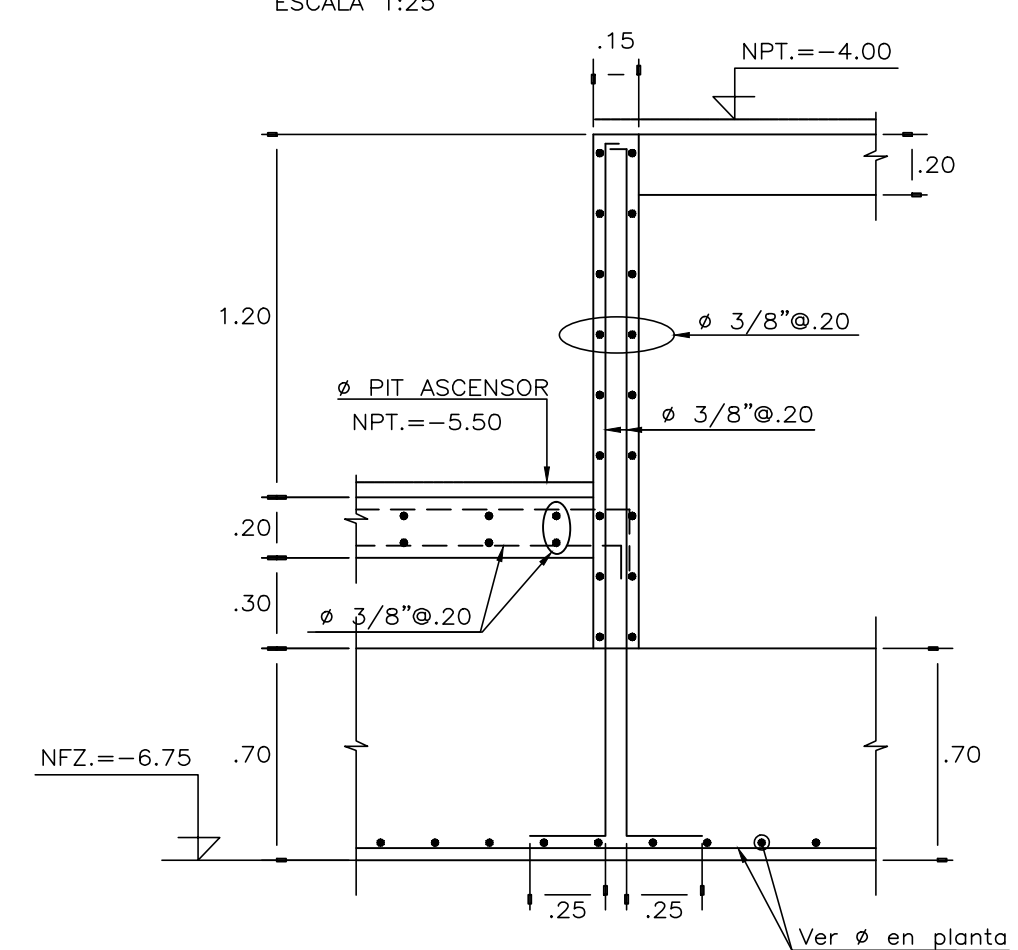
CORTE H

ESCALA 1:25



CORTE I

ESCALA 1:25



CORTE L

ESCALA 1:25



ESPECIALIDAD :
ESTRUCTURAS

ASESOR:
PAULO ISRAEL
MEJÍA TREJO

TESISTAS:
- AROM NEIL
VITE HEREDIA
- CÉSAR GUSTAVO
PARIONA PALOMINO

PROYECTO :
EDIFICIO MULTIFAMILIAR
DE 07 NIVELES -
PUEBLO LIBRE

PLANO :
VIGAS DE CIMENTACIÓN II
Y CORTES DE
CIMENTACIÓN I

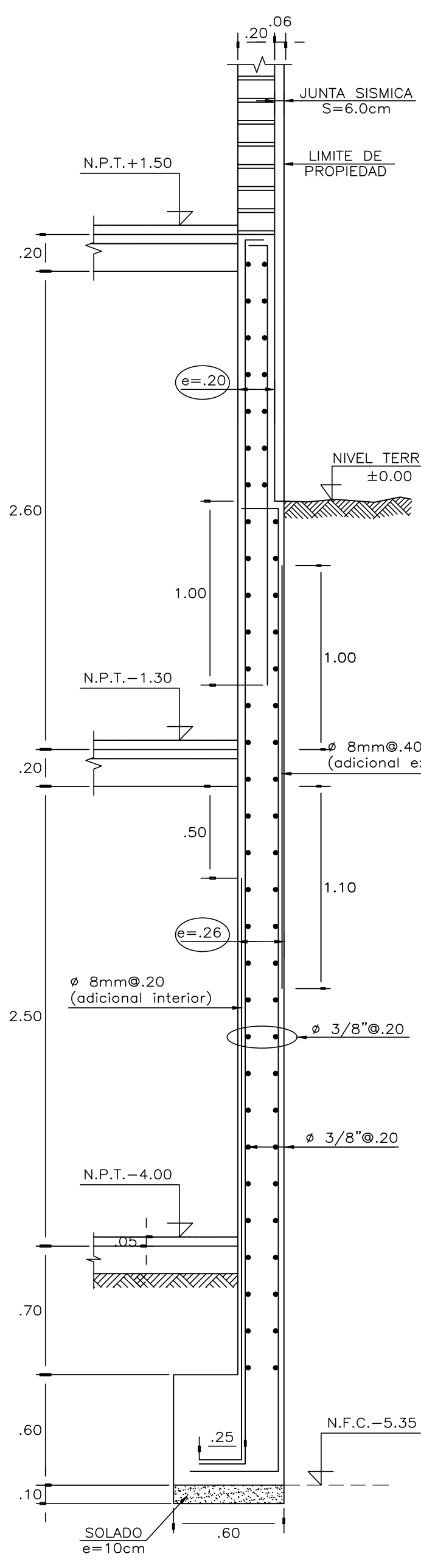
DIRECCIÓN:
LOTE "A"
DEL FUNDO CUEVA
DISTRITO DE
PUEBLO LIBRE-
PROVINCIA DE LIMA

FECHA :
JUNIO
2023

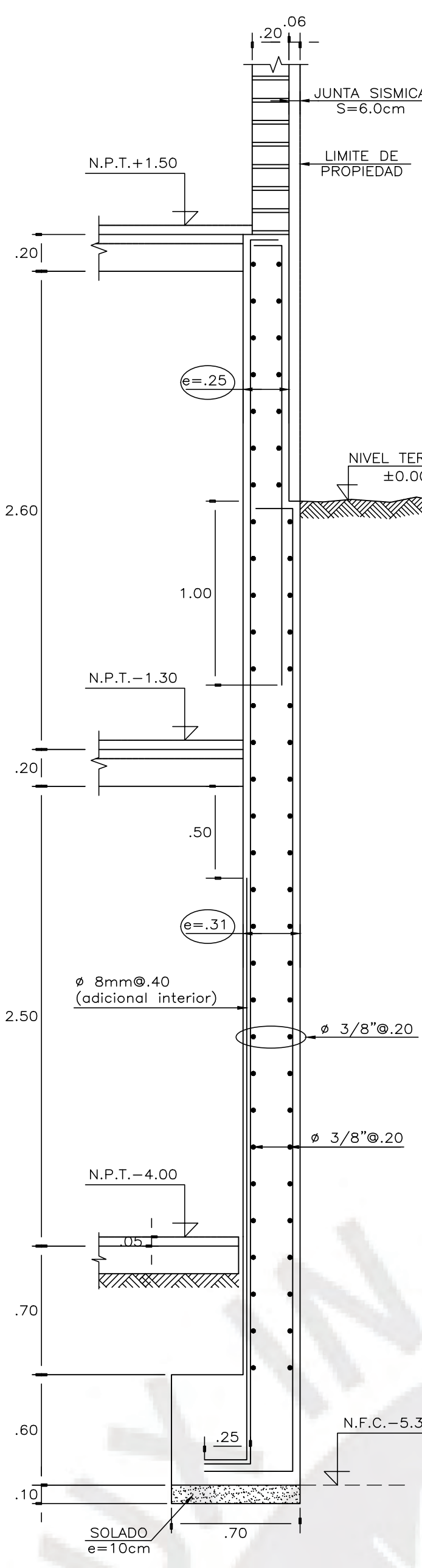
ESCALA :
1/25

LAMINA :

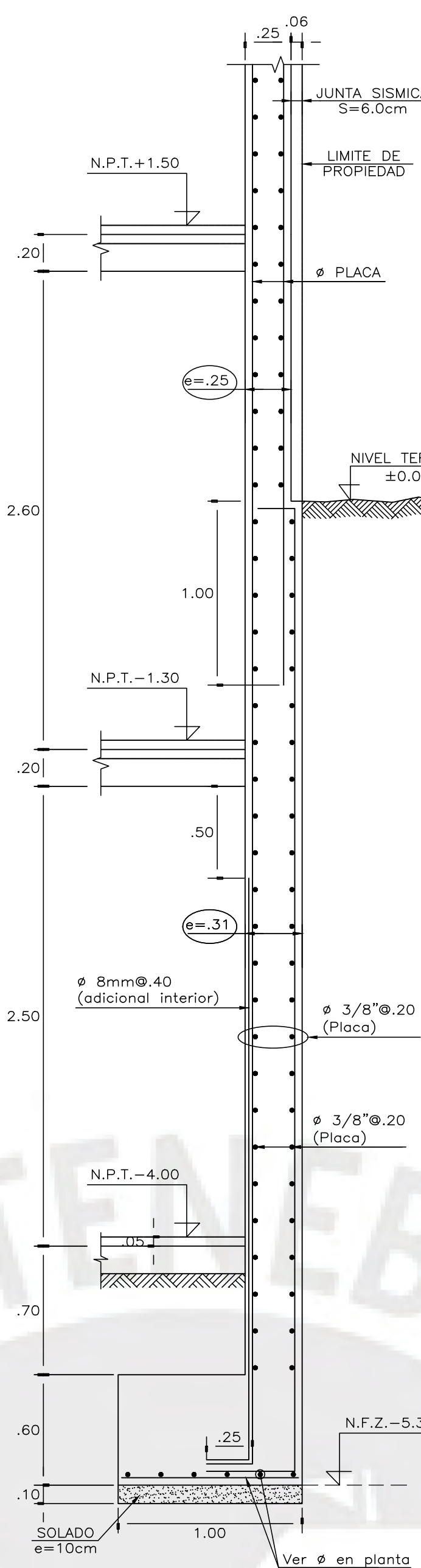
E-03



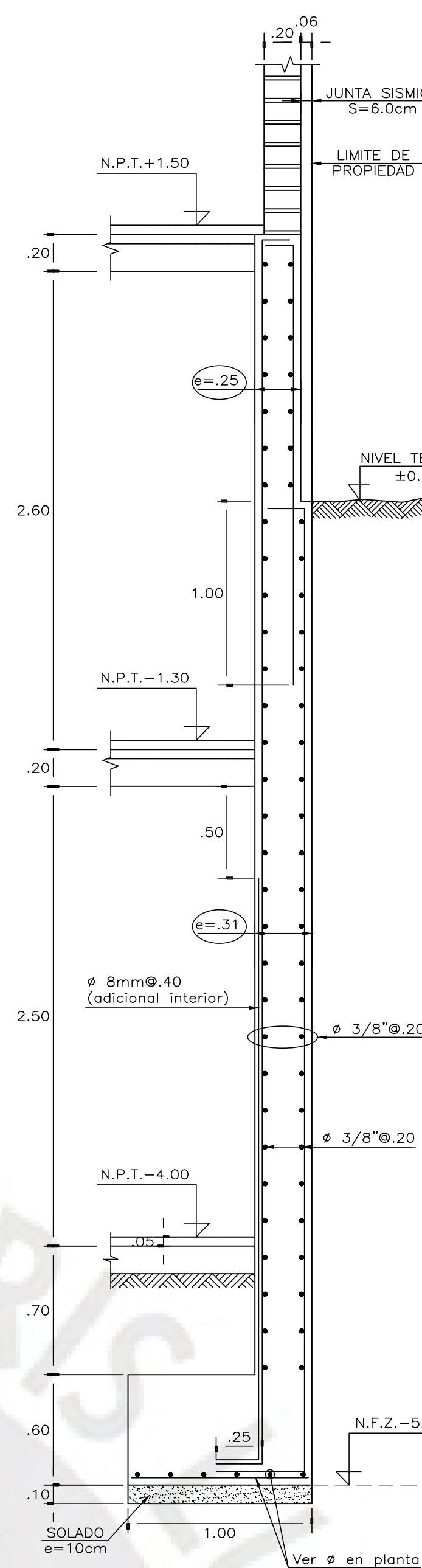
CORTE A
ESCALA 1:25



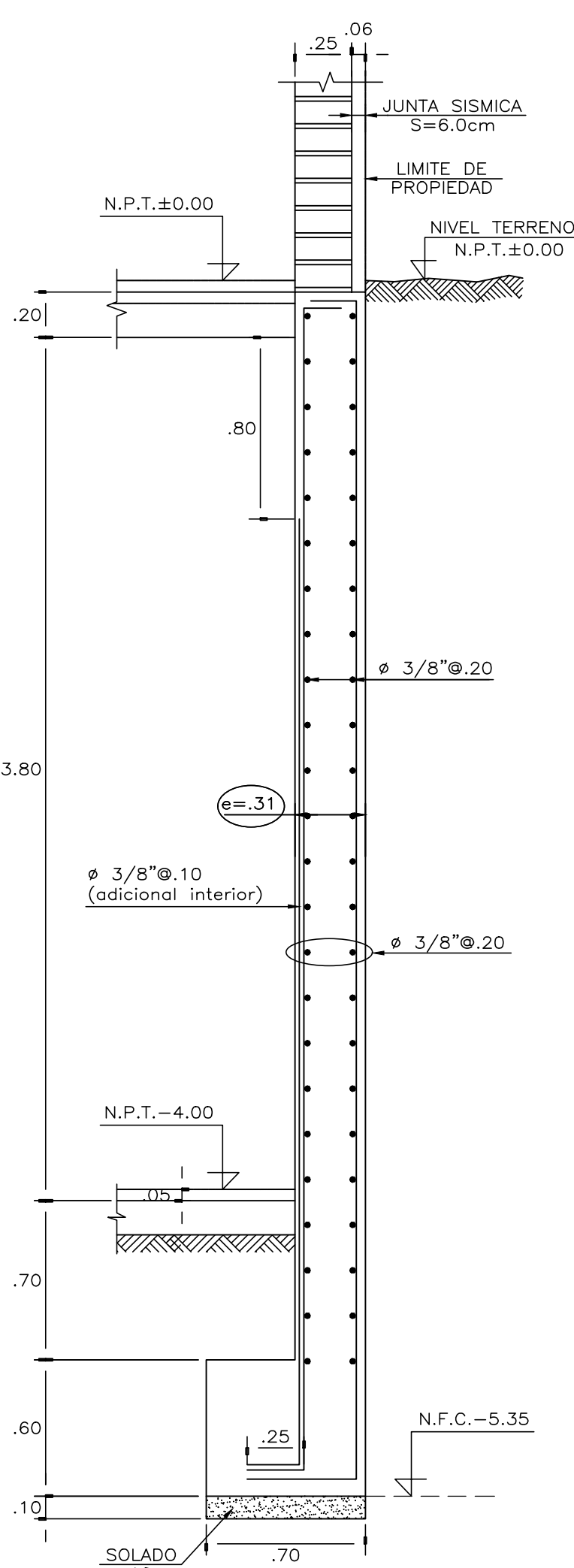
CORTE B
ESCALA 1:25



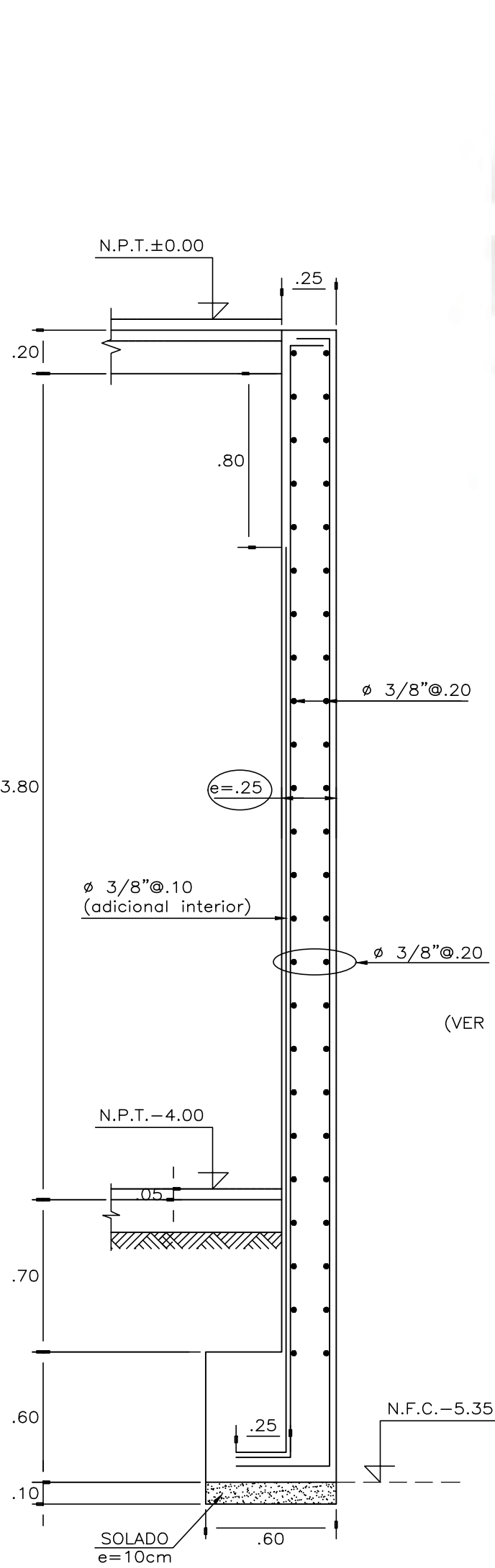
CORTE C
ESCALA 1:25



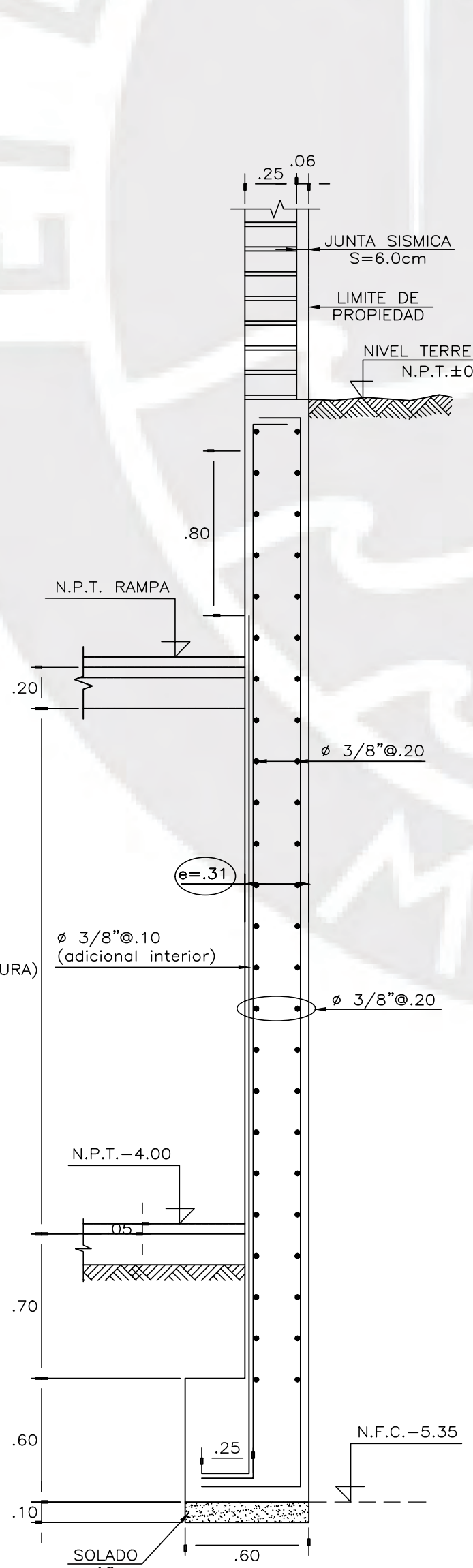
CORTE C1
ESCALA 1:25



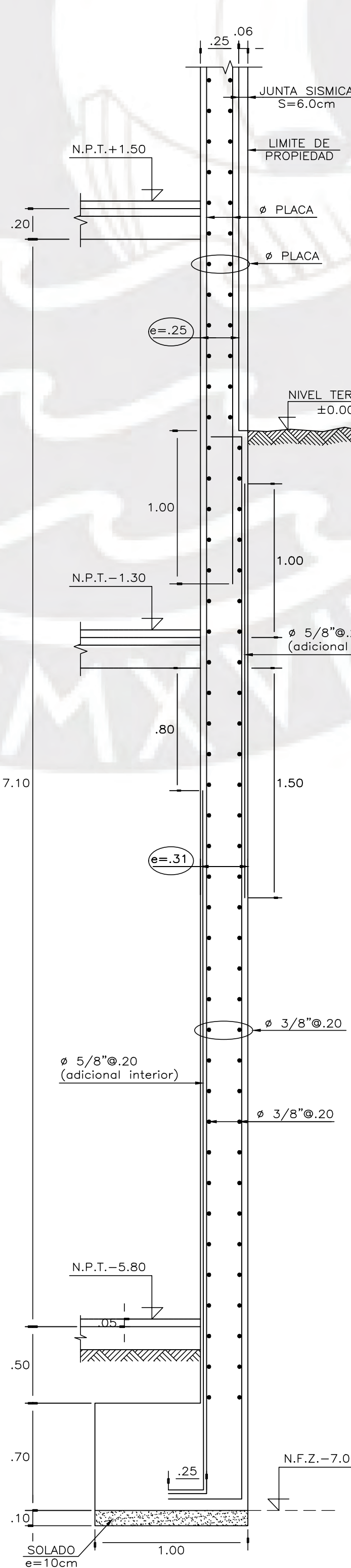
CORTE D
ESCALA 1:25



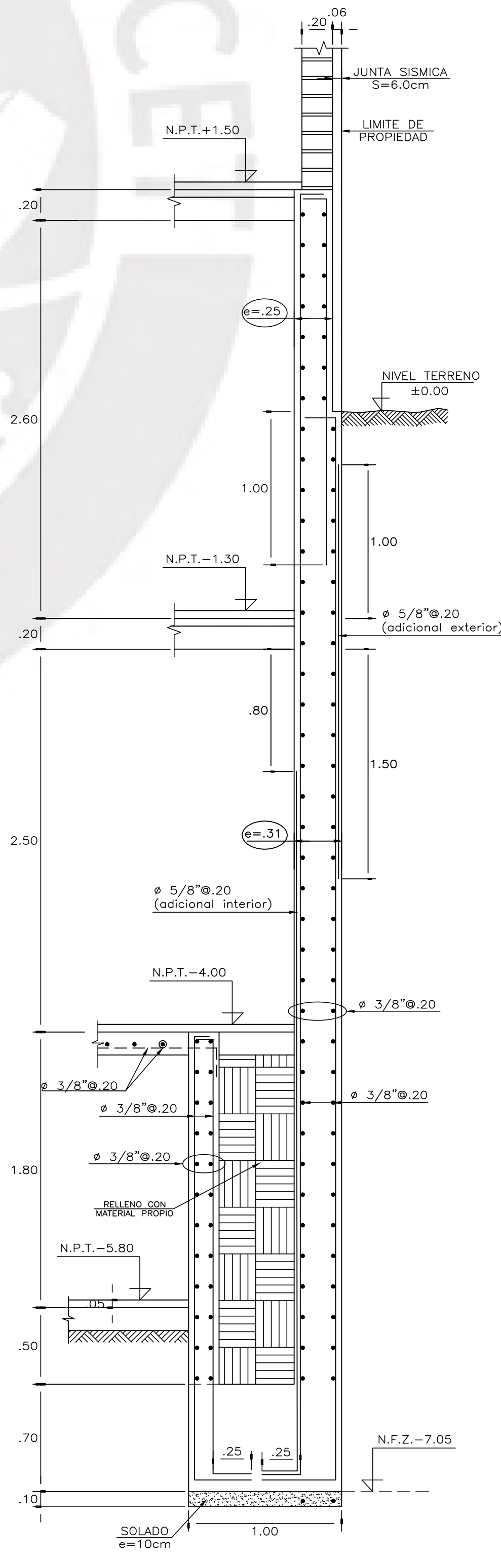
CORTE E
ESCALA 1:25



CORTE F
ESCALA 1:25



CORTE G
ESCALA 1:25



CORTE G1
ESCALA 1:25



ESPECIALIDAD:

ESTRUCTURAS

ASESOR:

PAULO ISRAEL
MEJÍA TREJO

TESISTAS:

— AROM NEIL
VITE HEREDIA
— CÉSAR GUSTAVO
PARIONA PALOMINO

PROYECTO:

EDIFICIO MULTIFAMILIAR
DE 07 NIVELES —
PUEBLO LIBRE

PLANO:

CORTES DE
CIMENTACIÓN II

DIRECCIÓN:

LOTE "A"
DEL FUNDO CUEVA
DISTRITO DE
PUEBLO LIBRE—
PROVINCIA DE LIMA

FECHA:

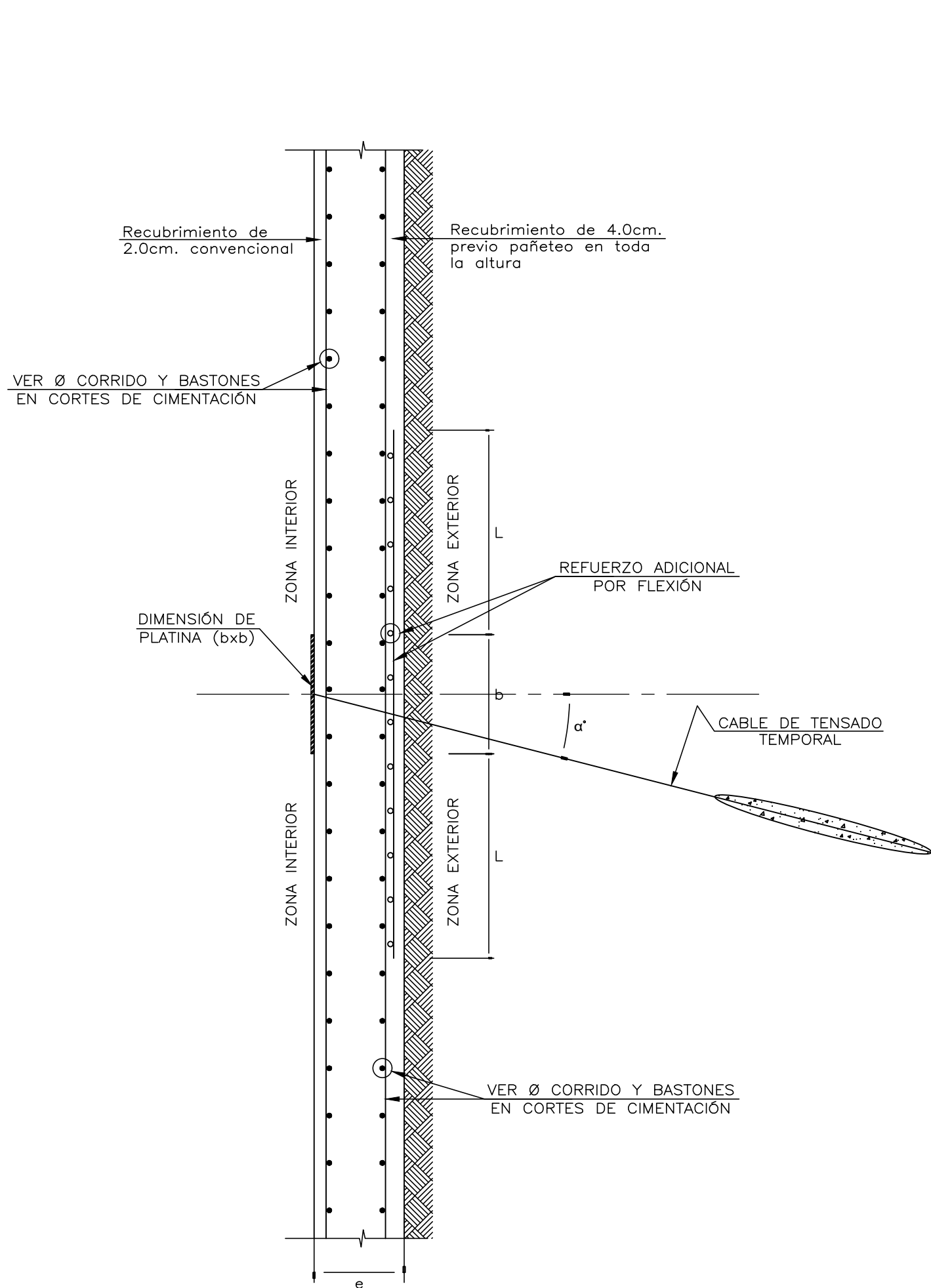
JUNIO
2023

ESCALA:

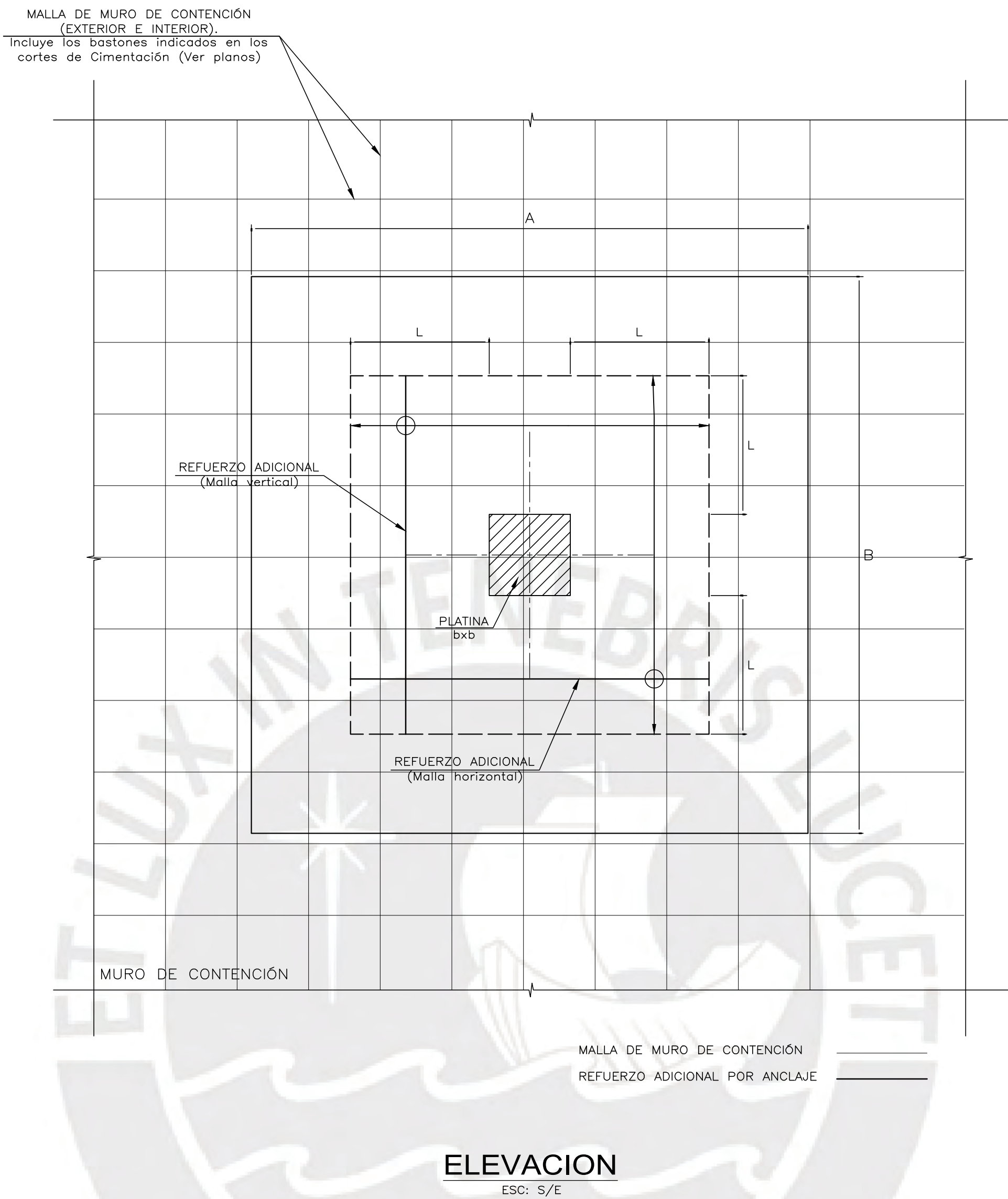
1/25

LAMINA:

E-04



DETALLE MURO EN ZONA ANCLAJE POSTENSADO
ESC: S/E SECCION



LONGITUD EMPALMES	
Ø	L (m)
1/4"	-
3/8"	.40
1/2"	.50
5/8"	.65
3/4"	.80
1"	1.20

PROCESO CONSTRUCTIVO - ANCLAJE POSTENSADO

SE PROCEDERÁ A EJECUTAR DE LA SIGUIENTE MANERA (VER GRAFICOS):

- SE PROCEDERÁ A LA EJECUCIÓN TOP-DOWN (DE ARRIBA HACIA ABAJO), EJECUTANDO A TRAVÉS DE PANELES ALTERNADOS, ESTO, ES SOLO PARA LOS PANELES PRIMARIOS, SECUNDARIOS Y TERCIARIOS (CON NUMERACIÓN 1 y 2).
- SE EJECUTARÁ LA EXCAVACION DEL PRIMER ANILLO CON ANCHO DE BANQUETA, TALUD Y PROFUNDIDAD INDICADO EN EL CUADRO DE DATOS DE EXCAVACIONES, LA PLATAFORMA DE TRABAJO DEBE DE ESTAR A 1.50 M DE LA COTA DE PERFORACIÓN DE LOS ANCLAJES COMO MAXIMO (VER GRAFICO 01).
- A CONTINUACIÓN SE INICIARÁ LA PERFORACIÓN DEL TERRENO Y LA POSTERIOR INSTALACIÓN DE LOS ANCLAJES EN LOS RESPECTIVOS PUNTOS DEL PRIMER NIVEL (VER GRAFICO 02 Y 03).
- LUEGO, SE REALIZARÁ LA EXCAVACIÓN DE LAS BANQUETAS PARA LA EJECUCIÓN DE LOS MUROS PRIMARIOS (PANELES CON EL NUMERO 1, VER GRAFICO 04).
- SE PROCEDERÁ AL TESADO DE LOS ANCLAJES CORRESPONDIENTES A LOS MUROS PRIMARIOS (VER GRAFICO 05).
- POSTERIORMENTE SE EXCAVARÁN LAS BANQUETAS CORRESPONDIENTES A LOS MUROS SECUNDARIOS PARA SU POSTERIOR EJECUCIÓN (PANELES CON EL NUMERO 2).
- SE PROCEDERÁ AL TESADO DE LOS ANCLAJES CORRESPONDIENTES A LOS MUROS SECUNDARIOS.
- LUEGO, SE PROCEDERA A EXCAVAR LOS MUROS TERCIARIOS PARA SU POSTERIOR EJECUCION (PANELES DE ESQUINA CON EL NUMERO 3).
- UNA VEZ CONCLUIDOS LOS MUROS PRIMARIOS, SECUNDARIOS Y TERCIARIOS DEL 1ER NIVEL SE PROCEDERÁ A EJECUTAR DE LA MISMA MANERA EN LOS DEMAS NIVELES INFERIORES.

NOTA: EN EL MOMENTO DEL TENSADO DE LOS ANCLAJES SE DEBE TENER UNA RESISTENCIA DE CONCRETO EN LOS MUROS DE CONTENCIÓN DE f'c = 210 kg/cm2 COMO MÍNIMO

CUADRO ARMADURA DE MURO e=31cm.

PAÑO (AxB)	T (ton) INTERVALO	MALLA DE MURO DE CONTENCIÓN		L (m)	REFUERZO ADICIONAL DE MURO PANTALLA		DIMENSIÓN DE PLATINA (bxb)
		HORIZONTAL	VERTICAL		HORIZONTAL	VERTICAL	
3.00x4.00m.	40 @ 50	Ø3/8"@.20	Ø3/8"@.20	1.00	Ø1/2"@.15	Ø5/8"@.20	0.40x0.40m.
3.00x4.00m.	50 @ 61	Ø3/8"@.20	Ø3/8"@.20	1.00	Ø5/8"@.20	Ø5/8"@.15	0.40x0.40m.
3.00x4.00m.	> 61	REQUIERE ENSANCHE EN LA ZONA DE TENSADO					

CUADRO ARMADURA DE MURO e=25/26cm.

PAÑO (AxB)	T (ton) INTERVALO	MALLA DE MURO DE CONTENCIÓN		L (m)	REFUERZO ADICIONAL DE MURO PANTALLA		DIMENSIÓN DE PLATINA (bxb)
		HORIZONTAL	VERTICAL		HORIZONTAL	VERTICAL	
3.00x4.00m.	30 @ 40	Ø3/8"@.20	Ø3/8"@.20	1.00	Ø1/2"@.15	Ø5/8"@.20	0.40x0.40m.
3.00x4.00m.	40 @ 46	Ø3/8"@.20	Ø3/8"@.20	1.00	Ø5/8"@.20	Ø5/8"@.15	0.40x0.40m.
3.00x4.00m.	> 46	REQUIERE ENSANCHE EN LA ZONA DE TENSADO					



ESPECIALIDAD :
ESTRUCTURAS

ASESOR:
PAULO ISRAEL
MEJÍA TREJO

TESISTAS:
- AROM NEIL
VITE HEREDIA
- CÉSAR GUSTAVO
PARIONA PALOMINO

PROYECTO :
EDIFICIO MULTIFAMILIAR
DE 07 NIVELES -
PUEBLO LIBRE

PLANO :
DETALLE DE
MUROS ANCLADOS

DIRECCIÓN:
LOTE "A"
DEL FUNDO CUEVA
DISTRITO DE
PUEBLO LIBRE-
PROVINCIA DE LIMA

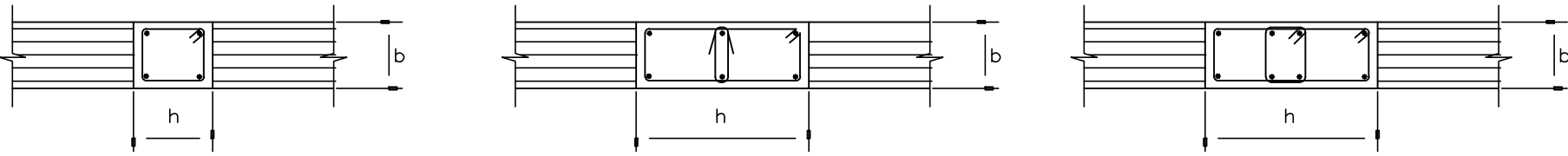
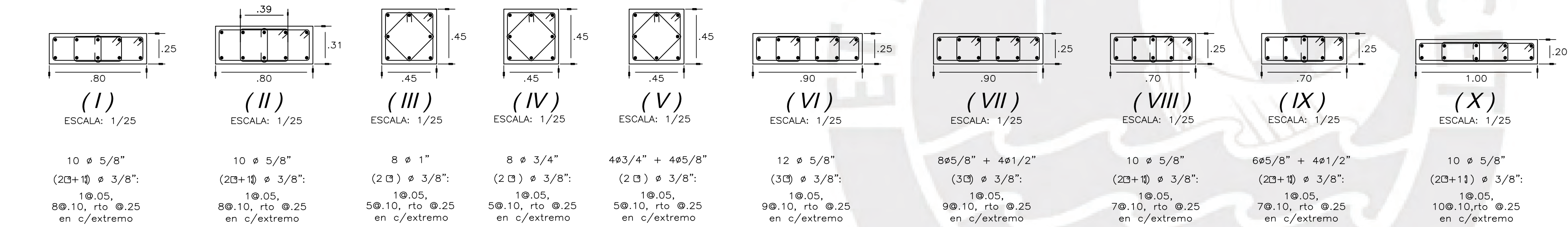
FECHA :
MARZO
2024

ESCALA :
INDICADA

LAMINA :

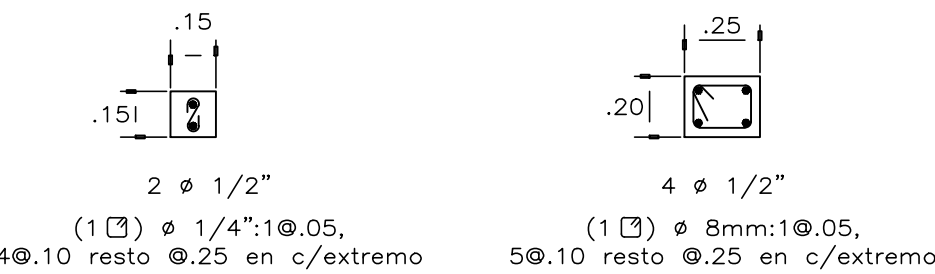
E-05

COLUMNA PISO	C-01	C-02	C-03	C-04	C-05	C-06	C-07	C-08	C-09	C-10	C-11	C-12	C-13	C-14
AZOTEA							0.25 x 0.90 8ø5/8"+4ø1/2" (3Ø) ø 3/8": 1Ø.05, 9Ø.10, rto Ø.25 en c/extremo (VII)							
7° PISO — 5° PISO	0.25 x 0.80 10 ø 5/8" (2Ø+1) ø 3/8": 1Ø.05, 8Ø.10, rto Ø.25 en c/extremo (I)	0.25 x 0.80 10 ø 5/8" (2Ø+1) ø 3/8": 1Ø.05, 8Ø.10, rto Ø.25 en c/extremo (I)	0.25 x 0.80 10 ø 5/8" (2Ø+1) ø 3/8": 1Ø.05, 8Ø.10, rto Ø.25 en c/extremo (I)	0.25 x 0.80 10 ø 5/8" (2Ø+1) ø 3/8": 1Ø.05, 8Ø.10, rto Ø.25 en c/extremo (I)	0.25 x 0.80 10 ø 5/8" (2Ø+1) ø 3/8": 1Ø.05, 8Ø.10, rto Ø.25 en c/extremo (I)	0.45 x 0.45 4ø3/4"+4ø5/8" (2 Ø) ø 3/8": 1Ø.05, 5Ø.10, rto Ø.25 en c/extremo (V)	0.25 x 0.90 12 ø 5/8" (3Ø) ø 3/8": 1Ø.05, 9Ø.10, rto Ø.25 en c/extremo (VI)	0.25 x 0.70 6ø5/8"+4ø1/2" (2Ø+1) ø 3/8": 1Ø.05, 7Ø.10, rto Ø.25 en c/extremo (IX)	0.25 x 0.80 10 ø 5/8" (2Ø+1) ø 3/8": 1Ø.05, 8Ø.10, rto Ø.25 en c/extremo (I)	0.25 x 0.80 10 ø 5/8" (2Ø+1) ø 3/8": 1Ø.05, 8Ø.10, rto Ø.25 en c/extremo (I)	0.25 x 0.80 10 ø 5/8" (2Ø+1) ø 3/8": 1Ø.05, 8Ø.10, rto Ø.25 en c/extremo (I)	0.25 x 0.80 10 ø 5/8" (2Ø+1) ø 3/8": 1Ø.05, 8Ø.10, rto Ø.25 en c/extremo (I)	0.25 x 0.80 10 ø 5/8" (2Ø+1) ø 3/8": 1Ø.05, 8Ø.10, rto Ø.25 en c/extremo (I)	
4° PISO — 1° PISO	0.25 x 0.80 10 ø 5/8" (2Ø+1) ø 3/8": 1Ø.05, 8Ø.10, rto Ø.25 en c/extremo (I)	0.25 x 0.80 10 ø 5/8" (2Ø+1) ø 3/8": 1Ø.05, 8Ø.10, rto Ø.25 en c/extremo (I)	0.25 x 0.80 10 ø 5/8" (2Ø+1) ø 3/8": 1Ø.05, 8Ø.10, rto Ø.25 en c/extremo (I)	0.25 x 0.80 10 ø 5/8" (2Ø+1) ø 3/8": 1Ø.05, 8Ø.10, rto Ø.25 en c/extremo (I)	0.25 x 0.80 10 ø 5/8" (2Ø+1) ø 3/8": 1Ø.05, 8Ø.10, rto Ø.25 en c/extremo (I)	0.45 x 0.45 8 ø 3/4" (2 Ø) ø 3/8": 1Ø.05, 5Ø.10, rto Ø.25 en c/extremo (IV)	0.25 x 0.90 12 ø 5/8" (3Ø) ø 3/8": 1Ø.05, 9Ø.10, rto Ø.25 en c/extremo (VI)	0.25 x 0.70 10 ø 5/8" (2Ø+1) ø 3/8": 1Ø.05, 7Ø.10, rto Ø.25 en c/extremo (VIII)	0.25 x 0.80 10 ø 5/8" (2Ø+1) ø 3/8": 1Ø.05, 8Ø.10, rto Ø.25 en c/extremo (I)	0.25 x 0.80 10 ø 5/8" (2Ø+1) ø 3/8": 1Ø.05, 8Ø.10, rto Ø.25 en c/extremo (I)	0.25 x 0.80 10 ø 5/8" (2Ø+1) ø 3/8": 1Ø.05, 8Ø.10, rto Ø.25 en c/extremo (I)	0.25 x 0.80 10 ø 5/8" (2Ø+1) ø 3/8": 1Ø.05, 8Ø.10, rto Ø.25 en c/extremo (I)	0.25 x 0.80 10 ø 5/8" (2Ø+1) ø 3/8": 1Ø.05, 8Ø.10, rto Ø.25 en c/extremo (I)	
SEMISÓTANO — SÓTANO	0.31 x 0.80 10 ø 5/8" (2Ø+1) ø 3/8": 1Ø.05, 8Ø.10, rto Ø.25 en c/extremo (II)	0.31 x 0.80 10 ø 5/8" (2Ø+1) ø 3/8": 1Ø.05, 8Ø.10, rto Ø.25 en c/extremo (II)	0.31 x 0.80 10 ø 5/8" (2Ø+1) ø 3/8": 1Ø.05, 8Ø.10, rto Ø.25 en c/extremo (II)	0.31 x 0.80 10 ø 5/8" (2Ø+1) ø 3/8": 1Ø.05, 8Ø.10, rto Ø.25 en c/extremo (II)	0.25 x 0.80 10 ø 5/8" (2Ø+1) ø 3/8": 1Ø.05, 8Ø.10, rto Ø.25 en c/extremo (I)	0.45 x 0.45 8 ø 1" (2 Ø) ø 3/8": 1Ø.05, 5Ø.10, rto Ø.25 en c/extremo (III)	0.25 x 0.90 12 ø 5/8" (3Ø) ø 3/8": 1Ø.05, 9Ø.10, rto Ø.25 en c/extremo (VI)	0.25 x 0.70 10 ø 5/8" (2Ø+1) ø 3/8": 1Ø.05, 7Ø.10, rto Ø.25 en c/extremo (VIII)	0.25 x 0.80 10 ø 5/8" (2Ø+1) ø 3/8": 1Ø.05, 8Ø.10, rto Ø.25 en c/extremo (I)	0.31 x 0.80 10 ø 5/8" (2Ø+1) ø 3/8": 1Ø.05, 8Ø.10, rto Ø.25 en c/extremo (II)	0.31 x 0.80 10 ø 5/8" (2Ø+1) ø 3/8": 1Ø.05, 8Ø.10, rto Ø.25 en c/extremo (II)	0.31 x 0.80 10 ø 5/8" (2Ø+1) ø 3/8": 1Ø.05, 8Ø.10, rto Ø.25 en c/extremo (II)	0.31 x 0.80 10 ø 5/8" (2Ø+1) ø 3/8": 1Ø.05, 8Ø.10, rto Ø.25 en c/extremo (II)	0.20 x 1.00 10 ø 5/8" (2Ø+11) ø 3/8": 1Ø.05, 10Ø.10,rto Ø.25 en c/extremo (X)



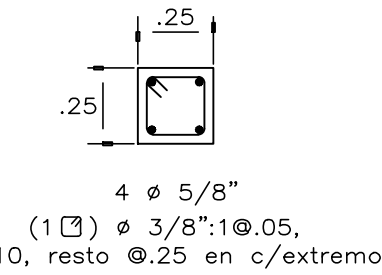
SECCIONES TÍPICAS DE COLUMNAS DE CONFINAMIENTO

- TODAS LAS COLUMNAS ADYACENTES A MUROS SE LLENARAN ENTRE MUROS DENTADOS.
- VER DETALLE DE CONCENTRACIONES TÍPICAS DE ESTRIBOS EN ELEVACION TÍPICA DE COLUMNAS.
- LAS DIMENSIONES REFERIDAS EN EL CUADRO DE COLUMNAS ES EL ESPESOR DEL MURO Y DE LAS COLUMNAS TERMINALES.

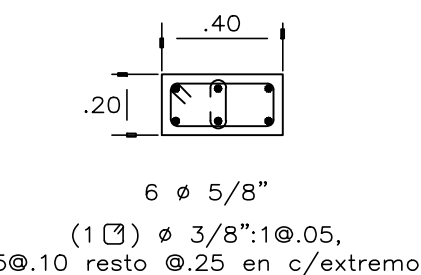


COLUMNA -CA
ESCALA: 1/25

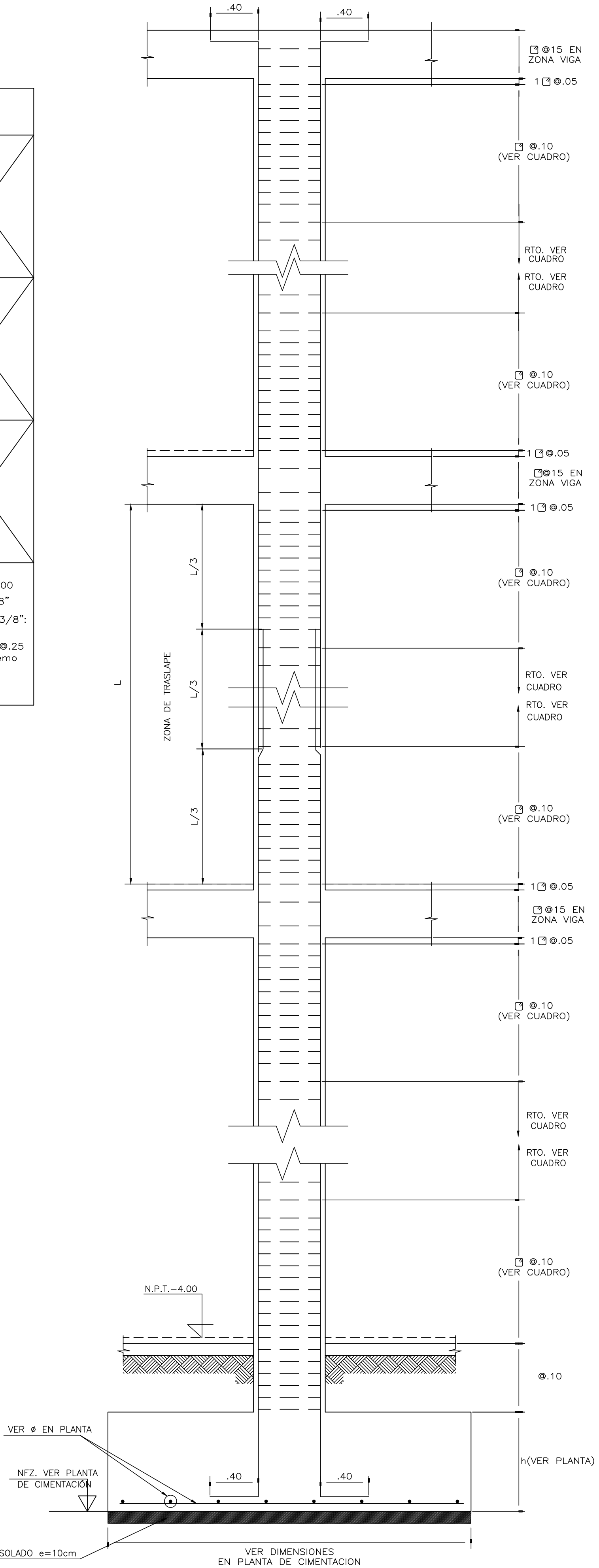
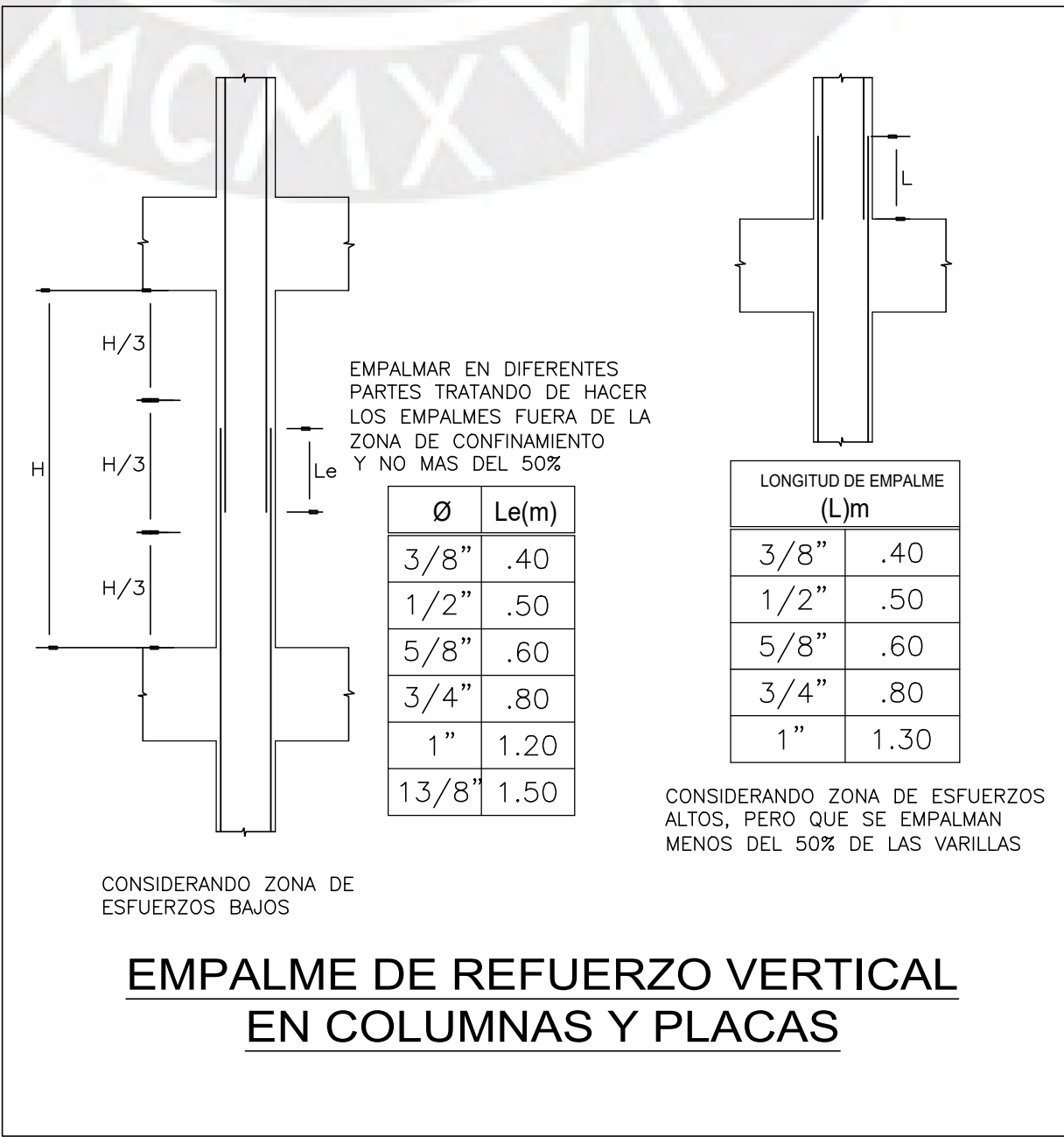
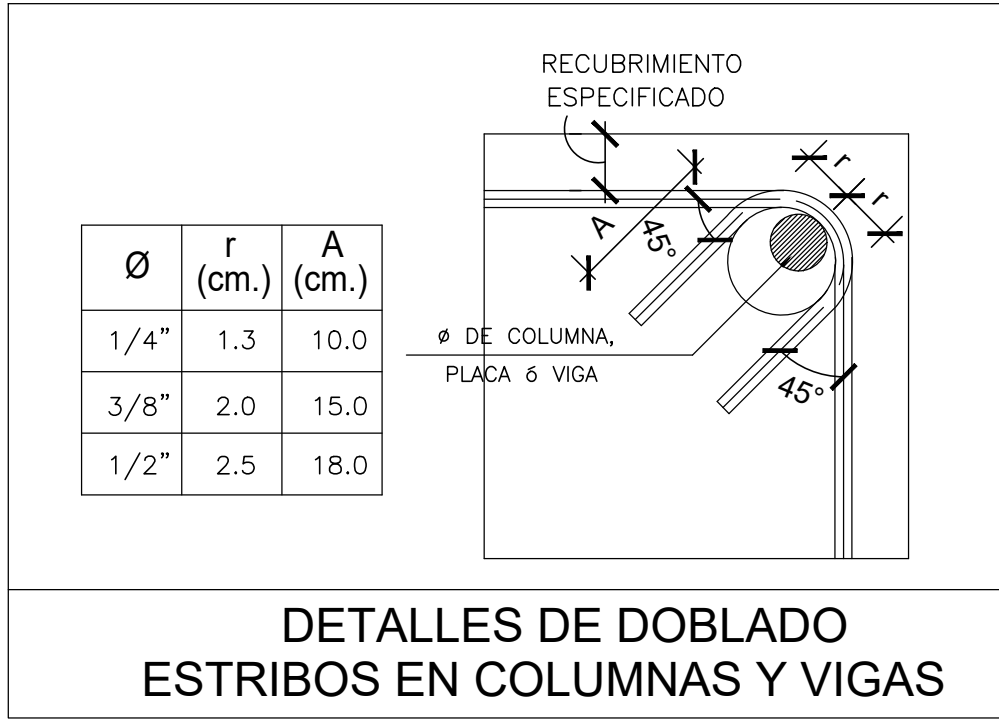
COLUMNA -CB
ESCALA: 1/25



COLUMNA -CC
ESCALA: 1/25



COLUMNA -CD
ESCALA: 1/25



ELEVACION TÍPICA DE COLUMNAS
ESCALA 1:25



ESPECIALIDAD :
ESTRUCTURAS

ASESOR:
PAULO ISRAEL
MEJÍA TREJO

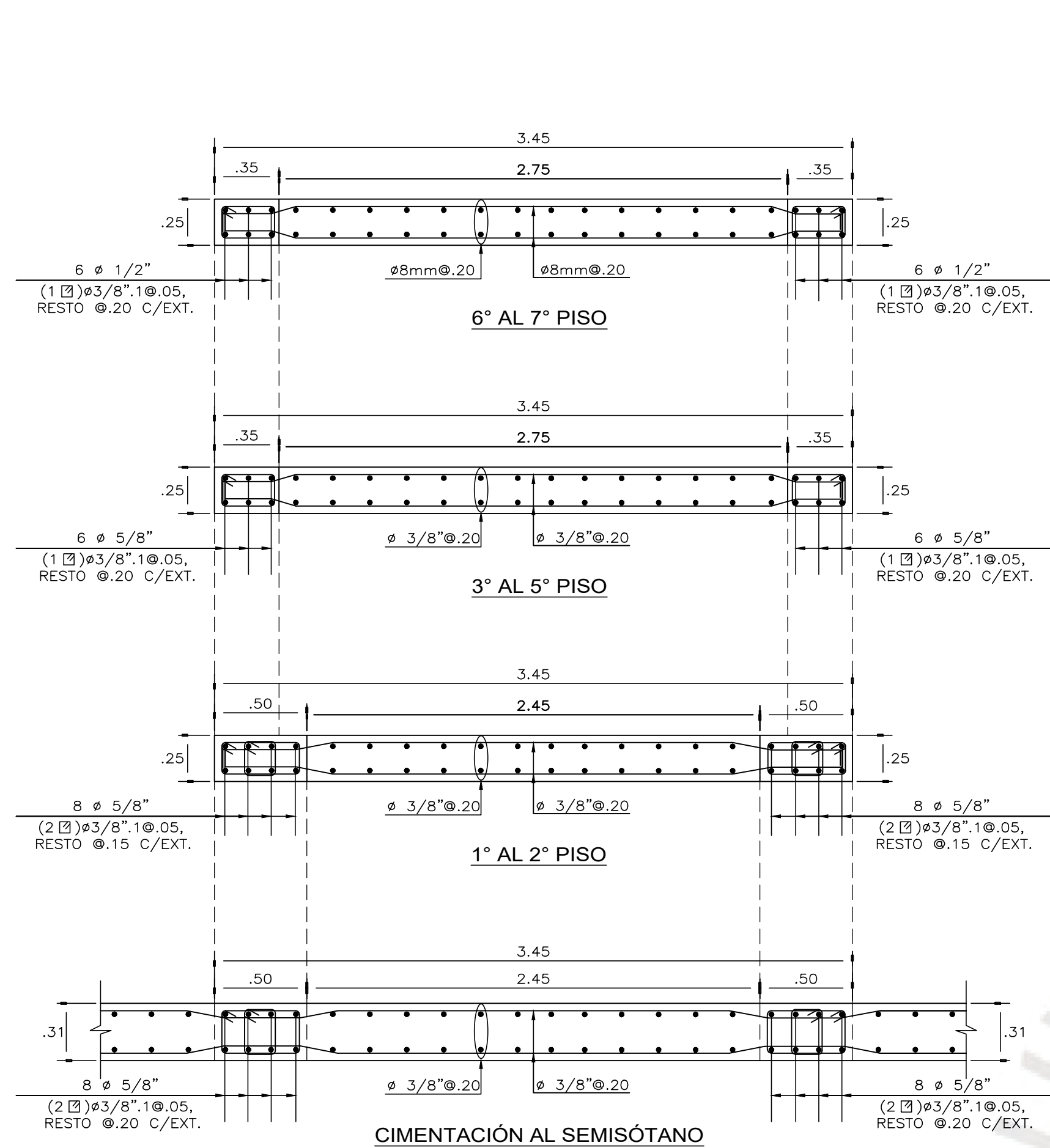
TESISTAS:
— AROM NEIL
VITE HEREDIA
— CÉSAR GUSTAVO
PARIÓN PALOMINO

PROYECTO :
EDIFICIO MULTIFAMILIAR
DE 07 NIVELES —
PUEBLO LIBRE

PLANO :
CUADRO DE COLUMNAS

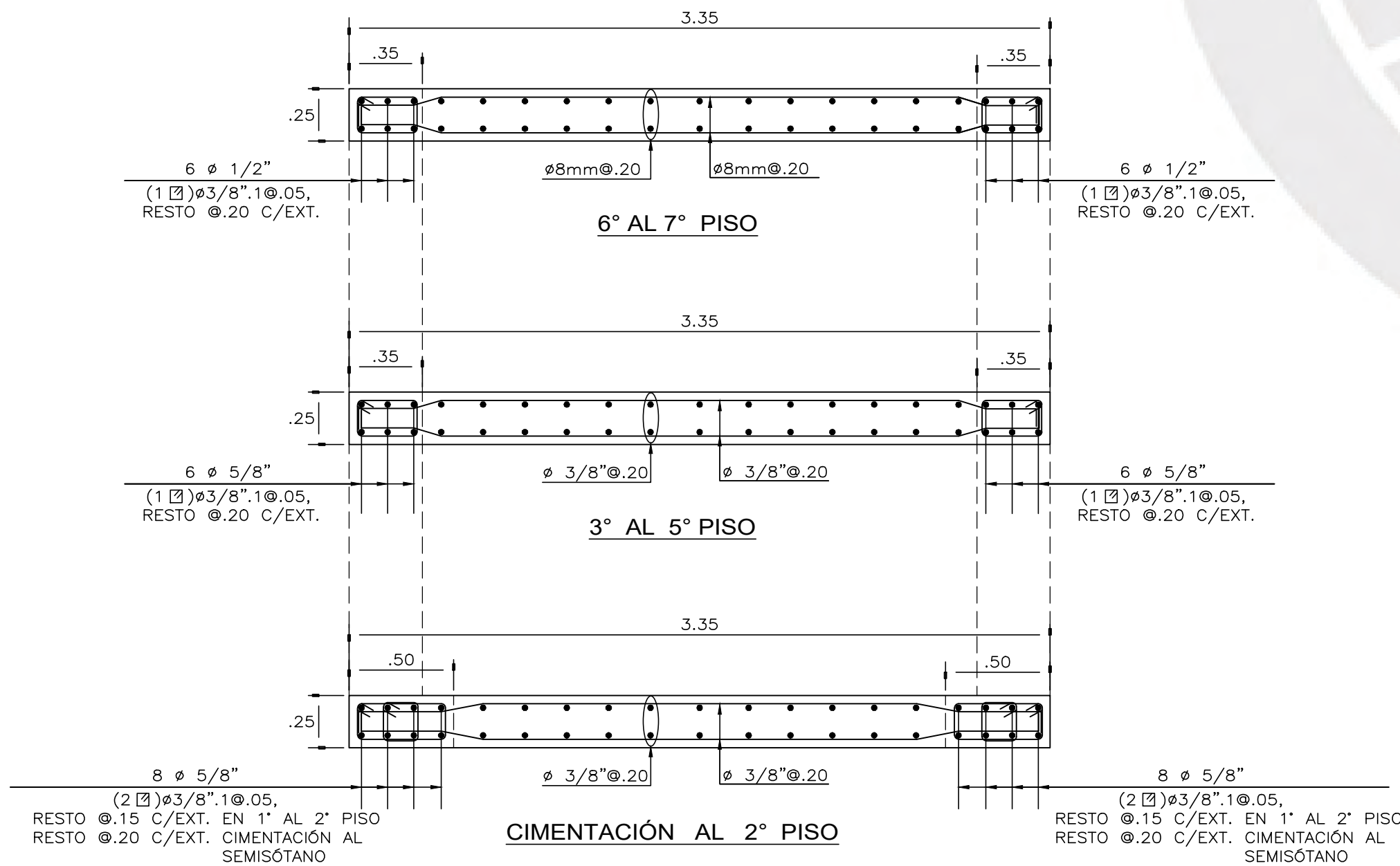
DIRECCIÓN:
LOTE "A"
DEL FUNDO CUEVA
DISTRITO DE
PUEBLO LIBRE—
PROVINCIA DE LIMA

FECHA :
MARZO
2024
ESCALA :
1/25
LAMINA :
E-06



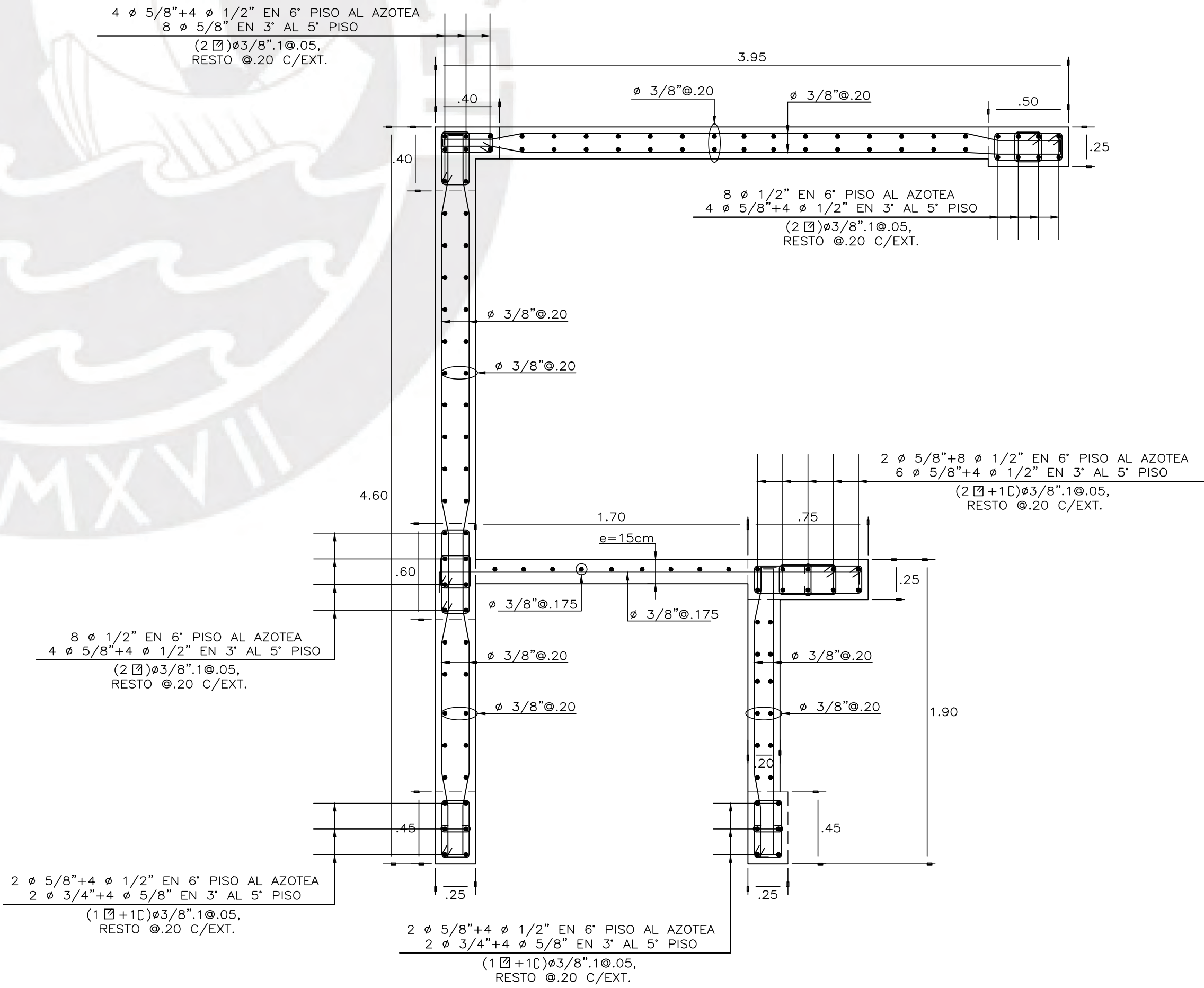
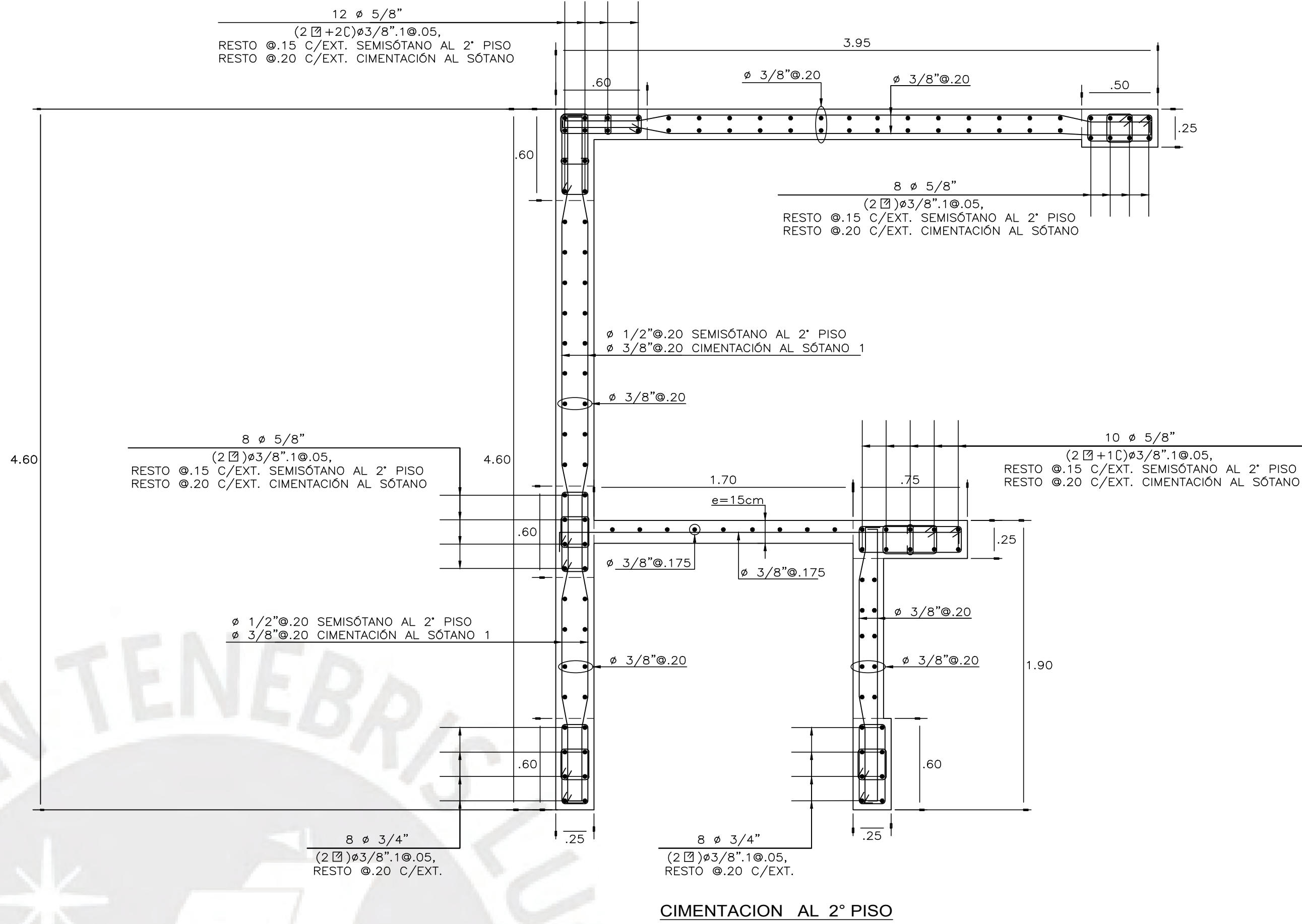
PLACA PL-01 Y PL-02

ESCALA: 1/25



PLACA PL-03

ESCALA: 1/25



PLACA PL-04

ESCALA: 1/25



ESPECIALIDAD :
ESTRUCTURAS

ASESOR:
PAULO ISRAEL
MEJÍA TREJO

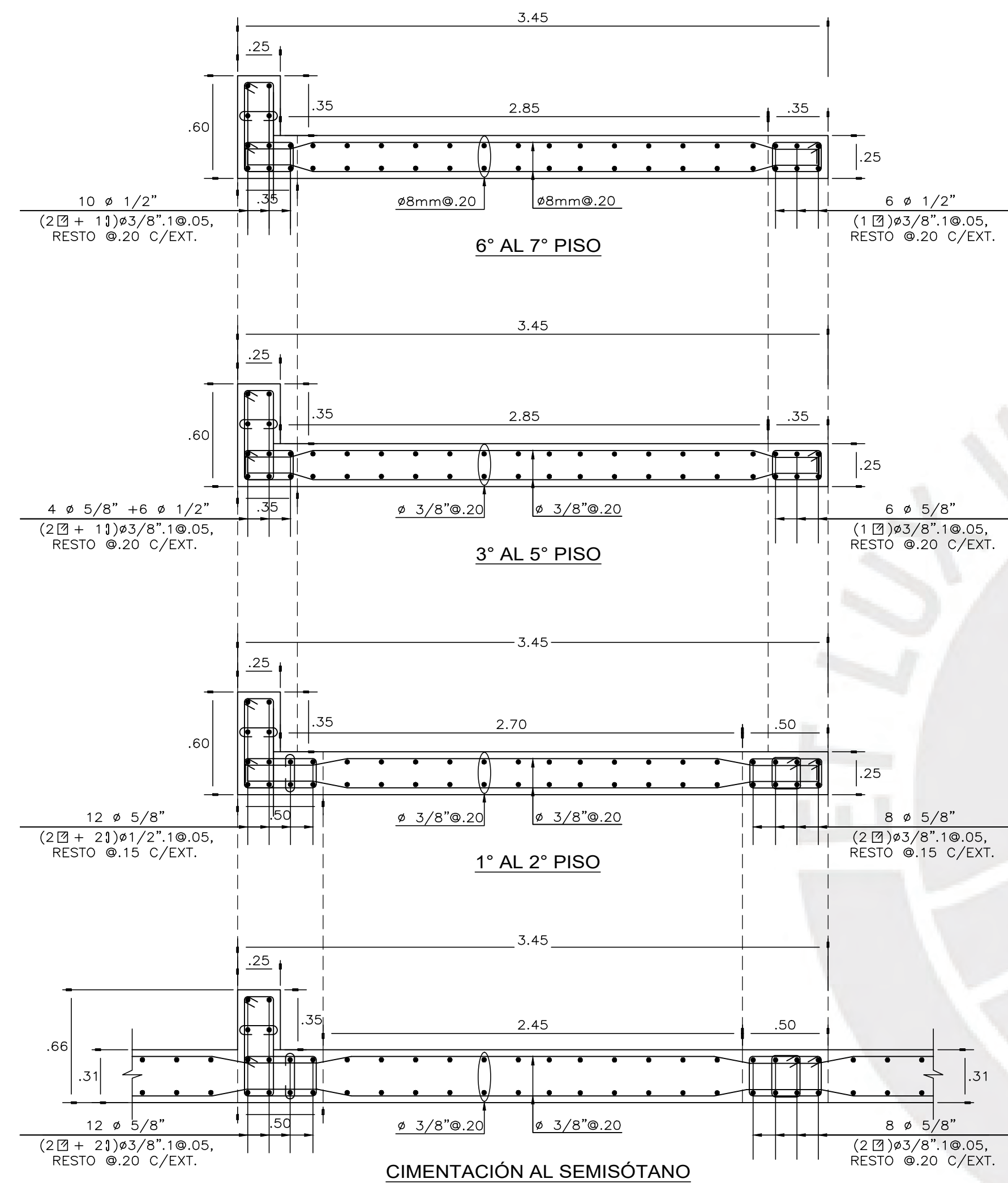
TESISTAS:
— AROM NEIL
VITE HEREDIA
— CÉSAR GUSTAVO
PARIONA PALOMINO

PROYECTO :
EDIFICIO MULTIFAMILIAR
DE 07 NIVELES —
PUEBLO LIBRE

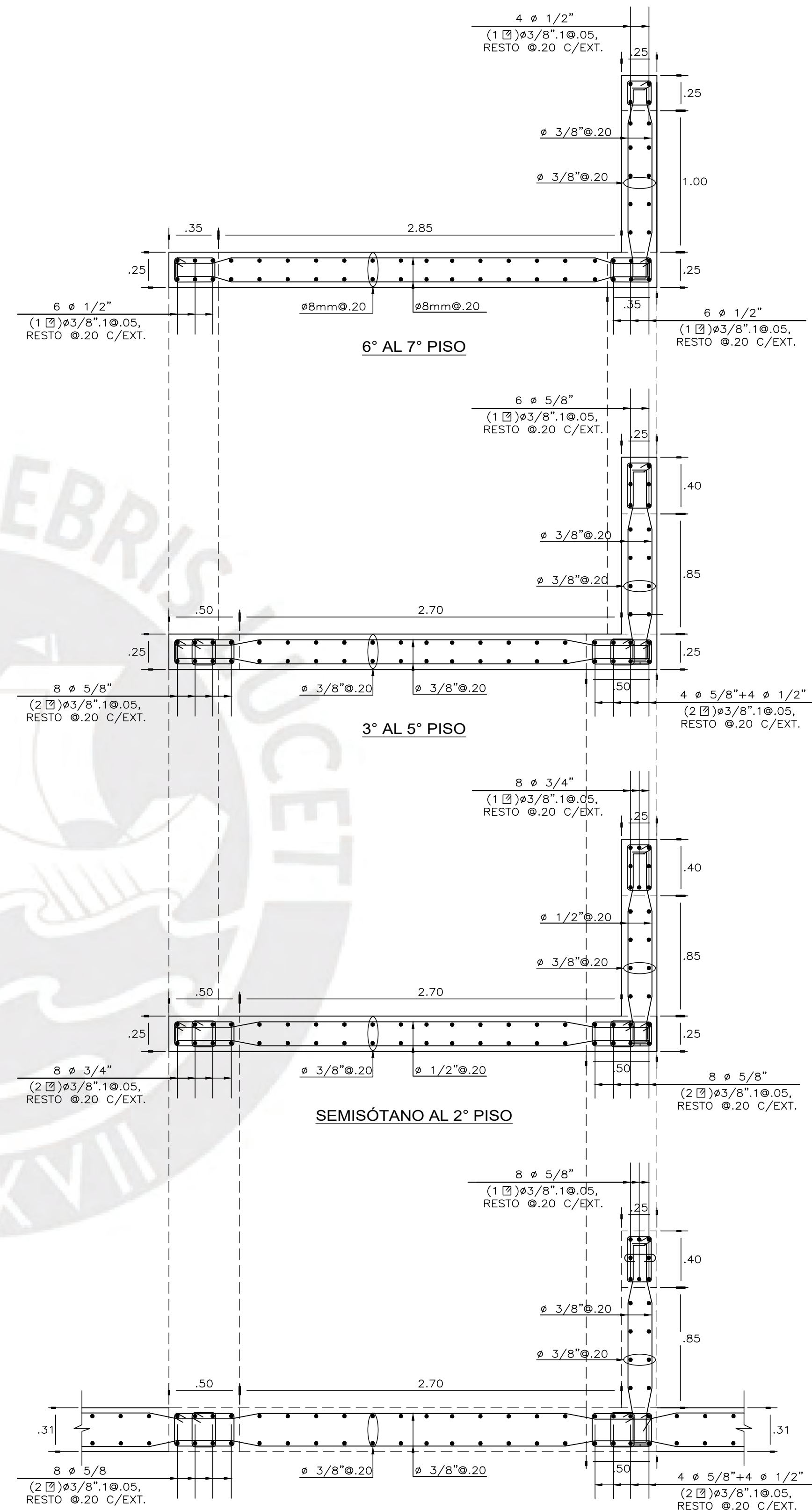
PLANO :
DETALLE DE PLACAS I

DIRECCIÓN:
LOTE "A"
DEL FUNDO CUEVA
DISTRITO DE
PUEBLO LIBRE—
PROVINCIA DE LIMA

FECHA :
MARZO
2024
LAMINA :
E-07
ESCALA :
1/25



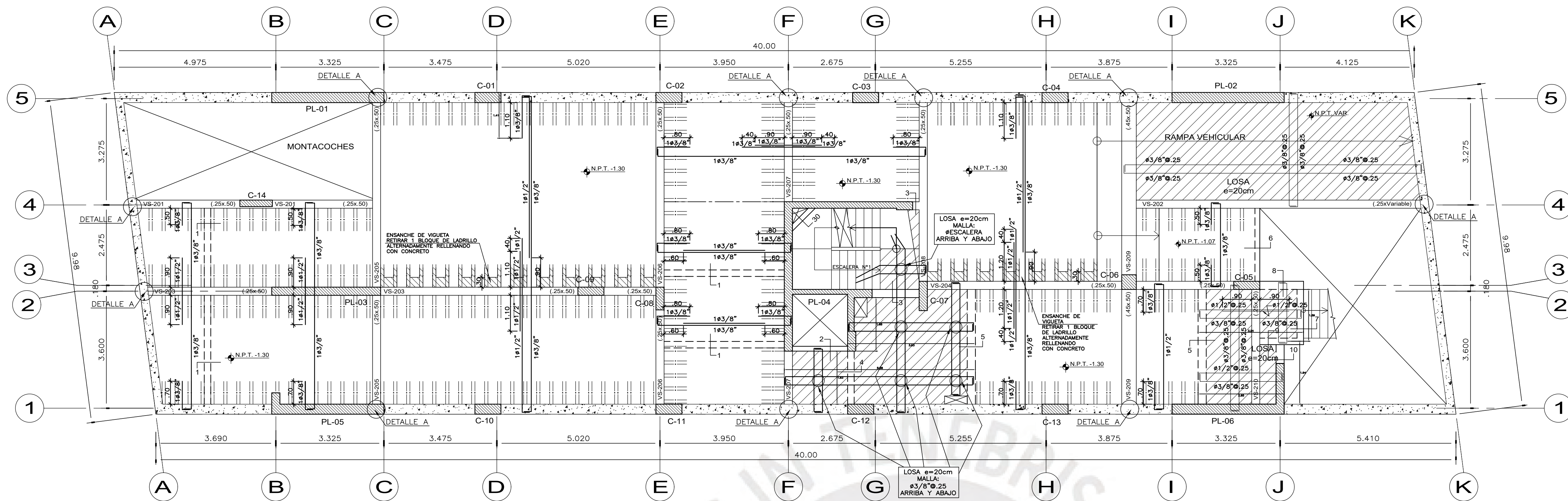
PLACA PL-05
ESCALA: 1/25



PLACA PL-06
ESCALA: 1/25



ESPECIALIDAD : ESTRUCTURAS	
ASESOR: PAULO ISRAEL MEJÍA TREJO	
TESISTAS: — AROM NEIL VITE HEREDIA — CÉSAR GUSTAVO PARIONA PALOMINO	
PROYECTO : EDIFICIO MULTIFAMILIAR DE 07 NIVELES — PUEBLO LIBRE	
PLANO : DETALLE DE PLACAS II	
DIRECCIÓN: LOTE "A" DEL FUNDO CUEVA DISTRITO DE PUEBLO LIBRE— PROVINCIA DE LIMA	
FECHA : MARZO 2024	LAMINA : E-08
ESCALA : 1/25	

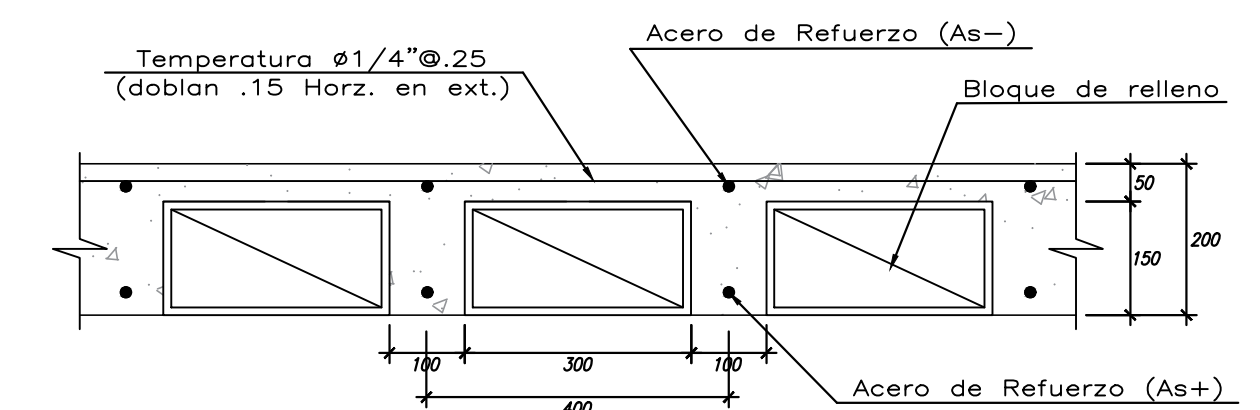


ENCOFRADO TECHO 1° SÓTANO (N.P.T. -1.30)

ESC: 1/75

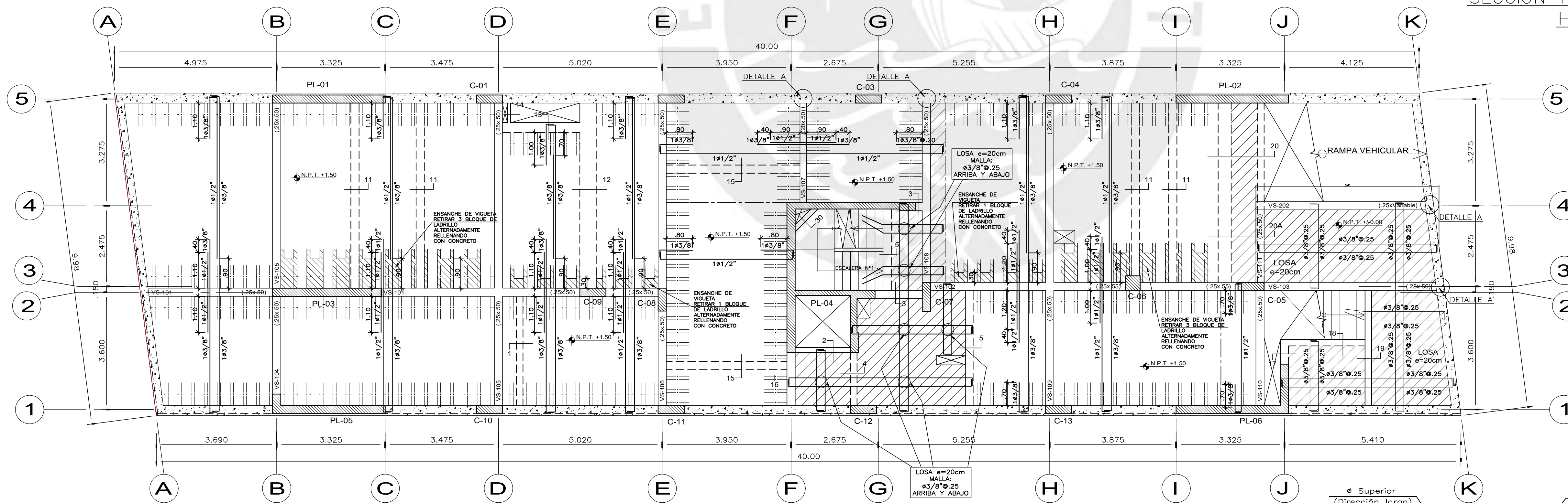
$f'_c = 210 \text{ kg/cm}^2$, $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$
S/C estacionamiento = 250 kg/m²

- LOSA H=0.20m
- LOSA ALIGERADA CONVENCIONAL CON VIGUETAS ESPACIADAS @.40m.
- LOSA H=0.20m
- LOSA MACIZA
- ENSANCHE ALTERNADO



SECCIÓN TÍPICA DE LOSA ALIGERADO
H=0.20m @ 0.40m

ESC: 1/10

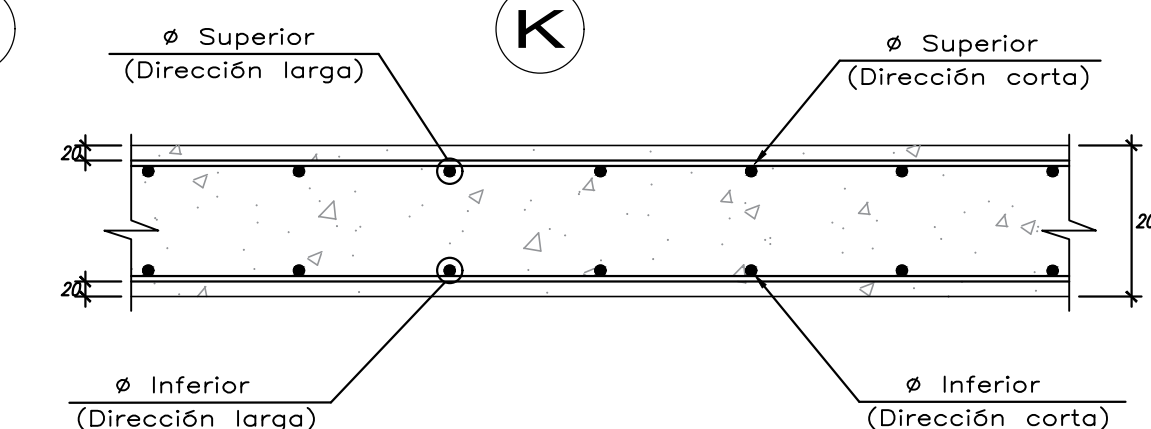


ENCOFRADO TECHO SEMISÓTANO (N.P.T. +1.50)

ESC: 1/75

$f'_c = 210 \text{ kg/cm}^2$, $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$
S/C vivienda = 200 kg/m²
S/C corredores y escaleras = 200 kg/m²

- LOSA H=0.20m
- LOSA ALIGERADA EN UNA DIRECCION CON VIGUETAS ESPACIADAS @.40m.
- LOSA H=0.20m
- LOSA MACIZA
- ENSANCHE ALTERNADO



SECCIÓN TÍPICA DE LOSA MACIZA H=0.20m

ESC: 1/10



ESPECIALIDAD:
ESTRUCTURAS

ASESOR:
PAULO ISRAEL
MEJÍA TREJO

TESTIS:
— AROM NEIL
VITE HEREDIA
— CÉSAR GUSTAVO
PARIONA PALOMINO

PROYECTO:
EDIFICIO MULTIFAMILIAR
DE 07 NIVELES —
PUEBLO LIBRE

PLANO:
ENCOFRADO DE TECHO
DE 1° SÓTANO Y
SEMISÓTANO

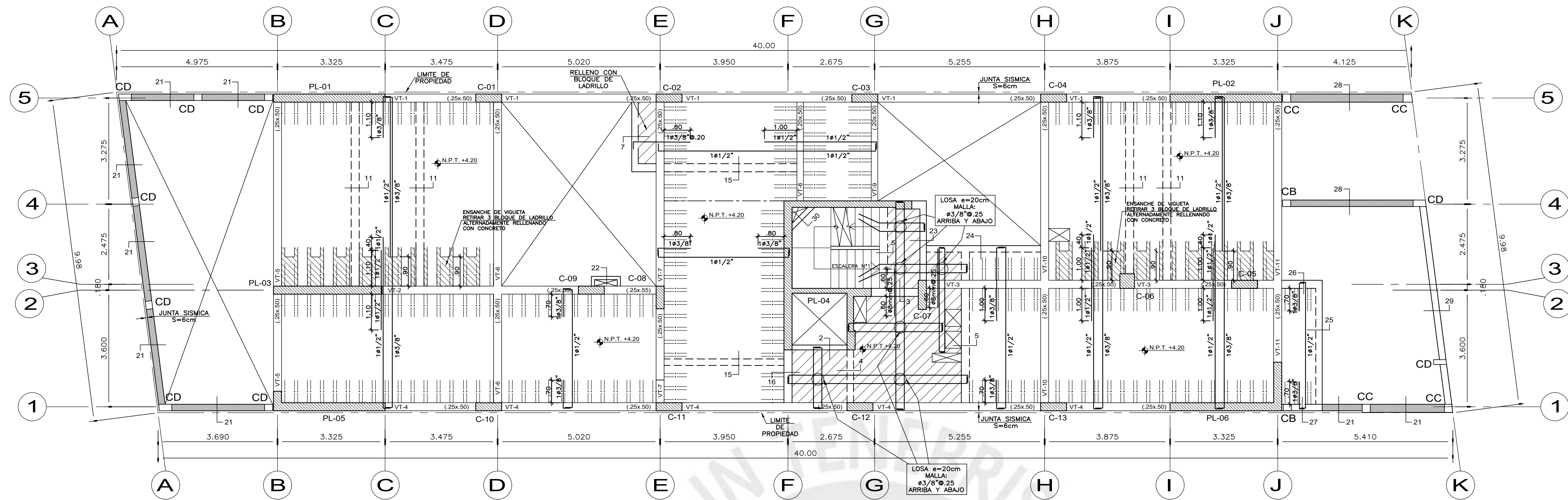
DIRECCIÓN:
LOTE "A"
DEL FUNDO CUEVA
DISTRITO DE
PUEBLO LIBRE—
PROVINCIA DE LIMA

FECHA:
MARZO
2024

ESCALA:
1/75

LAMINA:

E-09

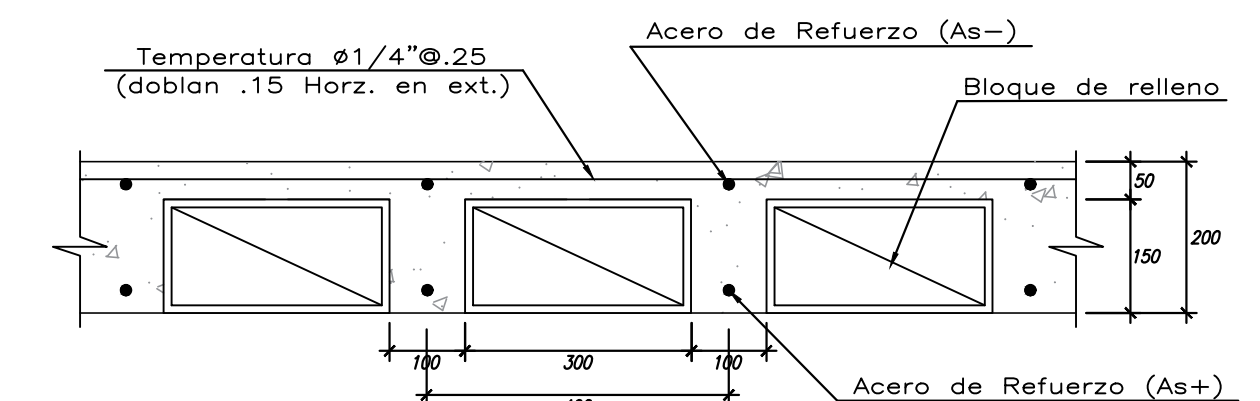


ENCOFRADO TECHO 1° PISO (N.P.T. +4.20)

ESC: 1/75

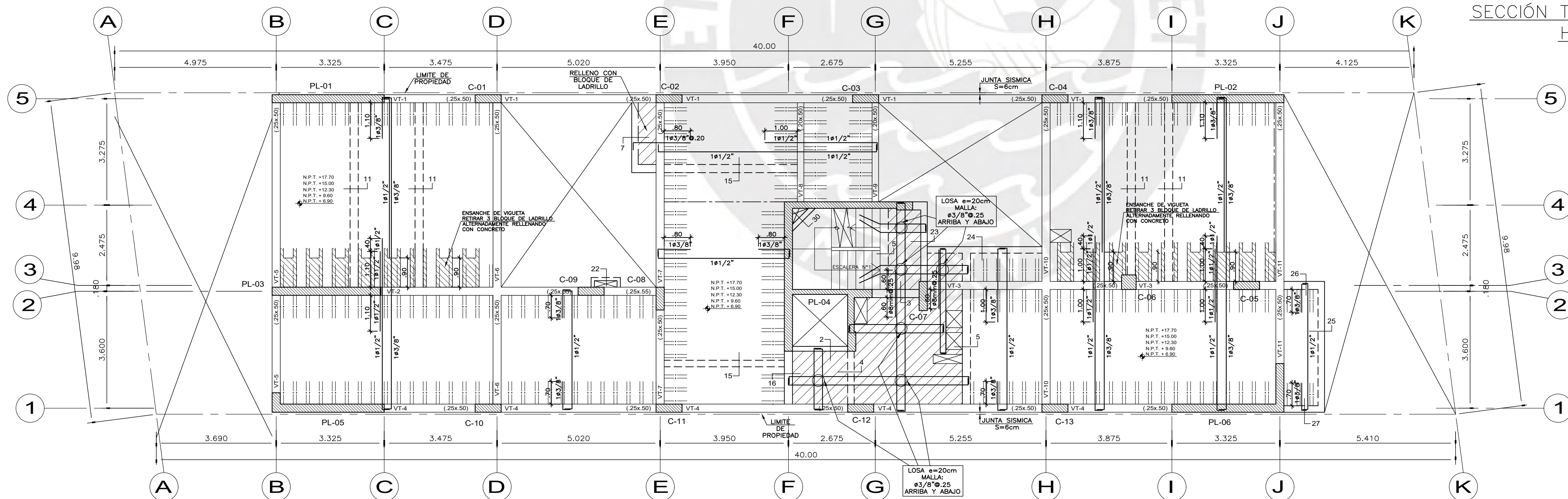
$f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$, $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$
 S/C vivienda = 200 kg/m²
 S/C corredores y escaleras = 200 kg/m²

- LOSA H=0.20m
- LOSA ALIGERADA EN UNA DIRECCION CON VIGUETAS ESPACIADAS @.40m.
- LOSA H=0.20m
- LOSA MACIZA
- ENSANCHE ALTERNADO



SECCIÓN TÍPICA DE LOSA ALIGERADO H=0.20m @ 0.40m

ESC: 1/10

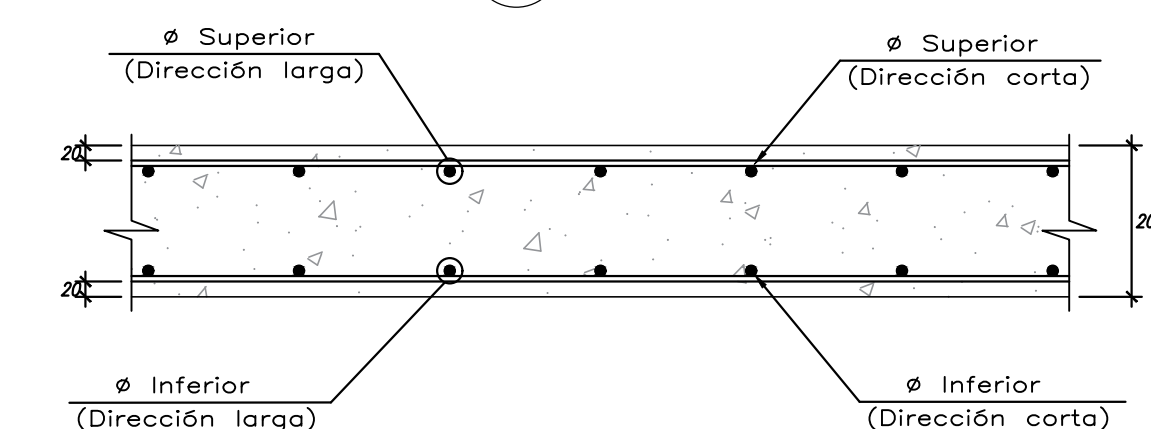


ENCOFRADO TECHO 2° AL 6° PISO (N.P.T. +6.90, +9.60, +12.30, +15.00, +17.70)

ESC: 1/75

$f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$, $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$
 S/C vivienda = 200 kg/m²
 S/C corredores y escaleras = 200 kg/m²

- LOSA H=0.20m
- LOSA ALIGERADA EN UNA DIRECCION CON VIGUETAS ESPACIADAS @.40m.
- LOSA H=0.20m
- LOSA MACIZA
- ENSANCHE ALTERNADO



SECCIÓN TÍPICA DE LOSA MACIZA H=0.20m

ESC: 1/10



ESPECIALIDAD:
ESTRUCTURAS

ASESOR:
PAULO ISRAEL
MEJÍA TREJO

TESISTAS:
- AROM NEIL
VITE HEREDIA
- CÉSAR GUSTAVO
PARIONA PALOMINO

PROYECTO:
EDIFICIO MULTIFAMILIAR
DE 07 NIVELES -
PUEBLO LIBRE

PLANO:
ENCOFRADO DE TECHO
DE 1° AL 6° PISO

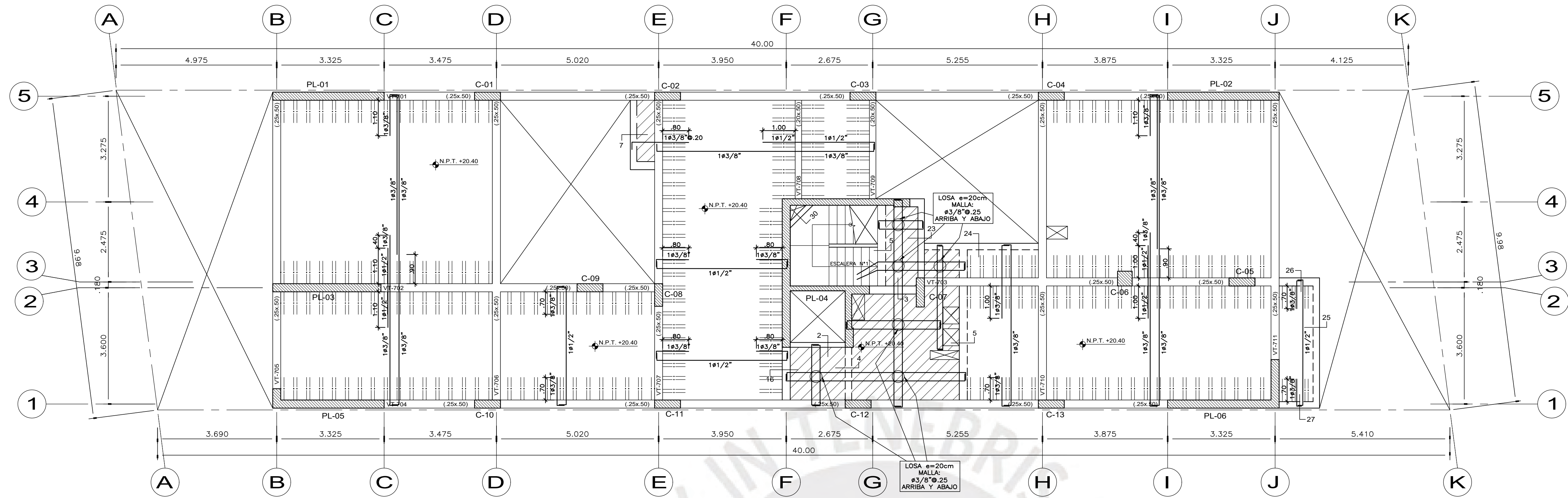
DIRECCIÓN:
LOTE "A"
DEL FUNDO CUEVA
DISTRITO DE
PUEBLO LIBRE -
PROVINCIA DE LIMA

FECHA:
MARZO
2024

ESCALA:
1/75

LAMINA:

E-10

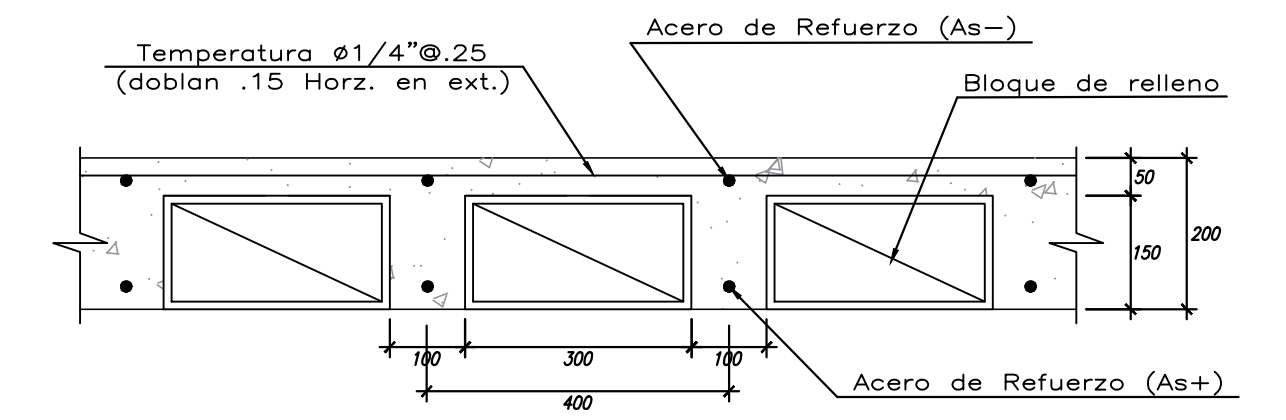


ENCOFRADO TECHO 7° PISO (N.P.T. +20.40)

$f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$, $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$
S/C azotea = 100 kg/m²

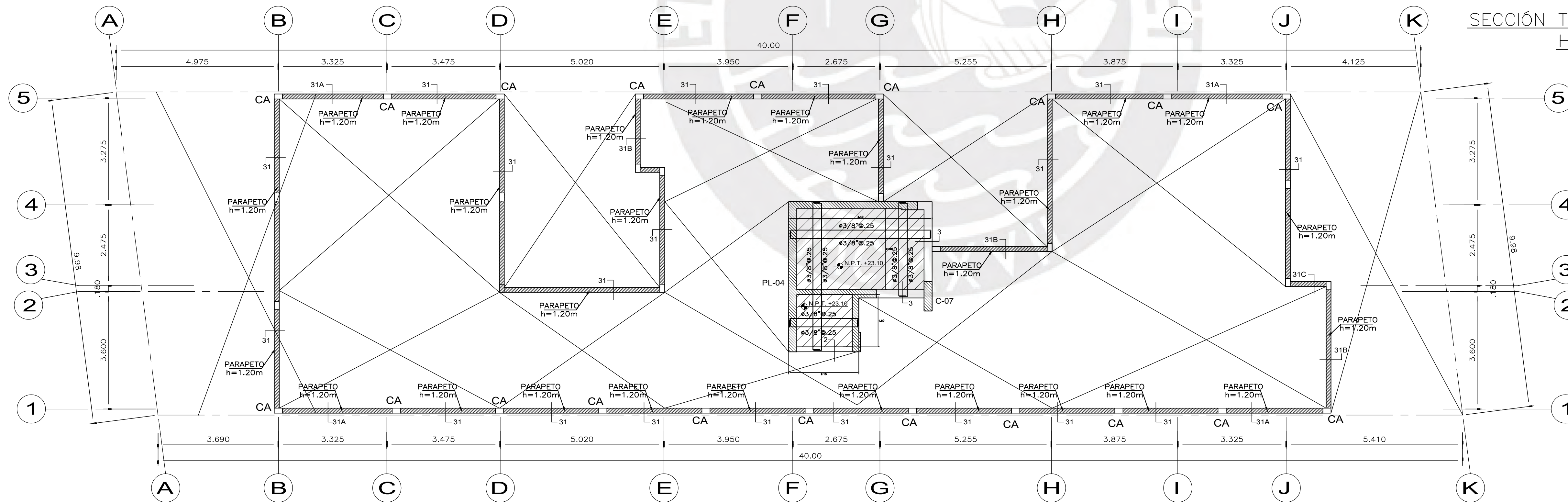
ESC: 1/50

LOSA H=0.20m
LOSA ALIGERADA CONVENCIONAL
CON VIGUETAS ESPACIADAS @.40m.
LOSA H=0.20m
LOSA MACIZA



SECCIÓN TÍPICA DE LOSA ALIGERADO H=0.20m @ 0.40m

ESC: 1/10

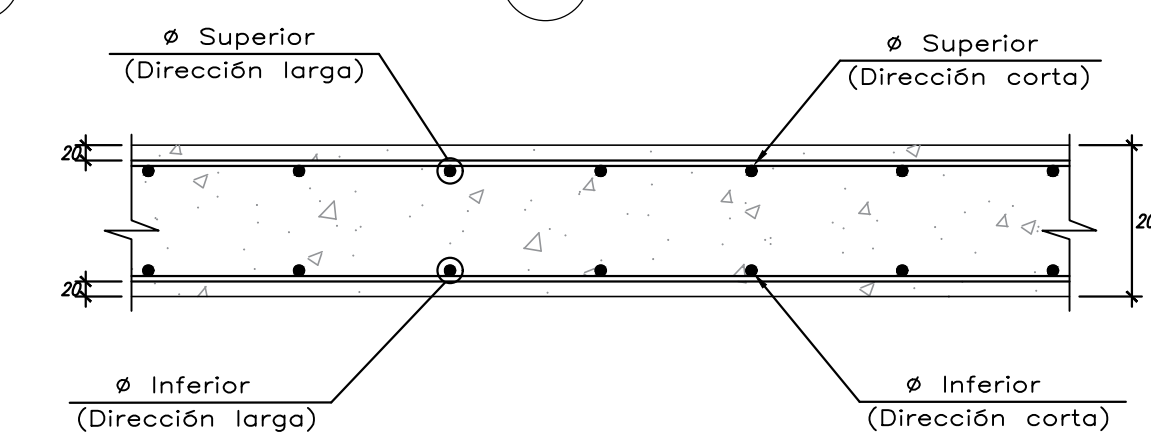


ENCOFRADO TECHO AZOTEA (N.P.T. +23.10)

ESC: 1/75

$f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$, $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$
S/C techo = 100 kg/m²

LOSA H=0.20m
LOSA MACIZA



SECCIÓN TÍPICA DE LOSA MACIZA H=0.20m

ESC: 1/10



ESPECIALIDAD :
ESTRUCTURAS

ASESOR:
PAULO ISRAEL
MEJÍA TREJO

TESISTAS:
— AROM NEIL
VITE HEREDIA
— CÉSAR GUSTAVO
PARIONA PALOMINO

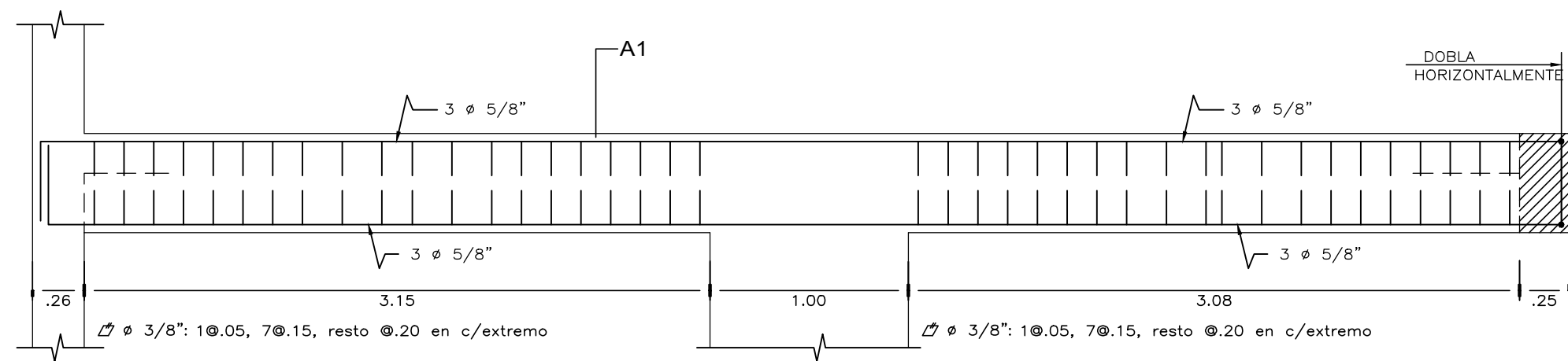
PROYECTO :
EDIFICIO MULTIFAMILIAR
DE 07 NIVELES —
PUEBLO LIBRE

PLANO :
ENCOFRADO DE TECHO
DE 7° PISO Y
AZOTEA
DIRECCIÓN:
LOTE "A"
DEL FUNDO CUEVA
DISTRITO DE
PUEBLO LIBRE—
PROVINCIA DE LIMA

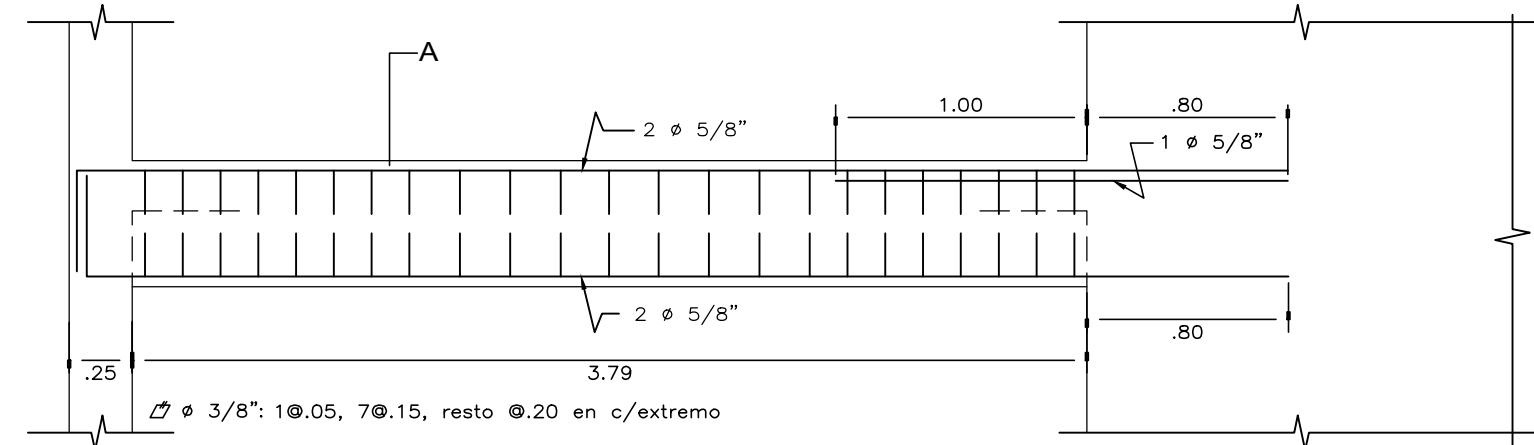
FECHA :
MARZO
2024

ESCALA :
E-11
1/75

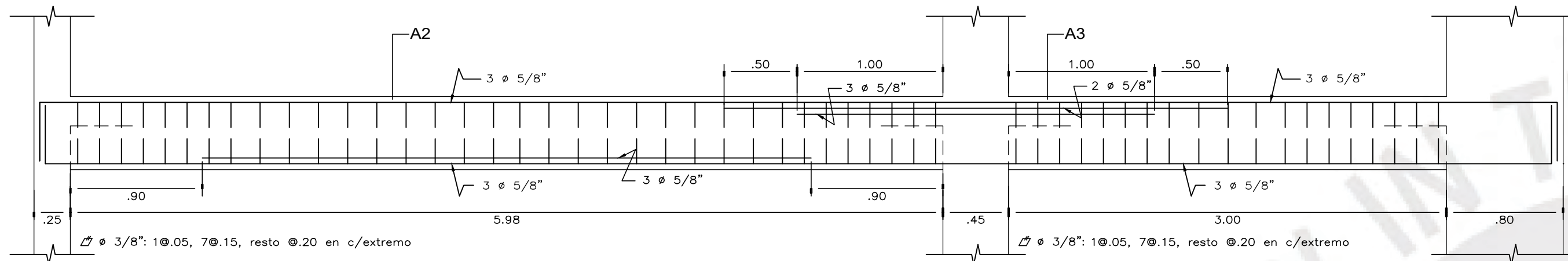
LAMINA :



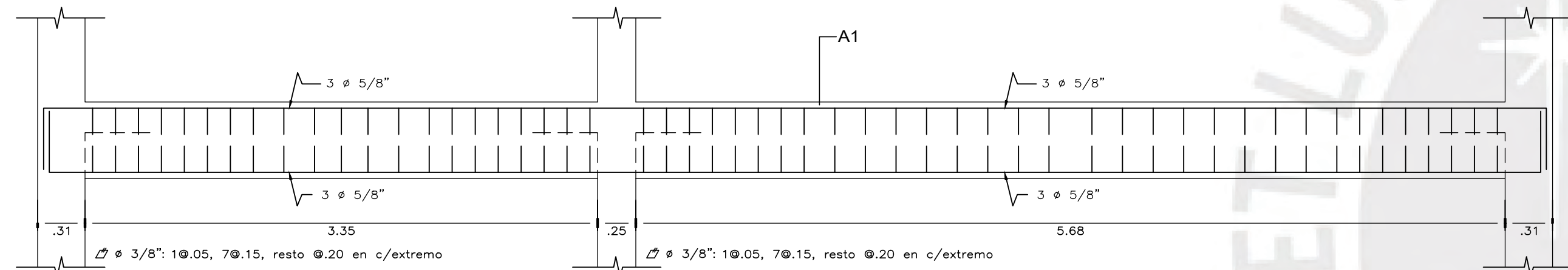
VIGA VS-201 (.25x.50)



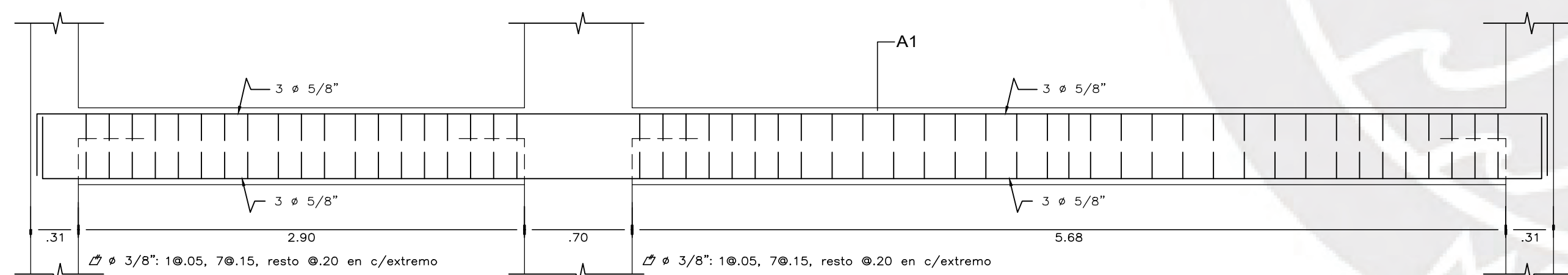
VIGA VS-203 (.25x.50)



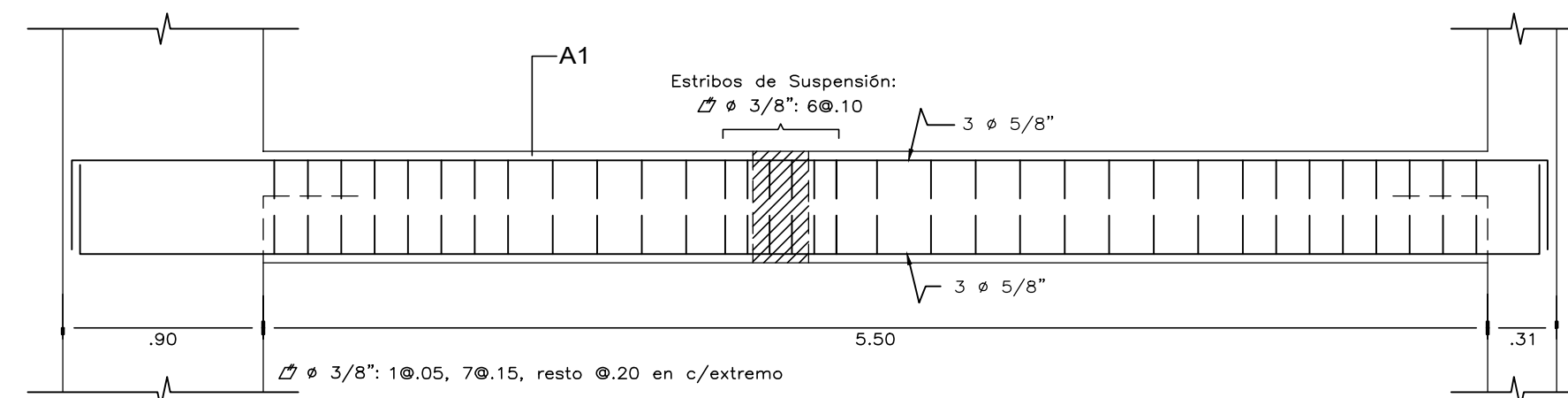
VIGA VS-204 (.25x.50)



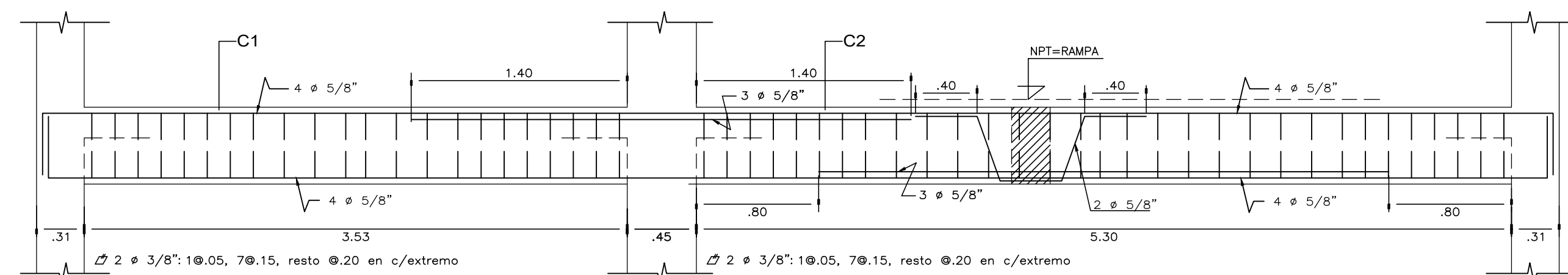
VIGA VS-205 (.25x.50)



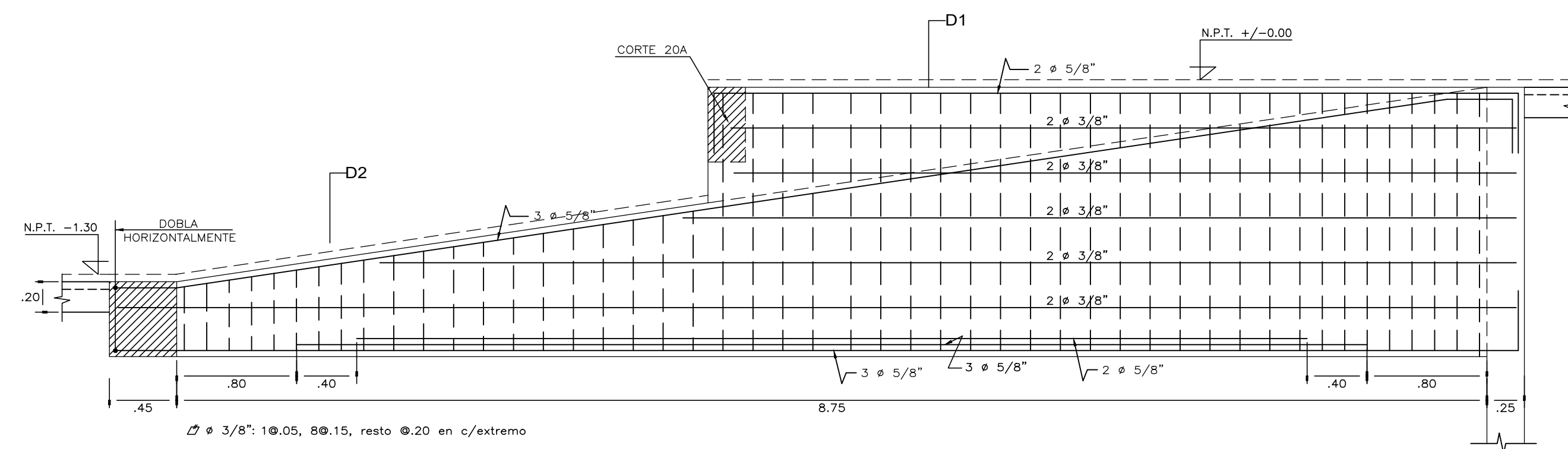
VIGA VS-206 (.25x.50)



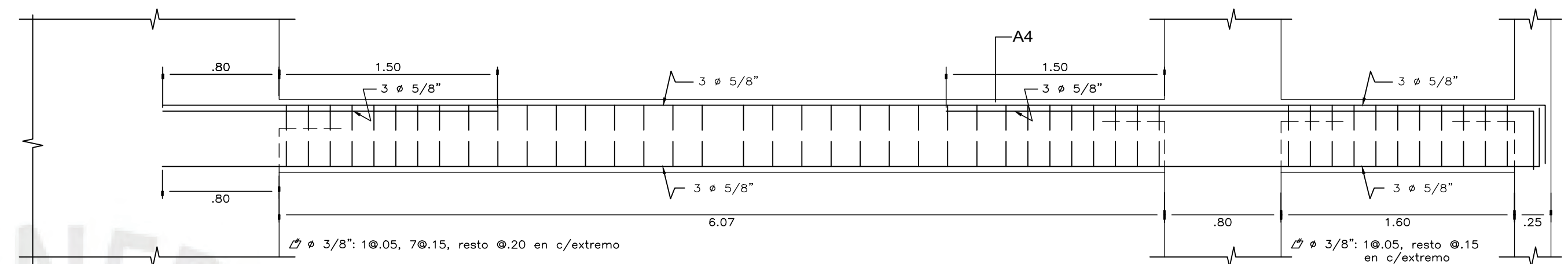
VIGA VS-208 (.25x.50)



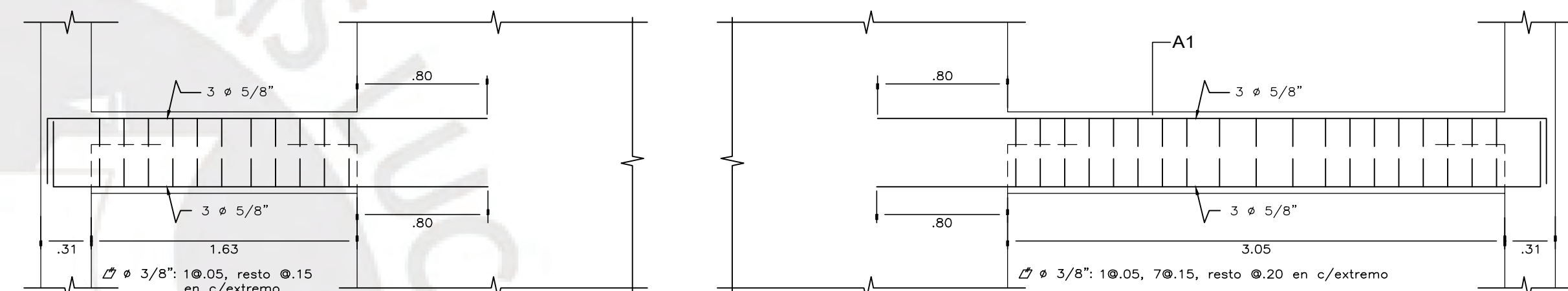
VIGA VS-209 (.45x.50)



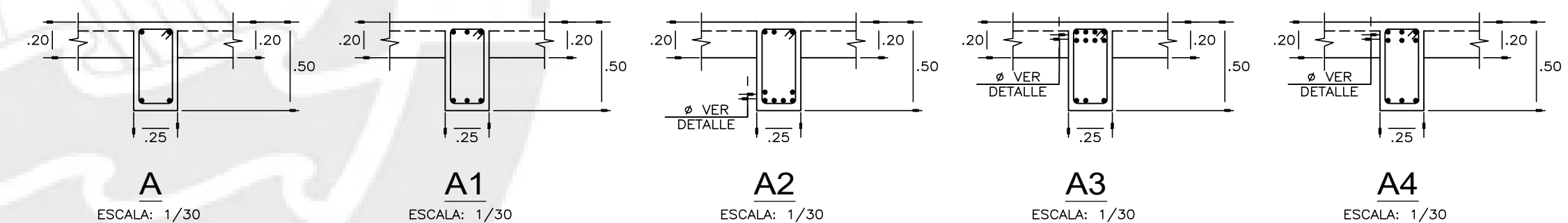
VIGA VS-202 (.25x.VARIABLE)



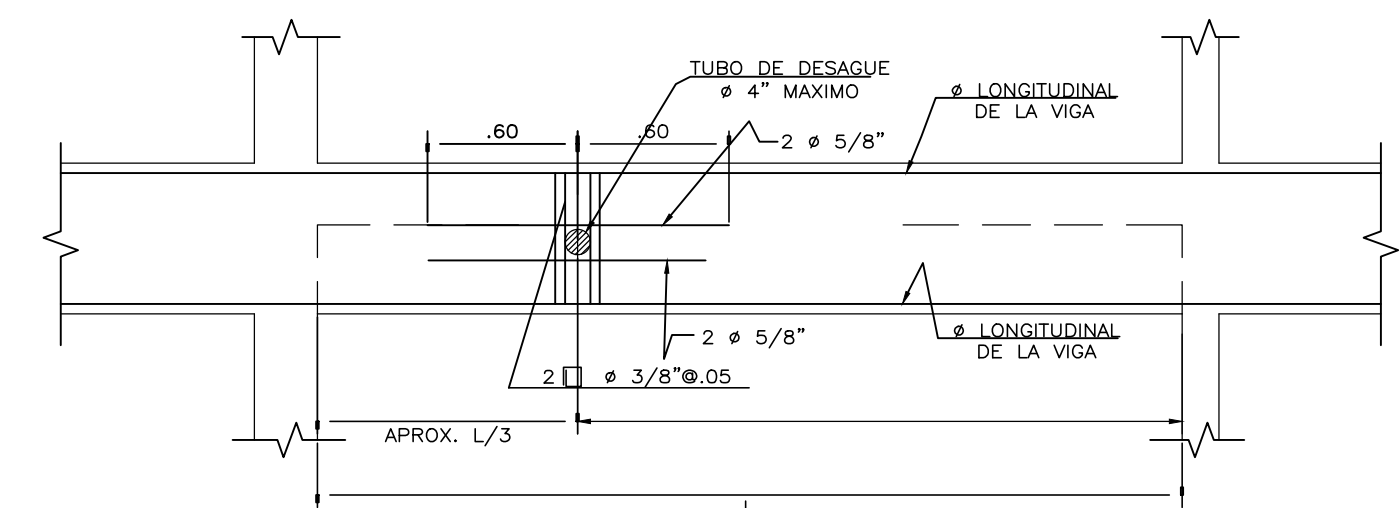
VIGA VS-203 (.25x.50)



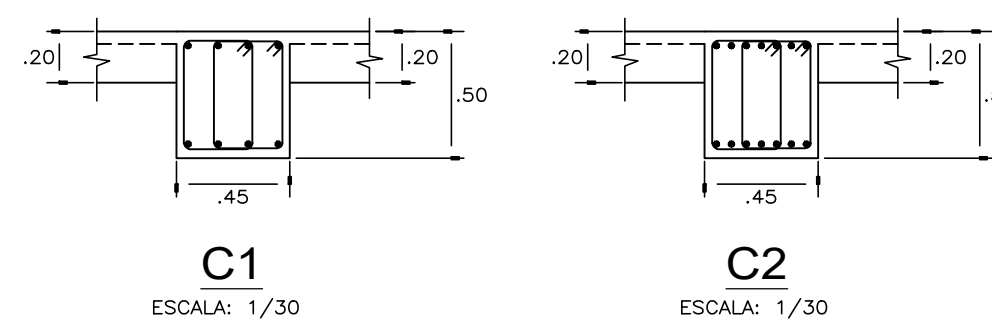
VIGA VS-207 (.25x.50)



DETALLE PASE DE TUBERIA VERTICAL DE DESAGUE EN VIGAS



DETALLE PASE DE TUBERIA DE DESAGUE EN VIGAS



C1 ESCALA: 1/30

C2 ESCALA: 1/30



ESPECIALIDAD :
ESTRUCTURAS

ASESOR:
PAULO ISRAEL
MEJÍA TREJO

TESTISTAS:
- AROM NEIL
VITE HEREDIA
- CÉSAR GUSTAVO
PARIONA PALOMINO

PROYECTO :
EDIFICIO MULTIFAMILIAR
DE 07 NIVELES -
PUEBLO LIBRE

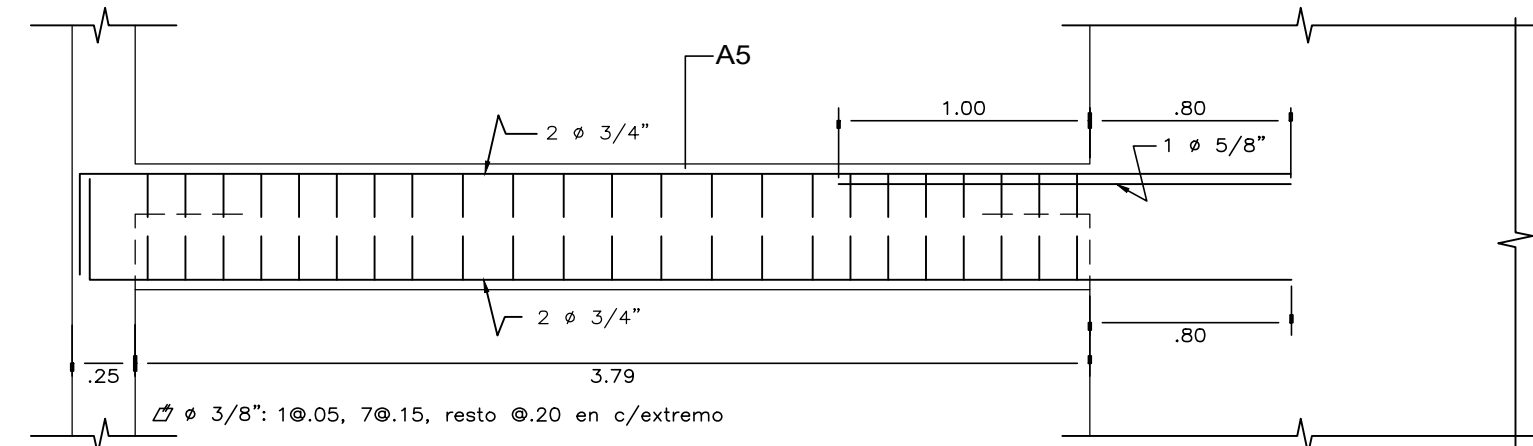
PLANO :
DETALLE DE VIGAS DE
TECHO DE 1° SÓTANO

DIRECCIÓN:
LOTE "A"
DEL FUNDO CUEVA
DISTRITO DE
PUEBLO LIBRE -
PROVINCIA DE LIMA

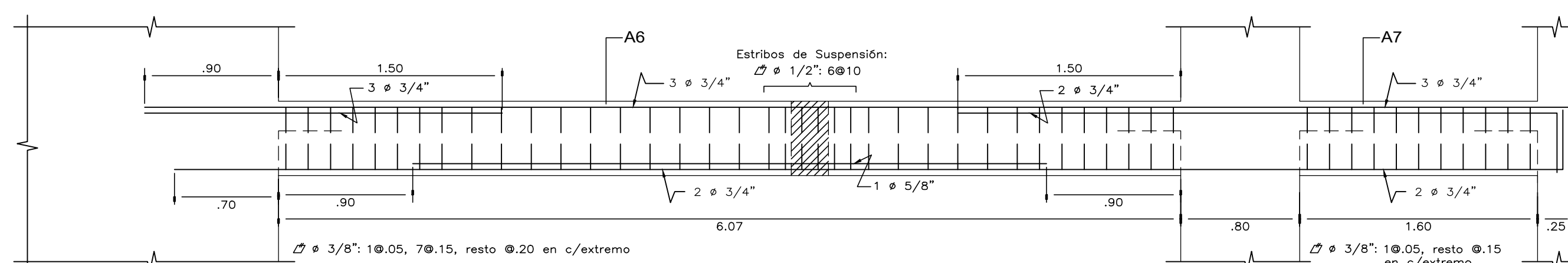
FECHA :
MARZO
2024

ESCALA :
1/30

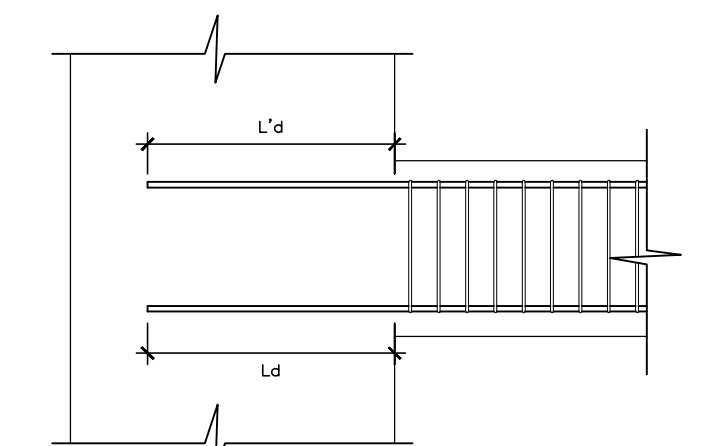
LAMINA :
E-12



VIGA VS-101 (.25x.50)

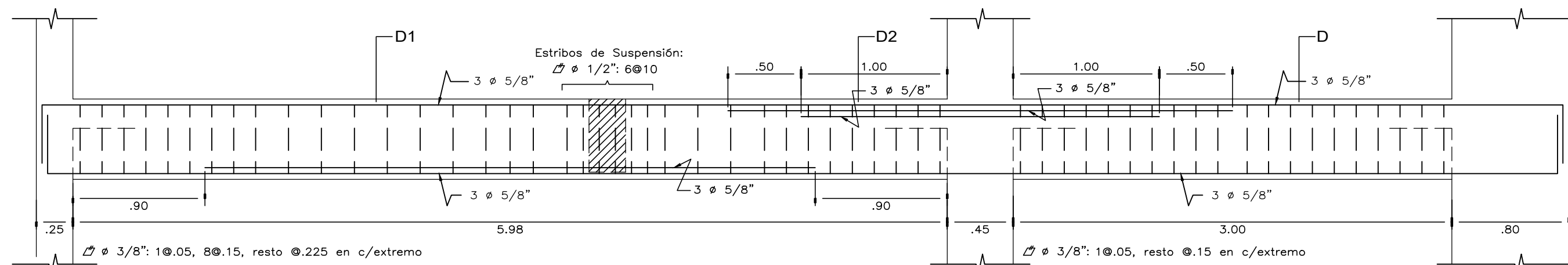


VIGA VS-101 (.25x.50)

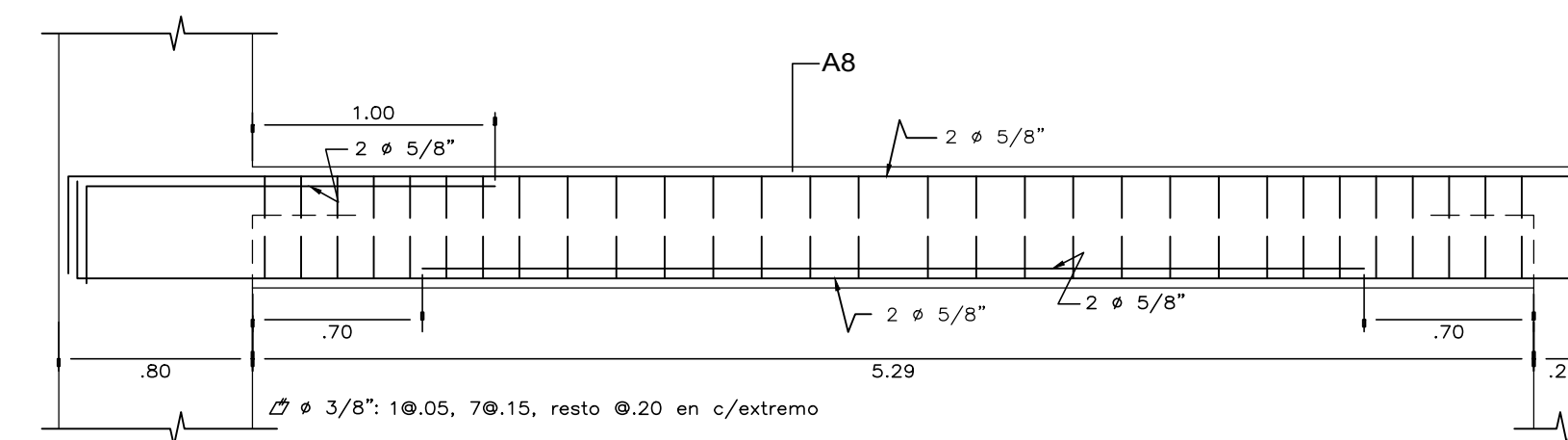


f'c=210kg/cm ² .		
Ø	Ld (cm.)	L'd (cm.)
3/8"	35	45
1/2"	45	60
5/8"	55	75
3/4"	70	90
1"	115	145

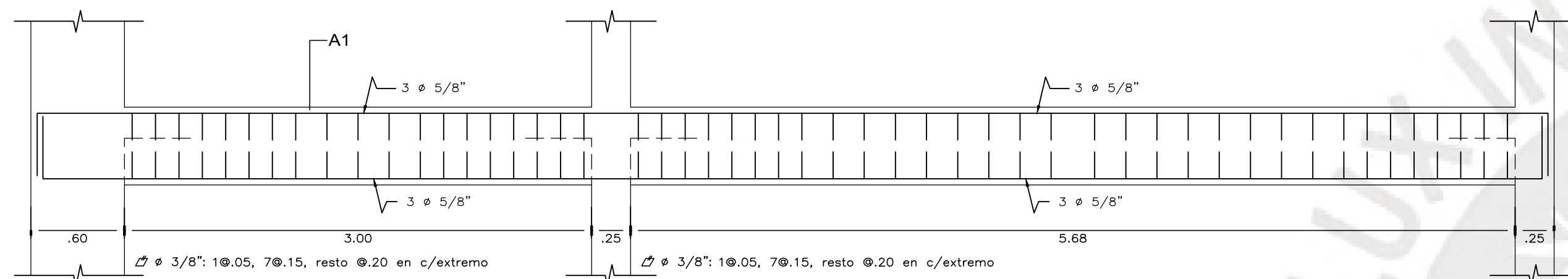
DETALLE PARA ANCLAJE RECTO
EN VARILLAS DE FIERRO
CORRUGADO EN TRACCIÓN



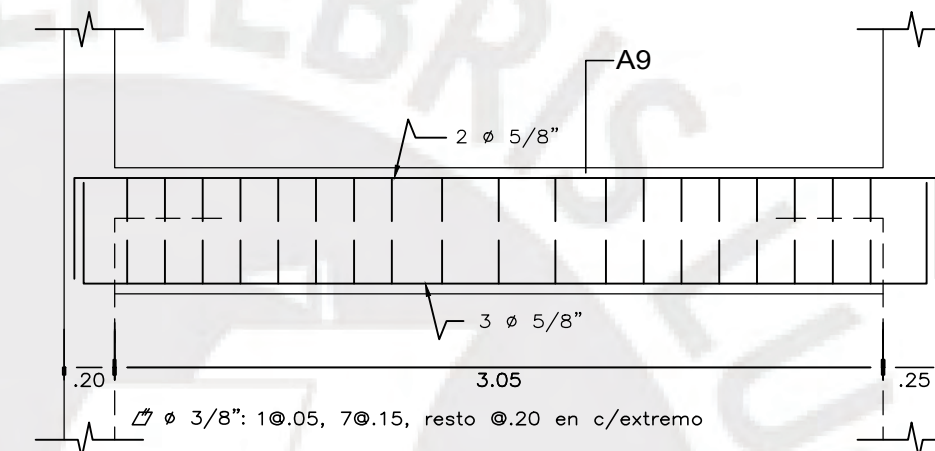
VIGA VS-102 (.25x.55)



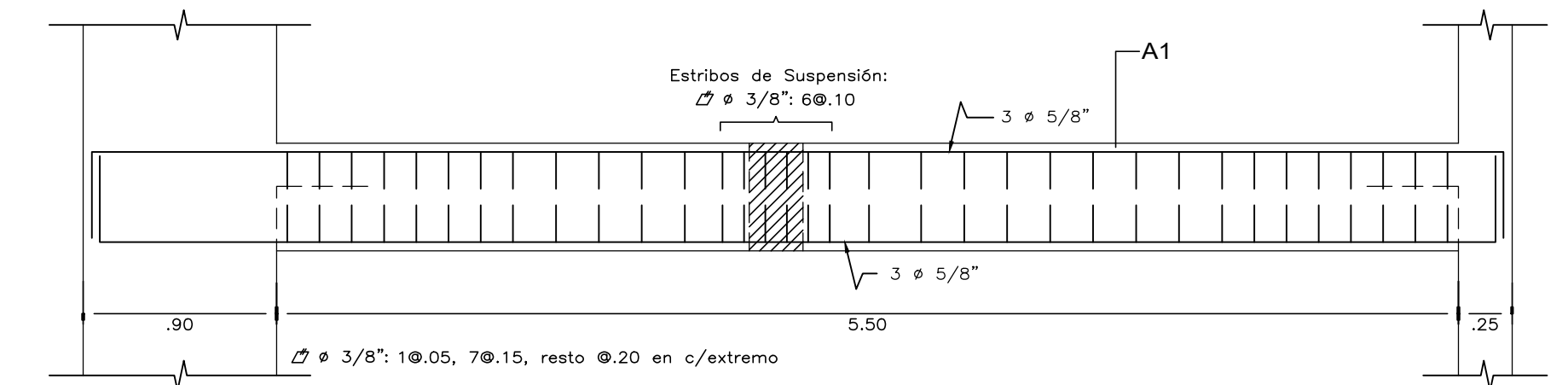
VIGA VS-103 (.25x.50)



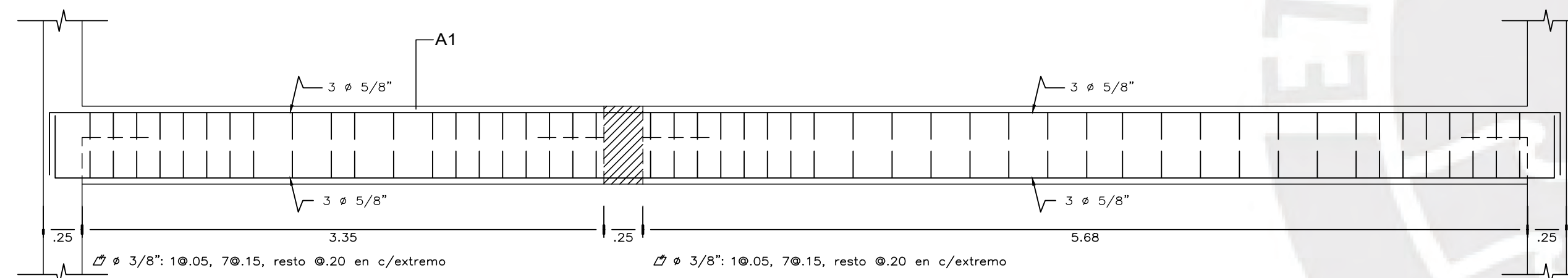
VIGA VS-104 (.25x.50)



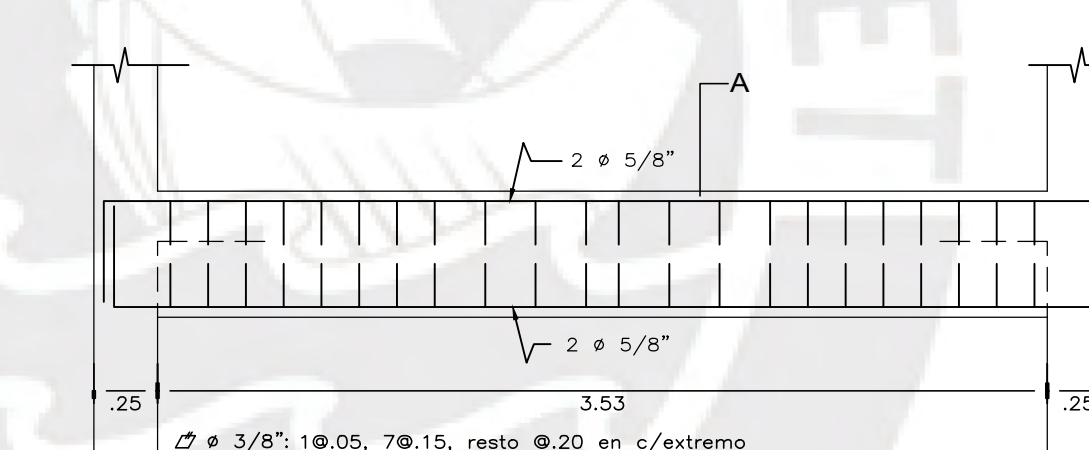
VIGA VS-107 (.20x.50)



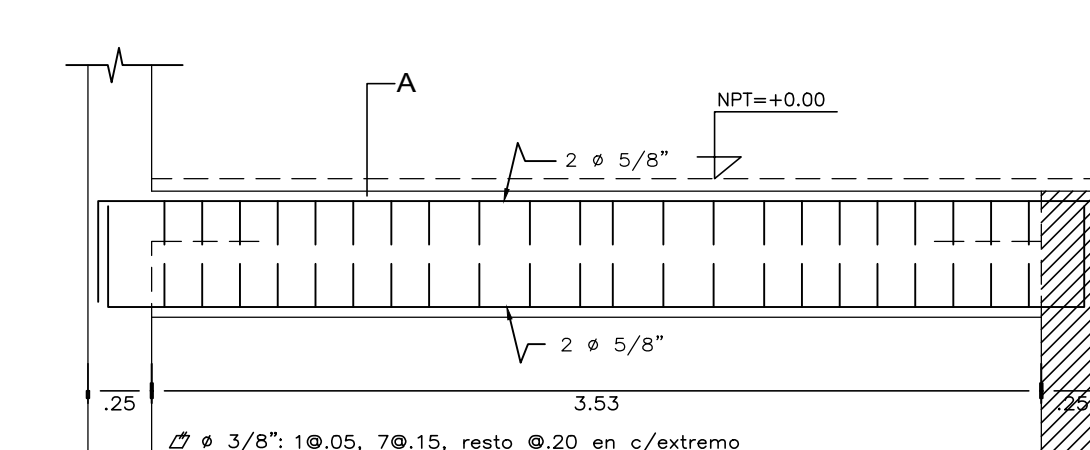
VIGA VS-108 (.25x.50)



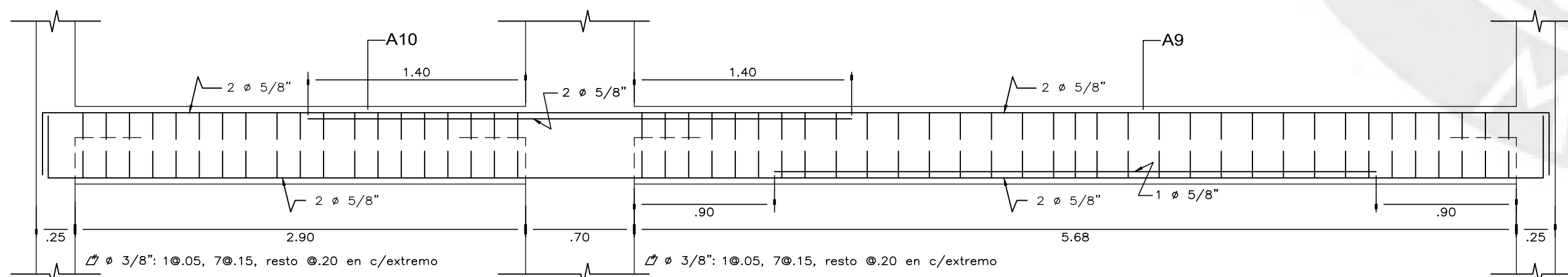
VIGA VS-105 (.25x.50)



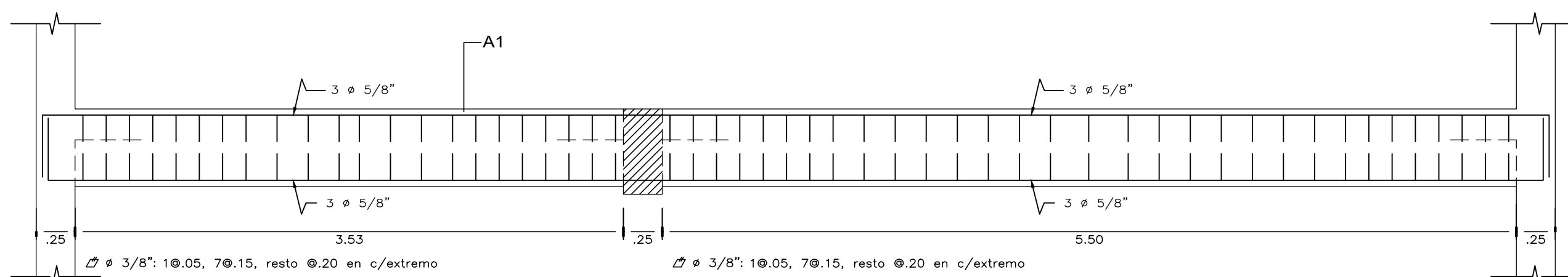
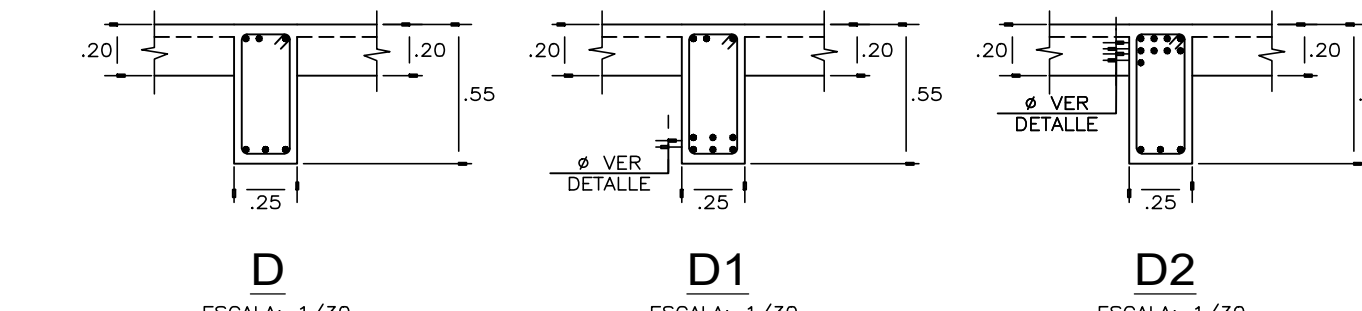
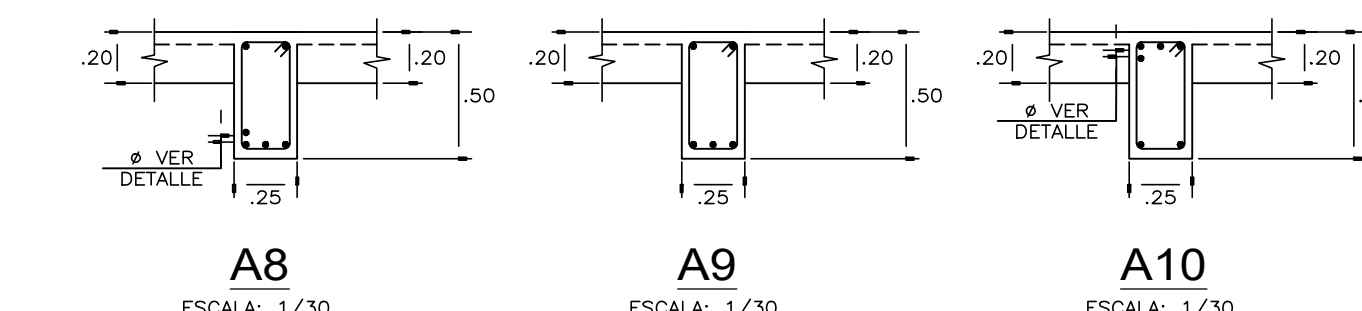
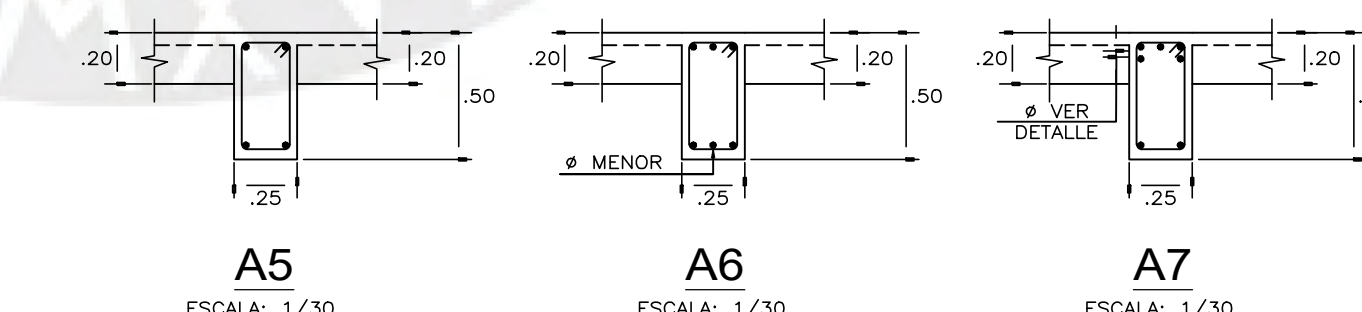
VIGA VS-110 (.25x.50)



VIGA VS-111 (.25x.50)



VIGA VS-106 (.25x.50)

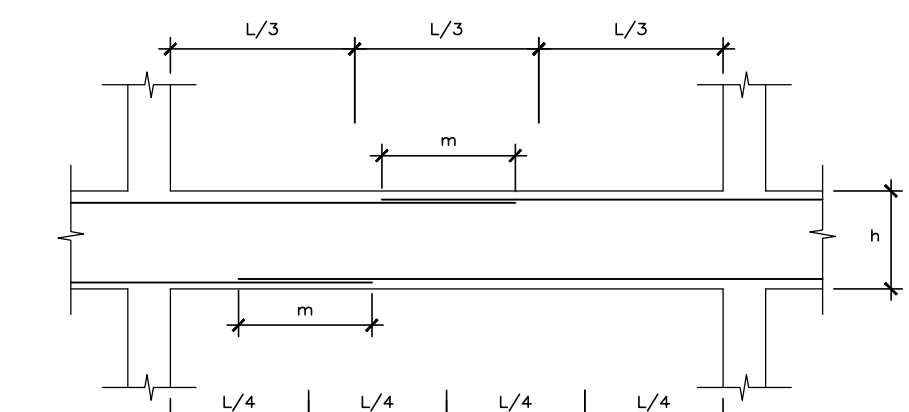


VIGA VS-109 (.25x.50)

TRASLAPES Y EMPALMES PARA: VIGAS Y LOSAS

NOTAS

- 1.- NO EMPALMAR MAS DEL 50% DEL AREA DE UNA MISMA SECCION
- 2.- EN CASO DE NO EMPALMARSE EN LAS ZONAS INDICADAS O CON LOS PORCENTAJES ESPECIFICADOS, AUMENTAR LA LONGITUD DE EMPALME EN UN 70 % .
- 3.- PARA ALIGERADOS Y VIGAS CHATAS EL ACERO INFERIOR SE EMPALMARA SOBRE LOS APOYOS SIENDO LA LONGITUD DE EMPALME IGUAL A 25 CM. PARA FIERRO DE 3/8" Y 35 CM. PARA 1/2" O 5/8"



VALORES DE m

Ø	REFUERZO INFERIOR	REFUERZO SUPERIOR	
	h CUALQUIERA	h < .30	h > .30
3/8"	.40	.40	.55
1/2"	.40	.40	.60
5/8"	.50	.45	.70
3/4"	.65	.55	.90
1"	1.15	1.00	1.60



ESPECIALIDAD :
ESTRUCTURAS

ASESOR:
PAULO ISRAEL
MEJÍA TREJO

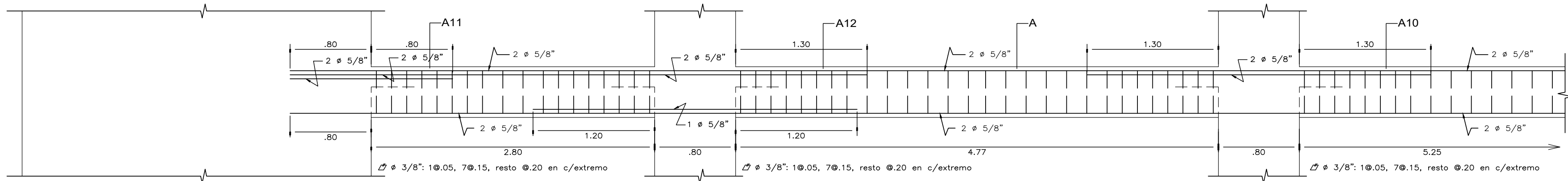
TESISTAS:
— AROM NEIL
— VITE HEREDIA
— CÉSAR GUSTAVO
— PARIONA PALOMINO

PROYECTO :
EDIFICIO MULTIFAMILIAR
DE 07 NIVELES —
PUEBLO LIBRE

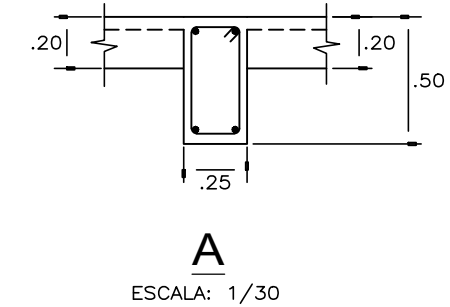
PLANO :
DETALLE DE VIGAS DE
TECHO DE SEMISÓTANO

DIRECCIÓN:
LOTE "A"
DEL FUNDO CUEVA
DISTRITO DE
PUEBLO LIBRE—
PROVINCIA DE LIMA

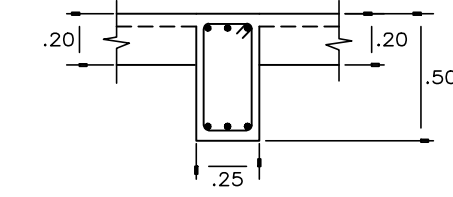
FECHA :
MARZO
2024
ESCALA :
1/30
LAMINA :
E-13



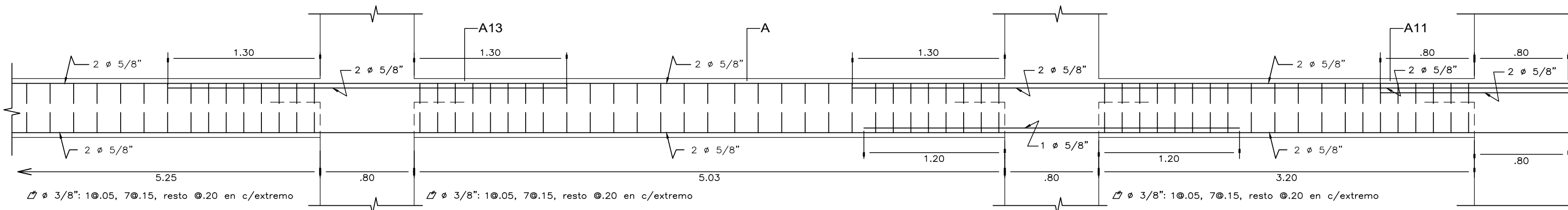
VIGA VT-1 (.25x.50)



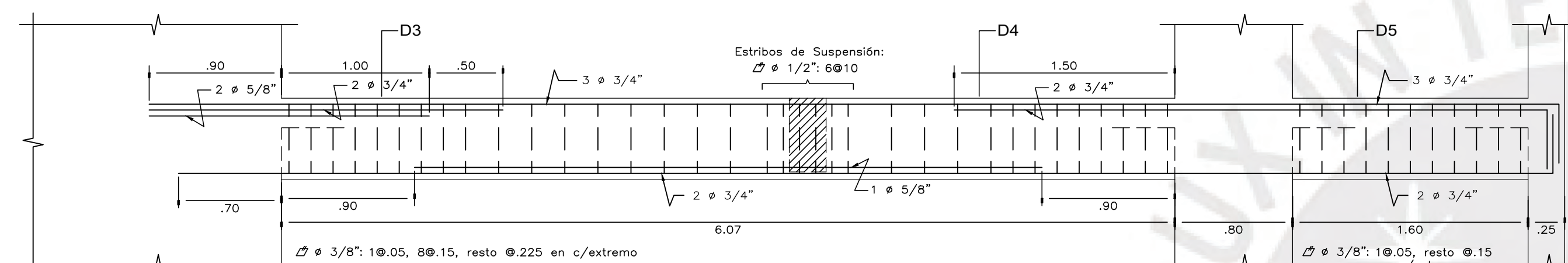
A
ESCALA: 1/30



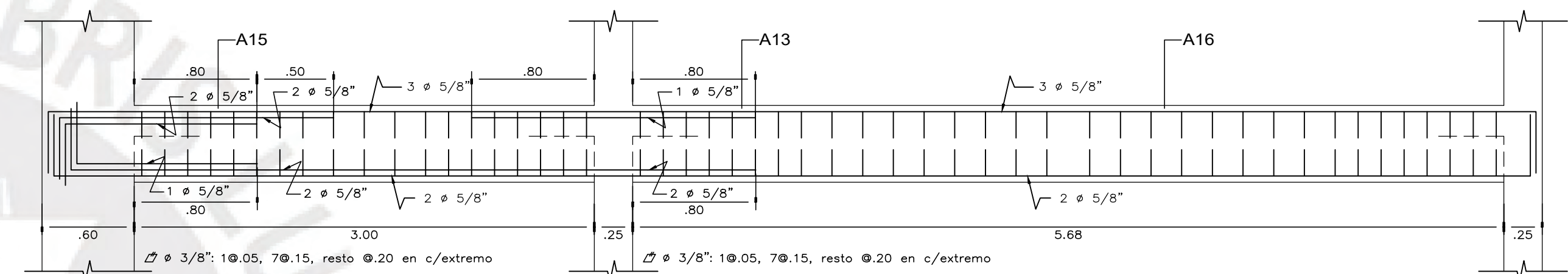
A1
ESCALA: 1/30



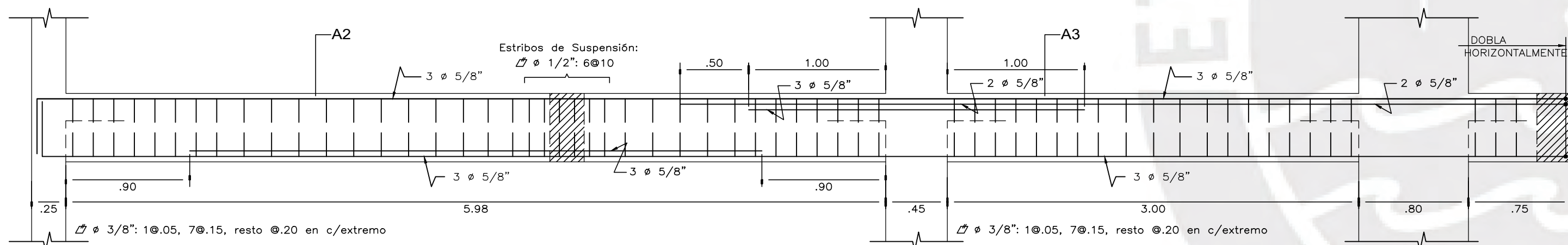
VIGA VT-1 (.25x.50)



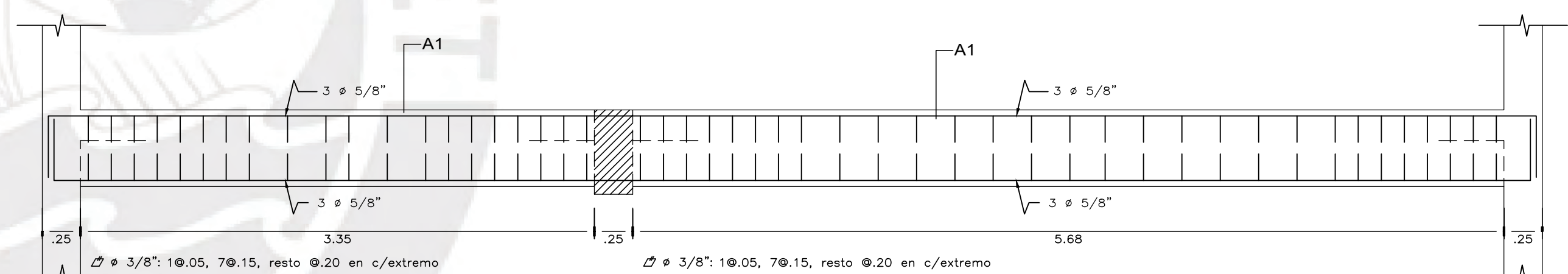
VIGA VT-2 (.25x.55)



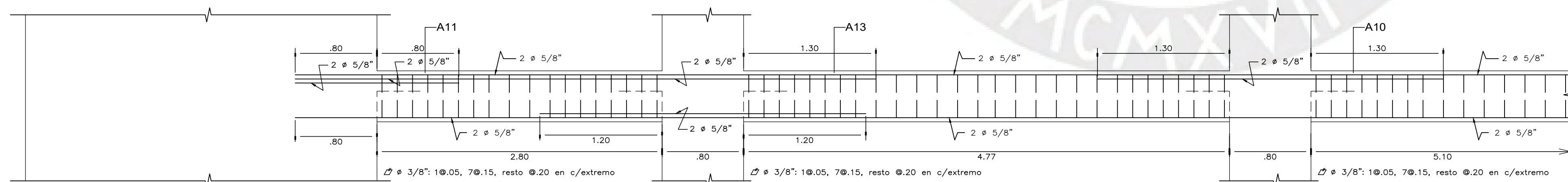
VIGA VT-5 (.25x.50)



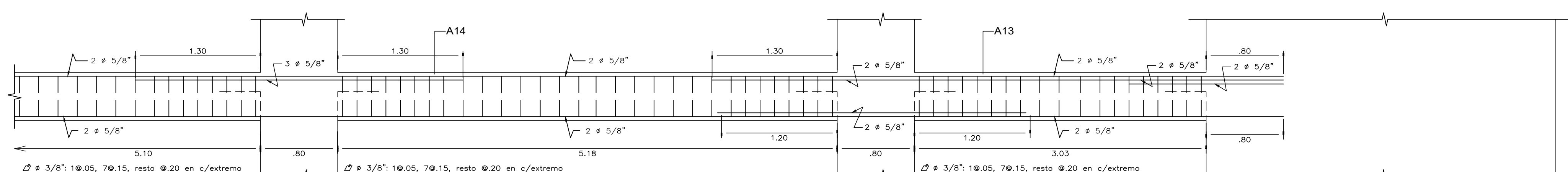
VIGA VT-3 (.25x.50)



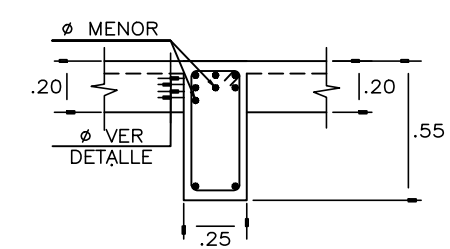
VIGA VT-6 (.25x.50)



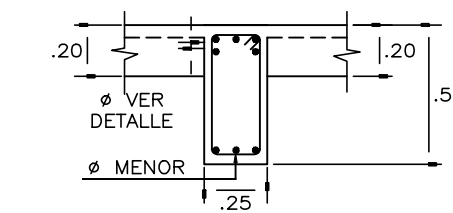
VIGA VT-4 (.25x.50)



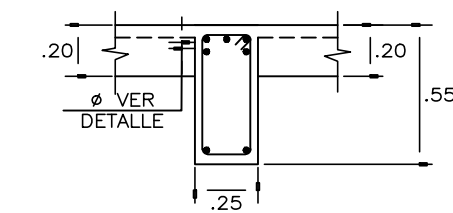
VIGA VT-4 (.25x.50)



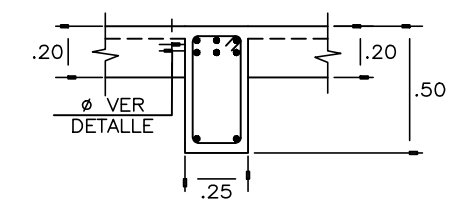
D3
ESCALA: 1/30



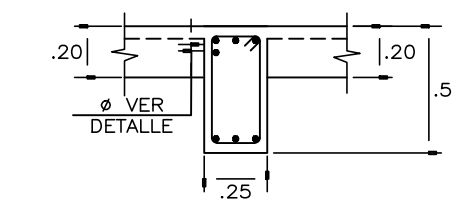
D4
ESCALA: 1/30



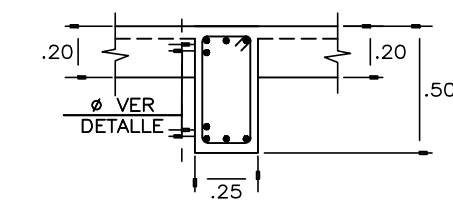
D5
ESCALA: 1/30



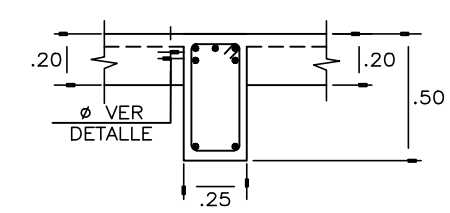
A11
ESCALA: 1/30



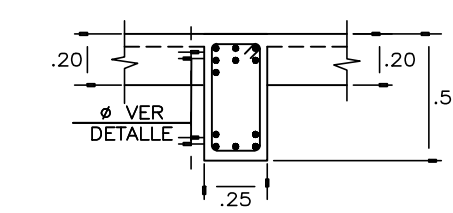
A12
ESCALA: 1/30



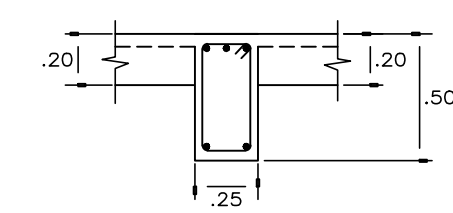
A13
ESCALA: 1/30



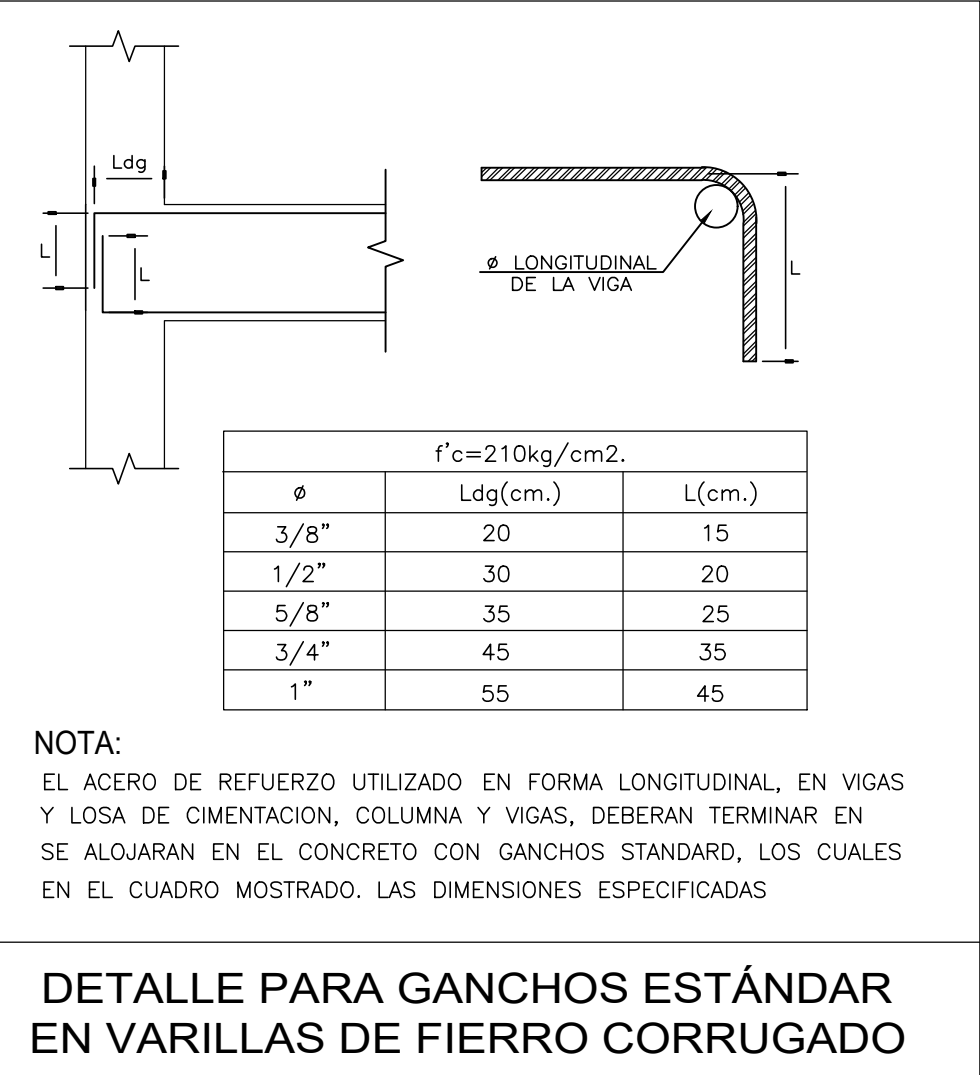
A14
ESCALA: 1/30



A15
ESCALA: 1/30



A16
ESCALA: 1/30



ESPECIALIDAD :
ESTRUCTURAS

ASESOR:
PAULO ISRAEL
MEJÍA TREJO

TESISTAS:
— AROM NEIL
VITE HEREDIA
— CÉSAR GUSTAVO
PARIONA PALOMINO

PROYECTO :
EDIFICIO MULTIFAMILIAR
DE 07 NIVELES —
PUEBLO LIBRE

PLANO :
DETALLE DE VIGAS DE
TECHO DE PISO TÍPICO

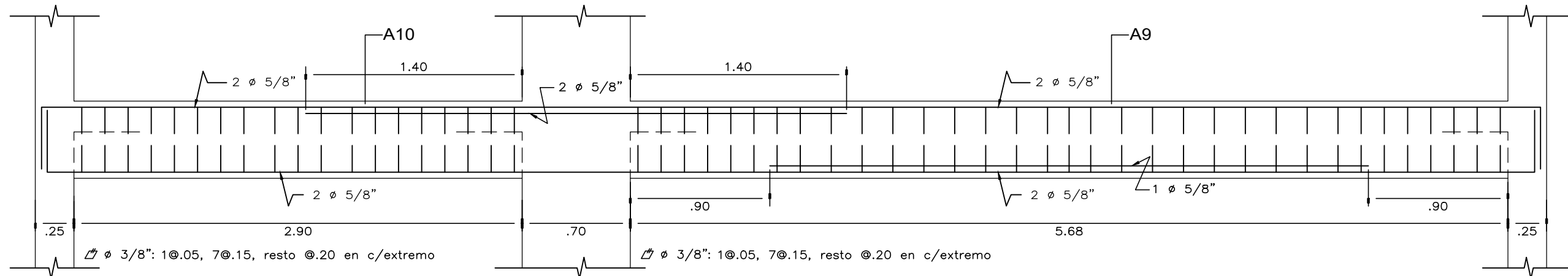
DIRECCIÓN:
LOTE "A"
DEL FUNDO CUEVA
DISTRITO DE
PUEBLO LIBRE—
PROVINCIA DE LIMA

FECHA :
MARZO
2024

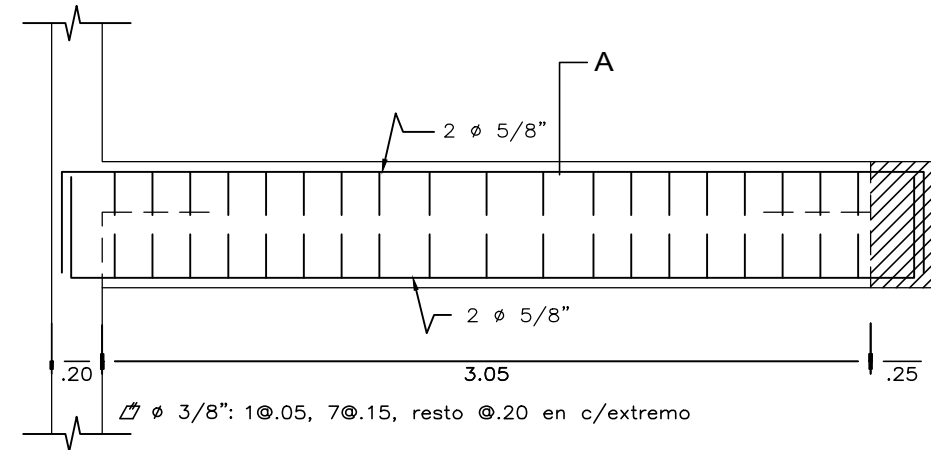
ESCALA :
1/30

LAMINA :

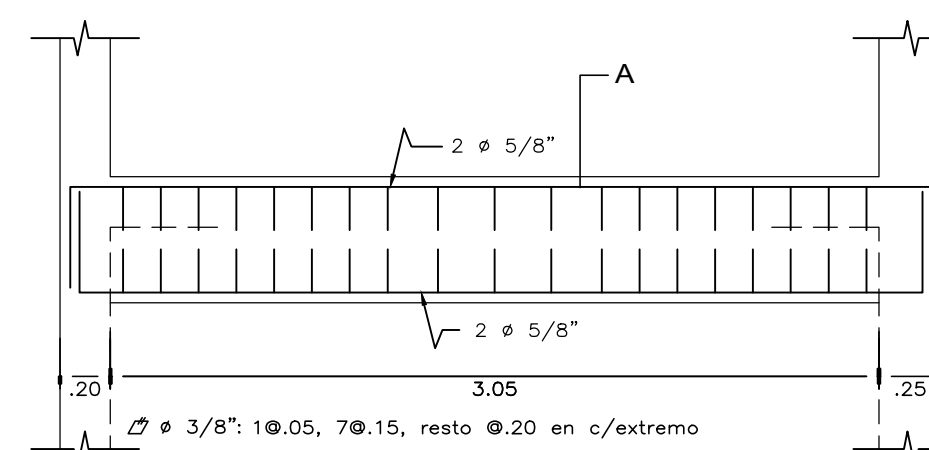
E-14



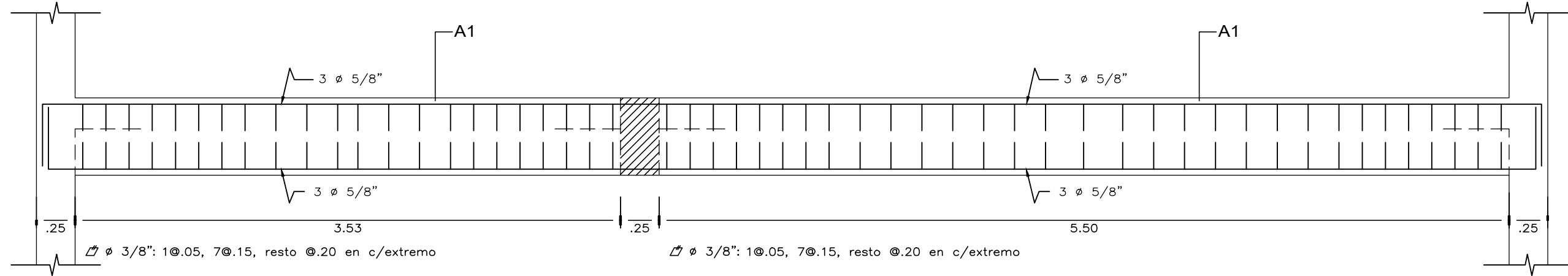
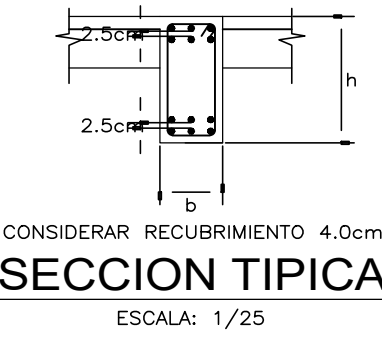
VIGA VT-7 (.25x.50)



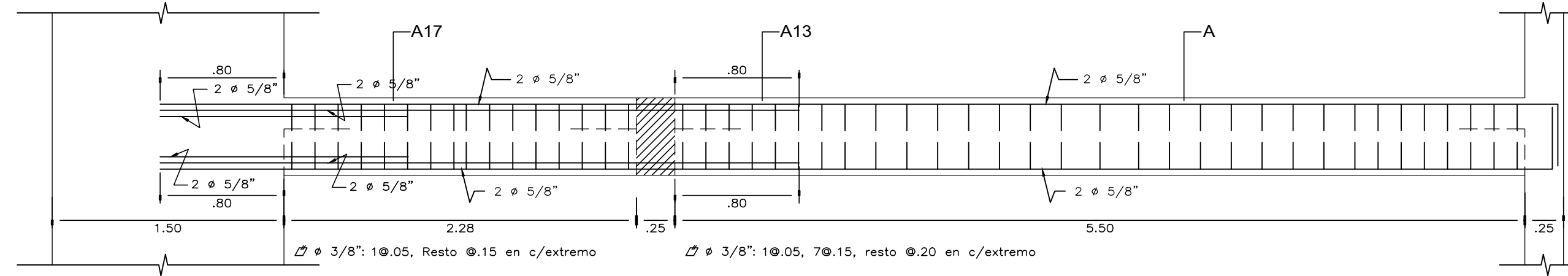
VIGA VT-8 (.20x.50)



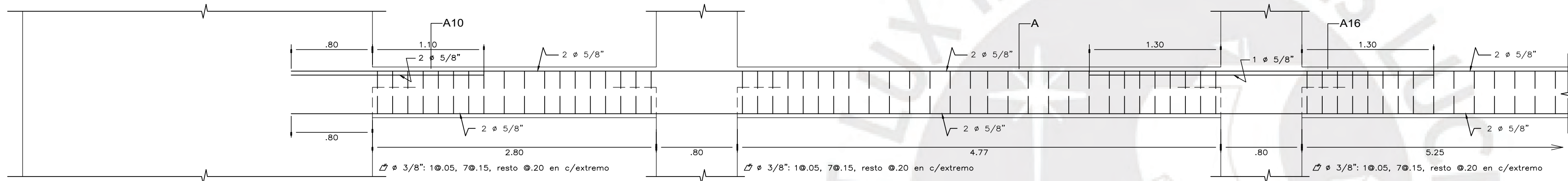
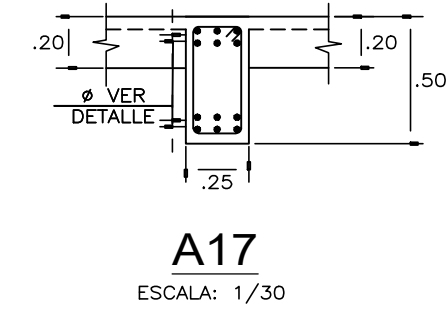
VIGA VT-9 (.20x.50)



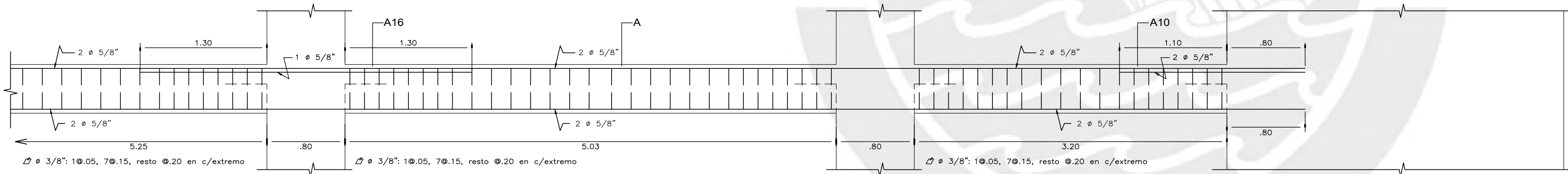
VIGA VT-10 (.25x.50)



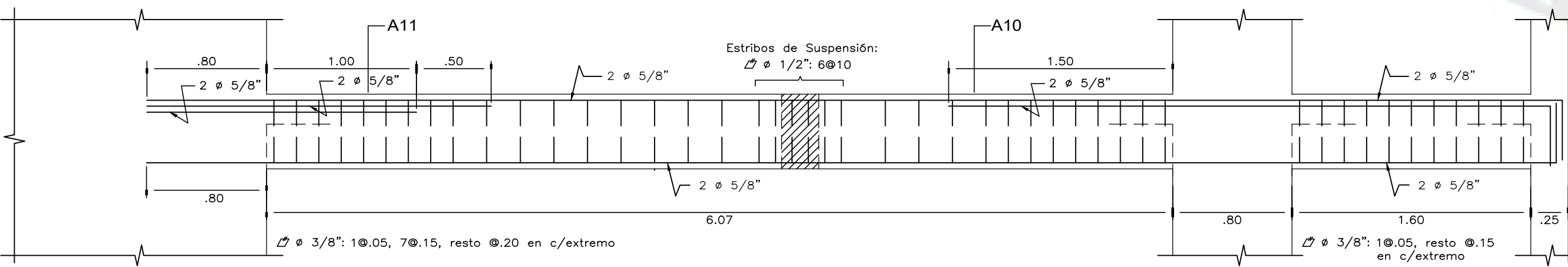
VIGA VT-11 (.25x.50)



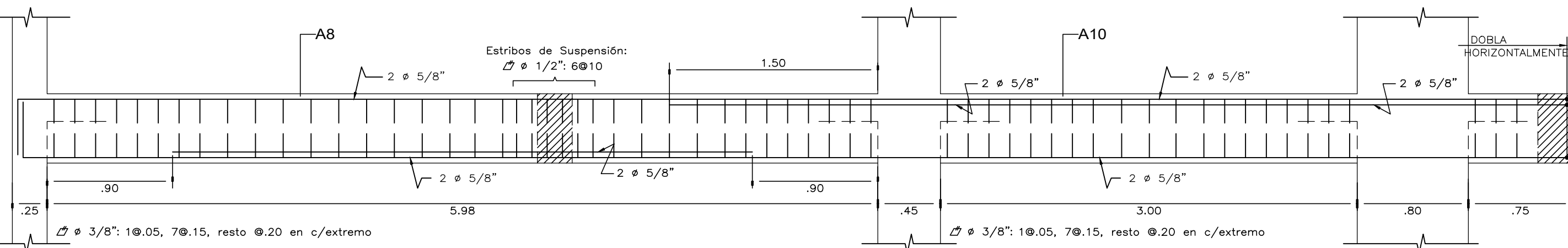
VIGA VT-701 (.25x.50)



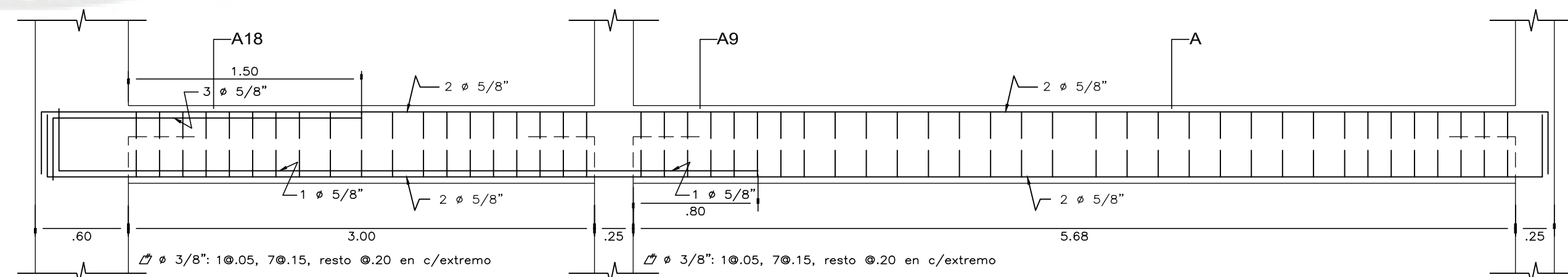
VIGA VT-701 (.25x.50)



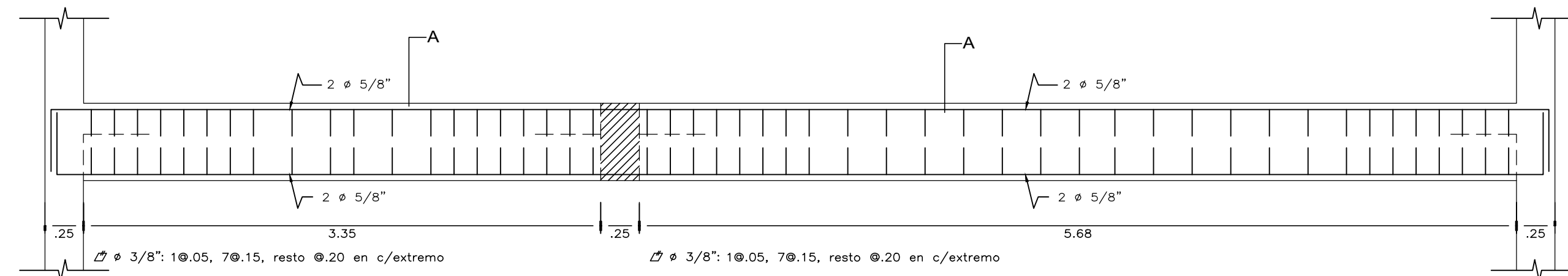
VIGA VT-702 (.25x.50)



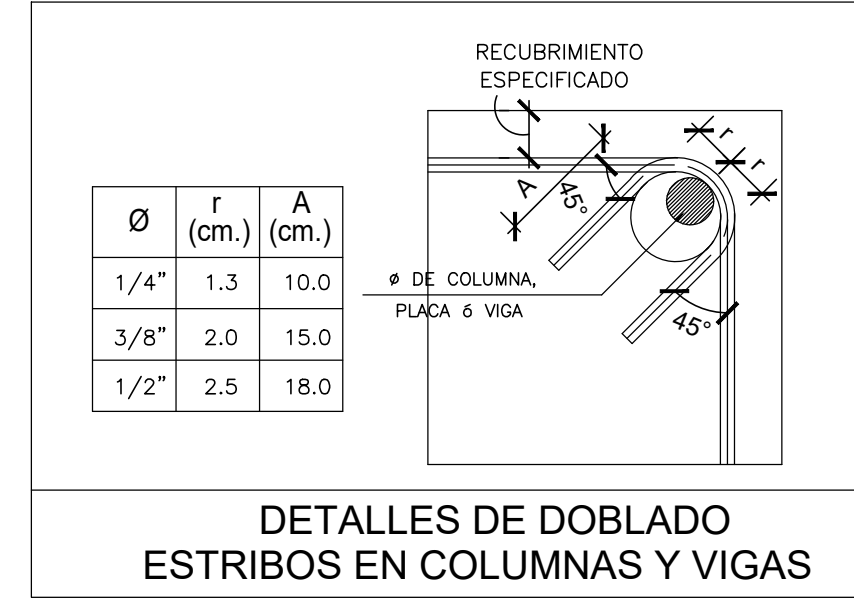
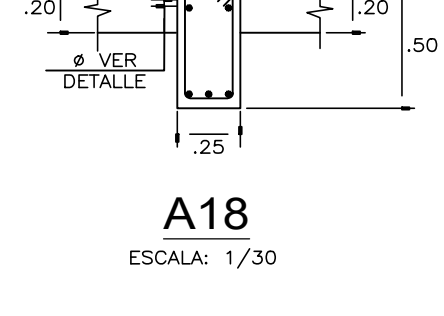
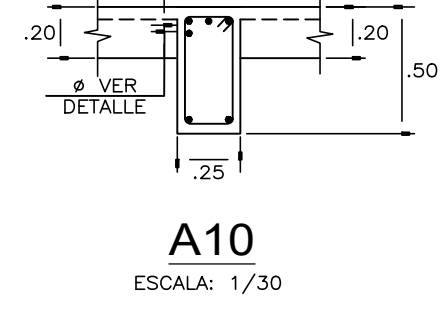
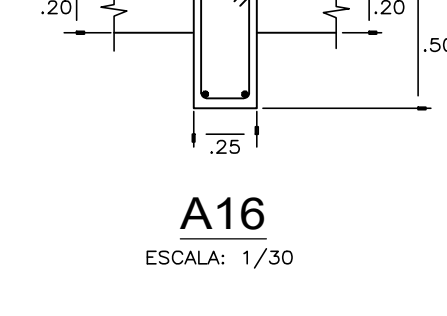
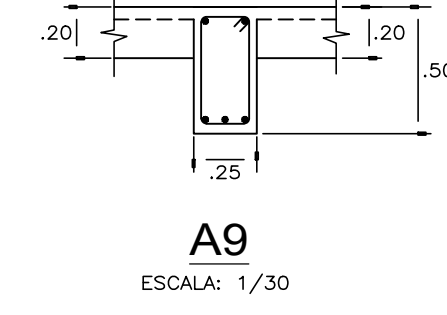
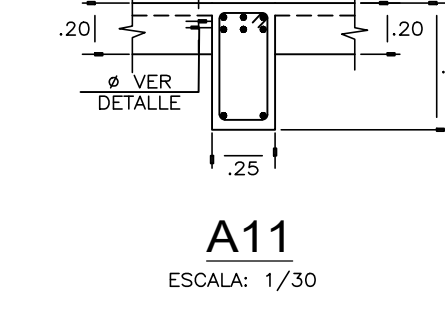
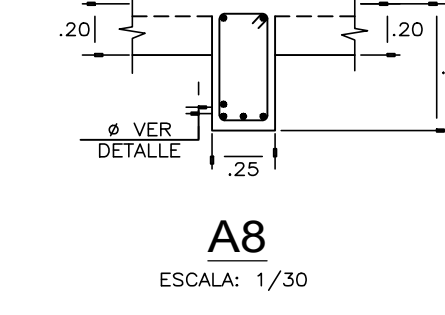
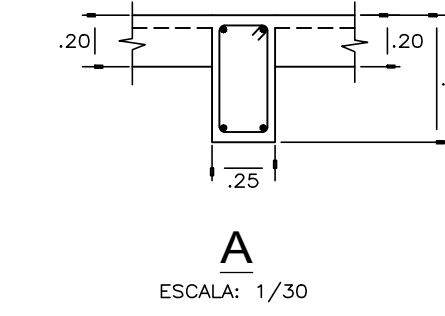
VIGA VT-703 (.25x.50)



VIGA VT-705 (.25x.50)



VIGA VT-706 (.25x.50)



ESPECIALIDAD :
ESTRUCTURAS

ASESOR:
PAULO ISRAEL
MEJÍA TREJO

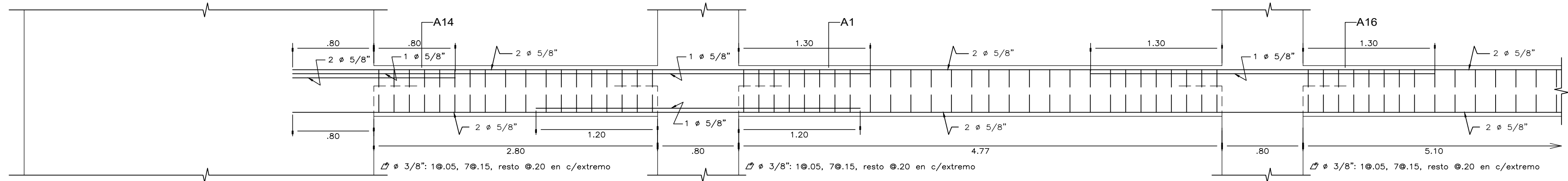
TESISTAS:
- AROM NEIL
VITE HEREDIA
- CÉSAR GUSTAVO
PARIONA PALOMINO

PROYECTO :
EDIFICIO MULTIFAMILIAR
DE 07 NIVELES -
PUEBLO LIBRE

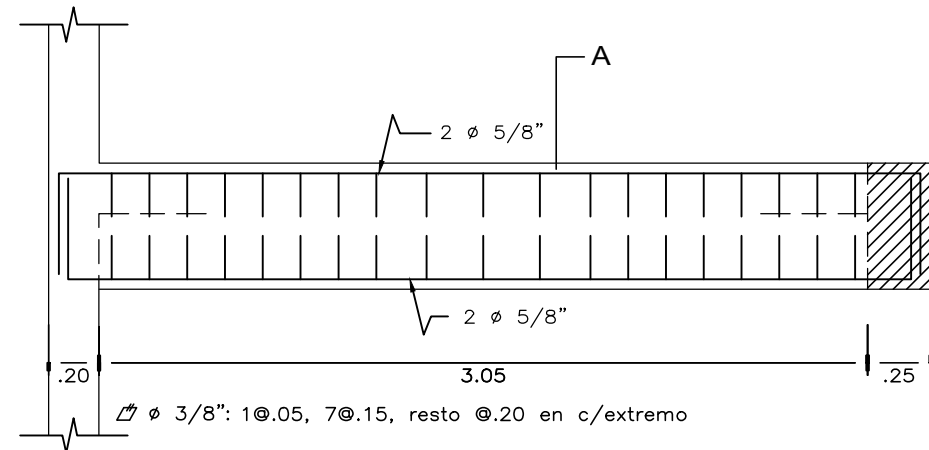
PLANO :
DETALLE DE VIGAS DE
TECHO DE PISO TÍPICO
Y 7° PISO

DIRECCIÓN:
LOTE "A"
DEL FUNDO CUEVA
DISTRITO DE
PUEBLO LIBRE -
PROVINCIA DE LIMA

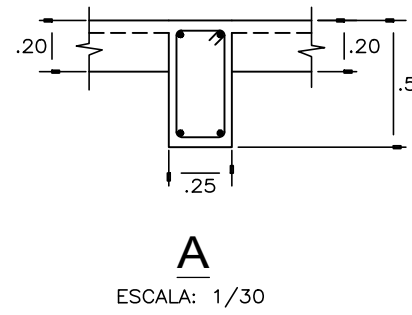
FECHA :
MARZO
2024
ESCALA :
1/30
LAMINA :
E-15



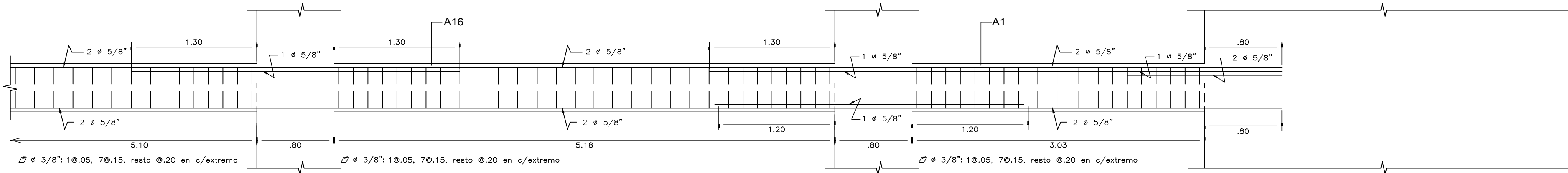
VIGA VT-704 (.25x.50)



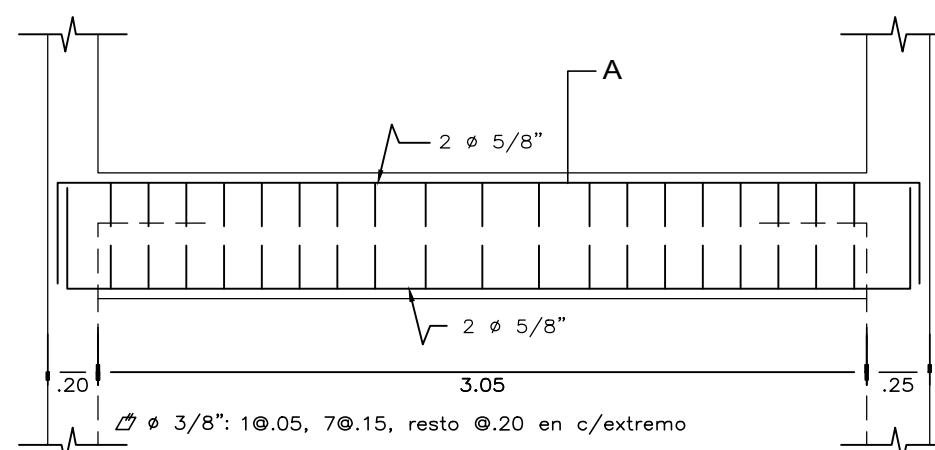
VIGA VT-708 (.20x.50)



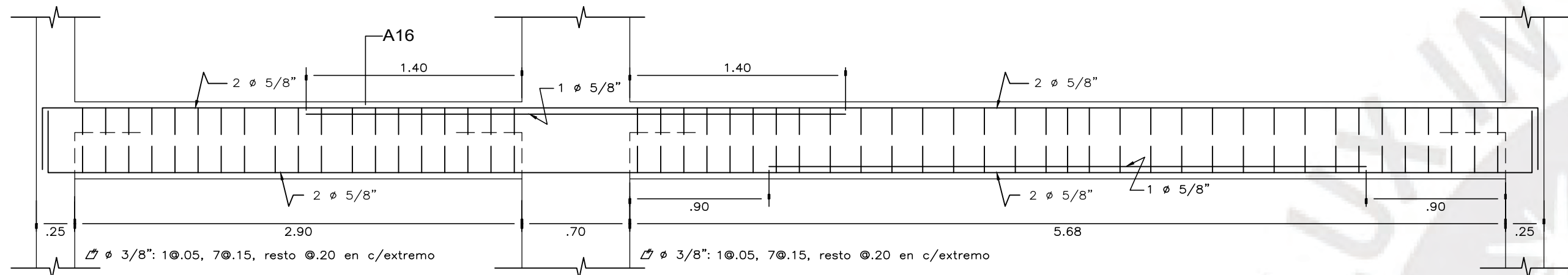
A
ESCALA: 1/30



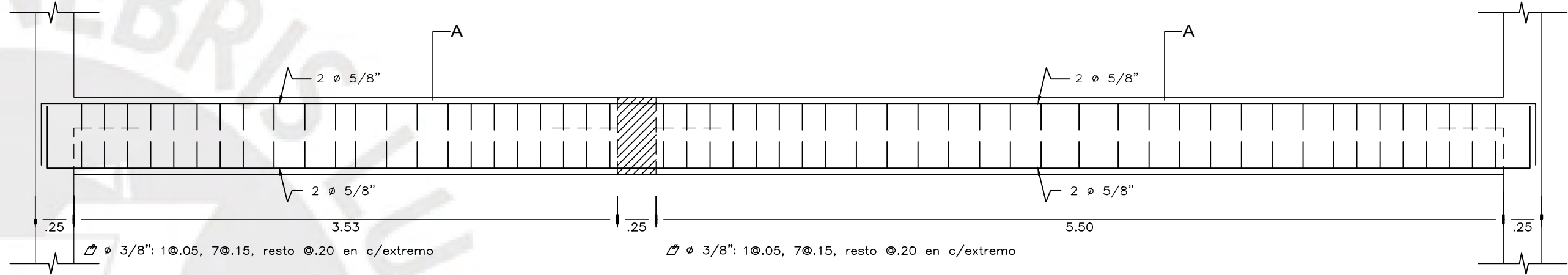
VIGA VT-704 (.25x.50)



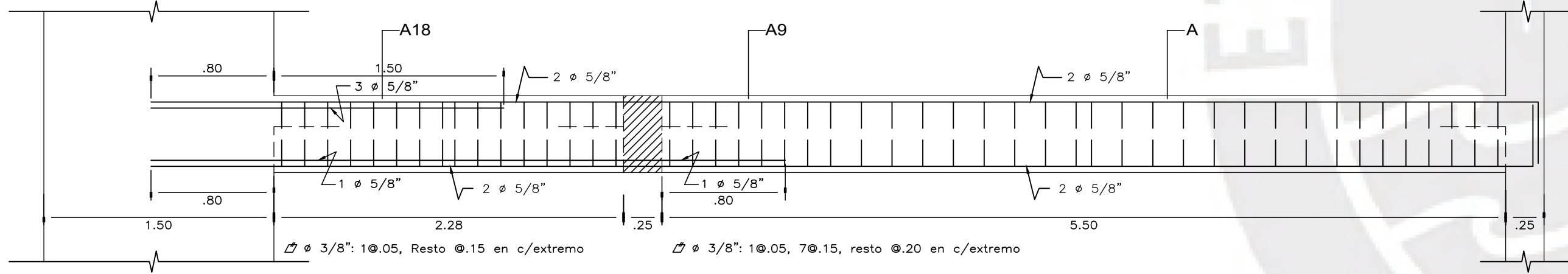
VIGA VT-709 (.20x.50)



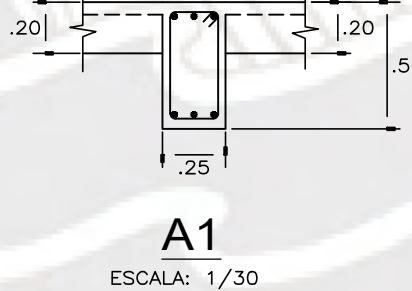
VIGA VT-707 (.25x.50)



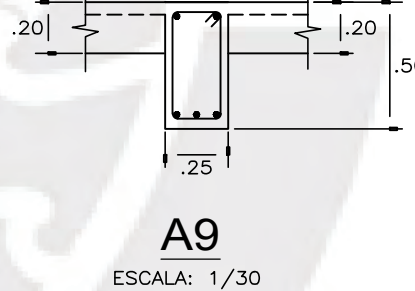
VIGA VT-710 (.25x.50)



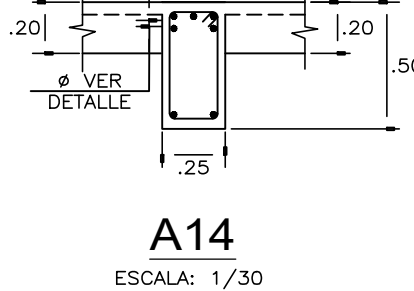
VIGA VT-711 (.25x.50)



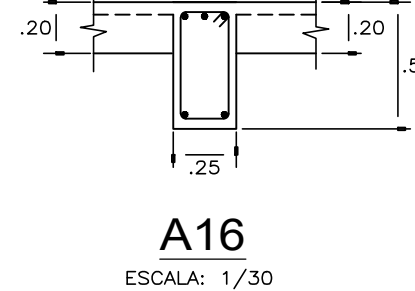
A1
ESCALA: 1/30



A9
ESCALA: 1/30



A14
ESCALA: 1/30



A16
ESCALA: 1/30



ESPECIALIDAD :
ESTRUCTURAS

ASESOR:
PAULO ISRAEL
MEJÍA TREJO

TESISTAS:
— AROM NEIL
VITE HEREDIA
— CÉSAR GUSTAVO
PARIONA PALOMINO

PROYECTO :
EDIFICIO MULTIFAMILIAR
DE 07 NIVELES —
PUEBLO LIBRE

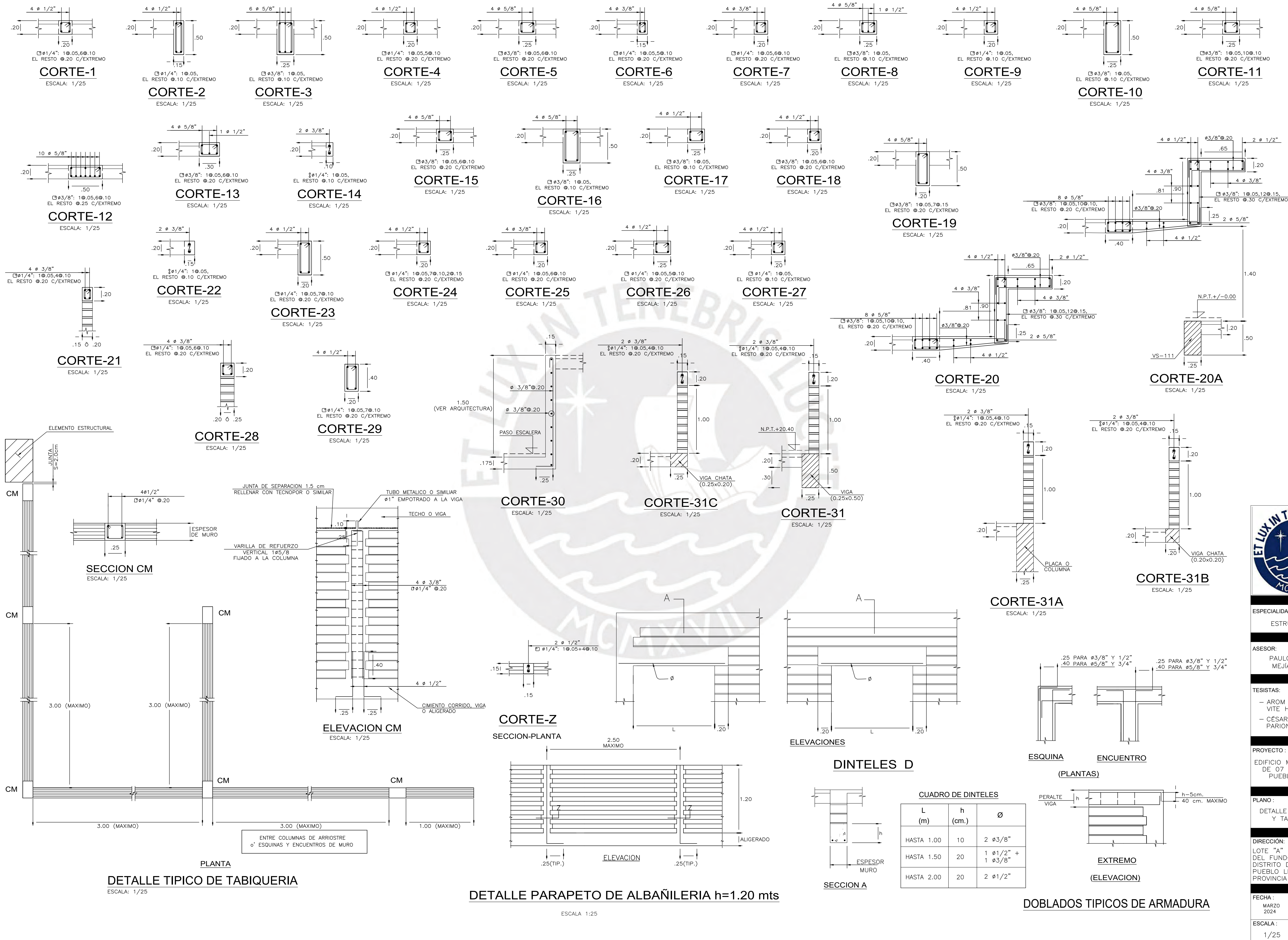
PLANO :
DETALLE DE VIGAS DE
TECHO DE 7° PISO

DIRECCIÓN:
LOTE "A"
DEL FUNDO CUEVA
DISTRITO DE
PUEBLO LIBRE—
PROVINCIA DE LIMA

FECHA :
MARZO
2024

ESCALA :
1/30

LAMINA :
E-16



ESPECIALIDAD:
ESTRUCTURAS

ASESOR:
PAULO ISRAEL
MEJÍA TREJO

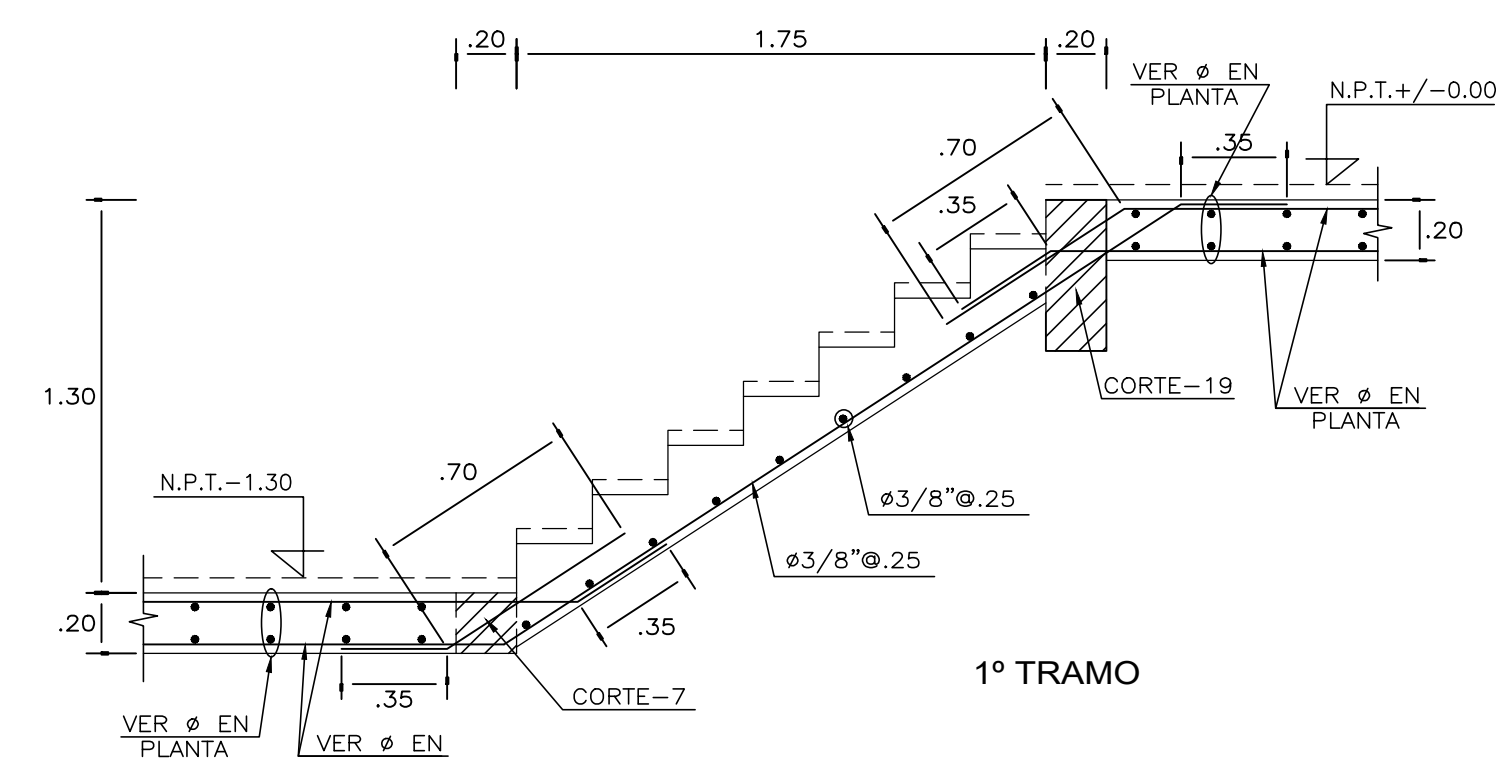
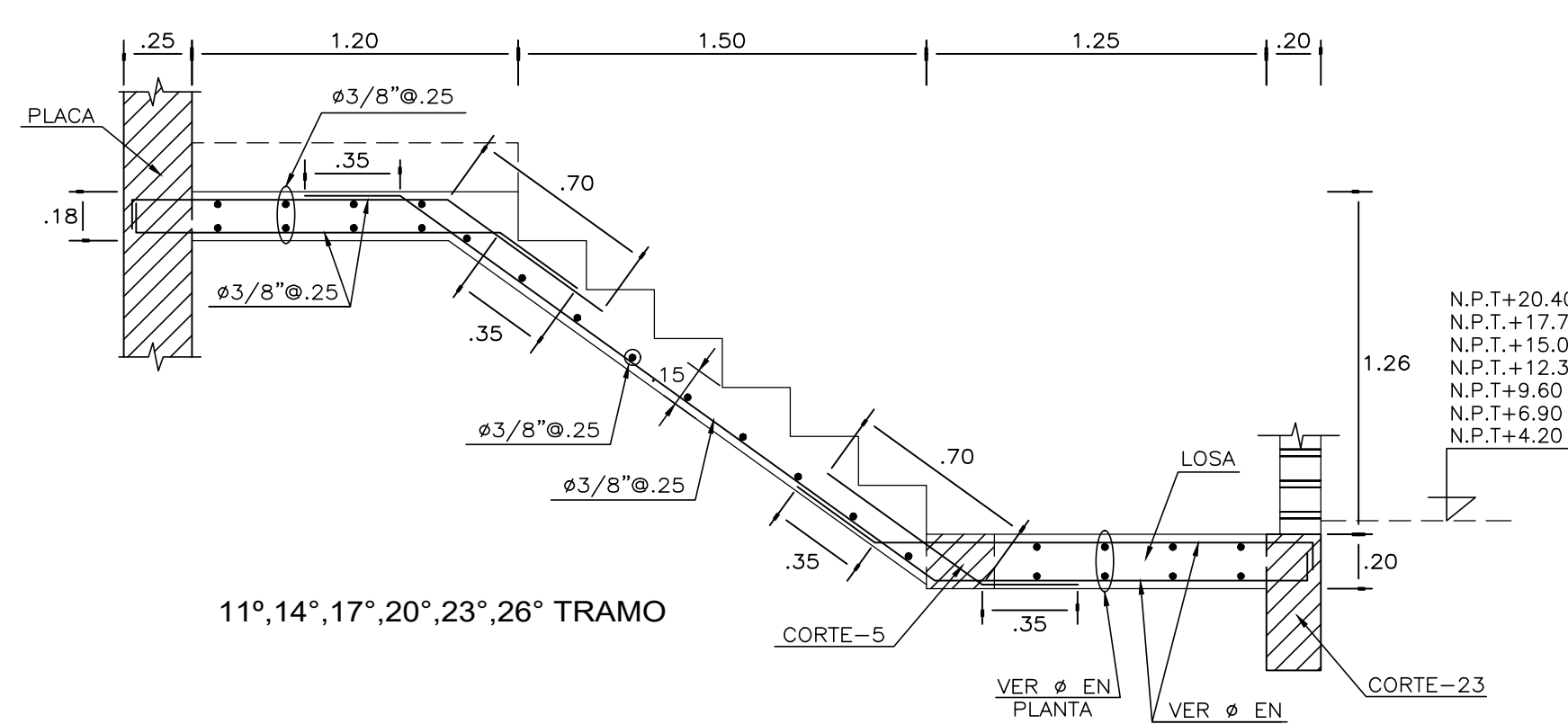
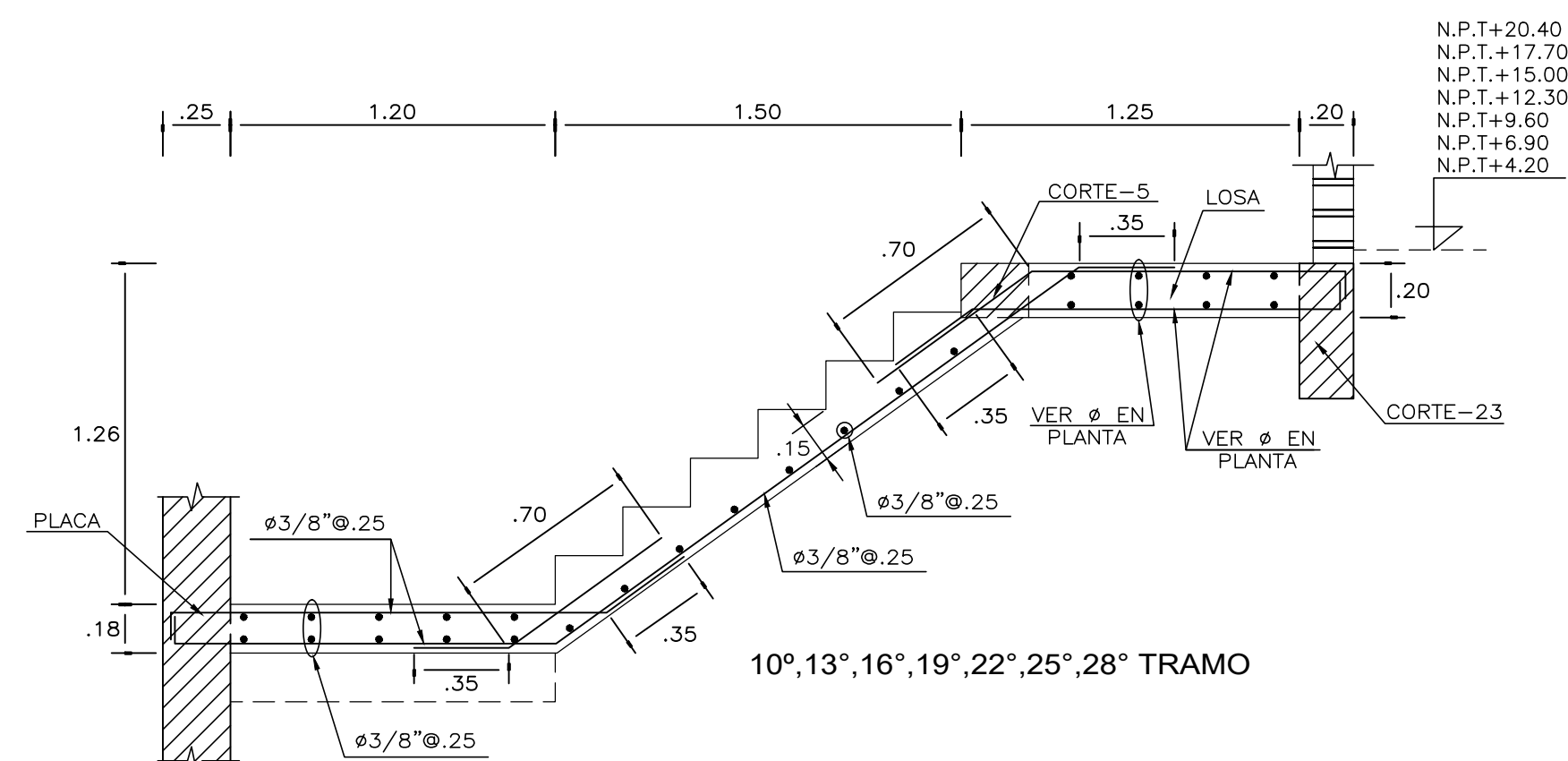
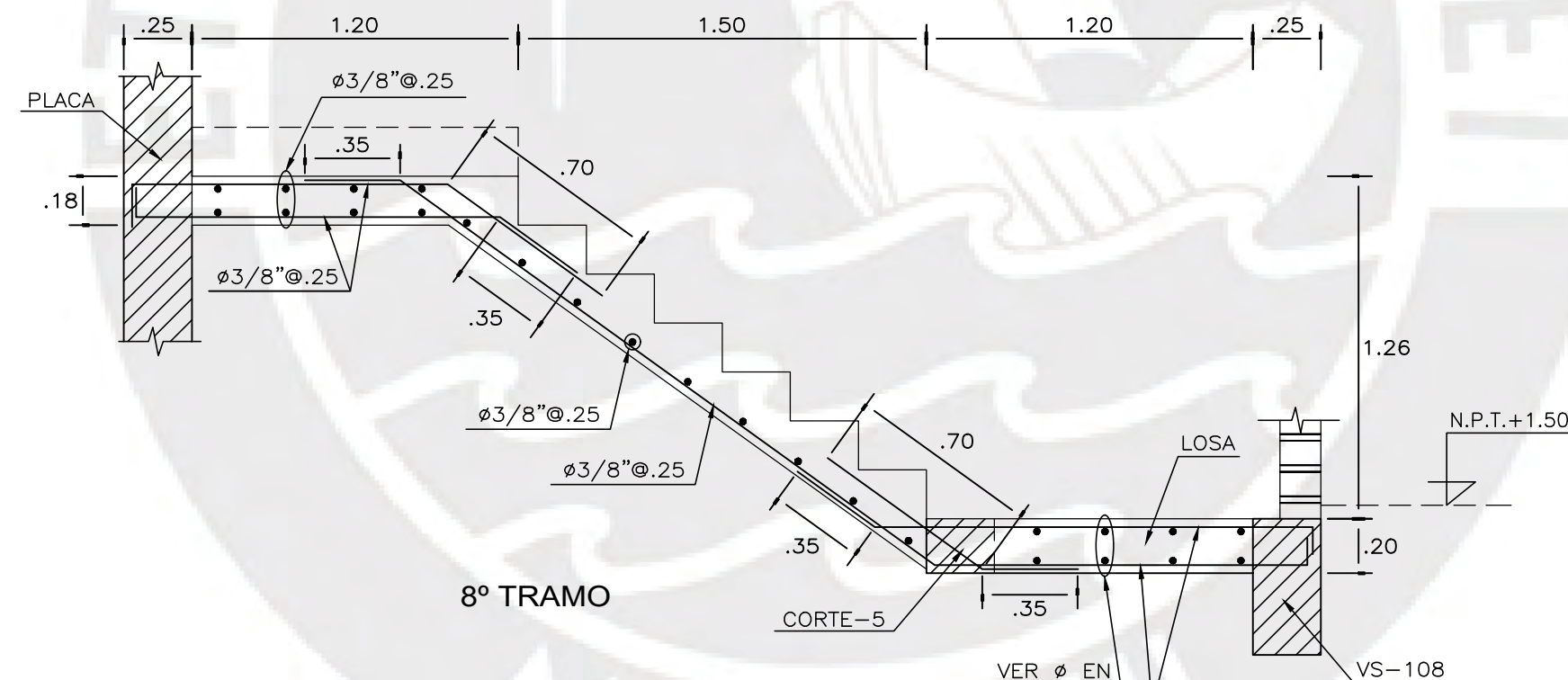
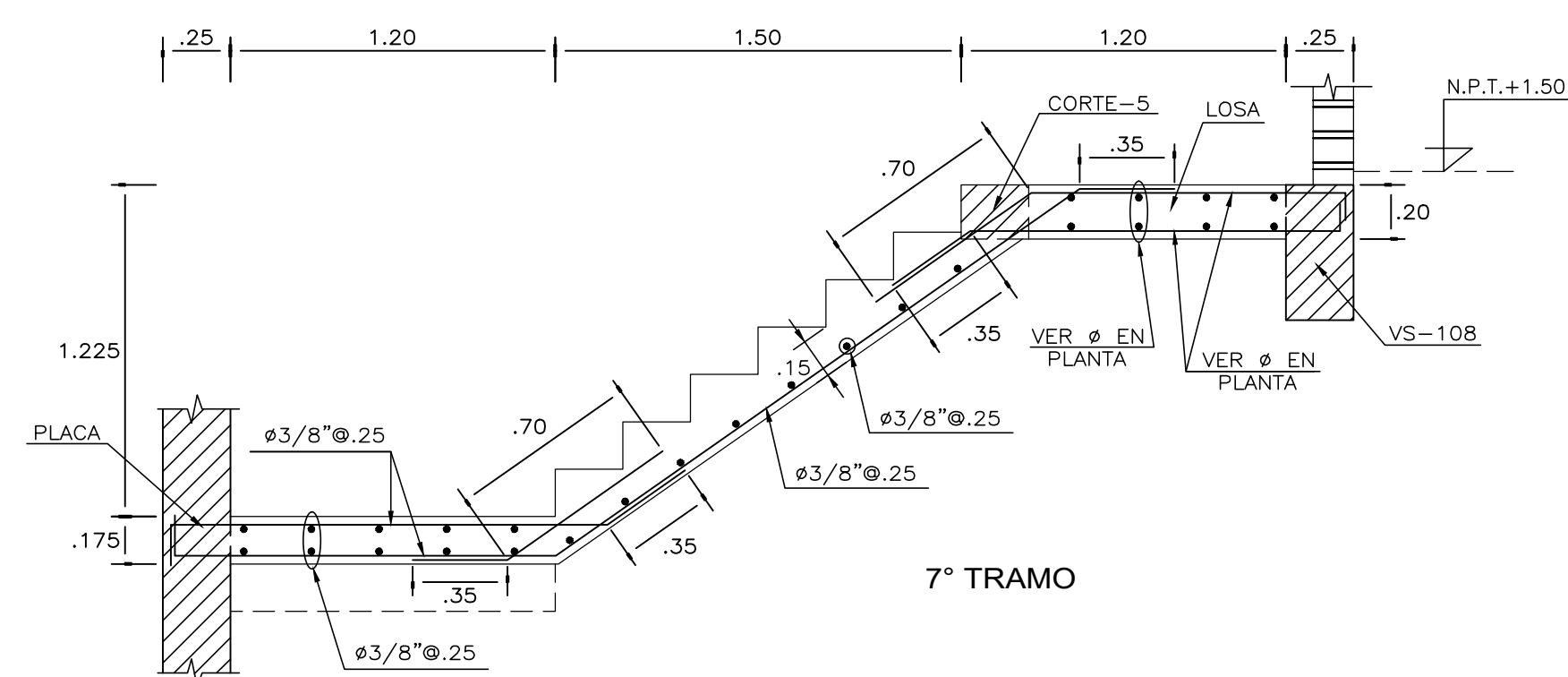
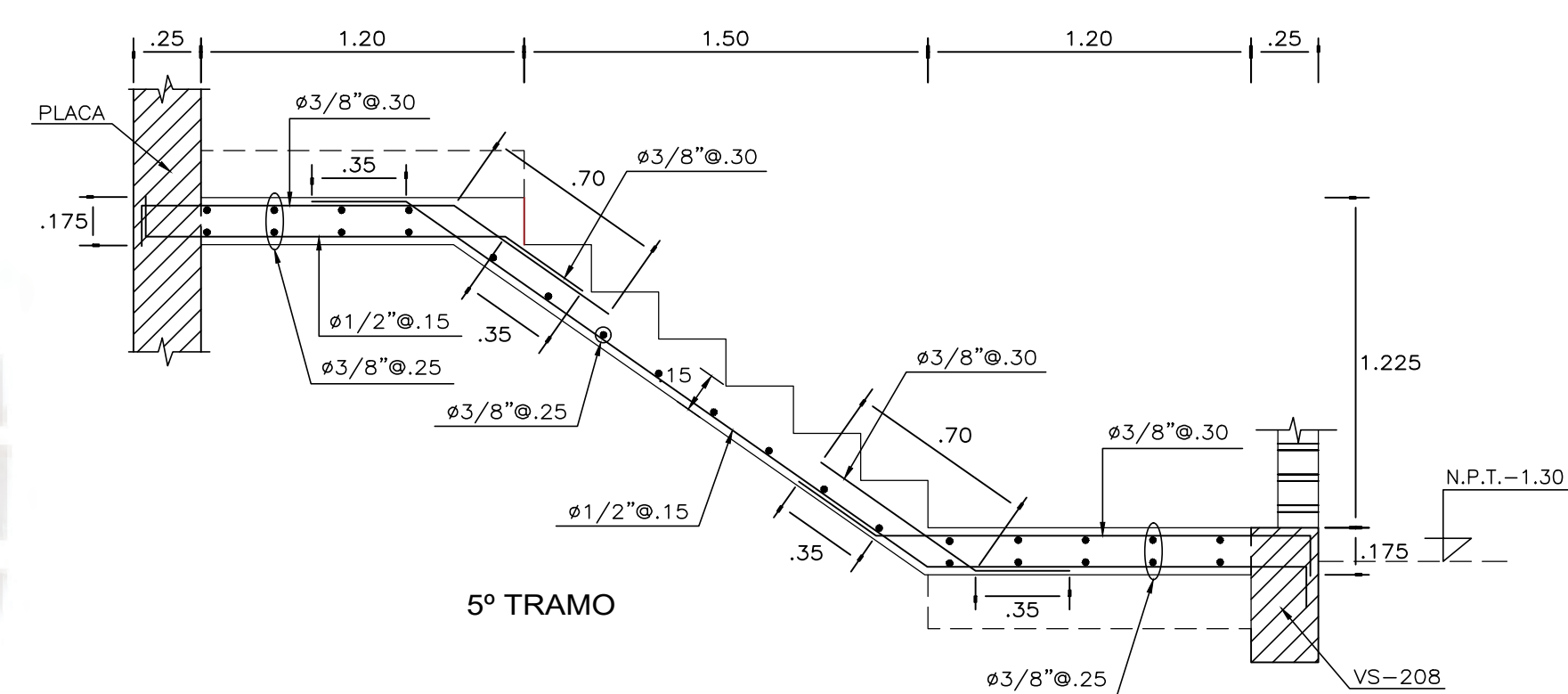
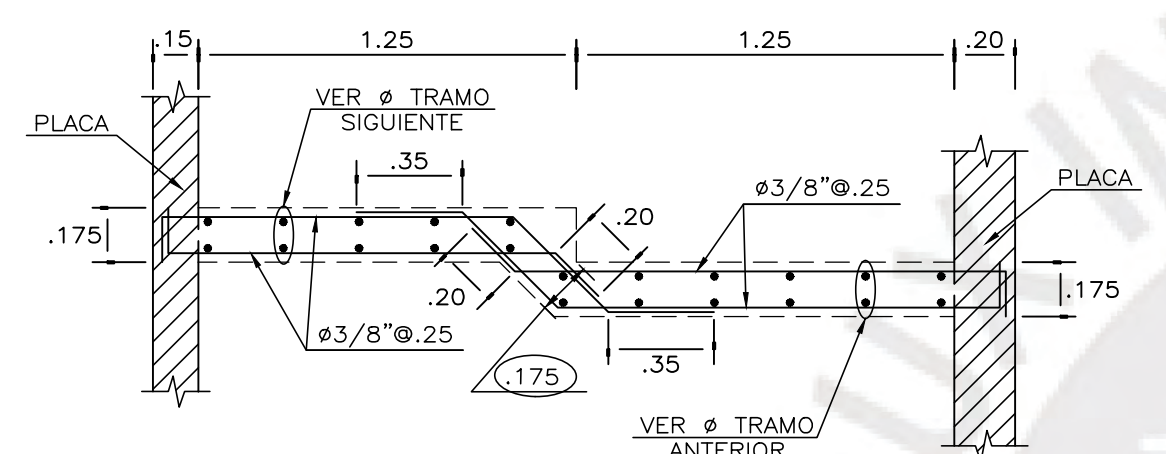
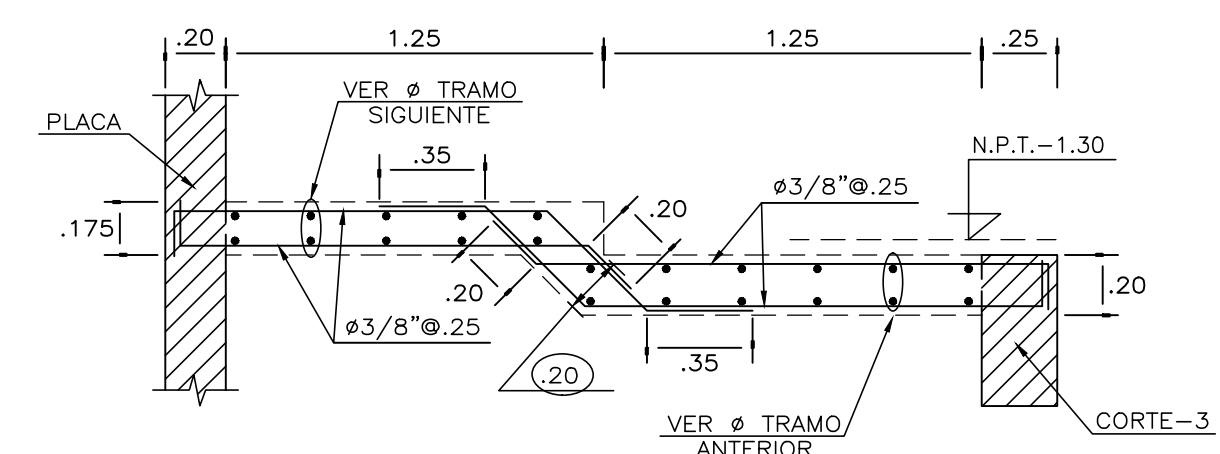
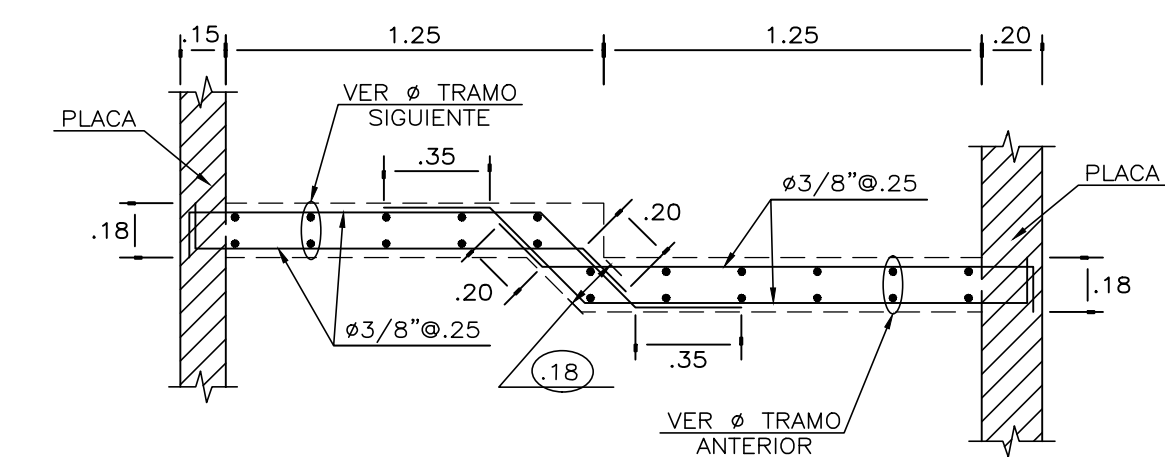
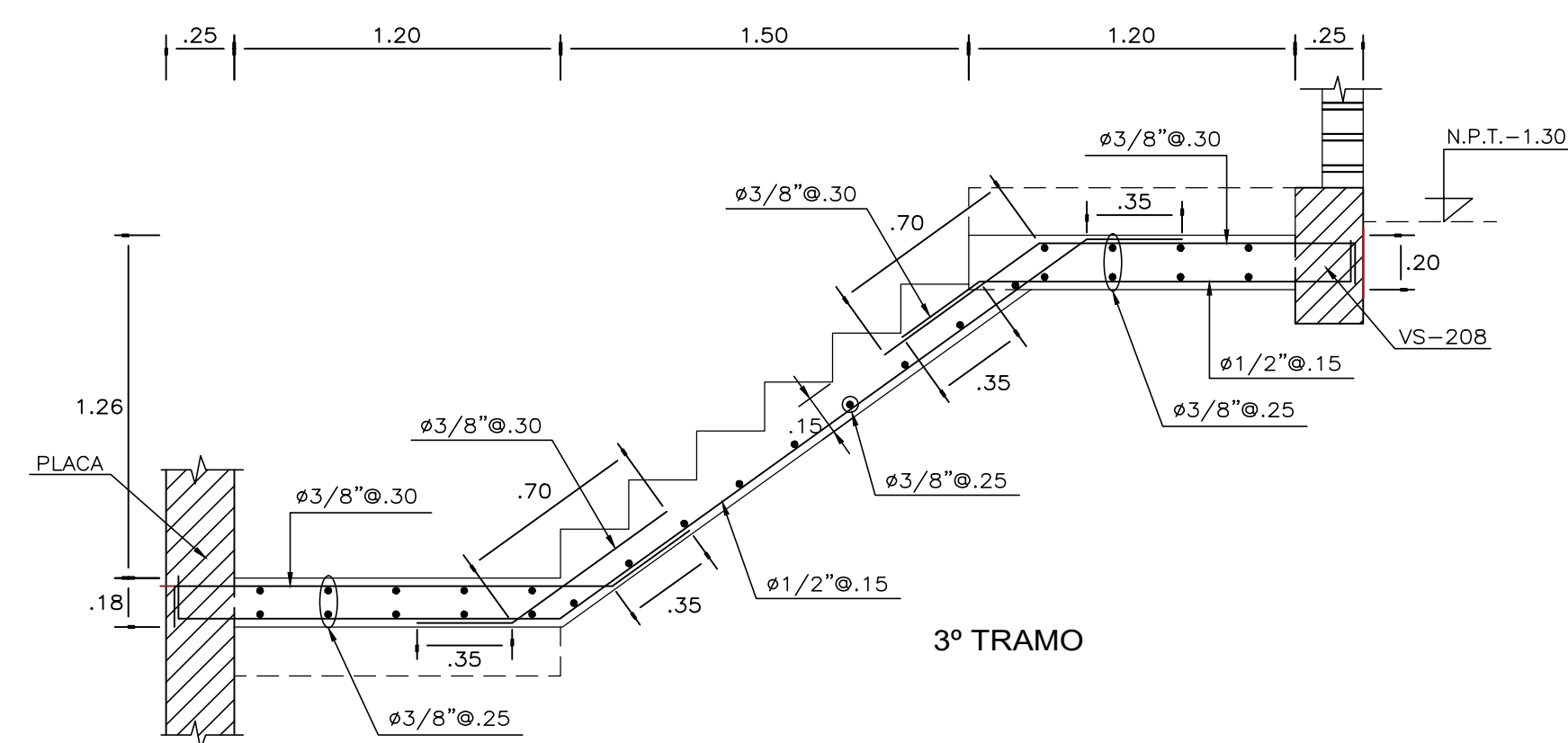
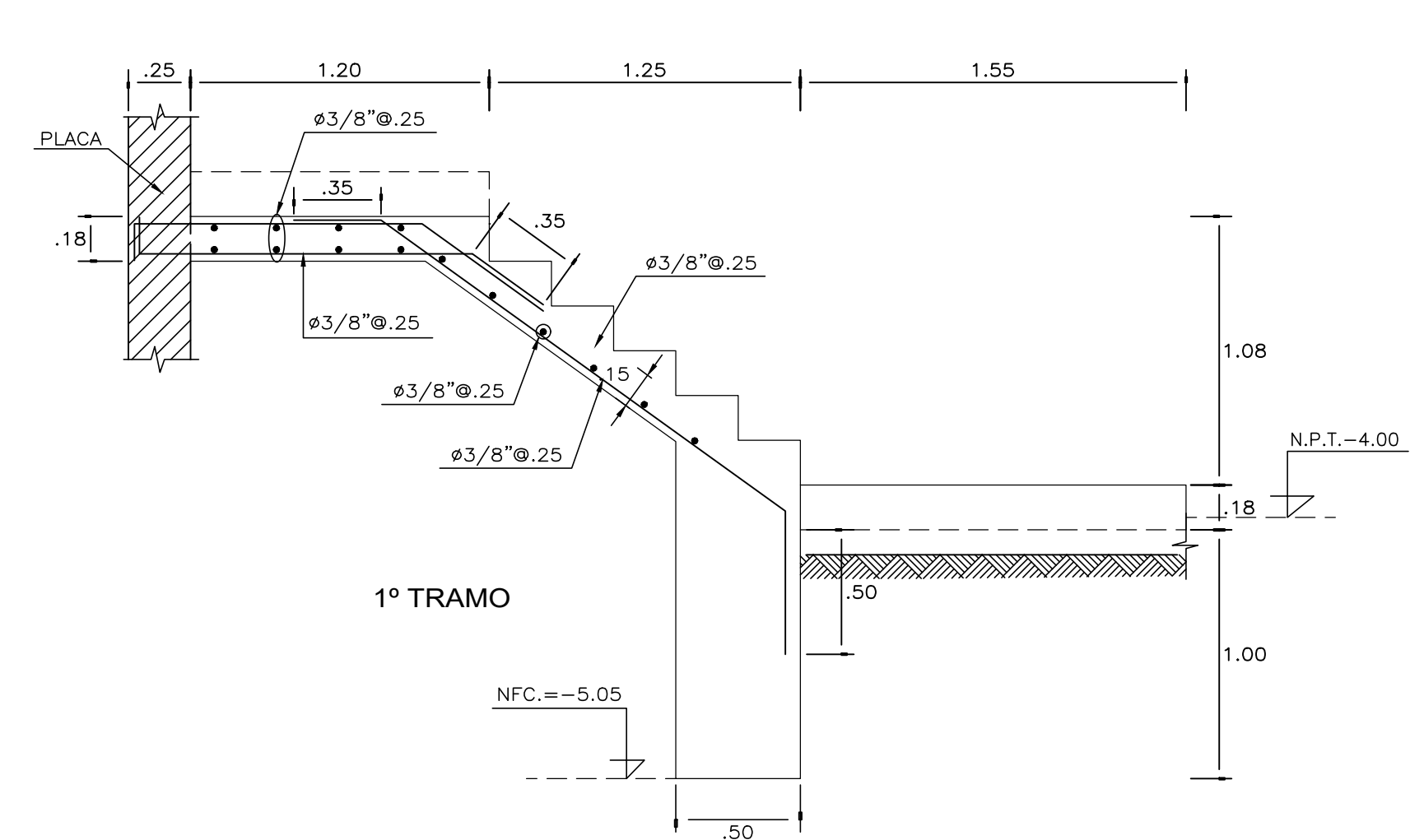
TESISTAS:
— AROM NEIL
VITE HEREDIA
— CÉSAR GUSTAVO
PARIONA PALOMINO

PROYECTO:
EDIFICIO MULTIFAMILIAR
DE 07 NIVELES –
PUEBLO LIBRE

PLANO:
DETALLE DE CORTES
Y TABIQUERIA

DIRECCION:
LOTE "A"
DEL FUNDO CUEVA
DISTRITO DE
PUEBLO LIBRE –
PROVINCIA DE LIMA

FECHA:
MARZO
2024
ESCALA:
1/25
LAMINA:
E-17



ESCALERA N°01
(S/C=200kg/m²)
ESCALA: 1/25

ESCALERA N°02
(S/C=200kg/m²)
ESCALA: 1/25



ESPECIALIDAD :
ESTRUCTURAS

ASESOR:
PAULO ISRAEL
MEJÍA TREJO

TESISTAS:
- AROM NEIL
VITE HEREDIA
- CÉSAR GUSTAVO
PARIONA PALOMINO

PROYECTO :
EDIFICIO MULTIFAMILIAR
DE 07 NIVELES -
PUEBLO LIBRE

PLANO :
DETALLES DE
ESCALERAS

DIRECCIÓN:
LOTE "A"
DEL FUNDO CUEVA
DISTRITO DE
PUEBLO LIBRE -
PROVINCIA DE LIMA

FECHA :
MARZO
2024

ESCALA :
1/25

LAMINA :

E-18