

PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ

FACULTAD DE CIENCIAS E INGENIERÍA



PUCP

**“DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO DE CONCRETO
ARMADO DE SIETE PISOS EN EL DISTRITO DE
MAGDALENA DEL MAR DESTINADO A OFICINAS”**

Tesis para obtener el título profesional de Ingeniero Civil

AUTOR:

Cristhian Vivanco Mendoza

ASESOR:

César Antonio Huapaya Huapaya

Lima, Junio del 2021

Resumen

La presente tesis tiene como objetivo el análisis y diseño estructural de un edificio de 7 pisos destinado a oficinas ubicado en el distrito de Magdalena del Mar, provincia de Lima sobre un terreno de 732.5 m². El área construida total es de 3955 m² (565 m² por piso). El suministro de agua se realizará mediante el sistema de cisterna (ubicado en el primer piso) y bomba hidroneumática.

El suelo tiene una capacidad admisible de 40 ton/m². Para el diseño de las cimentaciones se consideró zapatas aisladas, zapatas conectadas y cimientos corridos para los muros de los cercos perimétricos.

El sistema estructural del edificio de concreto armado está conformado en su gran mayoría por muros de corte combinados con columnas y vigas. Se consideraron diafragmas rígidos en los pisos, estos están conformados por viguetas aligeradas y losas macizas.

Se tomaron en cuenta las normas que compone el Reglamento Nacional de Edificaciones (RNE) para el diseño y análisis estructural. El diseño estructural de todos los elementos se realizó cumpliendo lo indicado en la norma E.060.

El análisis sísmico se desarrolló mediante un modelo tridimensional en el software ETABS 2016. Con ello se verificó que la estructura cumpla con los requisitos especificados en la norma E.030 del RNE.

Se asignaron las cargas de gravedad tomando en cuenta la norma E.020 del RNE. Dichas cargas fueron asignadas en el elemento correspondiente del modelo tridimensional.

Se debe buscar que la secuencia de falla en los elementos estructurales sea que primero fluyan los refuerzos de acero y luego se produzca el aplastamiento del concreto. Para ello, se realiza el diseño por capacidad a todos los elementos que soportarán esfuerzos debido a cargas sísmicas.

TEMA DE TESIS

TEMA	: Diseño estructural de un edificio de concreto armado de siete pisos en el distrito de Magdalena del Mar destinado a oficinas.
ÁREA	: Diseño Estructural
ASESOR	: César Antonio Huapaya Huapaya
ALUMNO(S)	: Cristhian Vivanco Mendoza - 20120675
FECHA	: 19 de Agosto del 2020

DESCRIPCIÓN y OBJETIVOS:

El presente proyecto se trata del análisis y diseño estructural de un edificio de concreto armado de siete pisos sin sótanos, ubicado en el distrito de Magdalena del Mar en la ciudad de Lima. El proyecto cuenta con siete niveles, el primer nivel está destinado al ingreso, recepción y áreas comunes; los otros seis pisos típicos están destinados a oficinas. Se supondrá que el presente edificio forma parte de un grupo de otros edificios entre los cuales existe uno destinado a estacionamientos, por lo que no es necesario considerar estacionamientos en este edificio.

El edificio se ubica sobre un terreno rectangular de $732.5 m^2$ de área. El área construida del proyecto es $3955 m^2$ ($565 m^2$ por piso). La altura total del edificio es 23.5m con una altura de entrepiso de 4.3m para el primer piso, y 3.2m del segundo al séptimo piso.

Se considerará, para el diseño, un concreto con resistencia a la compresión de $210 kg/cm^2$ y acero con un esfuerzo de fluencia de $4200 kg/cm^2$. También se tendrá en cuenta que la capacidad portante del suelo sobre el que se cimentará el edificio será de $4kg/cm^2$. Todo el proceso de diseño seguirá los lineamientos, recomendaciones y exigencias del Reglamento Nacional de Edificaciones (RNE).

Objetivo general:

- Realizar el análisis y diseño de todos los elementos estructurales del edificio.

Objetivos específicos:

- A partir de los planos de Arquitectura estructurar y predimensionar los elementos estructurales que resistirán las cargas de gravedad y las cargas sísmicas.

- Realizar el metrado de cargas de gravedad tomando en cuenta lo estipulado en la norma E.020 Cargas del RNE. También definir los parámetros que se considerarán en el análisis sísmico según lo establecido en la norma E.030 Diseño Sismorresistente.
- Realizar el análisis estructural de los principales elementos estructurales del edificio, tanto para cargas sísmicas como para cargas de gravedad.
- Diseñar los elementos estructurales que conforman el edificio: losas, vigas, columnas, placas, cimentación, y otros. Se utilizará lo especificado en la norma E.060 Concreto armado y la norma E.070 Albañilería si fuera necesario. Para la cimentación, además, se seguirá con lo establecido en la norma E.050 Cimentaciones.
- Elaborar los planos estructurales especificando los detalles de armado del refuerzo de acero de todos los elementos del proyecto, listos para su construcción en obra.
- Mostrar las conclusiones y los comentarios que se pueden sacar de todo el proceso de diseño de este edificio.



César Huapaya



DEDICATORIA

A mis amados padres quienes siempre han confiado en mí y me han apoyado incondicionalmente en mi desarrollo personal y profesional.

INDICE GENERAL

Capítulo 1. Introducción.....	1
1.1 Descripción del proyecto	1
1.2 Cargas de diseño.....	4
1.2.1 Carga muerta.....	4
1.2.2 Carga viva.....	4
1.3 Método de diseño	5
1.4 Materiales empleados	6
1.4.1 Concreto.....	6
1.4.2 Acero de refuerzo	6
1.4.3 Tabiquería.....	6
1.5 Normas empleadas.....	6
Capítulo 2. Estructuración	7
2.1 Introducción	7
2.2 Criterios de estructuración	7
2.2.1 Simplicidad y simetría.....	7
2.2.2 Resistencia y ductilidad.....	7
2.2.3 Hiperestaticidad y monolitismo	8
2.2.4 Uniformidad y continuidad de la estructura.....	8
2.2.5 Rigidez lateral	8
2.2.6 Existencia de diafragmas rígidos.....	8
2.2.7 Influencia de elementos no estructurales.....	9
2.3 Tipos y dirección del techo.....	9
2.4 Estructuración eje X-X	9
2.5 Estructuración eje Y-Y	9
Capítulo 3. Predimensionamiento	11
3.1 Introducción	11
3.2 Predimensionamiento de losas aligeradas.....	11
3.3 Predimensionamiento de vigas.....	12
3.3.1 Predimensionamiento de vigas peraltadas	12
3.4 Predimensionamiento de columnas	13
3.5 Predimensionamiento de placas	14
Capítulo 4. Análisis sísmico	15
4.1 Introducción	15
4.2 Parámetros sísmicos	16

4.2.1	Factor de zonificación (Z).....	16
4.2.2	Condiciones geotécnicas (S, TP y TL).....	16
4.2.3	Factor de amplificación sísmica “C”	17
4.2.4	Categoría de edificación: Factor de uso “U”	17
4.2.5	Sistema estructural y coeficiente de reducción sísmica (R):	18
4.3	Modelo estructural.....	18
4.4	Peso del Edificio.....	19
4.5	Análisis modal.....	19
4.6	Análisis estático.....	21
4.6.1	Introducción	21
4.6.2	Cortante basal estática	21
4.7	Análisis dinámico traslacional	22
4.7.1	Modos y frecuencias.....	22
4.7.2	Desplazamientos laterales.....	22
4.7.3	Fuerzas cortantes estáticas	23
4.7.4	Fuerzas cortantes dinámicas	24
4.8	Análisis dinámico considerando los 3 grados de libertad (3GDL)	24
4.8.2	Verificación del sistema estructural y coeficiente de reducción sísmica (R):	26
4.8.3	Irregularidades en la estructura	27
4.9	Comparativa de resultados entre análisis traslacional y 3GDL	31
4.10	Junta de separación sísmica	32
4.10.1	En la dirección X-X.....	32
4.10.2	En la dirección Y-Y.....	32
Capítulo 5. Diseño de losas aligeradas		33
5.1	Introducción	33
5.2	Ejemplo de diseño de viga de gravedad	33
5.2.1	Análisis estructural	33
5.2.2	Diseño por flexión.....	35
5.2.3	Diseño por cortante.....	37
5.2.4	Control de deflexiones.....	38
5.2.5	Corte y doblado del refuerzo longitudinal	39
5.2.6	Distribución final de refuerzo de la losa aligerada.....	40
Capítulo 6. Diseño de losa maciza		41
6.1	Introducción	41
6.2	Ejemplo diseño de losa maciza	41

6.2.1	Análisis estructural	41
6.2.2	Diseño por flexión	44
6.2.3	Diseño por cortante.....	45
6.2.4	Control de deflexiones.....	45
6.2.5	Distribución final de refuerzo de la losa maciza.....	46
Capítulo 7. Diseño de vigas.....		47
7.1	Introducción	47
7.2	Ejemplo de diseño de viga sísmica “Eje A”	47
7.2.1	Análisis estructural	48
7.2.2	Diseño por flexión.....	50
7.3	Ejemplo de diseño de viga de gravedad	57
7.3.1	Análisis estructural	58
7.3.2	Diseño por flexión.....	58
7.3.3	Diseño por cortantes en vigas de gravedad.....	59
7.3.4	Control de deflexiones.....	60
7.3.5	Control de fisuración	60
7.3.6	Distribución final de refuerzos en viga de gravedad.....	61
Capítulo 8. Diseño de columnas		62
8.1	Introducción	62
8.2	Ejemplo de diseño de columna.....	62
8.2.1	Análisis estructural	63
8.3	Diseño por flexo compresión uniaxial.....	64
8.3.1	Verificación por flexión biaxial	65
8.4	Diseño por corte	66
8.4.1	Distribución final de refuerzos en columna.....	70
Capítulo 9. Diseño de placas.....		71
9.1	Introducción	71
9.2	Ejemplo de diseño de placa.....	71
9.2.1	Diseño por flexocompresión	71
9.2.2	Verificación de núcleos de confinamiento.....	73
9.2.3	Diseño por corte	75
9.2.4	Distribución final de refuerzos en placa	77
Capítulo 10. Diseño de cimentaciones		78
10.1	Introducción	78
10.2	Ejemplo de diseño de zapatas aisladas	78

10.2.1	Verificación de presiones en las cimentaciones.....	78
10.2.2	Predimensionamiento	80
10.2.3	Verificación por fuerza cortante.....	83
10.2.4	Verificación por punzonamiento.....	83
10.2.5	Diseño por flexión.....	84
10.2.6	Distribución final de refuerzos en zapata aislada.....	86
10.3	Ejemplo de diseño de zapatas conectadas con viga VC-06 (0.40x1.20).....	86
10.3.1	Verificación de presiones en zapatas sin considerar la viga de cimentación.....	86
10.3.2	Verificación de presiones en zapatas considerando la viga de cimentación.....	90
10.3.3	Distribución final de refuerzos en viga de cimentación	92
Capítulo 11. Diseño de escaleras	93
11.1	Introducción	93
11.2	Ejemplo de diseño de escalera	93
11.2.1	Metrado de cargas	93
11.2.2	Análisis estructural	93
11.2.3	Diseño por flexión.....	94
11.2.4	Diseño por corte	94
11.2.5	Distribución final de refuerzos en escaleras	94
Capítulo 12. Diseño de muros de cisterna	95
12.1	Introducción	95
12.2	Análisis estructural	95
12.3	Diseño por flexión y corte.....	96
Capítulo 13. Diseño de cerco perimétrico	97
13.1	Introducción	97
13.2	Análisis estructural	97
Capítulo 14. Conclusiones y recomendaciones	99
Capítulo 15. Bibliografía	100

INDICE DE FIGURAS

Figura 1.1 Arquitectura del primer piso.....	2
Figura 1.2 Arquitectura de piso típico.....	3
Figura 2.1 Estructura de piso típico.....	10
Figura 4.1 Modelo pseudotridimensional realizado en el programa ETABS.....	15
Figura 4.2 Modelo pseudotridimensional realizado en el programa ETABS.....	16
Figura 4.3 Espectro de pseudoaceleración.....	25
Figura 5.1 Losa aligerada de tres tramos	33
Figura 5.2 Distribución de cargas para alternancia de cargas.....	34
Figura 5.3 Envolvente de DMF debido a alternancia de cargas (ton.m)	34
Figura 5.4 Diagrama de momento flector caso 01 (ton.m)	35
Figura 5.5 Diagrama de fuerzas cortantes (ton)	35
Figura 5.6 Características geométricas de una losa aligerada (Harmsen, 2005).....	35
Figura 5.7 Ensanche alternado y corrido en losas aligeradas (Ottazzi, 2016).....	38
Figura 5.8 Consideraciones para el corte del refuerzo (Ottazzi, 2016).....	39
Figura 5.9 Distribución final del refuerzo en la losa aligerada analizada.	40
Figura 6.1 Diagrama de momentos flectores de la losa maciza en la dirección X-X (ton.m/m)..	42
Figura 6.2 Diagrama de momentos flectores de la losa maciza en la dirección Y-Y (ton.m/m)..	42
Figura 6.3 Diagrama de fuerzas cortantes de la losa maciza en la dirección X-X (ton/m).	43
Figura 6.4 Diagrama de fuerzas cortantes de la losa maciza en la dirección Y-Y (ton/m).	43
Figura 6.5 Distribución final del refuerzo en la losa maciza analizada	46
Figura 7.1 Viga sísmica ubicada sobre el Eje A.....	48
Figura 7.2 Diagrama de momentos flectores debido a CM (ton.m).....	48
Figura 7.3 Diagrama de momentos flectores debido a CV (ton.m).....	49
Figura 7.4 Diagrama de momentos flectores debido a CS (ton.m).	49
Figura 7.5 Envolvente de diagramas de momentos flectores (ton.m).	49
Figura 7.6 Diagrama de fuerzas cortantes debido a CM (ton).....	49
Figura 7.7 Diagrama de fuerzas cortantes debido a CV (ton).....	49
Figura 7.8 Diagrama de fuerzas cortantes debido a sismo (ton).....	50
Figura 7.9 Envolvente de diagrama de fuerzas cortantes (ton).....	50
Figura 7.10 Secciones analizadas para el cálculo del refuerzo.....	51
Figura 7.11 Distribución de estribos 1er. tramo.....	54
Figura 7.12 Consideraciones para el corte del refuerzo (Ottazzi, 2016).....	57
Figura 7.13 Distribución de refuerzos en 1er. tramo de viga analizada	57
Figura 7.14 Vista en planta de la viga ubicada en el “eje D”	57

Figura 7.15 Diagrama de momento flector (ton.m)	58
Figura 7.16 Diagrama de fuerza cortante (ton)	58
Figura 7.17 Distribución de refuerzos de la viga analizada	61
Figura 8.1 Área tributaria de columna C-01	62
Figura 8.2 Diagrama de interacción Y-Y	64
Figura 8.3 Diagrama de interacción X-X.....	65
Figura 8.4 Armado típico de estribos en columna	70
Figura 8.5 Distribución de refuerzos de columna C-01.....	70
Figura 9.1 Placa analizada con distribución de refuerzo iniciales	71
Figura 9.2 Diagrama de interacción dirección más cargada.....	72
Figura 9.3 Profundidad del eje neutro “c“	73
Figura 9.4 Distribución final de refuerzos de placa analizada.....	77
Figura 10.1 Distribución de presiones en una zapata.....	78
Figura 10.2 Distribución de presiones usando Meyerhoof.....	79
Figura 10.3 Distribución de presiones usando Meyerhoof simplificado.....	80
Figura 10.4 Esquema para el diseño de una zapata por fuerza cortante.....	83
Figura 10.5 Esquema para el diseño de una zapata por punzonamiento	84
Figura 10.6 Esquema para el diseño de una zapata por flexión.....	85
Figura 10.7 Distribución final de refuerzos en zapata analizada.....	86
Figura 10.8 Vista en planta modelo de cimentaciones en software Safe.....	90
Figura 10.9 Envoltente positivo del DMF en vigas de cimentación.....	90
Figura 10.10 Envoltente negativo del DMF en vigas de cimentación.....	91
Figura 10.11 Verificación de presiones sin sismo considerando vigas de cimentación	91
Figura 10.12 Verificación de presiones con sismo considerando vigas de cimentación	92
Figura 10.13 Distribución final de refuerzos en viga de cimentación analizada.	92
Figura 11.1 Asignación de cargas últimas en el tramo de escalera en ton/m.....	94
Figura 11.2 Diagrama de fuerza cortante ton (izquierda) y momento flector ton.m (derecha)..	94
Figura 11.3 Distribución de refuerzos en escalera.....	94
Figura 12.1 Distribución de cargas asignadas al muro de cisterna (ton).....	95
Figura 12.2 Diagrama de fuerza cortante ton (izquierda) y diagrama de momento flector del muro ton.m (derecha).	96
Figura 12.3 Distribución final de los refuerzos del muro de la cisterna analizada.	97
Figura 13.1 Valores del coeficiente “m” de la norma E.070 albañilería.....	98

INDICE DE TABLAS

Tabla 1.1	Peso propio de losas aligeradas.....	4
Tabla 1.2	Factores de reducción de resistencia	5
Tabla 3.1	Predimensionamiento de losas aligeradas (Antonio Blanco Blasco).....	11
Tabla 3.2	Peralte mínimo de losas aligeradas para no verificar deflexiones	11
Tabla 3.3	Predimensionamiento de vigas peraltadas (A. Blanco).....	12
Tabla 3.4	Metrado de cargas para columna	13
Tabla 3.5	Metrado de cargas para columna considerando 1 ton/m ²	14
Tabla 4.1	Factores de zona “Z”	16
Tabla 4.2	Factores de suelo “S” Tabla 4.3 Periodos T _p y T _l	17
Tabla 4.4	Periodos de la estructura.....	17
Tabla 4.5	Categoría de las edificaciones y Factor Uso.	17
Tabla 4.6	Sistemas estructurales	18
Tabla 4.7	Modos de participación	19
Tabla 4.8	Modos de participación predominantes en X-X.....	20
Tabla 4.9	Modos de participación predominantes en Y-Y.....	20
Tabla 4.10	Cortante basal del análisis estático	21
Tabla 4.11	Modos y periodos – Análisis dinámico traslacional X-X.....	22
Tabla 4.12	Modos y periodos – Análisis dinámico traslacional Y-Y.....	22
Tabla 4.13	Deriva elástica e inelástica – Análisis dinámico traslacional X-X.....	22
Tabla 4.14	Deriva elástica e inelástica – Análisis dinámico traslacional Y-Y.....	23
Tabla 4.15	Cortante basal estático traslacional.....	23
Tabla 4.16	Cortante basal dinámico traslacional	24
Tabla 4.17	Fuerza cortante basal – Análisis estático.....	25
Tabla 4.18	Fuerza cortante basal – Análisis dinámico.....	25
Tabla 4.19	Factor de escala	25
Tabla 4.20	Deriva elástica e inelástica X-X.....	26
Tabla 4.21	Deriva elástica e inelástica Y-Y.....	26
Tabla 4.22	Porcentaje de cortante basal en muros estructurales y columnas X-X	27
Tabla 4.23	Porcentaje de cortante basal en muros estructurales y columnas Y-Y	27
Tabla 4.24	Irregularidad de rigidez – Piso blando X-X	28
Tabla 4.25	Irregularidad de rigidez – Piso blando Y-Y	28
Tabla 4.26	Irregularidad torsional X-X.....	30
Tabla 4.27	Irregularidad torsional Y-Y.....	30
Tabla 4.28	Comparativa de resultados X-X – Análisis traslacional y 3GDL	31

Tabla 4.29 Comparativa de resultados Y-Y – Análisis traslacional y 3GDL	31
Tabla 5.1 Diseño por flexión de losa aligerada	36
Tabla 5.2 Refuerzos mínimos y máximo de losa aligerada $h=0.25m$	37
Tabla 5.3 Diseño por cortante de losa aligerada.....	38
Tabla 5.4 Peraltes mínimos para no verificar deflexiones (RNE E.060).....	38
Tabla 6.1 Diseño por flexión de losa maciza	44
Tabla 6.2 Diseño por cortante de losa maciza Y-Y.....	45
Tabla 6.3 Peraltes mínimos para no verificar deflexiones.....	45
Tabla 7.1 Diseño por flexión de viga sísmica	51
Tabla 7.2 Momentos nominales en viga según acero colocado.....	52
Tabla 7.3 Peraltes mínimos para no verificar deflexiones.....	55
Tabla 7.4 Diseño por flexión de viga no sísmica	59
Tabla 7.5 Diseño por cortante de viga no sísmica.....	60
Tabla 8.1 Metrado de cargas para columna C-01	63
Tabla 8.2 Metrado de cargas para columna C-01 considerando $1 \text{ ton}/m^2$	63
Tabla 8.3 Cargas actuantes para la columna C-01.....	64
Tabla 8.4 Combinación de cargas sobre eje Y-Y (Pu, Mu y Vu)	64
Tabla 8.5 Combinación de cargas sobre eje X-X (Pu, Mu y Vu)	65
Tabla 8.6 Verificación por flexocompresión biaxial.....	66
Tabla 8.7 Calculo de la cortante proveniente del análisis por capacidad.....	67
Tabla 9.1 Cargas y combinaciones de carga la placa en estudio.....	72
Tabla 9.2 Verificación del límite dispuesto para V_n	76
Tabla 9.3 Diseño por fuerza cortante.....	76
Tabla 10.1 Cargas actuantes sobre zapata en estudio	80
Tabla 10.2 Diseño por flexión en zapata	85
Tabla 10.3 Diseño por flexión de viga de cimentación.....	91
Tabla 12.1 Diseño por flexión en muro de cisterna	96

Capítulo 1. Introducción

1.1 Descripción del proyecto

El presente proyecto tiene como objetivo el análisis y diseño estructural de un edificio de concreto armado ubicado en el distrito de Magdalena del Mar. El proyecto cuenta con siete pisos, el primer piso está destinado al ingreso, recepción y áreas comunes; los otros seis pisos típicos están destinados a oficinas.

Se ubica sobre un terreno rectangular de 732.5 m² de área, cuenta con 17.84 m de frente y 41.05 m de largo. Sin embargo, el área construida del proyecto es 3 955 m² (565 m² por piso). La altura total del edificio es 23.5m con una altura de entrepiso de 4.3m para el primer piso, y 3.2m del segundo al séptimo piso.

Para la circulación vertical cuenta con dos ascensores y dos escaleras. El almacenamiento de agua se hará sobre las placas donde descansa la escalera N°1 y una cisterna ubicada en el primer piso.

Las cimentaciones del presente proyecto constan de zapatas aisladas, zapatas conectadas y zapatas combinadas según el elemento estructural. El sistema estructural del proyecto se compone por muros de corte, columnas y vigas de concreto armado. Los techos están compuestos por losas aligeradas de 25 cm de espesor.

Para realizar el análisis y diseño estructural se tomaron en cuenta los criterios especificados en el Reglamento Nacional de Edificaciones (RNE). En primer lugar, el metrado de las cargas para cada elemento se realizó considerando los criterios de la norma de cargas E.020. En segundo lugar, para realizar el análisis estructural por cargas de gravedad y cargas sísmicas se utilizaron los softwares de cómputo ETABS y SAP. Cabe señalar que la norma utilizada para el análisis sísmico fue la E.030. En tercer lugar, el diseño en concreto armado de los elementos estructurales se realizó por el método de resistencia, según los criterios de la norma de concreto armado E.060.

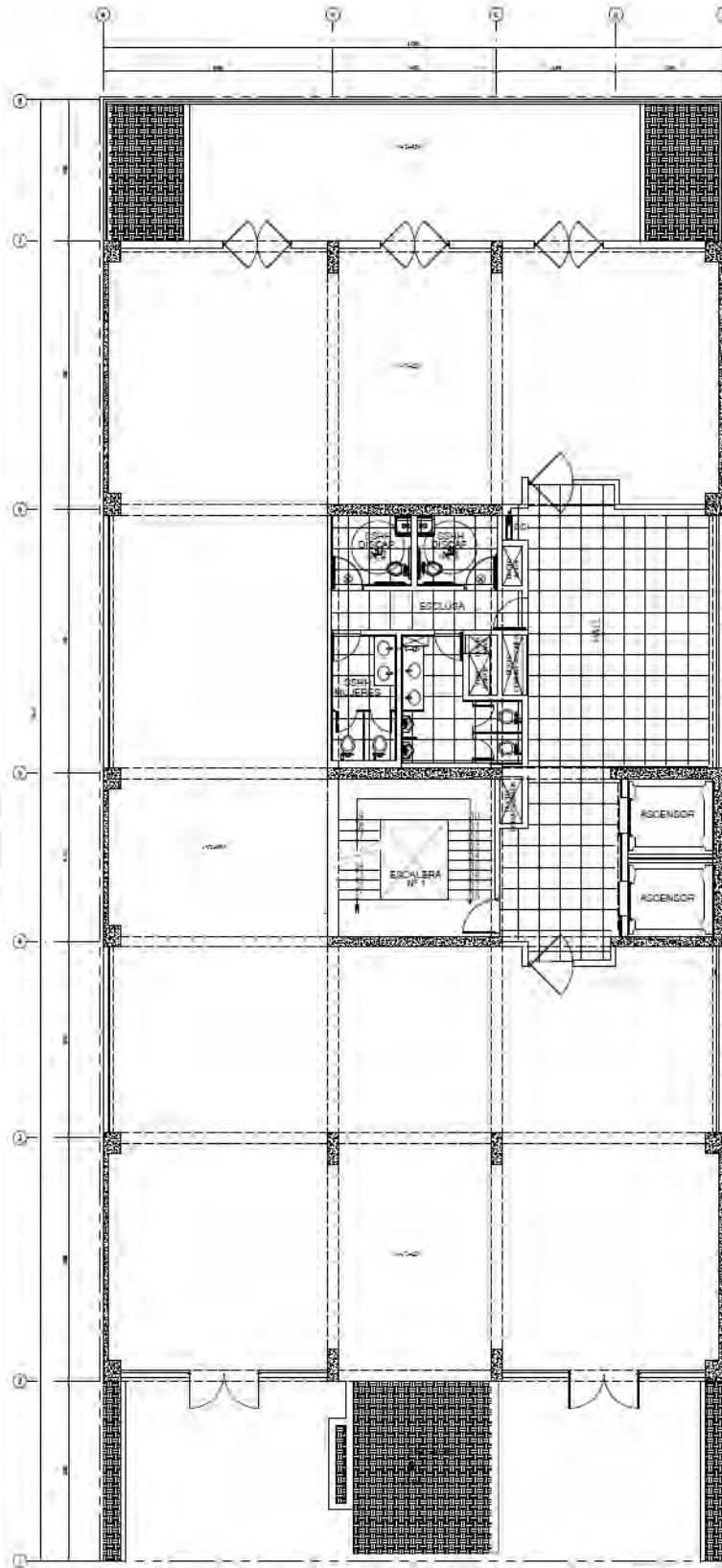


Figura 1.1 Arquitectura del primer piso.

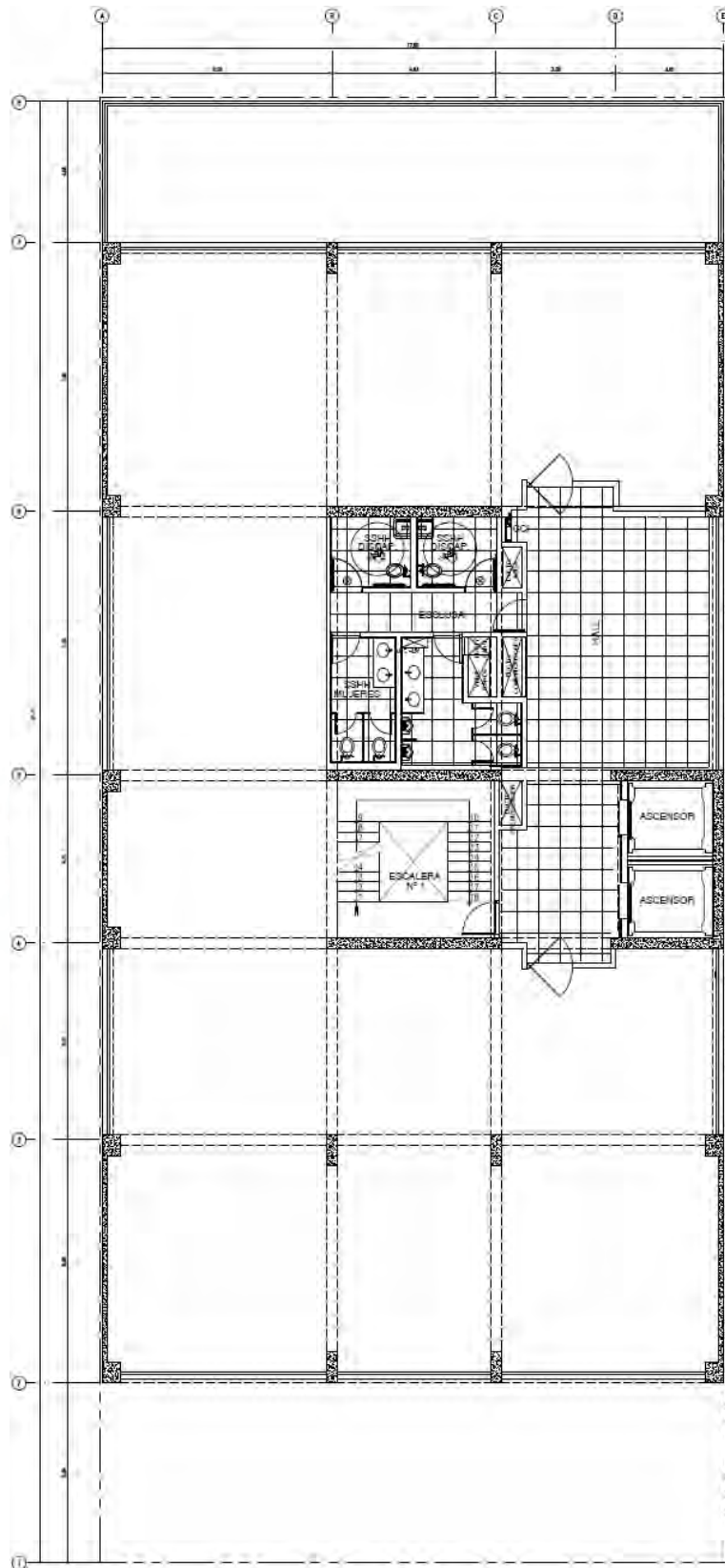


Figura 1.2 Arquitectura de piso típico.

1.2 Cargas de diseño

Las cargas utilizadas para el análisis y diseño del edificio son cargas de gravedad y cargas Sísmicas, las cuales están sujetas al RNE indicadas a continuación.

- E.020 Cargas : Cargas de gravedad
- E.030 Diseño sismorresistente : Cargas sísmicas
- E.060 Concreto armado : Combinaciones de cargas

Las cargas utilizadas en el análisis de este edificio son carga muerta, carga viva y carga de sismo. A continuación, se detallarán algunas consideraciones tomadas en cuenta.

1.2.1 Carga muerta

La norma E.020 del RNE establece una tabla en la cual se alude el peso propio de las losas aligeradas de diferente espesor. Cabe señalar que el piso terminado tendrá un espesor de 5 cm y el $f_c=210 \text{ kg/cm}^2$.

**Tabla 1.1 Peso propio de losas aligeradas
Con vigueta de 0.10 m de ancho y 0.40 m entre ejes.**

Espesor del aligerado (m)	Espesor de losa superior (m)	Peso propio (kg/m ²)
0.17	0.05	2,8 (280)
0.20	0.05	3,0 (300)
0.25	0.05	3,5 (350)
0.30	0.05	4,2 (420)

- Aligerado de 0.25m: 350 kg/m²
- Piso terminado: 100 kg/m²

1.2.2 Carga viva

La norma E.020 del RNE, en su acápite 6.1 establece las cargas mínimas vivas para los diferentes tipos de ocupación o uso.

Para oficinas:

- Oficinas y baños : 250 kg/m²
- Corredores y escaleras : 400 kg/m²
- Azotea : 100 kg/m²
- Tabiquería móvil (t/m) : 50 kg/m²

1.3 Método de diseño

Los elementos de concreto armado se diseñarán por medio del Método de Diseño por resistencia. Dicho método indica que las cargas y fuerzas actuantes se amplifican mediante factores que permiten tomar en cuenta la variabilidad de la resistencia y de los efectos que producen las cargas externas en la estructura. El acápite 9.2 de la norma E.060 mencionan las 5 Combinaciones a usar cuando adicionalmente a la carga muerta y viva se considera la carga sísmica. Con lo que se obtiene la resistencia requerida (U), es decir que se analiza la estructura en su etapa última. Estas combinaciones de carga son las siguientes:

- $U1 = 1.4CM + 1.7CV$
- $U2 = 1.25(CM + CV) + CS$
- $U3 = 1.25(CM + CV) - CS$
- $U4 = 0.9CM + CS$
- $U5 = 0.9CM - CS$

Donde:

CM: Carga muerta

CV: Carga viva

CS: Carga de sismo

Por otro lado, la resistencia de diseño (ϕR_n) de cada elemento debe tomarse como la resistencia nominal calculada de acuerdo a los requisitos y suposiciones de la norma E.060 multiplicadas por los factores de reducción de resistencia (según el tipo de sollicitación a la que esté sometido el elemento. Estos factores de reducción de resistencia se indican en el RNE en el acápite 9.3 de la norma E.060.

Tabla 1.2 Factores de reducción de resistencia

Sollicitación	Factor de Reducción (ϕ)
Flexión sin carga axial.	0.90
Flexión con carga axial de tracción.	0.90
Para cortante con o sin torsión.	0.85
Comprensión con o sin flexión.	
Elementos con espirales.	0.75
Elementos con estribos.	0.70

En conclusión, lo que se busca obtener para el diseño de los elementos estructurales es lo siguiente:

Resistencia de diseño (ϕR_n) \geq Resistencia requerida (U)

Donde:

R_n: Resistencia Nominal

1.4 Materiales empleados

1.4.1 Concreto

Vigas, Columnas, Placas, Cimentaciones y otros.

- Resistencia a la compresión (f'_c) : 210 kg/cm²
- Peso específico : 2400 kg/m³
- Módulo de elasticidad (E_c) : $15000 \sqrt{f'_c} = 217000 \text{ kg/cm}^2$
- Módulo de Poisson : 0,15

1.4.2 Acero de refuerzo

- Acero de refuerzo grado 60 (f'_y) : 4200 kg/cm²
- Módulo de elasticidad (E) : 2000000 kg/cm²

1.4.3 Tabiquería

- Albañilería ($e=0.15\text{m}$) : 1800 kg/m³

1.5 Normas empleadas

El análisis y diseño estructural del presente edificio cumple con lo indicado en las normas del Reglamento Nacional de Edificaciones (RNE).

- E.020 Cargas
- E.030 Diseño sismorresistente
- E.050 Suelos y cimentaciones
- E.060 Concreto armado

Capítulo 2. Estructuración

2.1 Introducción

La estructuración consiste en especificar la ubicación y las características de todos los elementos estructurales para que el edificio cumpla con los siguientes objetivos: economía, estética, funcionalidad y seguridad (tenga un buen comportamiento ante sollicitaciones de cargas de gravedad y de sismo durante su vida útil).

2.2 Criterios de estructuración

Cabe señalar que la estructuración no cuenta con una solución única, esta dependerá de los criterios del Ingeniero Responsable del proyecto. Sin embargo, existen buenas prácticas o criterios de estructuración recomendadas para estructuras sometidas a cargas sísmicas.

Es aconsejable que la estructuración sea lo más simple y limpia posible para que el modelo estructural se acerque lo más posible a la estructura real. Para obtener una estructura que tenga buen comportamiento ante sollicitaciones de cargas sísmicas y de gravedad, se recomienda los siguientes criterios.

2.2.1 Simplicidad y simetría

La experiencia indica que las estructuras más simples pueden predecir de una manera más adecuada el comportamiento sísmico de una estructura. Mientras más compleja sea una estructura se tiende a realizar simplificaciones que hacen que el modelo no tenga un comportamiento real. Por otro lado, se ha demostrado con el paso de los años que la falta de simetría produce efectos torsionales sumamente destructivos y difíciles de controlar.

El edificio analizado presenta una estructura bastante simple, sin embargo, la arquitectura ha condicionado que la estructura no sea totalmente simétrica.

2.2.2 Resistencia y ductilidad

Se debe garantizar que la estructura tenga una resistencia sísmica adecuada en por lo menos dos direcciones ortogonales, esto para poder asegurar el buen comportamiento de la estructura como de cada uno de sus elementos. Cabe señalar que la estructura debe ser dúctil para tener la capacidad de deformarse, y que se produzcan rótulas sobre elementos que contribuyan en menor proporción

la estabilidad de la estructura. El edificio analizado es rígido en ambas direcciones, pues en ambos sentidos están compuesto fundamentalmente por placas.

2.2.3 Hiperestaticidad y monolitismo

Se recomienda que las estructuras sean hiperestáticas. Ya que, al poseer más grados de libertad, permite la producción de más rótulas plásticas. Por ende, una mejor disipación de energía. El edificio analizado es hiperestático pues está compuesto por pórticos hiperestáticos en ambas direcciones.

2.2.4 Uniformidad y continuidad de la estructura

Se recomienda que la estructura sea continua en planta y elevación, esto con el objetivo de evitar concentración de esfuerzos. Por otro lado, se debe procurar que los elementos verticales se extiendan a lo largo de todos los pisos y que en caso se requiera eliminarlas, estas se realicen gradualmente. Todos los pisos del edificio analizado cuentan con similar distribución de elementos estructurales. Sin embargo, según el análisis lo permita se podría reducir las secciones de los elementos verticales gradualmente piso a piso.

2.2.5 Rigidez lateral

Para que en una estructura se generen menores deformaciones horizontales será necesario suministrarla de elementos estructurales que aporten rigidez lateral. Cabe señalar, que los desplazamientos horizontales de una estructura están directamente relacionados con el daño que estas sufren. Tomando en cuenta este criterio, la estructura está compuesta por placas y columnas distribuidas convenientemente en ambas direcciones, de tal manera que la estructura cumpla con las derivas máximas exigida por la norma y se genere menor torsión.

2.2.6 Existencia de diafragmas rígidos

Para realizar el análisis en una estructura, se considera como hipótesis la existencia de una losa infinitamente rígida en su Plano. Esto con el objetivo de que todos los puntos de un mismo piso se desplacen uniformemente. De esta manera las fuerzas horizontales se pueden distribuir en columnas y placas de acuerdo a su rigidez lateral en ambos sentidos.

2.2.7 Influencia de elementos no estructurales

Los elementos no estructurales tales como parapetos y/o muros de albañilería desempeñan una función positiva de amortiguamiento dinámico en las estructuras, debido a que al agrietarse disipan energía sísmica. Sin embargo, cuando estos elementos no son tomados en cuenta en los modelos matemáticos, distorsionan el comportamiento real de la estructura. El edificio analizado no ha considerado la influencia de elementos no estructurales, pues estos serán aislados de columnas y placas en ambas direcciones.

2.3 Tipos y dirección del techo

Como primera instancia para el proceso de estructuración, se decidió el tipo de techado que se usará en la edificación. Se decidió utilizar losas aligeradas unidireccionales para reducir el peso en todos los techos a excepción de las zonas de baños, donde se utilizará losas macizas armadas en dos direcciones. Respecto a la dirección de las losas aligeradas, se optó por colocarlas en el sentido más corto, paralelas al eje X-X.

2.4 Estructuración eje X-X

La dirección X-X está conformado por 6 pórticos, 3 de estos pórticos están formados por placas y los otros 3 por columnas. Los ejes 4, 5 y 6 son aquellos donde se ubicarán los muros largos que rigidicen la dirección X-X. Cabe señalar que se ubicaron las placas con el objetivo de mantener la estructura simétrica y evitar tener irregularidades por torsión. Esto fue corroborado luego de realizar el modelamiento tridimensional.

2.5 Estructuración eje Y-Y

La dirección Y-Y está formada por 4 ejes. Sin embargo, se optó por ubicar las placas en los laterales. Esto permitió que la estructura sea simétrica y no sea castigada por irregularidades. Los pórticos de esta dirección son los que recogen las cargas de las losas, llamado pórticos principales.

A continuación, se muestra la vista en planta del techo típico.

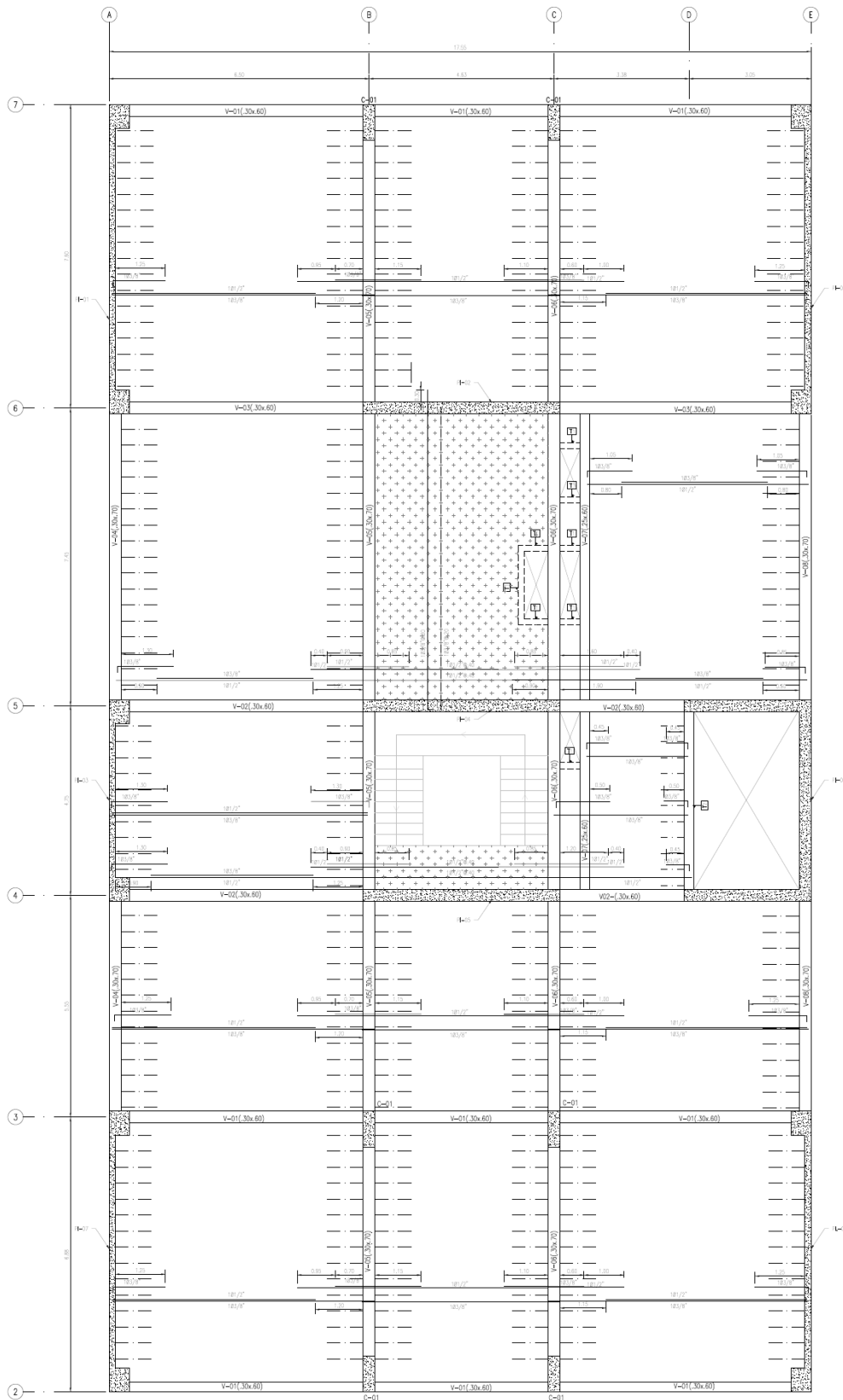


Figura 2.1 Estructura de piso típico.

Capítulo 3. Predimensionamiento

3.1 Introducción

El predimensionamiento consiste en determinar posibles dimensiones de los elementos estructurales según recomendaciones basadas en la experiencia, práctica ingenieril, o debido a limitaciones arquitectónicas. Estas serán verificadas durante el diseño final de cada elemento.

3.2 Predimensionamiento de losas aligeradas.

Para esta edificación usaremos viguetas aligeradas como techo. Para poder uniformizar, la dirección de todas las viguetas será sobre aquella de menor luz (paralela a la fachada).

Para el dimensionamiento de los peraltes de los aligerados se considerará criterios planteados en el libro de concreto armado del ingeniero Antonio Blanco Blasco.

Tabla 3.1 Predimensionamiento de losas aligeradas (Antonio Blanco Blasco)

Peralte (h)	Luces
17 cm	Luces menores de 4 metros
20 cm	Luces comprendidas entre 4 y 5.5 metros
25 cm	Luces comprendidas entre 5 y 6.5 metros
30 cm	Luces comprendidas entre 6 y 7.5 metros

Donde h expresa la altura o espesor de la losa aligerada, por tanto, incluye los 5 cm de losa superior y el espesor del ladrillo del techo, los ladrillos serán de 12, 15, 20 y 25 cm. Valido para aligerados en una dirección, que tengan sobrecargas normales del orden máximo de 300 a 350 kg/m².

Para nuestra estructura la sobrecarga típica será 250 de kg/m². Por lo tanto, estamos cumpliendo los requerimientos. Además, de acuerdo al artículo 10.4.1 de la norma E.0.60, no se verificarán deflexiones si el peralte es mayor que la luz mayor entre 25, por lo tanto, tenemos:

Tabla 3.2 Peralte mínimo de losas aligeradas para no verificar deflexiones

Paño (Ejes)	Luz libre dirección Techado (m)	Peralte h/25 (cm)
AB	6.20 m	24.80 cm
BC	4.33 m	17.32 cm
CD	3.10 m	12.40 cm
CE	6.13 m	24.52 cm

Por lo tanto, de acuerdo a los criterios mencionados tendríamos que usar losas con peraltes de 25 cm, así ya no se verificará por deflexiones.

3.3 Predimensionamiento de vigas

3.3.1 Predimensionamiento de vigas peraltadas

Para el predimensionamiento de vigas tomaremos las siguientes consideraciones:

$h > luz/12$ y $h < l/10$ (para cargas verticales)

El ancho se recomienda que esté comprendido entre 0.3 y 0.5 h.

Donde h = peralte de la viga

Además, teniendo en cuenta las dimensiones usuales de vigas señaladas en el libro del Ingeniero Antonio Blanco Blasco:

Tabla 3.3 Predimensionamiento de vigas peraltadas (A. Blanco)

Luz	Dimensión
≤ 5.5 m	25x50, 30x50
≤ 6.5 m	25x60, 30x60, 40x60
≤ 7.5 m	25x70, 30x70, 40x70, 50x70
≤ 8.5 m	30x75, 40x75, 30x80, 40x80
≤ 9.5 m	30x85, 30x90, 40x85, 40x90

En la dirección Y-Y, el edificio en análisis tiene luces de: 5.22, 5.25, 4.45, 7.15 y 6.65 metros. Por lo tanto, se optó por vigas de 0.70x0.30m, para uniformizar el ancho de viga se utilizó el espesor de las placas.

En la dirección X-X, el edificio tiene luces de 5.85, 4.33, 5.78 y 3.10 metros. Se optó por vigas de 0.60x0.30m. Así también se utilizaron vigas de 0.25x0.60m en vigas que no formaban pórticos sísmicos.

La norma E.060 en su acápite 9.6, dice que la condición para no verificar las deflexiones en una viga, el peralte debe ser mayor o igual que el dieciseisavo de la luz libre.

- $L_{yy}: 7.15/16 = 0.447 \text{ m.} \geq 0.70$
- $L_{xx}: 5.85/16 = 0.365 \text{ m.} \geq 0.60$

3.4 Predimensionamiento de columnas

Las columnas son elementos sometidos a flexocompresión y cortante. En nuestro caso el diseño por corte y los momentos en la columna son menos importante porque las placas van absorber casi en su totalidad las fuerzas sísmicas del edificio. Nuestra edificación cuenta con muros de corte en las dos direcciones. Por tanto, la rigidez y la resistencia lateral van a estar principalmente controladas por los muros. Para dimensionar las columnas se utilizará lo siguiente.

$$\text{Area de columna interior} = \frac{P_{serv}}{0.45 \times f'_c}$$

$$\text{Area de columna exterior} = \frac{P_{serv}}{0.35 \times f'_c}$$

A continuación, se realizará el metrado de cargas en servicio de la columna interior C-01

Tabla 3.4 Metrado de cargas para columna

Resumen de cargas				
Piso	Peso por piso (kg)		P acumulado (kg)	
	Pcm	Pcv	Pcm	Pcv
7	20837.7	2961.4	20837.7	2961.4
6	22318.4	7404.8	43156.1	10366.2
5	22318.4	7404.8	65474.5	17771
4	22318.4	7404.8	87792.9	25175.8
3	22318.4	7404.8	110111.3	32580.6
2	22318.4	7404.8	132429.7	39985.4
1	25752	8544	158181.7	48529.4
			Sumatoria	206711.1

Por lo tanto, luego de realizar el metrado de cargas para la columna analizada se tiene que, esta soporta 206.711 ton debido a cargas de servicio.

Sin embargo, se puede tomar en cuenta una densidad de peso =1 ton/m².

- El área de tributaria de la columna más cargada es 32.85 m², por lo tanto, se tiene:
- Area de columna interior = $\frac{32.85 \times 7}{0.45 \times 210} = 2433.33 \text{ cm}^2$
- Se puede adoptar columna de 30x85 cm. Sin embargo, con el objetivo de reducir las luces de las vigas se optará por columnas de 30x90 cm.
- Para las otras columnas menos cargadas se optará por las mismas dimensiones, esto con el objetivo de disminuir las luces en las vigas.

Tabla 3.5 Metrado de cargas para columna considerando 1 ton/m²

Piso	Área tributaria (m ²)	Peso por área (ton/m ²)	Peso total (ton)
7	32.85	1	32.85
6	32.85	1	32.85
5	32.85	1	32.85
4	32.85	1	32.85
3	32.85	1	32.85
2	32.85	1	32.85
1	32.85	1	32.85
Sumatoria			229.95

3.5 Predimensionamiento de placas

Las placas al igual que las columnas están sometidas a esfuerzos de flexocompresión y cortante.

Se colocan en las edificaciones para dar rigidez lateral y absorber las fuerzas del sismo. Se trató de ubicarlas de manera simétrica de tal forma que no originen problemas de torsión en el edificio. Según la norma E.060 en su artículo 21.9.3.2, indica que las placas no pueden tener espesor menor a 1/25 la altura de los elementos que lo arriostran ni menor a 15 cm de espesor. Sin embargo, se consideran placas de 15 cm de espesor en el caso de edificios de pocos pisos y de 20, 25 ó 30 cm conforme aumentemos el número de pisos. Es necesario indicar, que en edificios con muros de ductilidad limitada se puede considerar placas de 10cm.

Para el caso de la edificación analizada, la altura libre de entrepiso es 3.20 m.

$$e_{\min} = \frac{3.20}{25} = 12.8\text{cm}$$

En el eje paralelo al eje Y-Y, se cuenta con de longitud considerable que aportan bastante rigidez a la estructura, se tomará un espesor inicial de 15 cm en las placas que no forman parte de los ascensores. En el caso de las placas del ascensor, se optará inicialmente por considerar placas de 30 cm, para el montaje de los elementos mecánicos del ascensor.

En el eje paralelo al eje X-X, se tomará un espesor inicial de 30 cm considerando el ancho de las vigas y también debido a la poca longitud de placas que se cuenta en esta dirección.

Capítulo 4. Análisis sísmico

4.1 Introducción

Nuestro país se encuentra en una zona altamente sísmica, por lo tanto, es importante que el edificio a analizar tenga la capacidad de resistir fuerzas producidas por fenómenos sísmicos. Esto con el objetivo de garantizar que no ocurra el colapso de la misma, así evitar pérdida de vidas.

El análisis sísmico permitirá conocer el comportamiento de la estructura durante la presencia de un sismo. De esta manera se podrá conocer los periodos de vibración de la estructura, la fuerza cortante basal del edificio, las fuerzas horizontales y los esfuerzos producidos por estos.

Cabe señalar que se siguieron las pautas establecidas en la norma E.030 del diseño sismorresistente para garantizar un buen comportamiento de la estructura.

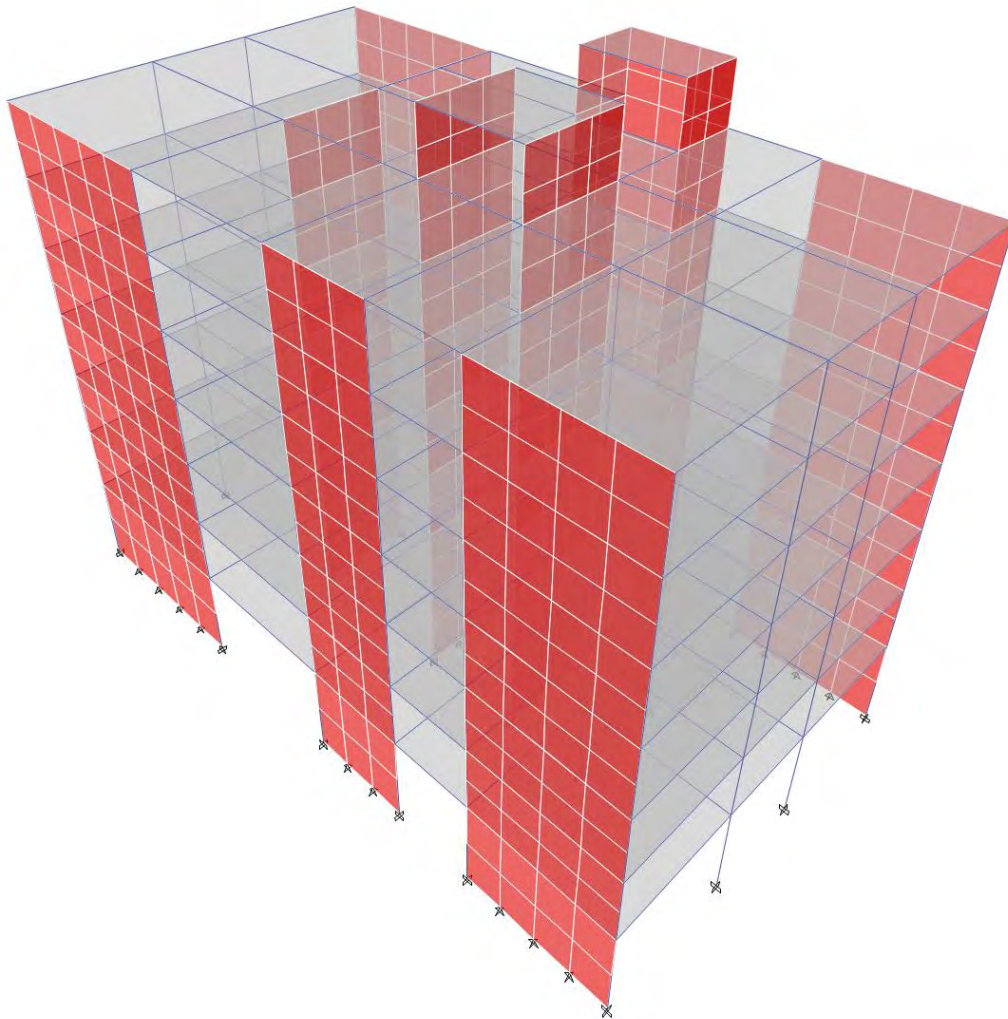


Figura 4.1 Modelo pseudotridimensional realizado en el programa ETABS

4.2 Parámetros sísmicos

4.2.1 Factor de zonificación (Z)

El proyecto se encuentra ubicado en la ciudad de Lima, pertenece a la zona de clasificación

4. Por lo tanto, debido a su alto índice de sismicidad tendrá un factor de zona igual a 0.45.



Figura 4.2 Modelo pseudotridimensional realizado en el programa ETABS

Tabla 4.1 Factores de zona “Z”

Tabla N.º 1 Factores de zona “Z”	
Zona	Factor
4	0.45
3	0.35
2	0.25
1	0.1

4.2.2 Condiciones geotécnicas (S, T_P y T_L)

El edificio tendrá la cimentación sobre la grava típica del suelo de la ciudad de Lima. Utilizando la tabla 3 de la norma E.030 “DISEÑO SISMORRESISTENTE” este tipo de suelo corresponde al S1, el factor S es igual a 1. Además, el Periodo del suelo (T_p) correspondiente a este es 0.4 seg. ver tabla 4.3

Tabla 4.2 Factores de suelo “S”

Factor de suelo “S”				
Suelo	S ₀	S ₁	S ₂	S ₃
Z ₄	0.8	1.00	1.05	1.10
Z ₃	0.8	1.00	1.15	1.20
Z ₂	0.8	1.00	1.20	1.40
Z ₁	0.8	1.00	1.60	2.00

Tabla 4.3 Periodos T_p y T_L

Periodos de "T _p " y "T _L "				
	Perfil de suelo			
	S ₀	S ₁	S ₂	S ₃
T _p	0.3	0.40	0.60	1.00
T _L	3.0	2.50	2.00	1.60

4.2.3 Factor de amplificación sísmica “C”

Este factor se define respecto a las características del lugar donde se construirá el edificio, se interpreta como el factor de amplificación de la respuesta estructural respecto a la aceleración del suelo. Este factor depende del periodo de la estructura.

$$C=2.5 \quad T < T_p$$

$$C=2.5 \times \frac{T_p}{T} \quad T_p < T < T_L$$

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

Tabla 4.4 Periodos de la estructura

Caso	Modo	Periodo (s)	UX	UY	Cxx	Cyy
Modal	1	0.61	71.8%	0.1%	1.64	-
Modal	2	0.44	1.7%	16.4%	-	-
Modal	3	0.36	0.1%	57.9%	-	2.5

4.2.4 Categoría de edificación: Factor de uso “U”

De acuerdo a la categoría del edificio se le asigna un factor de uso a la estructura. Este es un proyecto de oficinas, por lo tanto, pertenece a la categoría C (edificaciones comunes). Tendrá un factor de uso igual a 1.0.

Tabla 4.5 Categoría de las edificaciones y Factor Uso.

Categoría de las edificaciones y Factor de uso		
Categoría		Factor U
A	Edificaciones Esenciales	1.5
B	Edificaciones Importantes	1.3

C	Edificaciones Comunes	1
D	Edificaciones Temporales	En estas edificaciones se provee resistencia y rigidez adecuadas para acciones laterales, a criterio del proyectista.

4.2.5 Sistema estructural y coeficiente de reducción sísmica (R):

Este parámetro es la reducción de la fuerza sísmica, su valor depende de la ductilidad de la estructura. La norma E.030 en la tabla 07, presenta diferentes valores de R dependiendo del sistema estructural del proyecto. Para empezar el análisis, previa inspección visual, se asumirá el valor de coeficiente de reducción $R_0=6$. Sin embargo, dicho valor será verificado en el capítulo 5.5.4.

Tabla 4.6 Sistemas estructurales

Sistemas estructurales	
Sistema Estructural	Coficiente Básico de Reducción R_0 (*)
Acero:	
Pórticos Especiales Resistentes a Momentos (SMF)	8
Pórticos Intermedios Resistentes a Momentos (IMF)	5
Pórticos Ordinarios Resistentes a Momentos (OMF)	4
Pórticos Especiales Concéntricamente Arriostrados (SCBF)	7
Pórticos Ordinarios Concéntricamente Arriostrados (OCBF)	4
Pórticos Excéntricamente Arriostrados (EBF)	8
Concreto Armado:	
Pórticos	8
Dual	7
De muros estructurales	6
Muros de ductilidad limitada	4
Albañilería Armada o Confinada.	3
Madera (Por esfuerzos admisibles)	7

4.3 Modelo estructural

El análisis sísmico se realizó en el programa ETABS 16.1, el cual nos permitió realizar un modelo tridimensional, conformado por pórticos interconectados los cuales tenían desplazamientos compatibles gracias a los diafragmas rígidos existentes en cada piso de la estructura. La estructura está compuesta fundamentalmente por pórticos de concreto armado, los cuales en su mayoría son de muros estructurales. Para el análisis, las propiedades del concreto fueron los siguientes:

- Módulo de elasticidad $E = 2.2 \times 10^6 \text{ ton/m}^2$
- Módulo de poisson $\gamma = 0.15$
- Módulo de corte $\gamma = 9.5 \times 10^5 \text{ ton/m}^2$

La masa de cada piso se ubicó en el centro de masa, el edificio no es totalmente simétrico, por lo tanto, el centro de masa de cada piso no coincide con el centro de Rigidez.

Cabe señalar, que hay porciones de viga se consideró como brazo rígido, específicamente el segmento que existe entre el eje del muro o columna y el extremo de estos. Esta porción de viga se modelo con un módulo de elasticidad 100 veces mayor al módulo del concreto. A continuación, se mostrará la vista en planta de la estructura, en ella se podrá observar la estructuración final del edificio.

4.4 Peso del Edificio

La norma establece que el peso de la estructura se hallara sumando a la carga muerta cierto porcentaje de la carga viva, este porcentaje dependerá de la categoría a la cual pertenezca la estructura. El edificio es de oficinas (categoría C), la norma establece que el porcentaje de carga viva añadida será del 25%. El programa ETABS considera un peso sísmico de 3495.7 ton.

4.5 Análisis modal

Es importante señalar que el análisis modal no depende de las cargas aplicadas al edificio, este solo depende de la estructuración y rigidez de la estructura. Por ello, se recomienda realizar el análisis modal previamente al análisis sísmico para identificar el comportamiento de los modos principales de vibración con sus respectivos periodos. Se consideraron tres modos en cada piso, llegando a colocar en total 21 modos.

En cada dirección se considerarán aquellos modos de vibración cuya suma de masas efectivas sea por lo menos el 90 % de la masa total, pero deberá tomarse en cuenta por lo menos los tres primeros modos predominantes en la dirección de análisis. El modo predominante en la dirección X-X es el Modo 1 con un periodo de 0.61 s. Sin embargo, en la dirección Y-Y el modo fundamental es el Modo 3 de periodo 0.36s.

Tabla 4.7 Modos de participación

Caso	Modo	Periodo	Participación X-X	Participación Y-Y
		(s)	(%)	(%)
Modal	1	0.61	71.8%	0.1%
Modal	2	0.44	1.7%	16.4%
Modal	3	0.36	0.1%	57.9%
Modal	4	0.19	0.0%	1.3%
Modal	5	0.15	16.9%	0.0%

Modal	6	0.11	0.6%	3.2%
Modal	7	0.09	0.0%	16.6%
Modal	8	0.07	5.5%	0.0%
Modal	9	0.05	0.3%	0.7%
Modal	10	0.04	0.1%	3.2%
Modal	11	0.04	1.8%	0.5%
Modal	12	0.03	0.0%	0.6%
Modal	13	0.03	0.2%	0.0%
Modal	14	0.03	0.6%	0.0%
Modal	15	0.03	0.0%	1.0%
Modal	16	0.03	0.2%	0.0%
Modal	17	0.02	0.2%	0.1%
Modal	18	0.02	0.1%	0.2%
Modal	19	0.02	0.1%	0.1%
Modal	20	0.02	0.0%	0.1%
Modal	21	0.01	0.0%	0.0%

A continuación, se muestra los tres primeros modos de vibración predominantes en cada dirección.

Tabla 4.8 Modos de participación predominantes en X-X

Modos Predominantes X-X			
Caso	Modo	Periodo	Participación X-X
		(s)	(%)
Modal	1	0.61	71.8%
Modal	5	0.15	16.9%
Modal	8	0.07	5.5%

Tabla 4.9 Modos de participación predominantes en Y-Y

Modos Predominantes Y-Y			
Caso	Modo	Periodo	Participación Y-Y
		(s)	(%)
Modal	2	0.44	16.4%
Modal	3	0.36	57.9%
Modal	7	0.09	16.6%

Se puede verificar que la sumatoria de las masas participantes sobrepasa el 90%.

4.6 Análisis estático

4.6.1 Introducción

Según el artículo 18, el análisis estático o fuerzas estáticas equivalentes, consiste en representar las sollicitaciones sísmicas mediante fuerzas horizontales aplicadas en el centro de masa de cada piso de la edificación. Cabe señalar, que este método solo puede ser aplicado en estructuras regulares e irregulares ubicadas en la zona 1. Respecto a las otras zonas, este método será aplicado solo si la estructura es regular. Además, la estructura no deberá tener una altura mayor a 30m en estructuras con muros portantes de concreto armado y 15m de altura en estructuras de albañilería armada o confinada. La fuerza cortante total en la base de la estructura, se determinó usando la expresión dada por la norma E.030 en su capítulo 28.2.

$$V = \frac{ZUCS}{R} \times P$$

Cabe resaltar que el valor de C/R no se debe considerar menor que 0.11.

$$\frac{C}{R} \geq 0.11$$

4.6.2 Cortante basal estática

Con los parámetros anteriores se puede calcular la cortante basal en cada sentido.

Tabla 4.10 Cortante basal del análisis estático

	SISMO X-X	SISMO Y-Y
Z	0.45	0.45
U	1.00	1.00
S	1.00	1.00
TP	0.40	0.40
TL	2.50	2.50
T	0.61	0.36
C	1.64	2.50
Ro	6.00	6.00
la	1.00	1.00
lp	1.00	1.00
R	6.00	6.00
C/R	0.27	0.42
ZUSC/R	0.12	0.19
P(ton)	3498.67	3498.67
V(ton)	430.16	656.00

4.7 Análisis dinámico traslacional

Para realizar este análisis se restringe los grados de libertad en las direcciones perpendiculares al análisis. Los resultados de dicho análisis se muestran a continuación.

4.7.1 Modos y frecuencias

Tabla 4.11 Modos y periodos – Análisis dinámico traslacional X-X

Modos Predominantes X-X			
Caso	Modo	Periodo	Participación X-X
		(s)	(%)
Modal	1	0.60	0.74
Modal	2	0.15	0.18
Modal	3	0.06	0.06

Tabla 4.12 Modos y periodos – Análisis dinámico traslacional Y-Y

Modos Predominantes Y-Y			
Caso	Modo	Periodo	Participación Y-Y
		(s)	(%)
Modal	1	0.37	0.73
Modal	2	0.16	0.01
Modal	3	0.09	0.20

Se puede observar que la sumatoria de masas participativas en las dos direcciones sobrepasa el 90%.

4.7.2 Desplazamientos laterales

Tabla 4.13 Deriva elástica e inelástica – Análisis dinámico traslacional X-X

Piso	Carga	Deriva elástica	Deriva elástica x 0.75R
		(%)	(%)
7	Sismo X	0.77	3.44
6	Sismo X	0.81	3.64
5	Sismo X	0.84	3.76
4	Sismo X	0.83	3.72
3	Sismo X	0.76	3.42
2	Sismo X	0.62	2.77
1	Sismo X	0.31	1.39

Tabla 4.14 Deriva elástica e inelástica – Análisis dinámico traslacional Y-Y

Piso	Carga	Deriva elástica	Deriva elástica x 0.75R
		(‰)	(‰)
7	Sismo Y	0.56	2.53
6	Sismo Y	0.58	2.62
5	Sismo Y	0.58	2.62
4	Sismo Y	0.56	2.50
3	Sismo Y	0.50	2.23
2	Sismo Y	0.40	1.79
1	Sismo Y	0.22	1.01

Se puede concluir que las derivas del análisis traslacional son menores que las dadas en el análisis dinámico considerando tres grados de libertad.

4.7.3 Fuerzas cortantes estáticas

Considerando los periodos analizados en el ítem 5.7.1. se tiene la siguiente tabla para calcular la fuerza cortante de la estructura.

Tabla 4.15 Cortante basal estático traslacional

	SISMO X	SISMO Y
Z	0.45	0.45
U	1.00	1.00
S	1.00	1.00
TP	0.40	0.40
TL	2.50	2.50
T	0.60	0.31
C	1.68	2.50
Ro	6.00	6.00
la	1.00	1.00
lp	1.00	1.00
R	6.00	6.00
C/R	0.28	0.42
ZUSC/R	0.13	0.19
P(ton)	3498.67	3498.67
V(ton)	439.53	656.00

4.7.4 Fuerzas cortantes dinámicas

Tabla 4.16 Cortante basal dinámico traslacional

	Vdinámico (ton)
Sismo traslacional X	357.02
Sismo traslacional Y	625.79

4.8 Análisis dinámico considerando los 3 grados de libertad (3GDL)

El análisis dinámico se caracteriza por ser un procedimiento más completo para el análisis sísmico. Este procedimiento, a diferencia del estático, puede ser aplicado a cualquier estructura. La norma E.030 indica que el análisis dinámico puede ser realizado mediante dos procedimientos, el primero mediante procedimiento de superposición espectral y el segundo mediante el análisis tiempo historia. En el caso de edificios clasificados como comunes se puede utilizar cualquiera de los procedimientos mencionados anteriormente. Sin embargo, es obligatorio realizar el análisis de tiempo historia en edificios importantes y esenciales. El edificio analizado actualmente, según el artículo 15 de la norma E.030, se clasifica como edificación común.

Según, el capítulo 29.5 de la norma E.030 indica se tiene que considera una excentricidad accidental del 5% de la dimensión del edificio en la dirección perpendicular a la aplicación de la fuerza en cada piso. Por otro lado, se requiere que la excentricidad accidental considerada sea la más crítica.

4.8.1.1 Aceleración espectral

En cada dirección se utilizó un espectro inelástico de pseudoaceleración utilizando la siguiente función:

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

Para poder hallar la respuesta máxima esperada que correspondiente al conjunto de los diferentes modos de vibración empleados se utilizara la combinación cuadrática completa de los valores para cada modo. Solo se considerará los modos de vibración en los cuales las masas efectivas sean de por lo menos el 90% de la estructura.

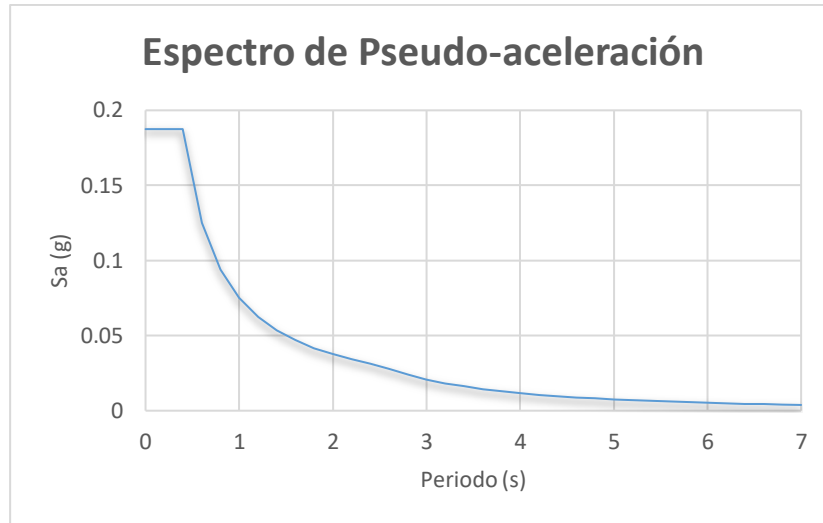


Figura 4.3 Espectro de pseudoaceleración.

4.8.1.2 Fuerza cortante en la base “V”

La fuerza cortante mínima en la base no deberá ser menor que el 80% de la fuerza basal estática, en caso la estructura sea regular ni menor que el 90% para estructuras irregulares. En caso no se pueda cumplir el punto anterior, se procede a escalar todos los resultados excepto los desplazamientos.

Tabla 4.17 Fuerza cortante basal – Análisis estático.

Carga	Tipo	Dirección	Peso sísmico (ton)	Cortante basal (ton)
Sismo X	Estático	X-X	3498.67	430.16
Sismo Y	Estático	Y-Y	3498.67	656.00

Tabla 4.18 Fuerza cortante basal – Análisis dinámico.

Carga	Tipo	Dirección	Peso sísmico (ton)	Cortante basal (ton)
Sismo X	Dinámico	X-X	3498.67	334.17
Sismo Y	Dinámico	Y-Y	3498.67	417.58

Tabla 4.19 Factor de escala

	Sismo X	Sismo Y
V estático	430.16	656.00
80% V estático	344.27	524.80
V dinámico	334.17	417.58
Factor	1.03	1.26

4.8.1.3 Desplazamientos laterales

Para calcular los desplazamientos elásticos de entrepiso, se utilizó el programa ETABS. Según lo indicado en la norma E.030, Para estructuras regulares, los desplazamientos inelásticos se calculan multiplicando por 0.75R los desplazamientos elásticos. Para estructuras irregulares, los desplazamientos inelásticos se calculan multiplicando por 0.85 R los desplazamientos elásticos.

Tabla 4.20 Deriva elástica e inelástica X-X

Piso	Carga	Deriva elástica	Deriva elástica x 0.75R
		(‰)	(‰)
7	Sismo X	0.78	3.83
6	Sismo X	0.83	4.11
5	Sismo X	0.86	4.31
4	Sismo X	0.85	4.33
3	Sismo X	0.78	4.09
2	Sismo X	0.64	3.47
1	Sismo X	0.33	1.95

Tabla 4.21 Deriva elástica e inelástica Y-Y

Piso	Carga	Deriva elástica	Deriva elástica x 0.75R
		(‰)	(‰)
7	Sismo Y	0.60	2.72
6	Sismo Y	0.63	2.81
5	Sismo Y	0.63	2.81
4	Sismo Y	0.60	2.68
3	Sismo Y	0.53	2.39
2	Sismo Y	0.43	1.93
1	Sismo Y	0.24	1.09

La estructura cumple con los requerimientos de la norma, pues la distorsión es menor que 7 ‰, deriva máxima para estructuras de concreto armado.

4.8.2 Verificación del sistema estructural y coeficiente de reducción sísmica (R):

Inicialmente se realizó una inspección visual de la estructuración y se asumió valores de $R=6$ en ambos sentidos. Este parámetro es la reducción de la fuerza sísmica, su valor depende de la ductilidad de la estructura. El sistema estructural en la dirección X e Y es de muros estructurales de concreto armado, pues el sistema de resistencia sísmica está conformado por muros estructurales que resisten más del 97% de la cortante basal.

En la dirección X-X, las placas absorben el 97.71% del cortante de entrepiso; mientras que en la dirección Y-Y las columnas absorben el 99.18%.

Tabla 4.22 Porcentaje de cortante basal en muros estructurales y columnas X-X

Dirección X-X		
Elemento	Cortante basal (ton)	Cortante basal (%)
Muro estructural	336.37	97.71
Columna	7.9	2.29
Cortante basal	344.27	

Tabla 4.23 Porcentaje de cortante basal en muros estructurales y columnas Y-Y

Dirección Y-Y		
Elemento	Cortante basal (ton)	Cortante basal (%)
Muro estructural	520.5	99.18
Columna	4.3	0.82
Cortante basal	524.8	

Finalmente se concluye que el edificio es de muros estructurales, pues los muros estructurales absorben más que el 70% de la cortante basal. Esto, según lo indicado en el artículo 16 de la norma E.030 del RNE

4.8.3 Irregularidades en la estructura

4.8.3.1 Irregularidades en altura

Irregularidad de rigidez – Piso blando

Según la tabla N°8 de la norma E.030, existirá irregularidad por piso blando en el análisis si en un entrepiso la rigidez lateral es menor que 70% de la rigidez lateral del entrepiso inmediato superior, o es menor que 80% de la rigidez lateral promedio de los tres niveles superiores adyacentes. En las siguientes tablas se muestra los análisis de rigideces laterales de entrepiso, las cuales se calcularon dividiendo la fuerza cortante de entre piso entre los desplazamientos relativos.

Tabla 4.24 Irregularidad de rigidez – Piso blando X-X

Dirección X-X				
Piso	V _x (ton)	Desp. CM (m)	Desp. CM _i (m)	
7	99.05	0.016527	0.00231	
6	167.70	0.014217	0.002504	
5	218.27	0.011713	0.002645	
4	259.25	0.009068	0.002685	
3	293.61	0.006383	0.002555	
2	320.93	0.003828	0.002183	
1	344.27	0.001645	0.001645	
Piso	Rigidez Lateral ton/m	$0.7 \times Klat_{i+1}$	$0.8 \times \left[\frac{Klat_{i+1} + Klat_{i+2} + Klat_{i+3}}{3} \right]$	Condición
7	42880.78			
6	66970.97	30016.55		Regular
5	82523.18	46879.68		Regular
4	96555.57	57766.22	51299.98	Regular
3	114917.14	67588.90	65613.26	Regular
2	147014.15	80442.00	78398.90	Regular
1	209282.67	102909.91	95596.50	Regular

Tabla 4.25 Irregularidad de rigidez – Piso blando Y-Y

Dirección Y-Y				
Piso	V _y	Desp. CM	Desp. CM _i	
7	152.81	0.006573	0.001033	
6	269.97	0.00554	0.001069	
5	358.60	0.004471	0.001082	
4	426.49	0.003389	0.001046	
3	478.66	0.002343	0.000947	
2	516.20	0.001396	0.000775	
1	524.80	0.000621	0.000621	
Piso	Rigidez Lateral ton/m	$0.7 \times Klat_{i+1}$	$0.8 \times \left[\frac{Klat_{i+1} + Klat_{i+2} + Klat_{i+3}}{3} \right]$	Condición
7	147930.98			
6	252543.41	103551.68		Regular
5	331418.95	176780.38		Regular
4	407738.81	231993.26	195171.55	Regular
3	505444.77	285417.17	264453.64	Regular
2	666061.03	353811.34	331894.01	Regular
1	845088.57	466242.72	421131.90	Regular

Se puede verificar que en ambas direcciones la edificación no presenta irregularidades por piso blando en ninguna de sus direcciones.

Irregularidad de masa o peso

Según la tabla N°8 de la norma E.030, existirá irregularidad de masa o peso cuando el peso de un piso es mayor que 1.5 veces el peso del piso adyacente. Cabe señalar que este criterio no se aplica en azoteas ni sótanos. Dado que los pisos considerados en el análisis son similares, las masas son iguales, por lo tanto, la estructura no posee irregularidad de masa o peso.

Irregularidad de geométrica vertical

Según la tabla N°8 de la norma E.030, la configuración de la estructura será irregular si dimensión en planta de la estructura resistente a cargas laterales es mayor a 1.3 veces la correspondiente dimensión en un piso adyacente. Este criterio no aplica en azotea ni en sótanos. Las dimensiones de los elementos sismorresistentes de este edificio son iguales en todos los pisos, por lo tanto, la estructura no posee irregularidad de Geometría Vertical.

Discontinuidad en los sistemas resistentes

Según la tabla N°8 de la norma E.030, se califica a la estructura como irregular cuando en cualquier elemento que resista más de 10% de la fuerza cortante se tiene un desalineamiento vertical, tanto, por un cambio de orientación, como por un desplazamiento del eje de magnitud mayor que 25% de la correspondiente dimensión del elemento. Este proyecto no dispone de irregularidad por discontinuidad en los sistemas resistentes debido a que los elementos verticales tienen continuidad a lo largo de todo el edificio.

4.8.3.2 Irregularidades en planta

Irregularidad torsional

Según la tabla N°9 de la norma E.030, Existe irregularidad torsional cuando los desplazamientos relativos máximos relativos son mayores que 1.3 veces el desplazamiento relativo promedio de los extremos del mismo entrepiso. En las siguientes tablas se muestran los desplazamiento máximo y promedio de cada entrepiso.

Tabla 4.26 Irregularidad torsional X-X

Piso	Dirección X-X			
	Δ Máx. (mm)	Δ Prom. (mm)	Δ Máx/ Δ Prom	Condición
7	2.84	2.37	1.20	Regular
6	3.02	2.52	1.20	Regular
5	3.13	2.61	1.20	Regular
4	3.10	2.58	1.20	Regular
3	2.87	2.38	1.20	Regular
2	2.35	1.93	1.21	Regular
1	1.65	1.31	1.26	Regular

Tabla 4.27 Irregularidad torsional Y-Y

Piso	Dirección Y-Y			
	Δ Máx. (mm)	Δ Prom. (mm)	Δ Máx/ Δ Prom	Condición
7	1.83	1.71	1.09	Regular
6	1.90	1.77	1.09	Regular
5	1.90	1.77	1.09	Regular
4	1.81	1.69	1.09	Regular
3	1.62	1.52	1.09	Regular
2	1.31	1.22	1.10	Regular
1	1.00	0.93	1.12	Regular

Se puede verificar que la estructura no presenta irregularidad por torsión en ninguna de sus direcciones.

Esquina entrante

Según la tabla N°9 de la norma E.030, existe irregularidad por esquina entrante cuando tiene esquinas entrantes cuyas dimensiones en ambas direcciones son mayores que 20% de la correspondiente dimensión total en planta. Sin embargo, dado que las plantas del edificio tienen forma rectangular y no tienen esquinas entrantes, el proyecto no presenta dicha irregularidad.

Discontinuidad de diafragma

Según la tabla N°9 de la norma E.030, establece que una estructura presenta discontinuidad de diafragma cuando las aberturas en planta superan el 50% de área bruta del diafragma.

Por otro lado, indica que cuando una sección transversal es menor al 25% del área total en la dirección de análisis. Claramente se puede notar que las aberturas del diafragma son menores al 50% del área bruta, por lo tanto, la estructura analizada no presenta dicha irregularidad.

Sistemas no paralelos

Según la tabla N°9 de la norma E.030, existirá esta regularidad cuando las direcciones de los elementos resistentes a fuerzas laterales no son paralelos. En el proyecto analizado, todos los elementos resistentes a fuerzas cortantes son paralelos entre sí. Como resultado de lo anterior, la estructura analizada no presenta dicha irregularidad.

4.9 Comparativa de resultados entre análisis traslacional y 3GDL

Tabla 4.28 Comparativa de resultados X-X – Análisis traslacional y 3GDL

	Dirección X-X	
	3GDL	Traslacional
Vest (ton)	430.16	439.53
Vdin (ton)	334.17	357.02
Periodo (s)	0.61	0.60
Deriva (‰)	4.34	3.76

Tabla 4.29 Comparativa de resultados Y-Y – Análisis traslacional y 3GDL

	Dirección Y-Y	
	3GDL	Traslacional
Vest (ton)	656.00	656.00
Vdin (ton)	417.58	625.79
Periodo (s)	0.36	0.31
Deriva (‰)	2.81	2.62

Luego de realizar la comparativa de resultados entre el análisis dinámico de 3GDL y el análisis dinámico traslacional, se concluye que la estructura presenta casi el mismo porcentaje de masa participativa y periodo, esto debido a que el efecto de torsión en la estructura no es considerable. Respecto a las rigideces de la estructura, se puede observar que en el análisis traslacional presenta más rigidez, esto debido a que no existe el aporte de los muros y pórticos en la dirección perpendicular al análisis realizado.

4.10 Junta de separación sísmica

4.10.1 En la dirección X-X

La norma indica que la separación mínima “s” debe ser la mayor de las siguientes distancias:

i. $s = 0.006 (h)$

$h = 2350$ cm, h es la altura medida desde el nivel del terreno natural hasta el piso considerado para evaluar “S”. Se tomará como medida crítica el piso de la azotea.

$$s = 0.006 (2350) = 14.1\text{cm}$$

ii. $s = 0.03\text{m}$

Entonces, se considerará una separación sísmica de $S=14.5$ cm entre el proyecto analizado y la estructura vecina.

Por otro lado, la norma indica que la distancia que se retirará la edificación de los límites de propiedad adyacentes ($s/2$) no debe ser menor que las siguientes distancias:

i. “ $S/2$ ” = $2/3$ x (Desplazamiento máximo calculado)

$$\text{“}S/2\text{”} = 2/3 \times 8.46 \text{ cm.} = 5.64 \text{ cm}$$

ii. “ $S/2$ ” = $S/2$

$$\text{“}S/2\text{”} = 14.5/2 = 7.25 \text{ cm.}$$

Finalmente, se obtiene que la estructura tendrá una junta sísmica de 7.25 cm.

4.10.2 En la dirección Y-Y

En la dirección y-y, no es necesario el cálculo de la junta de separación sísmica porque se tiene área libre en ambos lados de este dirección.

Capítulo 5. Diseño de losas aligeradas

5.1 Introducción

En este capítulo se expondrá el procedimiento a realizar para diseñar losas aligeradas. Las losas aligeradas serán diseñadas tomando en cuenta tanto, el esfuerzo por corte y flexión. Cabe señalar que estas losas deberán tener la capacidad de soportar únicamente cargas de gravedad.

5.2 Ejemplo de diseño de viga de gravedad

A continuación, se muestra el diseño detallado para el aligerado del piso típico que está compuesta por tres paños y se ubica entre los ejes 3-4 del proyecto.

5.2.1 Análisis estructural

Se tiene lo siguiente:

- Peso unitario del aligerado ($h=25\text{cm}$) : 350 kg/m^2
- Peso del piso terminado : 100 kg/m^2
- Carga viva unitaria : 200 kg/m^2
- Separación entre viguetas : 40 cm

Las cargas repartidas que actúan en las viguetas por metro lineal son las siguientes:

Piso típico

- Cargas muertas

$$\begin{aligned} \text{Peso propio} &= 0.35 \times 0.40 = 0.14 \text{ ton/m} \\ \text{Piso terminado} &= 0.10 \times 0.40 = 0.04 \text{ ton/m} \\ W_m &= 0.18 \text{ ton/m} \end{aligned}$$

- Cargas vivas

$$\begin{aligned} W_{s/c} &= 0.25 \times 0.4 = 0.10 \text{ ton/m} \\ w_{t/m} &= 0.10 \times 0.4 = 0.04 \text{ ton/m} \\ W_v &= 0.14 \text{ ton/m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Por lo tanto: Carga de servicio} & \quad W_s = 0.30 \text{ ton/m} \\ \text{Carga última} & \quad W_u = 0.456 \text{ ton/m} \end{aligned}$$

A continuación, se muestra la longitud de los paños de la losa analizada (m).

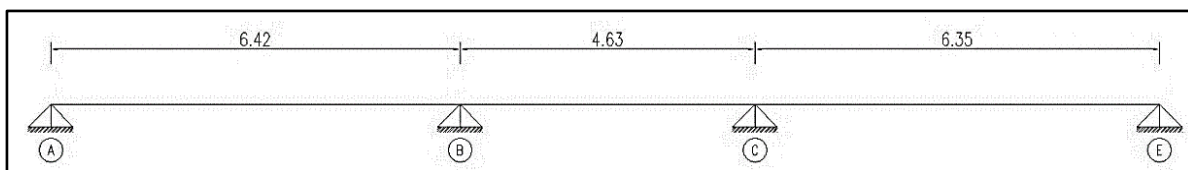


Figura 5.1 Losa aligerada de tres tramos

Se realizará el diseño por alternancia de cargas (ton).

A continuación, se muestra los diagramas de momento considerando cargas de gravedad.

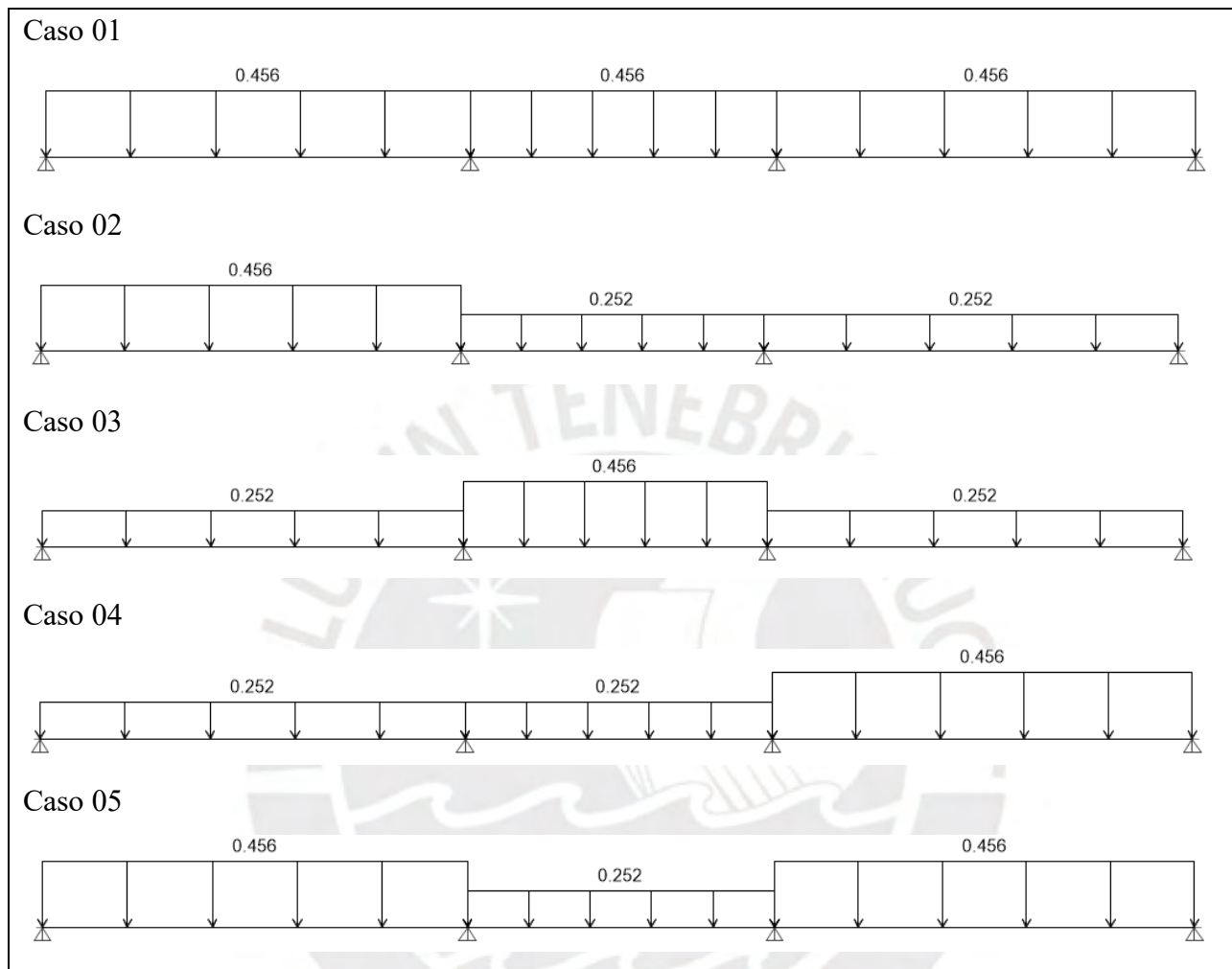


Figura 5.2 Distribución de cargas para alternancia de cargas

A continuación, se muestra la envolvente de diagrama de momento flector debido a alternancia de cargas.

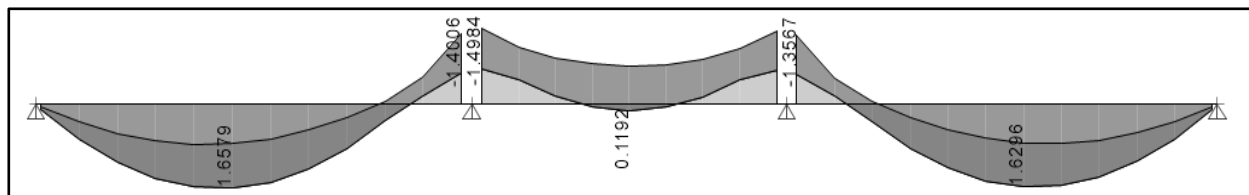


Figura 5.3 Envolvente de DMF debido a alternancia de cargas (ton.m)

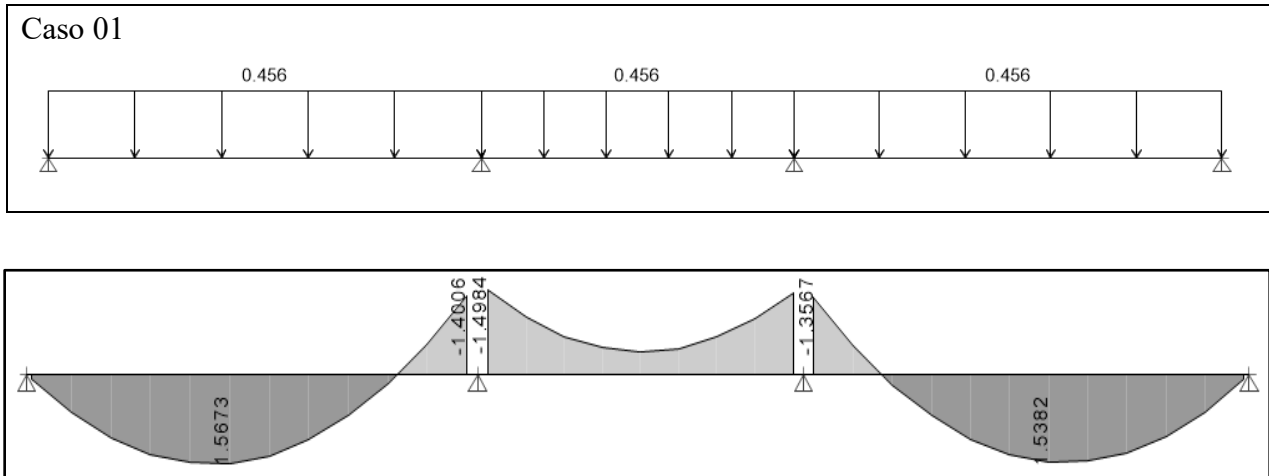


Figura 5.4 Diagrama de momento flector caso 01 (ton.m)

Se muestra el diagrama de fuerzas cortantes provenientes de cargas de gravedad.

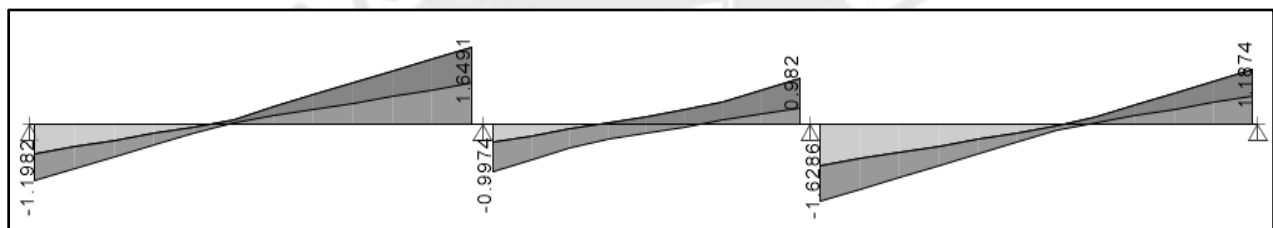


Figura 5.5 Diagrama de fuerzas cortantes (ton)

5.2.2 Diseño por flexión

Las losas y las viguetas son elementos vaciados monólicamente. Por ello, para realizar el análisis de las viguetas se considera una sección T.

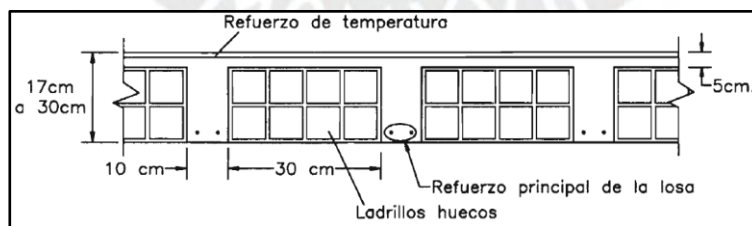


Figura 5.6 Características geométricas de una losa aligerada (Harmsen, 2005).

Para el cálculo del acero inferior, flexión positiva, la vigueta trabaja como sección rectangular con ancho $b = 40\text{cm}$ siempre en cuando el eje neutro se ubique dentro del ala ($c < 5\text{cm}$).

Para el cálculo del acero superior, flexión negativa, la viga trabaja como sección rectangular de ancho $b = 10\text{cm}$. Para cubrir con la demanda solicitada del análisis estructural (M_u) se deberá utilizar las siguientes expresiones:

$$a = \frac{A_s \times f_y}{0.85 \times f_c \times c}, \quad \phi M_n = \phi A_s \times f_y \times \left(d - \frac{a}{2}\right)$$

Donde:

- b = Ancho comprimido (flexión positiva $b = 40\text{cm}$, flexión negativa $b = 10\text{cm}$)
- d = Peralte efectivo
- a = Profundidad de bloque de compresiones

Se puede observar que debido a que la carga viva no es considerable, se podría haber realizado el análisis estructural sin considerar alternancia de cargas, pues los esfuerzos producidos son muy parecidos con y sin alternancia de cargas.

Tabla 5.1 Diseño por flexión de losa aligerada

	Tramo A-B			Tramo B-C			Tramo C-E		
	$M_{izq.}^-$	M^+	$M_{der.}^-$	$M_{izq.}^-$	M^+	$M_{der.}^-$	$M_{izq.}^-$	M^+	$M_{der.}^-$
M_u (ton.m)	-	1.6579	1.4006	1.4984	0.1192	1.4544	1.3567	1.6296	-
As calculado (cm^2)	-	2.05	1.87	2.02	0.14	1.95	1.81	2.01	-
As instalado	Ø3/8"	Ø1/2" + Ø3/8"	Ø1/2" + Ø3/8"	Ø1/2" + Ø3/8"	Ø3/8"	Ø1/2" + Ø3/8"	Ø1/2" + Ø3/8"	Ø1/2" + Ø3/8"	Ø3/8"
As instalado (cm^2)	0.71	2.0	2.0	2.0	0.71	2.0	2.0	2.0	0.71

Acero mínimo y máximo en aligerados

Acero mínimo

Para el caso de secciones rectangulares y para secciones T con el ala en compresión el acero mínimo exigido por la norma E.060 se puede calcular con el artículo 10.5.2 de la norma E.060.

$$A_{s\text{mín. positivo}} = \frac{0.7 * \sqrt{f_c}}{f_y} * b_w * d$$

Para el caso de sección T con el alma en compresión el acero mínimo exigido por la norma E.060 se calcula con el artículo 10.5.1:

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

Acero máximo

Para calcular el acero máximo exigido por la norma, se toma en cuenta el acero balanceado y se realiza la siguiente operación.

$$A_s \text{ max} = 0.75 \times A_s b$$

A continuación, se muestran los refuerzos mínimos y máximos para las losas aligerada, considerando el peralte de 25cm.

Tabla 5.2 Refuerzos mínimos y máximo de losa aligerada h=0.25m

Peralte (m)	d (m)	M ⁺ cr (kg.m)	M ⁻ cr (kg.m)	A _s ⁺ min (cm ²)	A _s ⁻ min (cm ²)	A _s ⁺ máx. (cm ²)	A _s ⁻ máx. (cm ²)
0.25	0.22	405	750	0.53	1.15	8.29	3.50

Donde:

M⁺cr=Momento de agrietamiento Positivo

M⁻cr=Momento de agrietamiento Negativo

A_s⁺min=Acero mínimo positivo. Norma E.060, artículo 10.5.2

A_s⁻min=Acero mínimo negativo. Norma E.060, artículo 10.5.1

A_s⁺máx.=Acero máximo positivo

A_s⁻máx.=Acero máximo negativo

5.2.3 Diseño por cortante

Para realizar dicho análisis se necesita obtener la fuerza cortante de diseño V_{ud}, la cual se ubica a “d” (peralte efectivo) de la cara del elemento de apoyo.

Las losas aligeradas no llevan estribos, por ende, todo el esfuerzo debido a fuerzas cortante lo debe resistir el concreto. De acuerdo a la norma, la capacidad del concreto a esfuerzos cortantes (ØV_c) para el caso de aligerados se considera un incremento de 10 %, entonces la expresión que permite obtener la resistencia al corte del concreto en losas aligeradas sería la siguiente.

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

Para cumplir con lo descrito el ítem anterior, se debe cumplir ØV_c ≥ V_u, de no cumplirse, se deberá realizar ensanches por corte.

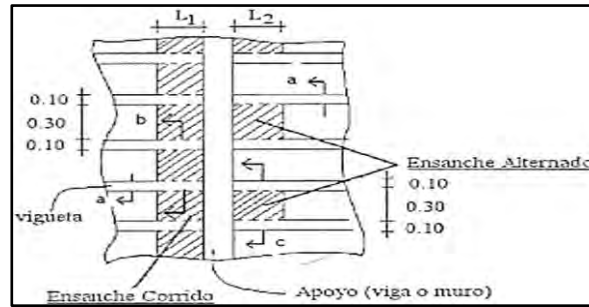


Figura 5.7 Ensanche alternado y corrido en losas aligeradas (Ottazzi, 2016).

Dichos ensanches consisten en reemplazar uno o dos ladrillos pegados a las viguetas (ensanche alternado y corrido). A continuación, se procede a verificar por corte las viguetas antes diseñadas. Para esta verificación se tomará en cuenta el cortante máximo para cada vigueta. El $V_{u_{max}}$ se ubica en el lado derecho del tramo A-B de los aligerados.

Tabla 5.3 Diseño por cortante de losa aligerada

b_w (cm)=	10
d (cm)=	22
V_u (ton)=	1.67
w_u (ton/m)=	0.456
$V_{diseño}$ (ton) a "d" de la cara=	1.44
ϕV_c (ton)	1.58
$= 1.1 \times 0.85 \times 0.53 \times \sqrt{f_c} \times b_w \times d =$	
$\phi V_c / V_u =$	1.09

Se puede observar que el concreto puede controlar los esfuerzos cortantes, por lo tanto, no se necesitan ensanches en ningún tramo.

5.2.4 Control de deflexiones

La norma E.060 en su artículo 9.6.2. muestra peraltes mínimos para los cuales no será necesario calcular deflexiones, dependiendo las condiciones de apoyo.

Tabla 5.4 Peraltes mínimos para no verificar deflexiones (RNE E.060)

	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	$\frac{\ell}{16}$	$\frac{\ell}{18,5}$	$\frac{\ell}{21}$	$\frac{\ell}{8}$

Las losas aligeradas analizadas en el presente proyecto fueron predimensionadas considerando un peralte mínimo equivalente a $L/25$, recomendadas por el ingeniero Antonio Blanco. Lo cual cumple con lo exigido por la norma E.060 para omitir la verificación de deflexiones máximas.

Paño (Ejes)	Luz libre dirección Techado (m)	Peralte $h/25$ (cm)
AB	6.12 m	24.52 cm

Por ende, considerando el peralte de 25cm, la norma indica que se puede omitir el cálculo de las deflexiones.

5.2.5 Corte y doblado del refuerzo longitudinal

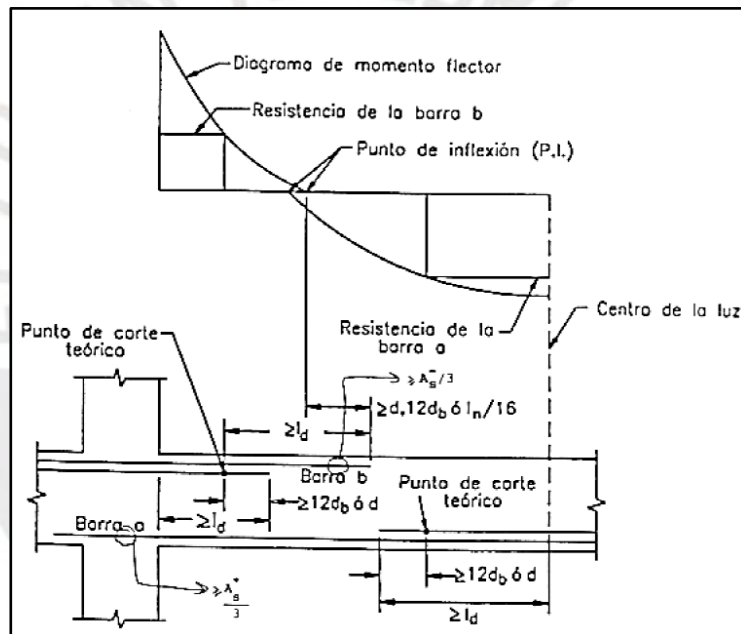


Figura 5.8 Consideraciones para el corte del refuerzo (Ottazzi, 2016).

Para realizar el corte de los refuerzos longitudinales de las losas aligeradas, se tomará en cuenta los puntos de inflexión y las resistencias de las barras colocadas en el armado final de la losa. Como ejemplo se analizará el primer tramo de la losa analizada.

Tramo AB ($L_n=6.12$ m)

$$d = 0.22 \text{ m}$$

$$12d_b = 12 \times 0.5 \times 0.0254 = 0.15 \text{ m}$$

$$L_n/16 = 6.12 / 16 = 0.38 \text{ m}$$

- Corte del refuerzo negativo del eje A.
Tenemos un momento de 0 ton.m. Sin embargo, colocaremos una varilla de 3/8", el corte de acero se efectuará tomando en cuenta $L_n/5$, es decir $L = 1.25$ m.
- Corte de refuerzo negativo del eje B
1er bastón
Punto teórico de inflexión = 4.85 m (desde la cara izquierda)
Punto real de corte = $4.85 - 0.38 = 4.47$ m (desde la cara izquierda)
Longitud de bastón desde la cara de la viga = $6.12 - 4.47 = 1.65 \cong 1.65$ m.
2do bastón
 $\phi M_n(1/2") = 1$ ton.m
Punto teórico de corte = 5.82 m (desde la cara izquierda)
Punto real de corte = $5.67 - 0.22 = 5.45$ m (desde la cara izquierda)
Longitud de bastón desde la cara de la viga = $6.12 - 5.45 = 0.67 \cong 0.70$ m.
- Corte de refuerzo positivo del tramo AB
 $\phi M_n(3/8") = 0.58$ ton.m
1er. punto teórico de corte = 0.40 m. (desde la cara izquierda)
2do. punto teórico de corte = 4.77 m. (desde la cara izquierda)
1er. punto real de corte = $0.40 - 0.22 = 0.18$ m $\cong 0.20$ m.
Se optará por correr el bastón hasta la placa del eje A.
2do. punto real de corte = $4.77 + 0.22 = 4.99$ m
Punto de corte de bastón desde la cara de la viga = $6.12 - 4.99 = 1.13 \cong 1.20$ m.
Se siguió el mismo procedimiento para los otros paños.

5.2.6 Distribución final de refuerzo de la losa aligerada

A continuación, se muestra un esquema de la losa aligerada diseñada con su respectivo refuerzo.

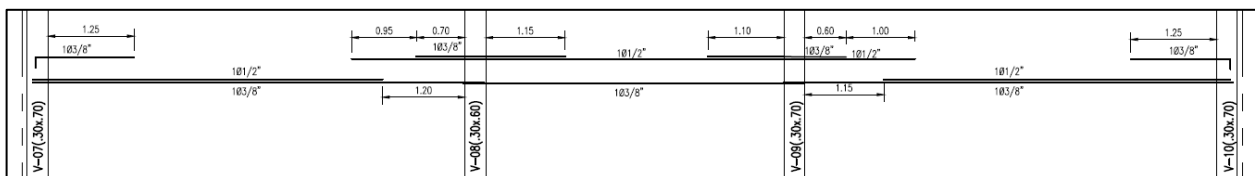


Figura 5.9 Distribución final del refuerzo en la losa aligerada analizada.

Capítulo 6. Diseño de losa maciza

6.1 Introducción

Si comparamos la losa aligerada con la losa maciza, se puede concluir que las losas macizas son más resistentes y con mayor inercia. Estas pueden trabajar en una o dos direcciones. Se puede concluir que una losa maciza con 4 bordes de apoyo siempre debería ser armada en sus dos direcciones, a menos que uno de sus lados sea muy superior al otro. De ser este el caso, bastaría armarla en su dirección corta, colocando en su dirección larga solamente un refuerzo mínimo por efectos de temperatura y/o contracción de fragua. En nuestro medio se recomienda el uso de losas macizas en paños destinados a baños, fondos de piscinas, jardinerías y otros.

Cabe señalar que estas losas deberán de tener la capacidad para soportar únicamente cargas de gravedad. Como menciono en el ítem anterior, para poder realizar el diseño de este elemento, se necesitarán los esfuerzos producidos por las cargas de gravedad. Al igual que las losas aligeradas, estas trabajan a flexión simple (flexión y corte).

6.2 Ejemplo diseño de losa maciza

La losa maciza que se diseñará a continuación se apoya en 4 ejes y se ubica entre los ejes B-C y 5-6. Para realizar el análisis, se modelará la estructura en el software SAP 2000 usando el método de elementos finitos.

6.2.1 Análisis estructural

Las cargas se repartirán por m^2 . Tomando en cuenta la siguiente información.

- Densidad del concreto armado para losa maciza ($h=0.25m$) : $2.40 \text{ ton}/m^3$
- Peso del piso terminado/ m^2 : $0.10 \text{ ton}/m^2$
- Carga viva oficinas / m^2 : $0.25 \text{ ton}/m^2$

Piso típico

- Cargas muertas

Peso propio	: 2.40×0.25	= $0.60 \text{ ton}/m^2$
Piso terminado		= $0.10 \text{ ton}/m^2$
W_m		= $0.70 \text{ ton}/m^2$
Peso tabique		= $0.40 \text{ ton}/m^2$
- Cargas vivas

$W_{s/c}$		= $0.25 \text{ ton}/m^2$
W_v		= $0.25 \text{ ton}/m^2$

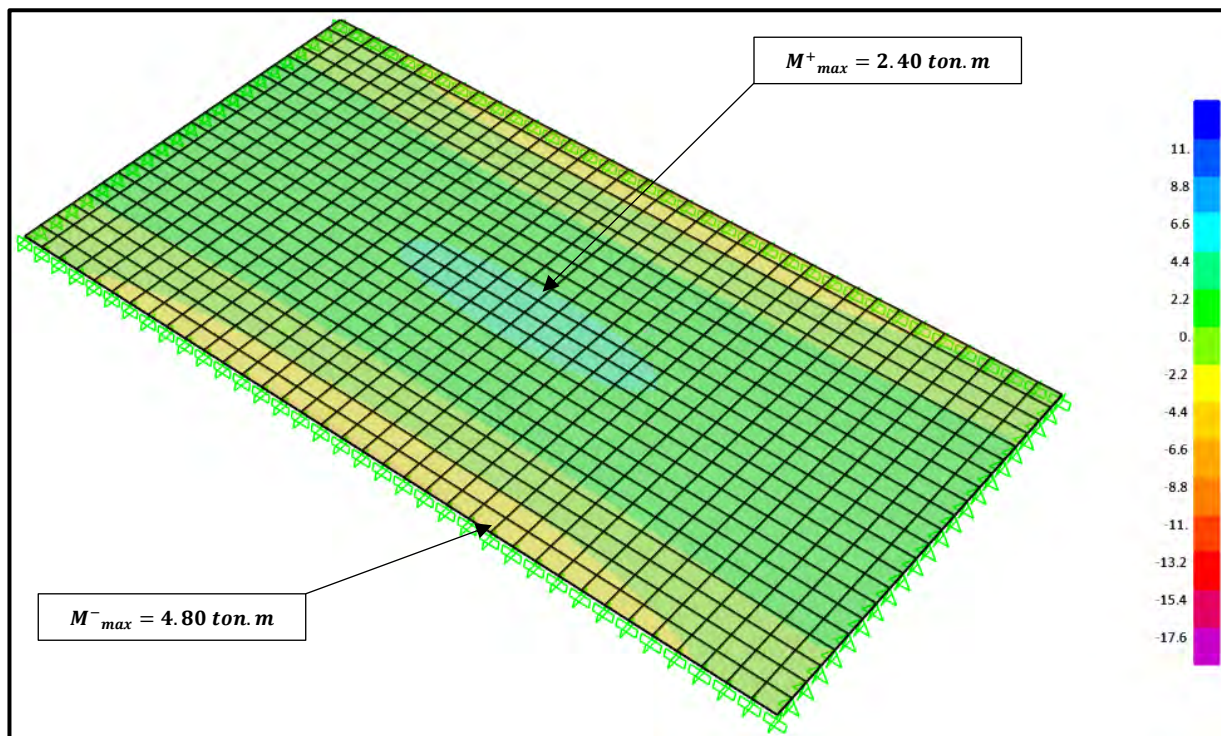


Figura 6.1 Diagrama de momentos flectores de la losa maciza en la dirección X-X (ton.m/m).

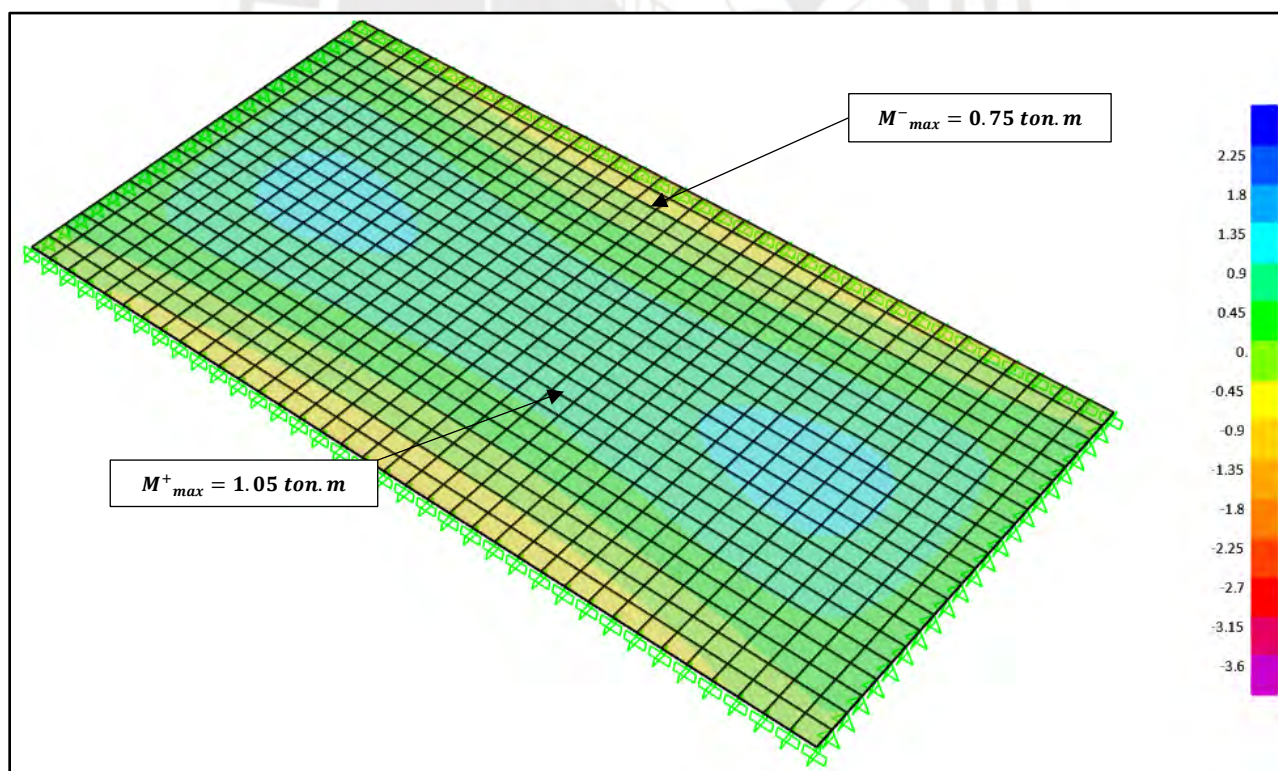


Figura 6.2 Diagrama de momentos flectores de la losa maciza en la dirección Y-Y (ton.m/m).

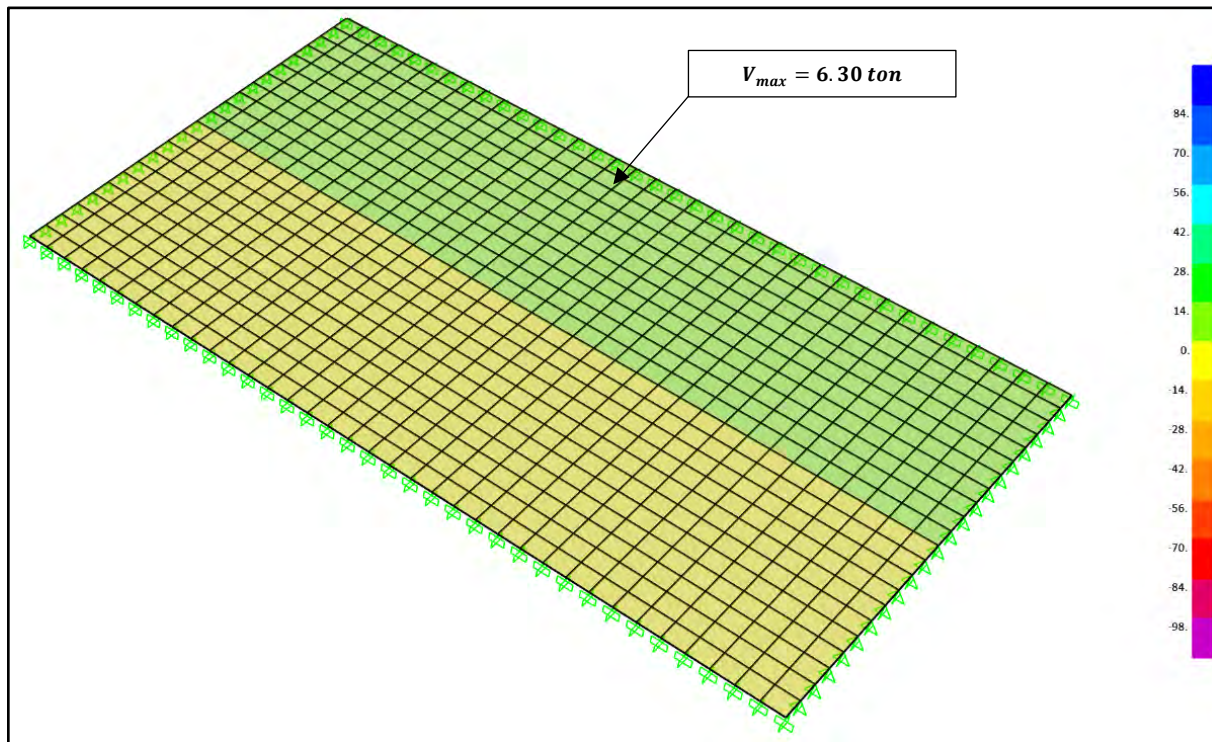


Figura 6.3 Diagrama de fuerzas cortantes de la losa maciza en la dirección X-X (ton/m).

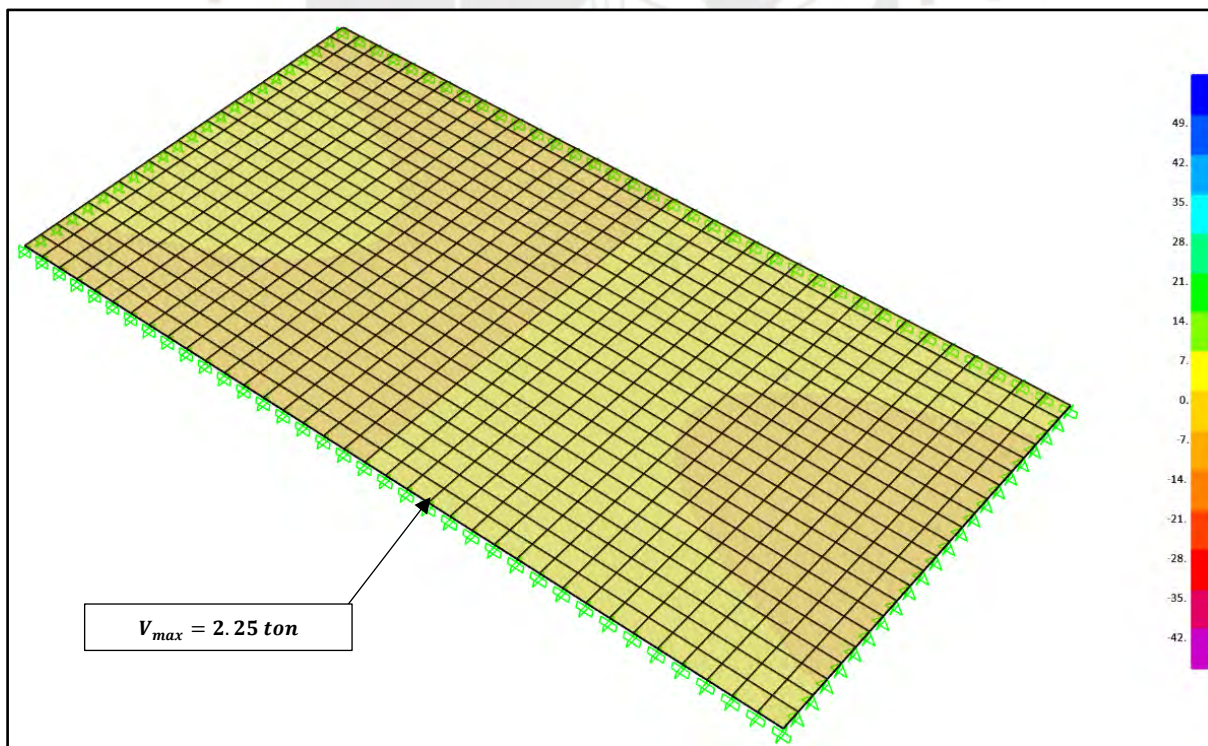


Figura 6.4 Diagrama de fuerzas cortantes de la losa maciza en la dirección Y-Y (ton/m).

6.2.2 Diseño por flexión

Para realizar el análisis, se considera a la losa maciza como una sección rectangular de ancho unitario y peralte constante. Para cubrir con la demanda solicitada del análisis estructural (M_u) se deberá utilizar expresiones indicadas en losas aligeradas.

Acero mínimo

La norma E.060, recomienda colocar al menos una cuantía equivalente a $0.0018bh$ para controlar los efectos de retracción y temperatura. Esta cuantía de acero se podría distribuir solamente en la parte inferior de la losa. Sin embargo, de acuerdo a las solicitaciones se podría colocar en doble malla, $0.0012bh$ en la parte inferior y $0.0006bh$ en la parte superior. En caso no se puede cumplir con la cuantía mínima, se podría colocar un 30% más de acero que el requerido.

Acero máximo

Para calcular el acero máximo exigido por la norma, se toma en cuenta el acero balanceado y se realiza la siguiente operación $A_s \text{ max} = 0.75 \times A_{sb}$.

En la dirección paralela al eje X, la losa maciza se ubica al intermedio de losas aligeradas. El refuerzo negativo colocado a la losa aligerada es $2\text{Ø}1/2''@40\text{cm}$, lo que resulta un momento $\text{ØMn} = 5.18 \text{ ton.m}$ en la losa maciza. El refuerzo positivo colocado es $1\text{Ø}1/2''@40\text{cm}$, lo que resulta $\text{ØMn} = 2.64 \text{ ton.m}$ en la losa maciza. Por lo tanto, se podría correr los refuerzos de las losas aligeradas sobre la losa maciza.

Tabla 6.1 Diseño por flexión de losa maciza

	Dirección X-X		Dirección Y-Y	
	As+	As+	As+	As-
b (cm)	100	100	100	100
h (cm)	25	25	25	25
d (cm)	22	22	22	22
Mu (ton.m)	4.8	2.4	1.05	0.75
As calculado (cm²/m)	5.96	2.93	1.64	1.17
Asmín (cm²/m)	3	1.5	3	1.5
Refuerzo escogido	1Ø1/2''	1Ø1/2''	1Ø3/8''	1Ø3/8''
Ab (cm²)	1.29	1.29	0.71	0.71
S escogido (cm)	20	40	20	20
As colocado (cm²/m)	6.45	3.225	3.6	3.6
As colocado/As calculado	108%	110%	120%	240%

6.2.3 Diseño por cortante

Por lo general las losas macizas no presentan problemas debido a fuerzas cortantes, pues estas son de ancho considerable. Sin embargo, para verificar lo indicado, se deberá compara la resistencia del concreto con la sollicitación de análisis.

$$\phi V_c > V_u.$$

Donde:

$$\phi V_c = \phi \times 0.53 \times \sqrt{f_c} \times b \times d.$$

A continuación, se procede a verificar por corte las losas antes diseñadas. Para esta verificación se tomará en cuenta el cortante máximo para cada vigueta.

Tabla 6.2 Diseño por cortante de losa maciza Y-Y

	Dirección X-X	Dirección Y-Y
h (cm)	25	25
d (cm)	22	22
V_u (ton/m)	6.3	2.25
ϕV_c (ton/m)	14.36	14.36
ϕV_c/V_u	2.28	6.38

En la tabla anterior, se puede observar que se cumple con la resistencia requerida.

6.2.4 Control de deflexiones

La norma E.060 en su artículo 9.6.2. muestra peraltes mínimos para los cuales no será necesario calcular deflexiones, dependiendo las condiciones de apoyo.

Tabla 6.3 Peraltes mínimos para no verificar deflexiones

	Espesor o peralte mínimo, <i>h</i>			
	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	$\frac{\ell}{16}$	$\frac{\ell}{18,5}$	$\frac{\ell}{21}$	$\frac{\ell}{8}$

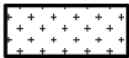
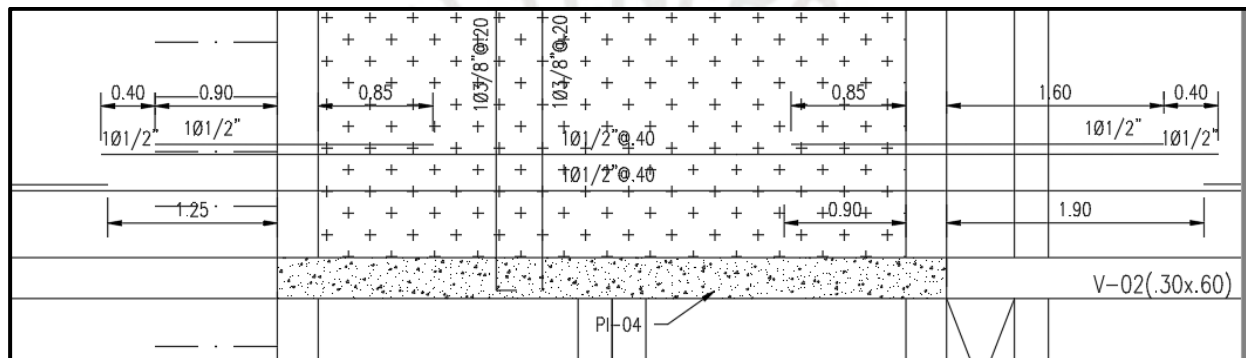
Con el objetivo de que la losa maciza tenga el mismo peralte que las losas aligeradas aledañas. Se optó por considerar un peralte de 25 cm. Entonces:

Paño (Ejes)	Luz libre (m)	Peralte L/28 (cm)
B-C	4.33 m	15.46 cm

Por ende, considerando el peralte de 25cm, se puede omitir la verificación de deflexiones.

6.2.5 Distribución final de refuerzo de la losa maciza

A continuación, se muestra distribución de refuerzos colocados en los maciza analizada.



LOSA DE H=0.25m:

LOSA MACIZA MALLA SUPERIOR E INFERIOR EN DIRECCION X-X Ver Planta
 MALLA SUPERIOR E INFERIOR EN DIRECCION Y-Y Ver Planta

Figura 6.5 Distribución final del refuerzo en la losa maciza analizada

Capítulo 7. Diseño de vigas

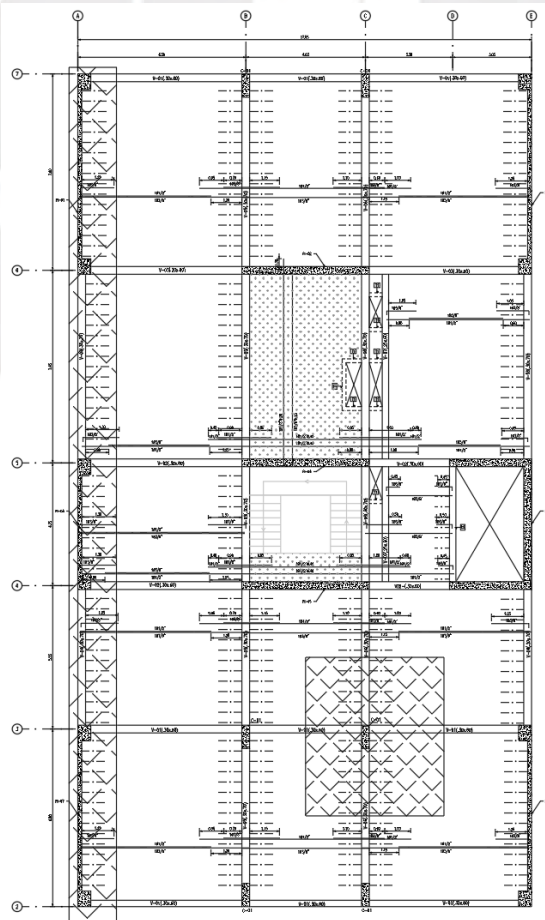
7.1 Introducción

En este capítulo se mostrará el procedimiento a realizar para diseñar vigas de gravedad y vigas sísmicas. Las vigas serán diseñadas tomando en cuenta tanto, el esfuerzo por corte y flexión. Cabe señalar que estas vigas deberán de tener la capacidad para soportar tanto, cargas de gravedad como cargas sísmicas. Por ello, se utilizará las siguientes combinaciones estipuladas en el capítulo 9.2. de la norma peruana E.060.

- $U = 1.4CM + 1.7CV$ CM: Carga muerta
- $U = 1.25CM + 1.25CV \pm CS$ CV: Carga viva
- $U = 0.9CM \pm CS$ CS: Carga sísmica

Para poder realizar el diseño de este elemento, se necesitarán los esfuerzos producidos por las cargas de gravedad y sismo que actúan sobre la viga.

7.2 Ejemplo de diseño de viga sísmica “Eje A”



7.2.1 Análisis estructural

Densidad de concreto armado en vigas (30x70)	: 2.40 ton/m ³
Peso losa aligerada (h=25cm) / m ²	: 0.35 ton/m ²
Peso del piso terminado / m ²	: 0.10 ton/m ²
Carga viva oficinas / m ²	: 0.25 ton/m ²
Densidad de la tabiquería	: 1.80 ton/m ³

Cargas muertas

Viga

Peso propio : $2.40 \times 0.30 \times 0.70 = 0.504 \text{ ton/m}$

Losa aligerada

Piso terminado : $0.10 \times 3.10 = 0.310 \text{ ton/m}$

Peso propio : $0.35 \times 3.10 = 1.085 \text{ ton/m}$

Wcm : $= 1.899 \text{ ton/m}$

Cargas vivas

W s/c : $0.25 \times 3.1 = 0.775 \text{ ton/m}$

W Tab. Móvil : $0.05 \times 3.1 = 0.155 \text{ ton/m}$

Wcv : $= 0.930 \text{ ton/m}$

A continuación, se muestra el diagrama de momento flector correspondiente.

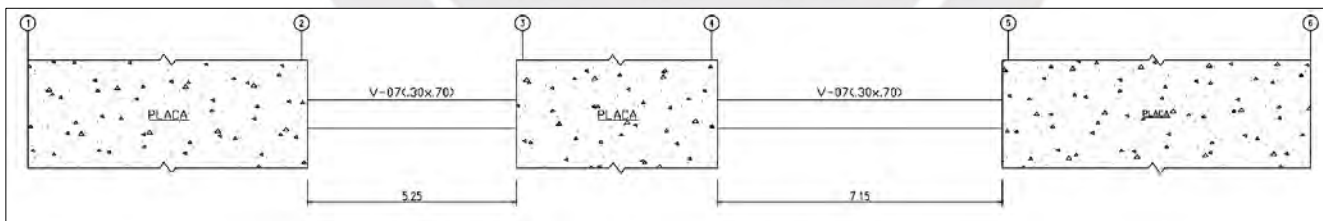


Figura 7.1 Viga sismica ubicada sobre el Eje A

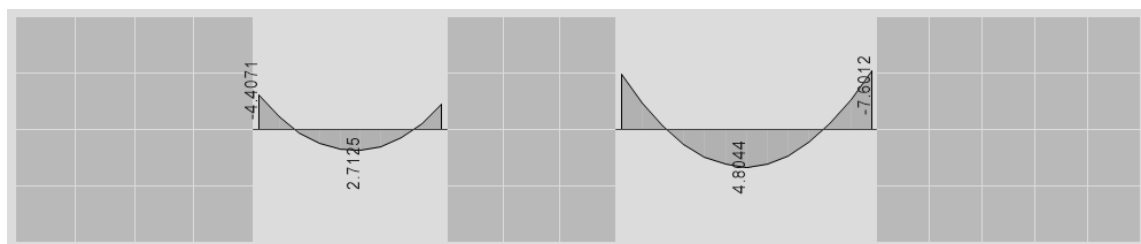


Figura 7.2 Diagrama de momentos flectores debido a CM (ton.m).

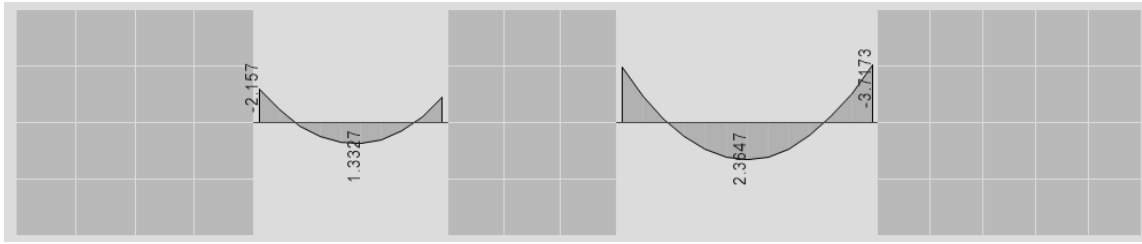


Figura 7.3 Diagrama de momentos flectores debido a CV (ton.m).

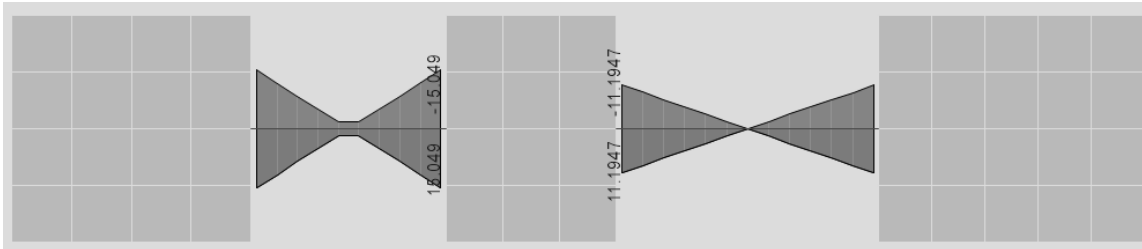


Figura 7.4 Diagrama de momentos flectores debido a CS (ton.m).

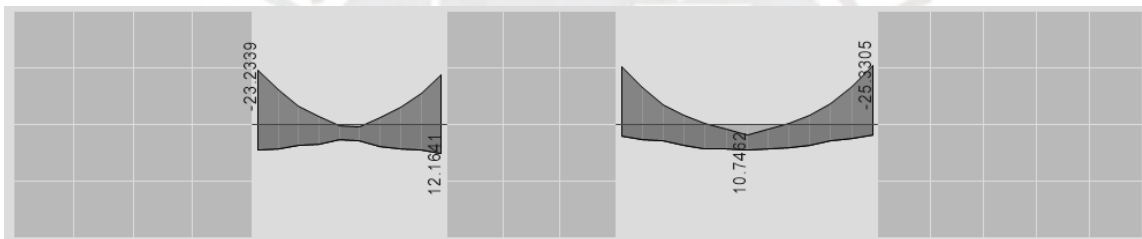


Figura 7.5 Envoltura de diagramas de momentos flectores (ton.m).

A continuación, se muestra el diagrama de fuerzas cortantes correspondientes.

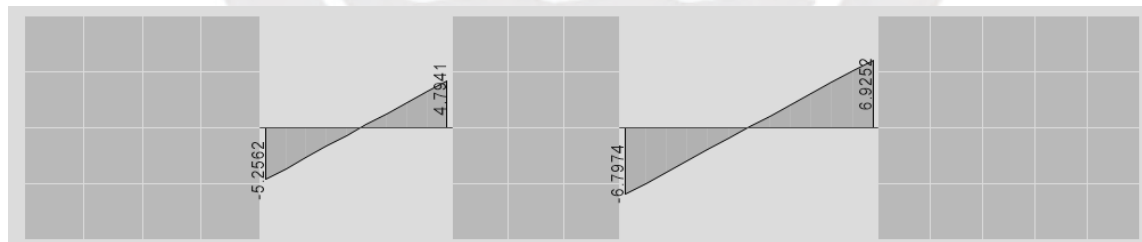


Figura 7.6 Diagrama de fuerzas cortantes debido a CM (ton).

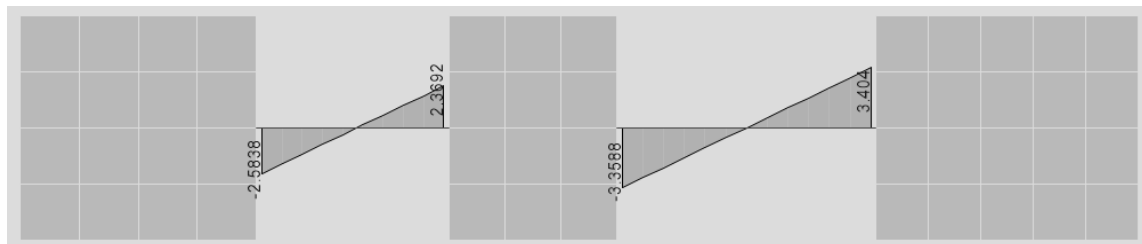


Figura 7.7 Diagrama de fuerzas cortantes debido a CV (ton).

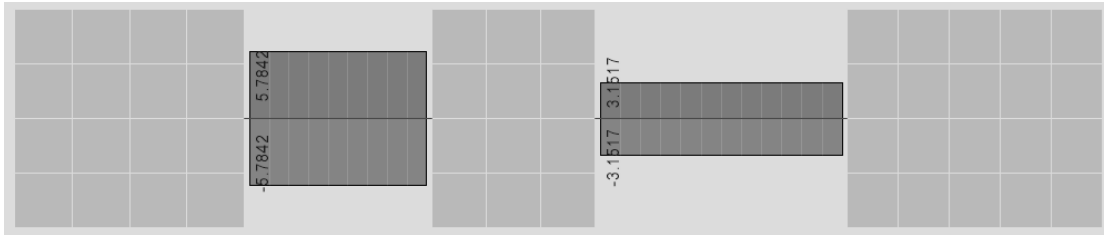


Figura 7.8 Diagrama de fuerzas cortantes debido a sismo (ton).

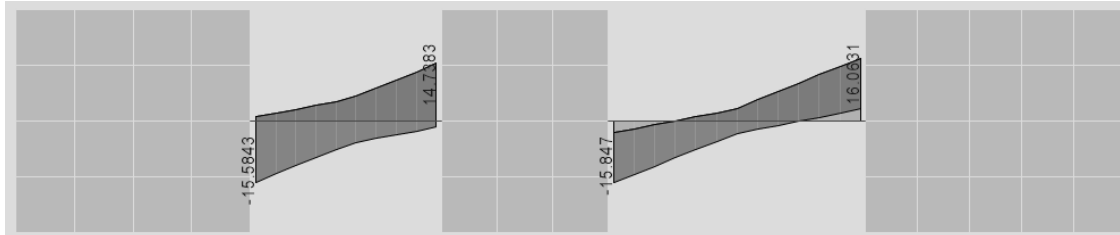


Figura 7.9 Envolvente de diagrama de fuerzas cortantes (ton).

7.2.2 Diseño por flexión

Para cubrir con la demanda solicitada del análisis estructural (M_u) se deberá utilizar expresiones indicadas en losas aligeradas. En sistemas estructurales de muro, la resistencia a momento positivo en la cara del nudo no debe ser menor que un tercio la resistencia a momento negativo provisto en dicha cara. La resistencia a momento negativo y positivo en cualquier sección de la viga debe ser mayor a 1/4 la máxima resistencia a momento proporcionado en la cara de cualquiera de los nudos.

Acero mínimo, balanceado y máximo en vigas

Es necesario que la sección tenga como mínimo una cantidad de acero que garantice que el momento resistente sea mayor que el momento de agrietamiento. Por tanto, la norma establece la siguiente relación para calcular el acero de refuerzo mínimo.

$$A_{s_{\min}} = \frac{0.7 \times \sqrt{f_c} \times b \times d}{f_y} = \frac{0.7 \times \sqrt{210} \times b \times d}{4200}$$

Las vigas a analizar son de (30×60), (30×70)

- $d = 54 \text{ cm} \rightarrow A_{s_{\min}} = 3.91 \text{ cm}^2$
- $d = 64 \text{ cm} \rightarrow A_{s_{\min}} = 4.64 \text{ cm}^2$

El acero máximo será el 75% del acero máximo. Entonces, $A_{s_{max}} = 0.015938 \times b \times d$

- $d = 54 \text{ cm} \rightarrow A_{s_{max}} = 25.82 \text{ cm}^2$
- $d = 64 \text{ cm} \rightarrow A_{s_{max}} = 30.60 \text{ cm}^2$

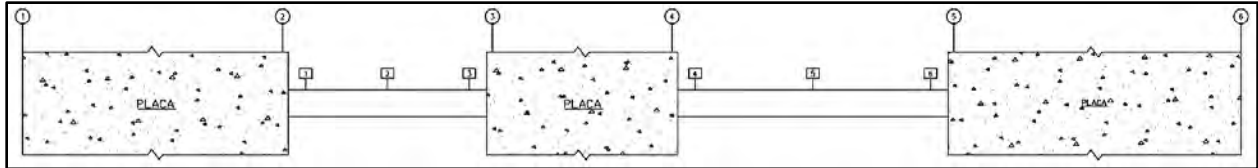


Figura 7.10 Secciones analizadas para el cálculo del refuerzo

Tabla 7.1 Diseño por flexión de viga sísmica

Secciones	Diseño por resistencia						
	Mu+ / Mu -	Mu	As min	As max	As	As elegidos	As instalado
		(ton.m)	(cm ²)	(cm ²)	(cm ²)		(cm ²)
1	Mu ⁺	11.06	4.61	30.6	4.71	2 Φ3/4"	5.68
	Mu ⁻	23.23	4.61	30.6	10.25	4 Φ3/4"	11.36
2	Mu ⁺	6.63	4.61	30.6	2.79	2 Φ3/4"	5.68
	Mu ⁻	0	4.61	30.6	0	2 Φ3/4"	5.68
3	Mu ⁺	12.16	4.64	30.6	5.19	2 Φ3/4"	5.68
	Mu ⁻	21.05	4.64	30.6	9.22	4 Φ3/4"	11.36
4	Mu ⁺	4.76	4.64	30.6	1.99	2 Φ3/4"	5.68
	Mu ⁻	24.58	4.64	30.6	10.89	4 Φ3/4"	11.36
5	Mu ⁺	0	4.64	30.6	0	2 Φ3/4"	5.68
	Mu ⁻	10.7	4.64	30.6	4.55	2 Φ3/4"	5.68
6	Mu ⁺	4.34	4.64	30.6	1.81	2 Φ3/4"	5.68
	Mu ⁻	25.33	4.64	30.6	11.25	4 Φ3/4"	11.36

7.2.2.1 Diseño por corte

En el caso de vigas con responsabilidad sísmica, se necesita calcular la fuerza cortante máxima asociada al mecanismo de falla por flexión (falla dúctil). Esto con el objetivo de asegurar que la viga falle primero por flexión y luego por corte.

TRAMO 01 ($L_n=5.25$)

b=	0.30	m
d=	0.64	m
Luz libre	5.25	m
Vultimo=	15.58	ton
Vc.m. =	5.25	ton
Vc.v. =	2.58	ton
f'c	210.00	kg/cm ²

Tabla 7.2 Momentos nominales en viga según acero colocado

Lado izquierdo			
As superior	11.36 cm ²	Mn superior	25.57 ton.m
As inferior	5.68 cm ²	Mn inferior	13.26 ton.m
Lado derecho			
As superior	11.36 cm ²	Mn superior	25.57 ton.m
As inferior	5.68 cm ²	Mn inferior	13.26 ton.m

Considerando las siguientes expresiones matemáticas se procede a calcular el cortante en la viga por ductilidad.

$$V_{u \text{ isostático}} = 1.25 \times (V_{cm} + V_{cv})$$

$$V_{u \text{ hiperestático}} = \frac{M_{ni} + M_{nd}}{L_n}$$

$$V_{u \text{ ductilidad}} = V_{u \text{ hiperestático}} + V_{u \text{ isostático}}$$

Donde:

- M_{ni}, M_{nd} : Momentos nominales en los extremos de la viga
- L_n : Luz libre de la viga
- V_{cm} : Cortante debido a carga muerta
- V_{cv} : Cortante debido a carga viva

El Cortante máximo isostático es:

$$V_{u \text{ isostático}} = 1.25 \times (V_{cm} + V_{cv}) = 9.78 \text{ ton}$$

El Cortante máximo hiperestático es:

$$V_{u \text{ hiperestatico}} = \frac{M_{ni} + M_{nd}}{L_n} = 7.40 \text{ ton}$$

El cortante máximo por requisitos de ductilidad es

$$V_u = 17.18 \text{ ton}$$

El cortante máximo proveniente del análisis estructural es

$$V_u = 15.58 \text{ ton}$$

El cortante máximo escogido para el diseño por corte es

$$V_u = 17.18 \text{ ton}$$

El cortante a la distancia "d" de la cara del apoyo será

$$V_{ud} = 12.99 \text{ ton}$$

La resistencia a corte aportada por el concreto es:

$$V_c = 0.53 \times \sqrt{f_c} \times b \times d$$

$$V_c = 14.75 \text{ ton}$$

$$\phi V_c = 12.53 \text{ ton}$$

El corte que debe de ser resistido por el acero es:

$$V_s = \frac{V_u}{\phi} - V_c$$

$$V_s = 2.58 \text{ ton}$$

Se debe de verificar que el aporte del acero sea menor que el máximo, el cual se determina mediante la siguiente expresión.

$$V_s = 2.1 \times \sqrt{f_c} \times b \times d$$

$$V_s = 58.43 \text{ ton}$$

$$58.43 > 2.58, \text{ cumple.}$$

$$\text{Diámetro de estribo a usar} = 3/8'' = 0.71 \text{ cm}^2$$

El área A_v será igual a:

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

El espaciamiento de los estribos se determina a través de la siguiente expresión

$$S = A_v \times f_y \times d / V_s = 147.97 \text{ cm} \dots \dots \dots (1)$$

DENTRO DE LA ZONA 2H

Dentro de la zona (2H), El espaciamiento calculado no deberá exceder del espaciamiento máximo según la siguiente expresión:

$$S \leq d / 4 = 16.00 \text{ cm}$$

$$S \leq 10 \times 1.98 = 19.80 \text{ cm}$$

$$S \leq 24 \times 0.71 = 17.04 \text{ cm}$$

$$S \leq 30.00 \text{ cm}$$

El espaciamiento máximo según la expresión será:

$$S = 16.00 \text{ cm} \dots\dots\dots(2)$$

Comparando (1) y (2) y escogiendo el valor se tiene:

$$S = 16.00 \text{ cm}$$

Por facilidad constructiva se escogerá un espaciamiento múltiplo de 2.5cm por lo que el espaciamiento dentro de la zona 2H será de S= 15.00cm

FUERA DE LA ZONA 2H (ZONA CENTRAL)

Fuera de la zona 2H (Zona central), El espaciamiento calculado no deberá exceder del espaciamiento según la siguiente expresión:

$$S \leq d / 2 = 32.00 \text{ cm} \dots\dots\dots(3)$$

Comparando (1) y (3) y escogiendo el valor se tiene:

$$S = 32.00 \text{ cm}$$

Por facilidad constructiva se escogerá un espaciamiento múltiplo de 2.5cm por lo que el espaciamiento fuera de la zona 2H (zona central) será de S= 30.00cm

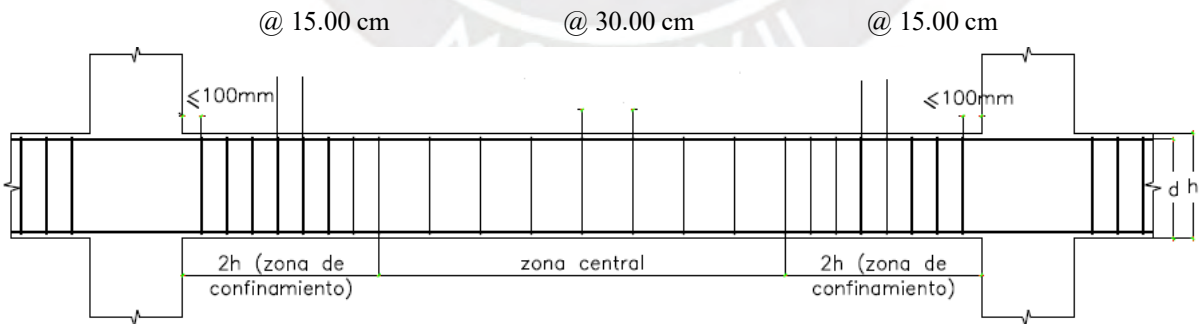


Figura 7.11 Distribución de estribos 1er. tramo

Por lo tanto, se utilizará estribos de 3/8": 1@0.05, 10@0.15, Rto@0.30cm.

7.2.2.2 Control de deflexiones

La norma E.060, en su artículo 9.6.2., recomienda peraltes mínimos para los cuales no será necesario verificar deflexiones.

Tabla 7.3 Peraltes mínimos para no verificar deflexiones

	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	$\frac{\ell}{16}$	$\frac{\ell}{18,5}$	$\frac{\ell}{21}$	$\frac{\ell}{8}$

Notas:

Los valores dados en esta tabla se deben usar directamente en elementos de concreto de peso normal (alrededor de 2300 Kg/m³) y refuerzo con f_y igual a 420 MPa.

7.2.2.3 Control de fisuración

Las fisuras en vigas, se producen cuando el refuerzo del elemento empieza a trabajar a condiciones de cargas en servicio. Sin embargo, se debe controlar las fisuraciones para que no afecte la estética y la integridad de las vigas.

Por ello la norma E.060, en su artículo 9.9.3 especifica el parámetro Z , lo cual sirve como referencia para verificar fisuraciones a condiciones no agresivas. La norma indica que el factor Z debe ser menor a 26000 kg/cm.

$$Z = f_s \times \sqrt[3]{d_c \times Act} \quad f_s = \frac{M_s}{0.9 \times d \times A_s} \quad Act = \frac{2 \times y_s \times b}{N^{\circ} \text{ barras}}$$

Donde:

f_s : Esfuerzo en el acero (kg/ cm²)

d_c : Espesor del recubrimiento de concreto medido desde la fibra extrema en tracción al centro de la barra de refuerzo más cercana a esa fibra (cm)

Act : Área efectiva del concreto en tracción que rodea al refuerzo principal de tracción y cuyo centroide coincide con el de dicho refuerzo, dividida entre el número de barras (cm²)

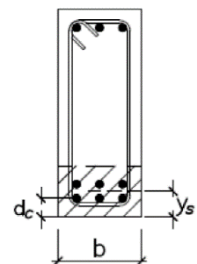
M_s : Momento flector en condiciones de servicio (kg-cm)

d : Peralte efectivo de la sección (cm)

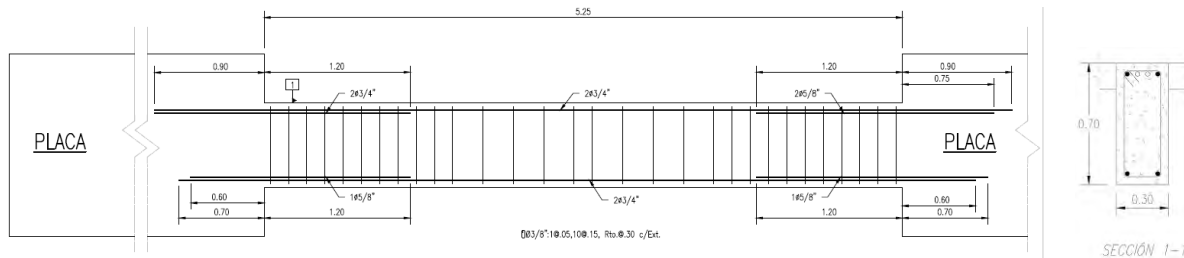
A_s : Área total del refuerzo principal de tracción por flexión (cm²)

y_s : Centroide del refuerzo principal de tracción por flexión (cm)

b : Ancho de la sección (cm)



Se procederá a realizar el análisis de control de fisuración en la zona central de la viga analizada.



La armadura colocada en la viga es 2 varillas de 3/4” = 5.68 cm².

$$y_s = 6 \text{ cm}$$

$$d = 64 \text{ cm}$$

$$M_s = 4.05 \text{ ton.m}$$

$$f_s = \frac{M_s}{0.9 \times d \times A_s} = \frac{4.05 \times 10^5}{0.9 \times 64 \times 5.68} = 1237.90 = 0.29 f_y$$

$$Act = \frac{2 \times y_s \times b}{N^{\circ} \text{ barras}} = \frac{2 \times 6 \times 30}{2} = 180 \text{ cm}^2$$

$$Z = f_s \times \sqrt[3]{d_c \times Act} = 1237.90 \times \sqrt[3]{6 \times 180} = 12700.7 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^3} < 26000 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^3}$$

Se puede verificar que se cumple con lo estipulado en la norma E.060 respecto a control de fisuración.

7.2.2.4 Corte de refuerzo

La norma E.060, brinda un conjunto de requisitos para garantizar una adecuada longitud de desarrollo de los refuerzos. Entre los más importantes tenemos:

- El refuerzo se debe extender más allá del punto de inflexión una distancia igual al mayor valor entre “d” o 12db, excepto en apoyos de viga simplemente apoyadas y en extremos de voladizos.
- Cuando se coloque bastones, la longitud de estas deberá tener una longitud de anclaje igual o mayor a la longitud de desarrollo “ld”.
- Por lo menos 1/3 del refuerzo para momento positivo se debe prolongar a lo largo de la misma cara del elemento hasta el apoyo. En las vigas, dicho refuerzo se debe prolongar por lo menos 15 cm dentro del apoyo.
- Por lo menos 1/3 del refuerzo total por tracción en el apoyo proporcionado para resistir momento negativo debe tener una longitud embebida más allá del punto de inflexión, no menor que “d”, 12db ó ln/16.

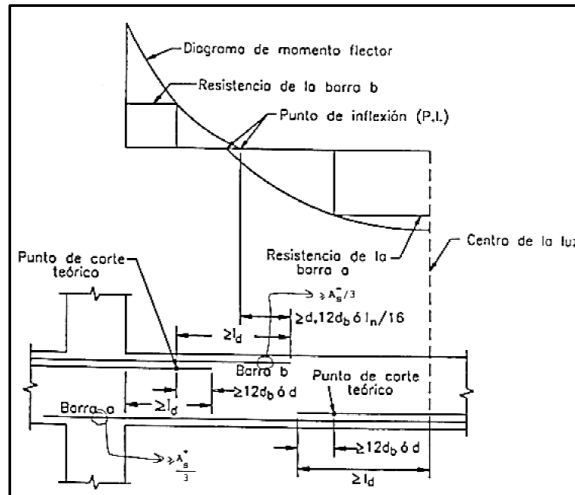


Figura 7.12 Consideraciones para el corte del refuerzo (Ottazzi, 2016).

7.2.2.5 Distribución final de refuerzo en viga sísmica

A continuación, se muestra el armado final de la viga analizada.

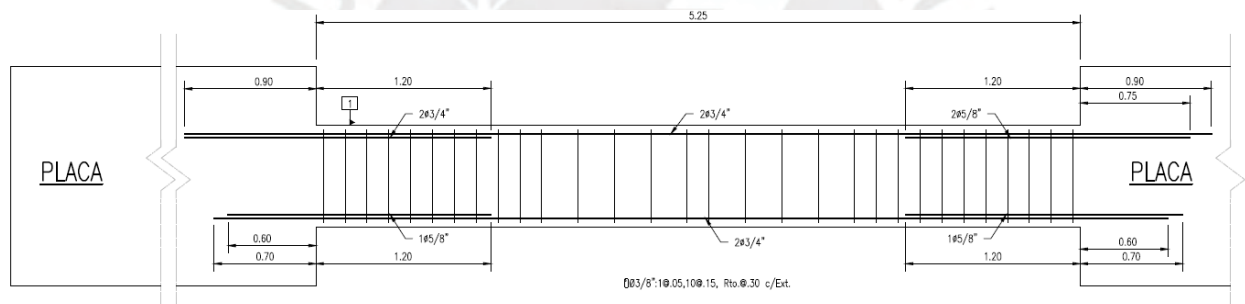


Figura 7.13 Distribución de refuerzos en 1er. tramo de viga analizada

7.3 Ejemplo de diseño de viga de gravedad

A continuación, se muestra como ejemplo el diseño de la viga no sísmica ubicada sobre el “Eje D”

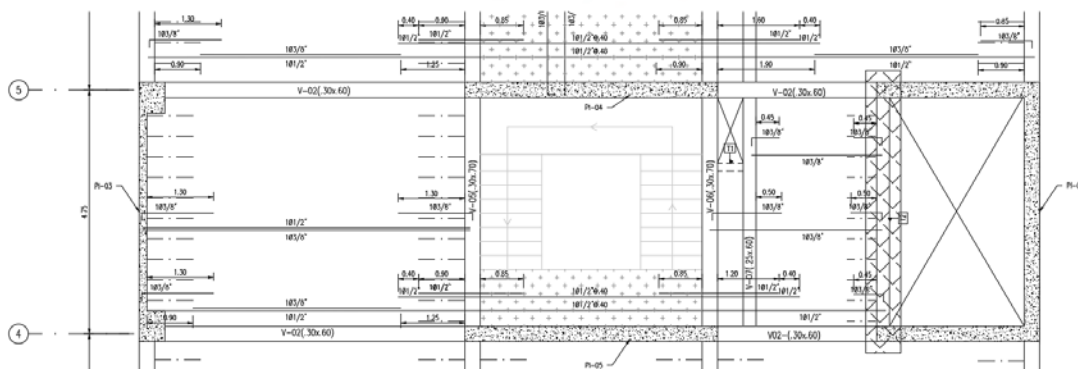


Figura 7.14 Vista en planta de la viga ubicada en el “eje D”

7.3.1 Análisis estructural

Densidad de vigas	: 2.4 ton/m ³
Peso losa aligerada (h=25cm)	: 0.35 ton/m ²
Peso del piso terminado	: 0.1 ton/m ²
Carga viva oficinas	: 0.25 ton/m ²
Peso de la tabiquería	: 1.8 ton/m ³

Piso típico

- Cargas muertas

Viga

Peso propio : $2.40 \times 0.25 \times 0.60 = 0.360 \text{ ton/m}$

W Tabique ascensor : $1.80 \times 0.15 \times 2.95 = 0.797 \text{ ton/m}$

Losa aligerada

Piso terminado : $0.10 \times 1.54 = 0.154 \text{ ton/m}$

Peso propio : $0.35 \times 1.54 = 0.539 \text{ ton/m}$

W Tab. Móvil : $0.05 \times 1.54 = 0.077 \text{ ton/m}$

- Cargas vivas

W s/c : $0.25 \times 1.54 = 0.385 \text{ ton/m}$

A continuación, se muestra los diagramas de momento flector provenientes de cargas de gravedad.

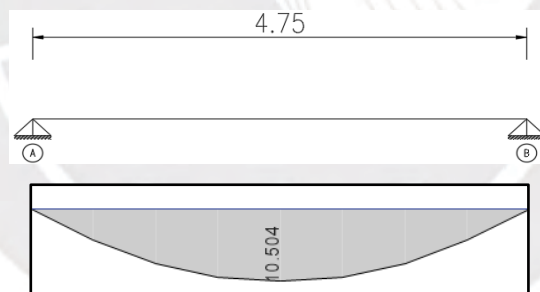


Figura 7.15 Diagrama de momento flector (ton.m)

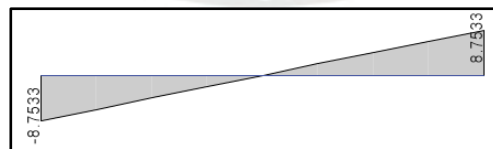


Figura 7.16 Diagrama de fuerza cortante (ton)

7.3.2 Diseño por flexión

A continuación, se muestra el diagrama de momento flector de la combinación de carga 1.4D+1.7L.

Tabla 7.4 Diseño por flexión de viga no sísmica

Diseño por resistencia V(25X60)					
Mu+ (ton.m)	As min (cm ²)	As max (cm ²)	As calculado (cm ²)	As elegido	As instalado (cm ²)
Mu ⁺ = 10.5	3.91	25.82	5.4 cm ²	2 Φ3/4"	5.68

7.3.3 Diseño por cortantes en vigas de gravedad

La resistencia a corte de los elementos viene dada por la suma del aporte del concreto (V_c) más el aporte del acero en el alma de la sección (V_s). Las vigas presentan fuerzas cortantes por lo general mayores al resistente por el concreto $V_u > \phi V_c$. Por lo tanto, es necesario colocar estribos. Cabe señalar que la norma permite considerar que la fuerza cortante última está ubicada a una distancia “d” desde la cara del apoyo V_{ud} .

$$V_u \geq \phi V_n$$

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

$$V_s \geq \frac{V_u}{\phi} - V_c$$

$$\phi V_c = \phi \times 0.53 \times \sqrt{f_c} \times b \times d$$

La norma indica que el aporte de la resistencia a corte de los refuerzos (V_s), no debe superar a:

$$V_{s \max} = 2.1 \times \sqrt{f_c} \times b \times d.$$

Por lo tanto, de la expresión dado podemos concluir que:

$$V_{u \max} = \phi 2.6 \times \sqrt{f_c} \times b \times d.$$

Además, la norma E.060, indica que el aporte del refuerzo por corte de los estribos se calcula con la siguiente expresión.

$$V_s = \frac{A_v \times f_y \times d}{s} \qquad s = \frac{A_v \times f_y \times d}{V_s}$$

Donde:

A_v : Suma de las áreas de las ramas de los estribos en el alma. En estribos simples existen dos ramas

s: Espaciamiento del estribo

Cabe señalar que norma E.060 limita las separaciones de los estribos a usar.

Si la sección analizada requiere estribos ($V_u \geq \phi V_c$), entonces la separación “s” es:

$$\text{Si } V_s \leq 1.1 \times \sqrt{f_c} \times b \times d \rightarrow s_{\max} = \frac{d}{2} \text{ ó } 60\text{cm}$$

$$\text{Si } V_s \geq 1.1 \times \sqrt{f_c} \times b \times d \rightarrow s_{\max} = \frac{d}{4} \text{ ó } 30\text{cm}$$

Si la sección analizada no requiere estribos ($V_u \leq \phi V_c$), entonces la separación “s” es:

$$\text{Si } V_u \geq 0.5 \times \phi V_c \rightarrow s_{\max} = \frac{A_v \times f_y}{0.2 \times \sqrt{f'_c} \times b} \text{ ó } s_{\max} = \frac{A_v \times f_y}{3.5 \times b}$$

Si $V_u \leq 0.5 \times \phi V_c \rightarrow$ Solo se colocará estribos de montaje.

El V_u de diseño a d de la cara es 6.20 ton, además se tiene lo siguiente:

Tabla 7.5 Diseño por cortante de viga no sísmica

bw (cm)	25.00
d (cm)	54.00
Vdiseño (ton)	8.75
ϕV_c (ton)	8.82
$\phi V_c/V_u$	1.01

De la tabla anterior se puede concluir que no se requiere colocar estribos. También se debe tomar en cuenta lo siguiente:

$$\text{Si } V_u \geq 0.5 \times \phi V_c \rightarrow s_{\max} = \frac{A_v \times f_y}{0.2 \times \sqrt{f'_c} \times b} \text{ ó } s_{\max} = \frac{A_v \times f_y}{3.5 \times b}$$

$$s_{\max} = \frac{0.71 \times 4200}{0.2 \times \sqrt{210} \times 25} = 41.15 \text{ cm} \text{ ó } s_{\max} = \frac{0.71 \times 4200}{3.5 \times 25} = 34.08 \text{ cm}$$

Por lo tanto, la distribución de estribos será 1@5cm, Rto@25cm.

7.3.4 Control de deflexiones

El procedimiento utilizado para el predimensionamiento de las vigas siguió las recomendaciones dadas por el ingeniero Antonio Blanco, el cual considera deflexiones máximas, rigidez lateral y diseño sismorresistente. Entonces, los peraltes asumidos están cumpliendo con los peraltes mínimo exigidos por la norma E.060. para omitir la verificación por deflexión.

7.3.5 Control de fisuración

El procedimiento será el mismo al detallado en el diseño de la viga sísmica.

La armadura colocada en la viga es 2 varillas de 3/4” = 5.68 cm².

$$y_s = 6 \text{ cm}$$

$$d = 54 \text{ cm}$$

$$M_s = 4.05 \text{ ton.m}$$

$$f_s = \frac{M_s}{0.9 \times d \times A_s} = \frac{4.05 \times 10^5}{0.9 \times 54 \times 5.68} = 1467.14 = 0.35 f_y$$

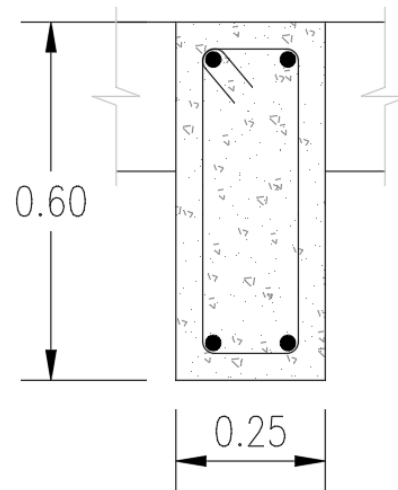
$$A_{ct} = \frac{2 \times y_s \times b}{N^{\circ} \text{ barras}} = \frac{2 \times 6 \times 30}{2} = 180 \text{ cm}^2$$

$$Z = f_s \times \sqrt[3]{d_c \times A_{ct}} = 1467.14 \times \sqrt[3]{6 \times 180} = 15052.64 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^3} < 26000 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^3}$$

Se puede verificar que se cumple con lo estipulado en la norma E.060 respecto a control de fisuración.

7.3.6 Distribución final de refuerzos en viga de gravedad

A continuación, se muestra el armado final de la viga analizada.



4 ϕ 3/4"
 \square ϕ 3/8":1@.05, Rto.@.25 c/Ext.

Figura 7.17 Distribución de refuerzos de la viga analizada

Capítulo 8. Diseño de columnas

8.1 Introducción

Las columnas son elementos que están sometidos a flexocompresión, es decir que reciben cargas axiales y momentos flectores debido a las fuerzas de sismo. El diseño para estos elementos es similar al de flexión, considerando adicionalmente los efectos de esbeltez. Una manera de diferenciar el comportamiento de una columna al de una viga, es calcular la carga axial que soporta. Si $P_u < 0.1x f'c x A_g$, el elemento deberá diseñarse como una viga y en caso contrario como una columna. Donde A_g es el área bruta de la sección.

El diseño se hará por flexocompresión y por corte considerando las cargas amplificadas con las mismas cinco combinaciones del diseño de vigas.

En nuestro caso el diseño por corte y flexión en la columna son menos importante porque las placas van absorber casi en su totalidad las fuerzas sísmicas del edificio. Nuestra edificación cuenta con muros de corte en las dos direcciones. Por tanto, la rigidez y la resistencia lateral van a estar principalmente controladas por los muros.

8.2 Ejemplo de diseño de columna

Como ejemplo se realizará el diseño de la columna central C-01 (30x90).

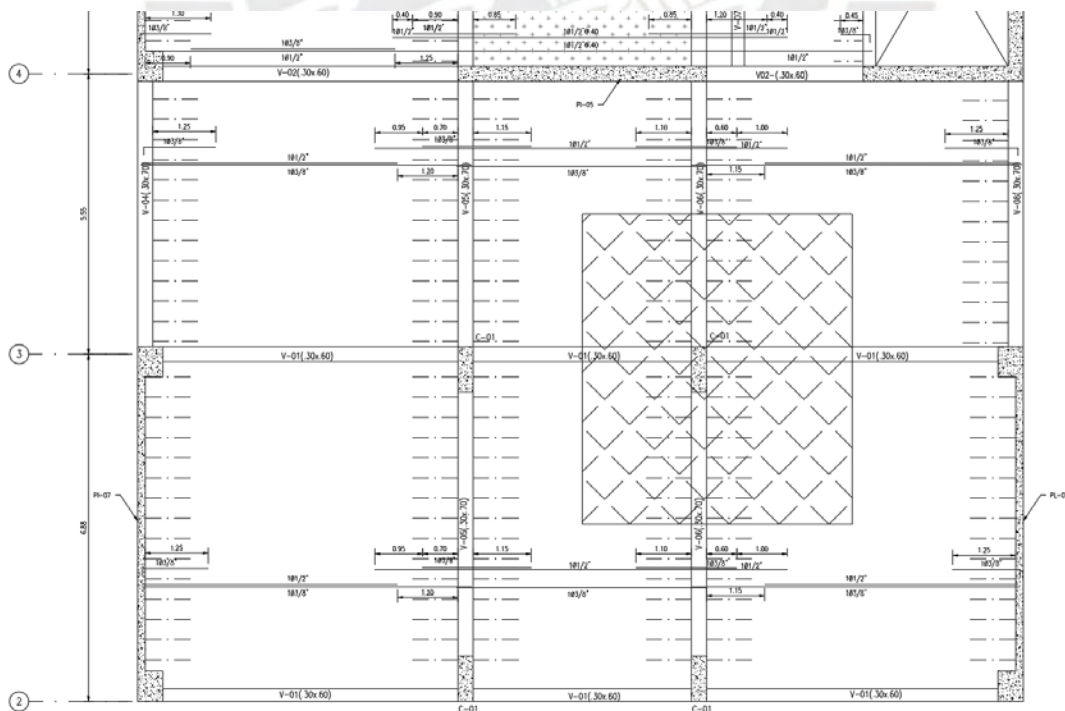


Figura 8.1 Área tributaria de columna C-01

8.2.1 Análisis estructural

Según el metrado realizado en el capítulo 3 de la presente tesis, se citará el resumen de cargas calculadas.

Tabla 8.1 Metrado de cargas para columna C-01

Resumen de cargas				
Piso	Peso por piso (kg)		P acumulado (kg)	
	Pcm	Pcv	Pcm	Pcv
7	20837.7	2961.4	20837.7	2961.4
6	22318.4	7404.8	43156.1	10366.2
5	22318.4	7404.8	65474.5	17771
4	22318.4	7404.8	87792.9	25175.8
3	22318.4	7404.8	110111.3	32580.6
2	22318.4	7404.8	132429.7	39985.4
1	25752	8544	158181.7	48529.4
			Sumatoria	206711.1

La columna C-01 recibe 206.72 toneladas debido a cargas de servicio. Sin embargo, considerando una densidad de peso = 1 ton/m² la columna soporta 229.95 ton.

Tabla 8.2 Metrado de cargas para columna C-01 considerando 1 ton/m²

Piso	Área tributaria (m ²)	Peso por área (ton/m ²)	Peso total (ton)
7	32.85	1	32.85
6	32.85	1	32.85
5	32.85	1	32.85
4	32.85	1	32.85
3	32.85	1	32.85
2	32.85	1	32.85
1	32.85	1	32.85
Sumatoria			229.95

En el artículo 10.9.1, la norma E.060 especifica los límites para las cuantías del refuerzo longitudinal en columnas: como mínimo 1%, para contrarrestar los efectos del flujo plástico en el concreto; y como máximo 6%, para evitar la congestión del refuerzo en el elemento. Estas cuantías se aplican al área total bruta de la sección. La columna a analizar tendrá una sección de 30x90, la cual será verificada en este capítulo con una cuantía mínima del 1%, 14Ø5/8".

8.3 Diseño por flexo compresión uniaxial

Para el diseño de estos elementos se hace uso de los llamados diagramas de interacción, los cuales son gráficas que describen los lugares geométricos de las combinaciones de cargas axiales últimas (P_u) y momentos flectores últimos (M_u) que producen la falla de la sección. Se debe verificar que los puntos (M_u, P_u) se encuentren dentro del diagrama de interacción. En la siguiente tabla se muestra el conjunto de cargas actuantes sobre la columna ubicada entre los ejes 3 y C.

Tabla 8.3 Cargas actuantes para la columna C-01

Cargas actuantes eje Y-Y			Cargas actuantes en eje X-X		
P_{cm} =	143.23	ton	P_{cm} =	143.23	ton
P_{cv} =	64.57	ton	P_{cv} =	64.57	ton
P_{cs} =	4.26	ton	P_{cs} =	6.91	ton
M_{cm} =	0.51	ton.m	M_{cm} =	0.02	ton.m
M_{cv} =	0.27	ton.m	M_{cv} =	0.02	ton.m
M_{cs} =	5.97	ton.m	M_{cs} =	1.74	ton.m
V_{cm} =	0.40	ton	V_{cm} =	0.00	ton
V_{cv} =	0.21	ton	V_{cv} =	0.02	ton
V_{cs} =	1.78	ton	V_{cs} =	0.72	ton

Tabla 8.4 Combinación de cargas sobre eje Y-Y (P_u, M_u y V_u)

Combinación	P_u	M_u	V_u	e	$\emptyset P_n$
1.4cm+1.7cv	310.29	1.18	0.91		
1.25(cm+cv)+cs	264.01	6.95	2.54	0.026	265.15
1.25(cm+cv)-cs	255.48	-4.99	1.02		
9cm+cs	133.17	6.43	2.14	0.048	265.15
0.9cs-cs	124.65	-5.51	1.42		

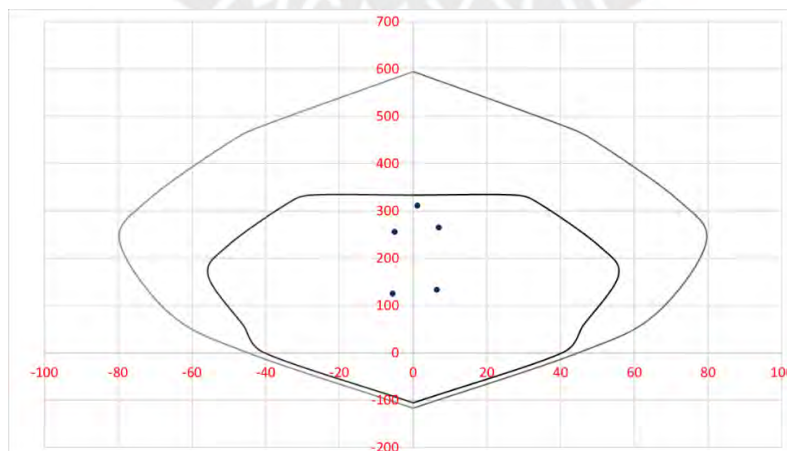


Figura 8.2 Diagrama de interacción Y-Y

Tabla 8.5 Combinación de cargas sobre eje X-X (Pu, Mu y Vu)

Combinación	Pu	Mu	Vu	e	ØPn
1.4cm+1.7cv	310.29	0.07	0.04		
1.25(cm+cv)+cs	266.65	1.80	0.75	0.007	272.80
1.25(cm+cv)-cs	252.84	-1.68	0.69		
0.9cm+cs	135.81	1.76	0.72	0.013	272.80
0.9cs-cs	122.00	-1.72	0.72		

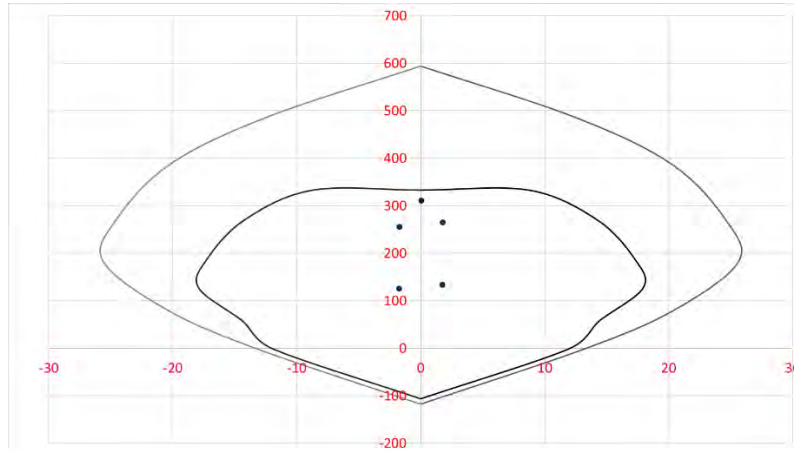


Figura 8.3 Diagrama de interacción X-X

El armado propuesto satisface la demanda, pues las combinaciones de las cargas actuantes (Mu, Pu) se ubican dentro de las curvas de resistencia.

8.3.1 Verificación por flexión biaxial

Cuando las columnas presentan momentos flectores importantes en ambas direcciones a la vez, se deberá realizar un análisis para verificar si la flexión biaxial es crítica. La norma indica que dicha verificación puede determinarse utilizando el método aproximado de Bresler.

$$\text{Si } \frac{P_u}{\phi P_n} \geq 0.1 \rightarrow \frac{1}{P_u} \geq \frac{1}{\phi P_{nx}} + \frac{1}{\phi P_{ny}} - \frac{1}{\phi P_{no}}$$

$$\text{Si } \frac{P_u}{\phi P_n} \leq 0.1 \rightarrow \frac{M_{ux}}{\phi M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{\phi M_{ny}} \leq 1.0$$

Donde:

P_u = Resistencia última en flexión biaxial

ϕP_{nx} = Resistencia de diseño bajo la acción de momentos en X ($e_y=0$)

ϕP_{ny} = Resistencia de diseño bajo la acción de momentos en Y ($e_x=0$)

ϕP_{no} = Resistencia de diseño bajo la acción sólo de carga axial ($e_x=e_y=0$)

- Mnx = Resistencia de diseño respecto al eje X
 Mny = Resistencia de diseño respecto al eje Y
 Mux = Momento último de diseño respecto al eje X
 Muy = Momento último de diseño respecto al eje Y

Tabla 8.6 Verificación por flexocompresión biaxial

Si $\frac{P_u}{\phi P_n} \geq 0.1 \rightarrow \frac{1}{P_u} \geq \frac{1}{\phi P_{nx}} + \frac{1}{\phi P_{ny}} - \frac{1}{\phi P_{no}}$					
Combinación	$\frac{1}{\phi P_{nx}}$	$\frac{1}{\phi P_{ny}}$	$\frac{1}{\phi P_{no}}$	$\frac{1}{\phi P_{nx}} + \frac{1}{\phi P_{ny}} - \frac{1}{\phi P_{no}}$	$\frac{1}{P_u}$
1.25(cm+cv)+cs	0.003771	0.003666	0.003771	0.0037	0.0038
0.9cm+cs	0.003771	0.003666	0.003771	0.0037	0.0074

Se concluye que la sección y el refuerzo colocado en la columna cumple los requerimientos de la verificación de flexión biaxial.

8.4 Diseño por corte

Al igual que en las vigas, Las columnas presentan fuerzas cortantes por lo general mayores al resistente por el concreto $V_u > \phi V_c$. Por lo tanto, es necesario colocar estribos. Cabe señalar que la resistencia corte del concreto se calcula con la siguiente expresión:

$$V_c = 0.53 \times \sqrt{f_c} \times \left(1 + \frac{N_u}{140 \times A_g}\right) b \times d$$

Donde: A_g = Área bruta de la sección.

N_u = Carga axial última.

$$V_{c \max} = 0.93 \times \sqrt{f_c} \times b_w \times d \times \sqrt{1 + \frac{N_u}{35 \times A_g}}$$

Además, la norma E.060, indica que el aporte del refuerzo por corte de los estribos se calcula con la siguiente expresión.

$$V_s = \frac{A_v \times f_y \times d}{s} \quad s = \frac{A_v \times f_y \times d}{V_s} \quad V_s \leq 2.1 \times \sqrt{f_c} \times b \times d$$

Para el caso de columnas que forman parte de pórticos importantes que resistan cargas de sismo. Será necesario el diseño por Capacidad con el objetivo de tener fallas dúctiles.

Además, se deberá comparar la fuerza cortante proveniente de los Momentos Nominales con la envolvente de fuerzas cortantes considerando las cargas sísmicas amplificadas por 2.5, y elegir el menor valor para no considerar escenarios improbables.

Cabe mencionar que: $V_{u\max} = 2.6 \phi \times \sqrt{f_c} \times b \times d$.

Si V_u excede de $V_{u\max}$, entonces se deberá incrementar la resistencia del concreto f_c ó cambiar las dimensiones de la sección. La razón de esta limitación se basa en el hecho de que se busca evitar la falla del concreto antes de que se inicie la fluencia de los estribos.

Requisitos para sistema de muros estructurales según la norma E.060.

- Se deberá colocar estribos en ambos extremos de la columna hasta una longitud “Lo” medida desde la cara del apoyo, la cual define a la zona de confinamiento. Se deberá tomar el mayor de los siguientes valores:

$$Lo \geq \frac{H_n}{6}; Lo = 0.50m; Lo = \text{La máxima dimensión de la sección transversal.}$$

- Los estribos dentro de la zona de confinamiento tendrán un espaciamiento “s” no mayor a los siguientes valores:

$$s \leq \text{La mitad de la dimensión más pequeña de la sección}; s \leq 8 \text{ db}; s = 10\text{cm.}$$

- El primer estribo dentro de la zona de confinamiento se colocará máximo a 5cm. de la cara del apoyo.
- Los estribos fuera de la zona de confinamiento tendrán un espaciamiento “s”, que no excederá los siguientes valores:

$$s \leq 16\text{db}; s \leq \text{la dimensión más pequeña de la sección}; s \leq 30\text{cm}$$

- Dentro del nudo el espaciamiento:

$$s \leq 15\text{cm}$$

El cortante de diseño por fuerza cortante proviene de comparar el cortante máximo proveniente del análisis estructural con el cortante máximo proveniente del análisis por capacidad.

Tabla 8.7 Calculo de la cortante proveniente del análisis por capacidad

Dirección Y-Y				
Combinación	P_u	M_n	$V_{duc} = \frac{2 \times M_n}{h}$	Máximo V_{duc}
1.4cm+1.7cv	310.29	34.82	21.76	
1.25(cm+cv)+cs	266.65	44.20	27.63	
1.25(cm+cv)-cs	252.84	46.30	28.94	
0.9cm+cs	135.81	60.90	38.06	
0.9cs-cs	122.00	61.40	38.38	38.38
Dirección X-X				
Combinación	P_u	M_n	$V_{duc} = \frac{2 \times M_n}{h}$	Máximo V_{duc}
1.4cm+1.7cv	310.29	10.95	6.84	
1.25(cm+cv)+cs	266.65	14.74	9.21	
1.25(cm+cv)-cs	252.84	15.22	9.51	
0.9cm+cs	135.81	17.75	11.09	
0.9cs-cs	122.00	18.17	11.36	11.36

El máximo cortante proveniente del análisis estructural es:

$$V_u = 2.54 \text{ ton}$$

$$V_u \times 2.5 = 6.35 \text{ ton}$$

El máximo cortante proveniente del análisis por capacidad es:

$$V_u = 38.38 \text{ ton}$$

Por lo tanto, el cortante para el análisis es:

$$V_u = 6.35 \text{ ton}$$

V_u no debe tomarse mayor que:

$$V_{u \max} = 2.6 \phi \times \sqrt{f_c} \times b \times d = 2.6 \times 0.85 \times \sqrt{210} \times 30 \times 84 = 80.70 \text{ ton}$$

El aporte a cortante del concreto es: $\phi V_c = 20.74 \text{ ton}$

V_c no debe tomarse mayor que:

$$V_c \max = 0.93 \times \sqrt{f_c} \times b_w \times d \times \sqrt{1 + \frac{N_u}{35 \times A_g}} = 51.41 \text{ ton}$$

Por lo tanto, el cortante admisible es:

$$\phi V_c = 20.74 \text{ ton}$$

Diseñar estribos de acuerdo a lo indicado en la norma E.060

$$\phi V_n > V_u$$

$$\phi V_n > \phi (V_c + V_s)$$

$$V_s = \frac{V_u}{\phi} - V_c$$

Se puede verificar que la resistencia al corte del concreto supera las fuerzas cortantes últimas, por lo tanto, la distribución de estribos a usar será la correspondiente a las consideraciones mínimas.

$$S = A_v \times f_y \times d / V_s$$

$$d = 84 \text{ cm}$$

$$S = 30.00 \text{ cm} \quad (S_{\text{máx}}=30\text{cm})$$

Zona 1:

$$S = 30.00 \text{ cm}$$

Zona 2:

Menor diámetro colocado $5/8''$

$$8db = 12.64 \text{ cm} \quad (\text{ocho veces el diámetro})$$

$$0.5 \text{ dim} = 15.00 \text{ cm} \quad (\text{mitad de la menor dimensión de la sección transversal del elemento})$$

$$10.00 \text{ cm}$$

$$30.00 \text{ cm} \quad (S \text{ calculado por cortante})$$

Escogiendo el menor valor se tiene:

$$S = 10.00 \text{ cm} \quad (\text{separación calculada})$$

Zona 3:

$$S = 15.00 \text{ cm} \quad (\text{separación calculada})$$

Considerando lo dispuesto por la norma E060, la zona de confinamiento debe ser como mínimo el mayor entre:

- $L_n/6 = 260/6 = 43.3 \text{ cm}$
- Mayor dimensión = 90 cm
- 50cm

Entonces Se tienen que la zona de confinamiento debe ser como mínimo $L_o=90\text{cm}$.

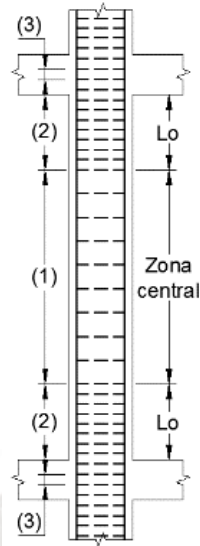


Figura 8.4 Armado típico de estribos en columna

Por lo tanto, se utilizará estribos de 3/8": 1@0.05, 9@0.10, Rto@0.30cm.

8.4.1 Distribución final de refuerzos en columna

A continuación, se muestra la distribución final de refuerzos en Columna analizada.

CUADRO DE COLUMNAS		
Nº PISO	TIPO	C-01
1-7	bxt	.30x.90
	\varnothing	14 \varnothing 5/8"
	\square	2 \square + 3 \square \varnothing 3/8": 1 \varnothing 5, 9 \varnothing 10, R \varnothing 30cm, c/e
F'c=210 kg/cm ²		<p>DETALLE DE ESTRIBOS</p>

Figura 8.5 Distribución de refuerzos de columna C-01

Capítulo 9. Diseño de placas

9.1 Introducción

Es necesario contar con placas en una estructura ya que proporcionan rigidez y resistencia ante acciones sísmicas. Su diseño es similar al de columnas, pero como estos elementos poseen una gran rigidez lateral absorben valores significativos de fuerzas cortante que a su vez producen grandes momentos. La ubicación de estas se realizó de tal manera que se eviten problemas de torsión.

9.2 Ejemplo de diseño de placa

La placa que se diseñará en este ejemplo se ubica sobre el eje E, entre los paños 6 y 7.

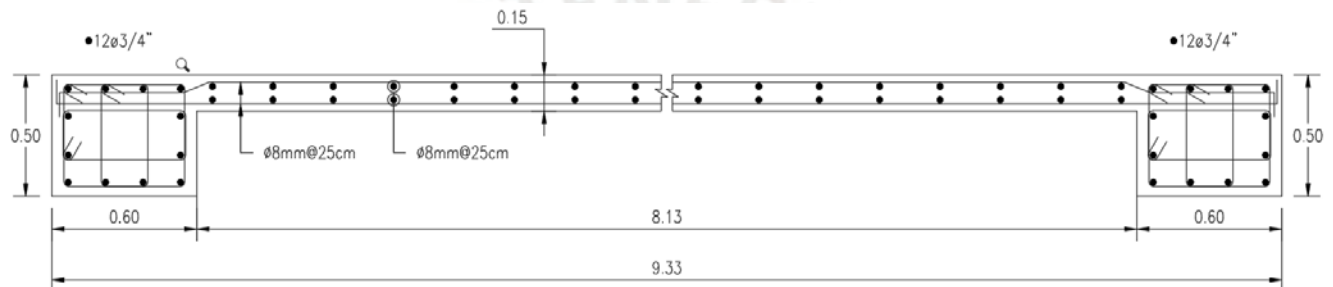


Figura 9.1 Placa analizada con distribución de refuerzo iniciales

9.2.1 Diseño por flexocompresión

Para que las placas sean consideradas como muros esbeltos y por lo tanto, se diseñen por flexocompresión, la norma E.060 establece que la relación entre la altura total de la placa y su longitud deberá ser mayor que 1, ($H/L > 1$). Verificando esta condición en las placas observamos que su relación geométrica satisface la exigencia.

El diseño por flexo-compresión consiste en elegir tentativamente, una distribución de acero de refuerzo, concentrando un parte en los extremos de la placa; refuerzo vertical se distribuirá uniformemente a lo largo de la longitud del muro y se concentrará en los extremos y en las zonas donde llegan vigas perpendiculares al plano de la placa con cargas importantes. El refuerzo vertical repartido a lo largo de la placa deberá cumplir con la cuantía mínima correspondiente al diseño de muros la cual se establece en la norma E.060.

El acero de refuerzo vertical en los extremos se confinará con estribos como si se trataran de columnas, pero teniendo una consideración especial estipulada en la norma E.060. Una vez definido el acero de refuerzo, se construye el diagrama de interacción.

Se verifica que los puntos (Pu,Mu), correspondientes a las combinaciones de diseño se encuentran dentro de la curva de diseño del diagrama.

Tabla 9.1 Cargas y combinaciones de carga la placa en estudio.

Cargas actuantes del análisis estructural		
Pcm	235.238	ton
Pcv	75.181	ton
Pcs	18.542	ton
Mcm	38.997	ton.m
Mcv	20.422	ton.m
Mcs	1732.015	ton.m
Vcm	2.871	ton
Vcv	1.405	ton
Vcs	118.568	ton

Combinaciones de carga según la norma E.060					
Combinación	Pu	Mu	Vu	Mpr	Mn/Mu
1.4cm+1.7cv	457.14	89.31	6.41	2745.37	30.74
1.25(cm+cv)+cs	406.57	1806.29	123.91	2630.40	1.46
1.25(cm+cv)+cs	369.48	-1657.74	-113.22	2543.08	1.53
0.9cm+cs	230.26	1767.11	121.15	2076.21	1.17
0.9cm-cs	193.17	-1696.92	-115.98	2136.19	1.26

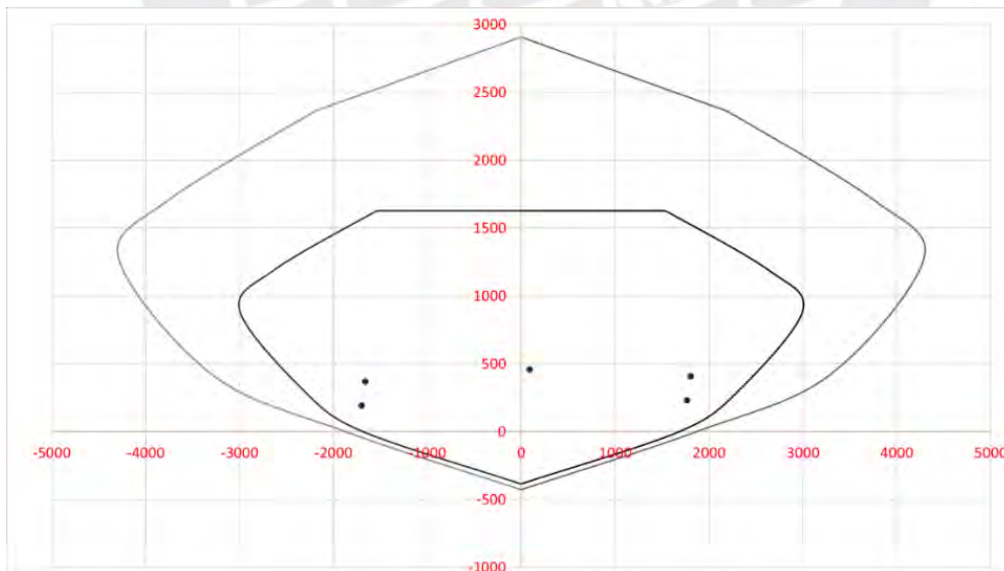


Figura 9.2 Diagrama de interacción dirección más cargada

9.2.2 Verificación de núcleos de confinamiento

Según la norma E.060, los elementos de borde en las zonas de compresión deberán ser confinados cuando la profundidad del eje neutro exceda de:

$$c \geq \frac{l_m}{600 \times \left(\frac{\delta u}{h_m}\right)} \text{ ó}$$

Donde:

c: Profundidad del eje neutro.

Lm: Longitud de muro.

hm: Altura total del muro.

δu : Desplazamiento de diseño.

$\delta u/h_m \geq 0.005$.

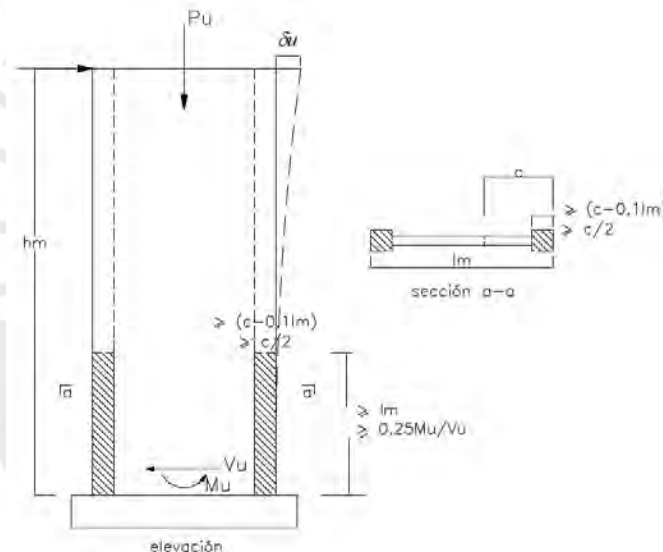


Figura 9.3 Profundidad del eje neutro “c”

Para poder calcular la profundidad del eje neutro “c”, se puede calcular conociendo el diagrama de momento de curvatura del elemento a diseñar. Además, la norma especifica que donde se requiera elementos confinados de borde, el refuerzo del mismo debe extenderse desde la sección crítica a una distancia no menor que el mayor valor entre l_m y $\left(\frac{M_u}{4V_u}\right)$.

Por otro lado, la norma E.060 indica que se debe cumplir las siguientes condiciones:

- La longitud del borde externo de confinamiento debe extenderse una distancia no menor a el mayor valor entre $(c - 0.1L_m)$ y $c/2$.

- Las secciones con ala deben considerar un ancho efectivo de ala en compresión y extenderlo una distancia de por lo menos 30cm en el alma.
- Los estribos serán como mínimo de 8 mm de diámetro para barras longitudinales de hasta 5/8" de diámetro, de 3/8" para barras longitudinales de hasta 1" de diámetro y de 1/2" para barras longitudinales de mayor diámetro.
- La separación entre estribos no debe exceder 10db, la menor dimensión de la sección transversal del elemento de borde y 25 cm.

Tomando en cuenta la geometría de la placa presentada al inicio del capítulo y con $P_u = 406.57$ ton y $M_u = 1806.79$ ton.m se calculó el eje neutro. El procedimiento utilizado para calcular el eje neutro se realiza mediante la herramienta SECCION DESIGNER del software de diseño Sap 2000, mediante el diagrama de momento curvatura. Para ellos se requiere que estén bien definidos las propiedades constitutivas de los materiales que constituyen el elemento analizado. Entonces, tomando en cuenta la carga axial máxima, la deformación del concreto 0.003 y la curvatura, se calcula el eje neutro.

$$c = 97.26 \text{ cm.}$$

Según la norma E060 se necesita confinar el borde extremo cuando se cumple que

$$c \geq \frac{l_m}{600 \times \left(\frac{\delta u}{h_m}\right)}, \quad c_{lim} = \frac{l_m}{600 \times \left(\frac{\delta u}{h_m}\right)} = 258.33 \text{ cm}$$

Donde el cociente $\left(\frac{\delta u}{h_m}\right)$ no debe ser menor a 0.005.

También la norma especifica que se deben usar elementos confinados cuando la fibra extrema en compresión supera el valor $0.20f'_c$.

$$\text{El valor máximo sería } 0.20 \times f'_c = 42.00 \text{ kg/cm}^2$$

Según la norma E.060, se debe confinar si $0.2 f'_c \geq \sigma_c$

$$\sigma_c = \frac{P_u}{A_p} + \left(\frac{6 \times M}{t_w \times l_m^2}\right) = 120.33$$

Por lo tanto, se requiere confinar el borde.

$$L_m = 775.00 \text{ cm}$$

$$M_u/4V_u = 364.43 \text{ cm}$$

Además, el elemento de borde debe extenderse verticalmente una distancia Vertical de 775 cm.

Luego de haber calculado la profundidad del eje neutro, se procede a extender la fibra externa en compresión hasta una distancia no menor a el mayor valor entre $(c-0.1l_m)$ y $c/2$.

- $c-0.1Lm = 19.76 \text{ cm}$
- $c/2 = 48.63 \text{ cm}$

Por lo tanto, el elemento de borde debe extenderse horizontalmente una distancia de

Distancia Horizontal = 48.63 cm

Por lo tanto, se usará un núcleo igual a 60.00 cm.

9.2.3 Diseño por corte

Siguiendo la filosofía de la norma E.060, el diseño de placas estará orientado a tener una falla dúctil y no frágil, es por esa razón que se amplifica la fuerza cortante de la placa de manera que la falla sea por flexión y no por corte; por lo que para realizar el diseño debemos cumplir con lo siguiente:

- $V_u \leq \phi V_n$
- $V_n = V_c + V_s$
- $V_{nmax} \leq 2.6\sqrt{f_c} \times t \times d$
- $V_c = \alpha \times \sqrt{f_c} \times t \times d$

Donde:

$$\text{Si } \frac{h_m}{l_m} \leq 1.5 \rightarrow \alpha = 0.8$$

$$\text{Si } \frac{h_m}{l_m} \geq 2.0 \rightarrow \alpha = 0.53$$

$$\text{Si } 1.5 \leq \frac{h_m}{l_m} \leq 2.0 \rightarrow \alpha = \text{varia linealmente entre 0.8 y 0.53}$$

Los muros deben tener refuerzo por cortante distribuido que proporcione resistencia en dos direcciones ortogonales en el plano del muro. Si h_m / l_m no excede de 2.0 la cuantía de refuerzo vertical no debe ser menor que la cuantía de refuerzo horizontal. El aporte del área refuerzo al corte se calcula con la siguiente expresión:

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

La norma indica cuantías mínimas para la malla distribuida.

- Si $V_u \leq \phi V_c/2$

$$\rho_h \geq 0.0020 \quad \rho_v \geq 0.0015$$

- Si $V_u \geq \phi V_c/2$

$$\rho_h \geq 0.0020 \quad \rho_v \geq 0.0025 + 0.5 \times \left(2.5 - \frac{h_m}{l_m}\right) \times (\rho_h - 0.0025) \geq 0.0025$$

Es necesario garantizar que el elemento falle por flexión (dúctil) y no por corte (frágil). Entonces, debemos calcular el factor que amplifica a la fuerza cortante (V_{ua}), que es la relación de momento nominal de la sección asociada a P_u (M_u) y el momento último proveniente del análisis (M_{ua}), obteniendo una fuerza cortante última (V_u).

$$V_u \geq V_{ua} \times \frac{M_n}{M_{ua}};$$

$$\frac{M_n}{M_{ua}} < R(\text{factor de reducción sísmica})$$

Donde:

- V_{ua} y M_{ua} corresponden a las fuerzas del análisis estructural
- M_n es el momento nominal.

Entonces, para la placa en análisis, se tiene:

$$h_m / L_m = 3.03$$

$$\text{Si } \frac{h_m}{l_m} \geq 2.0 \rightarrow \alpha = 0.53$$

$$V_c = \alpha \times \sqrt{f_c} \times t \times d$$

$$V_c = 28.64 \text{ ton}$$

Tabla 9.2 Verificación del límite dispuesto para V_n

Mn / Mu propuesto	R= 4.5				
Combinaciones de carga según la norma E.060					
Combinación	Mn/Mu	Mn/Mu	Vu	ØVn	ØVn > Vu
	calculado	usado	(ton)	(ton)	(ton)
1.25(cm+cv)+cs	1.46	1.46	123.91	372.30	Ok
1.25(cm+cv)-cs	1.53	1.53	113.22	372.30	Ok
0.9cm+cs	1.17	1.17	121.15	372.30	Ok
0.9cm-cs	1.26	1.26	115.98	372.30	Ok

Tabla 9.3 Diseño por fuerza cortante

Combinación	Vu diseño	Nu/Ag	Vc	ØVc	ØVs
	(ton)	(kg/cm²)	(ton)	(ton)	(ton)
1.25(cm+cv)+cs	180.45	34.97	28.64	24.34	156.10
1.25(cm+cv)-cs	173.69	31.78	28.64	24.34	149.35
0.9cm+cs	142.34	19.81	28.64	24.34	118.00
0.9cm-cs	146.01	16.62	28.64	24.34	121.67

Diseño por fuerza cortante					
Combinación	Vs (ton)	Vs max (ton)	Vs max > Vs	Área de estribo Ø 8mm	S (cm)
1.25(cm+cv)+cs	183.65	185.31	OK	0.5	25.17
1.25(cm+cv)-cs	175.70	185.31	OK	0.5	26.31
0.9cm+cs	138.82	185.31	OK	0.5	33.29
0.9cm-cs	143.14	185.31	OK	0.5	32.29

La cuantía de acero horizontal colocada es : Ø8mm@20.00 cm

La cuantía de acero vertical colocada es : Ø8mm@25.00 cm

Debido a que $V_u \geq \phi V_c/2$

$$\rho_h \min \geq 0.0025$$

$$\rho_v \geq 0.0025 + 0.5 \times \left(2.5 - \frac{h_m}{l_m} \right) \times (\rho_h - 0.0025) \geq 0.0025$$

La cuantía de acero vertical colocada es

$$\rho_h = 0.0033 > 0.0025$$

la cuantía de acero vertical colocada es:

$$\rho_v = 0.0027 > 0.0025$$

9.2.4 Distribución final de refuerzos en placa

A continuación, se muestra la distribución de refuerzos de la placa analizada para el primer y segundo nivel.

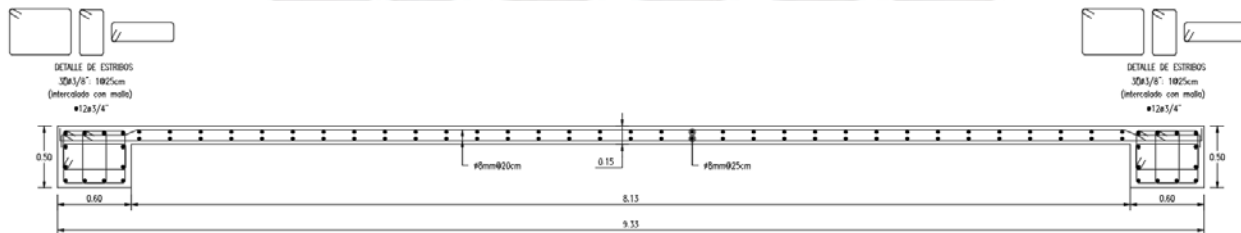


Figura 9.4 Distribución final de refuerzos de placa analizada.

Capítulo 10. Diseño de cimentaciones

10.1 Introducción

La función de las cimentaciones es recibir las cargas de los elementos verticales y transmitir las al terreno. Por ello, es preciso señalar que siempre se verificará que los esfuerzos producidos no excedan la capacidad del terreno. Por otra parte, se tiene que tener un especial cuidado con los asentamientos.

Existen varias soluciones para la cimentación, esta dependerá de las magnitudes de las cargas actuantes, la ubicación de las cimentaciones y resistencia del terreno. En el caso de nuestro medio, los principales tipos de cimentación superficiales tenemos: zapatas aisladas, zapatas combinadas, zapatas conectadas, plateas de cimentación, cimientos corridos, etc.

El estudio de Suelos nos proporciona el esfuerzo admisible o capacidad portante del suelo, dato importante para diseñar la cimentación de la estructura. Los datos obtenidos del estudio de mecánica de suelos son los siguientes:

- Perfil del Suelo : Tipo S1
- Presión admisible del terreno (σ) : 4.0 kg/cm²
- Peso unitario del suelo (γ) : 1.90 ton/m³
- Profundidad mínima de cimentación : 1.6 m

10.2 Ejemplo de diseño de zapatas aisladas

Se procederá a diseñar la zapata ubicada entre los ejes C y 7.

10.2.1 Verificación de presiones en las cimentaciones

El cálculo de presiones en las cuatro esquinas de la zapata se podrá calcular mediante la siguiente expresión.

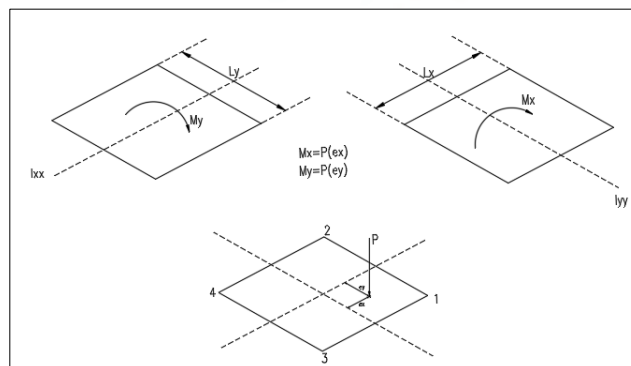


Figura 10.1 Distribución de presiones en una zapata

$$\text{Si } e < \frac{L}{6} \rightarrow \sigma = \frac{P}{A} \pm \frac{6M_x}{L_x^2 \times L_y} \pm \frac{6M_y}{L_y^2 \times L_x}$$

$$\sigma_1 = \frac{P}{A} + \frac{6M_x}{L_x^2 \times L_y} + \frac{6M_y}{L_y^2 \times L_x}$$

$$\sigma_2 = \frac{P}{A} + \frac{6M_x}{L_x^2 \times L_y} - \frac{6M_y}{L_y^2 \times L_x}$$

$$\sigma_3 = \frac{P}{A} - \frac{6M_x}{L_x^2 \times L_y} + \frac{6M_y}{L_y^2 \times L_x}$$

$$\sigma_4 = \frac{P}{A} - \frac{6M_x}{L_x^2 \times L_y} - \frac{6M_y}{L_y^2 \times L_x}$$

En caso de que en algunas de las esquinas las presiones resulten negativas, nos estaría indicando que existen tracciones en el suelo. Lo cual no es real, puesto que no puede haber tracción entre el suelo y la zapata.

En consecuencia, se tiene que obtener un diagrama de presiones equivalente donde solo haya presiones en compresión. Para ello se utilizará la ecuación de Meyerhoof.

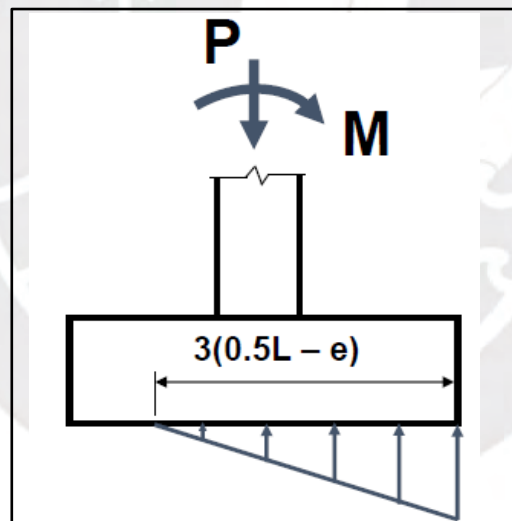


Figura 10.2 Distribución de presiones usando Meyerhoof

$$\text{Si } e > \frac{L}{6} \rightarrow \sigma_{\max} = \frac{2P}{3 \times B \times \left(\frac{L}{2} - e\right)}$$

Cabe señalar que algunos autores recomiendan que se pueda trabajar con una redistribución de las presiones de forma rectangular, haciendo coincidir el centro del rectángulo de presiones con el centro de la resultante de las cargas actuantes mediante la siguiente expresión.

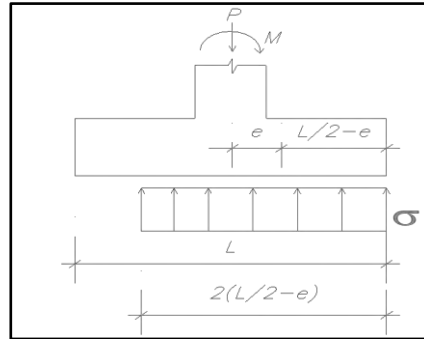


Figura 10.3 Distribución de presiones usando Meyerhoof simplificado

$$\sigma_{\max} = \frac{P}{2 \times B \times \left(\frac{L}{2} - e\right)}$$

Cabe señalar que la norma E.060 permite reducir al 80% las cargas sísmicas provenientes del análisis estructural. Además, permite incrementar en un 30% la capacidad portante del terreno.

Tabla 10.1 Cargas actuantes sobre zapata en estudio

Cargas aplicadas		
Pm	143.23	ton
Pv	64.57	ton
Psx	6.91	ton
Psy	4.26	ton
Mmx	0.02	ton.m
Mvx	0.02	ton.m
Mmy	0.51	ton.m
Mvy	0.27	ton.m
Msx	1.74	ton.m
Msy	5.97	ton.m

10.2.2 Predimensionamiento

Cargas actuantes sin sismo

Pm=	143.23 ton
Pv=	64.57 ton
Mmx=	0.02 ton.m
Mvx=	0.02 ton.m
Mmy=	0.51 ton.m
Mvy=	0.27 ton.m

$$\text{Área tentativa} = \frac{207.80 \times 1.05}{36.00} = 6.06 \text{ m}^2$$

Buscando las dimensiones de la zapata:

Volado

LY=	2.20 m	Pzapata=	10.35 Ton
LX=	2.80 m	Ptierra=	7.07 Ton

Verificamos momentos en X

$$\sigma_i = \frac{P}{A} \pm \frac{6M_x}{L_y L_x^2}$$

$$\sigma_1 = \frac{225.21}{6.16} + \frac{0.28}{13.55} = 36.58 \text{ ton/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{225.21}{6.16} - \frac{0.28}{13.55} = 36.54 \text{ ton/m}^2$$

Verificamos momentos en Y

$$\sigma_i = \frac{P}{A} \pm \frac{6M_y}{L_x L_y^2}$$

$$\sigma_1 = \frac{225.21}{6.16} + \frac{4.71}{17.25} = 36.83 \text{ ton/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{225.21}{6.16} - \frac{4.71}{17.25} = 36.29 \text{ ton/m}^2$$

Verificamos biaxialmente

$$\sigma_i = \frac{P}{A} \pm \frac{6M_x}{L_y L_x^2} \pm \frac{6M_y}{L_x L_y^2}$$

$$\sigma_1 = \frac{225.21}{6.16} + \frac{0.28}{13.55} + \frac{4.71}{17.25} = 36.85 \text{ ton/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{225.21}{6.16} - \frac{0.28}{13.55} - \frac{4.71}{17.25} = 36.27 \text{ ton/m}^2$$

$$\sigma_3 = \frac{225.21}{6.16} + \frac{0.28}{13.55} - \frac{4.71}{17.25} = 36.31 \text{ ton/m}^2$$

$$\sigma_4 = \frac{225.21}{6.16} - \frac{0.28}{13.55} + \frac{4.71}{17.25} = 36.81 \text{ ton/m}^2$$

$$\sigma_{\max} = 36.85 \text{ ton/m}^2 < 40.00 \text{ ton/m}^2$$

Verificación considerando sismo

Pm	=	143.23 ton
Pv	=	64.57 ton
Psx	=	0.00 ton
Psy	=	6.91 ton
Mmx	=	0.02 ton.m
Mvx	=	0.02 ton.m
Mmy	=	0.51 ton.m
Mvy	=	0.27 ton.m
Msx	=	1.74 ton.m
Msy	=	6.91 ton.m

Verificación (Sismo en X)

σ_i	=	$\frac{P}{A}$	±	$\frac{6Mx}{Ly Lx^2}$	±	$\frac{6My}{Lx Ly^2}$		
σ_1	=	$\frac{225.21}{6.16}$	+	$\frac{10.74}{13.55}$	+	$\frac{4.71}{17.25}$	=	37.63 ton/m ²
σ_2	=	$\frac{225.21}{6.16}$	-	$\frac{10.74}{13.55}$	-	$\frac{4.71}{17.25}$	=	35.50 ton/m ²
σ_3	=	$\frac{225.21}{6.16}$	+	$\frac{10.74}{13.55}$	-	$\frac{4.71}{17.25}$	=	37.08 ton/m ²
σ_4	=	$\frac{225.21}{6.16}$	-	$\frac{10.74}{13.55}$	+	$\frac{4.71}{17.25}$	=	36.04 ton/m ²

Verificación (Sismo en Y)

σ_i	=	$\frac{P}{A}$	±	$\frac{6Mx}{Ly Lx^2}$	±	$\frac{6My}{Lx Ly^2}$		
σ_1	=	$\frac{225.21}{6.16}$	+	$\frac{0.28}{13.55}$	+	$\frac{46.14}{17.25}$	=	39.26 ton/m ²
σ_2	=	$\frac{225.21}{6.16}$	-	$\frac{0.28}{13.55}$	-	$\frac{46.14}{17.25}$	=	33.86 ton/m ²
σ_3	=	$\frac{225.21}{6.16}$	+	$\frac{0.28}{13.55}$	-	$\frac{46.14}{17.25}$	=	33.91 ton/m ²

$$\sigma_4 = \frac{225.21}{6.16} - \frac{0.28}{13.55} + \frac{46.14}{17.25} = 39.21 \text{ ton/m}^2$$

El esfuerzo máximo es $\sigma_{\max} = 39.26 \text{ ton/m}^2 < 52.00 \text{ ton/m}^2$

10.2.3 Verificación por fuerza cortante

El peralte de la zapata debe tener la capacidad de soportar el corte ($\emptyset V_c$) a una distancia “d” de la cara (V_{ud}). Para ello se utilizará la siguiente expresión para calcular la resistencia a corte que aporta el concreto.

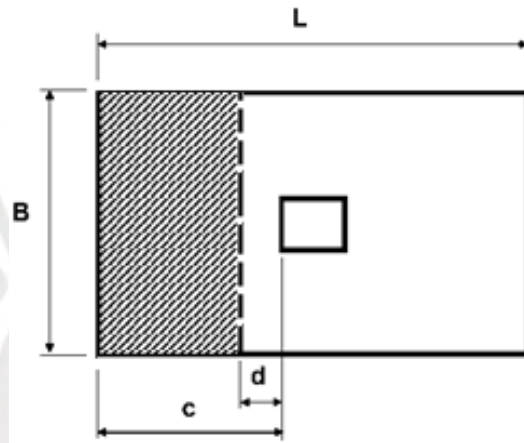


Figura 10.4 Esquema para el diseño de una zapata por fuerza cortante

En ambas direcciones debe cumplir lo siguiente: $\emptyset V_c \geq V_{ud}$.

Donde:

- $\emptyset V_c = \emptyset \times 0.53 \times \sqrt{f'_c} \times L \times d$.
- $V_{ud} = \sigma_{ult} \times (\text{Atrib.})$
- $V_{ud} = 58.97 \times 2.80 \times (0.65 - 0.60) = 8.26 \text{ ton}$
- $\emptyset V_c = \emptyset \times 0.53 \times \sqrt{f'_c} \times L \times d$
- $\emptyset V_c = 109.68 \text{ ton}$

Por lo tanto, el peralte elegido ($h=0.70\text{m}$) es correcto.

10.2.4 Verificación por punzonamiento

Al igual que en la verificación por corte, el peralte de la zapata debe tener la capacidad de soportar los efectos de punzonamiento a una distancia “d/2” de la cara.

Para ello se utilizará las siguientes expresiones.

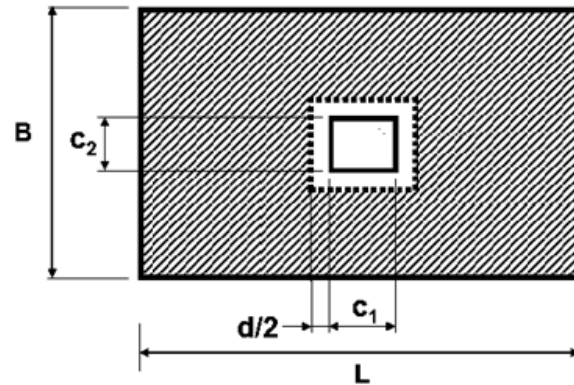


Figura 10.5 Esquema para el diseño de una zapata por punzonamiento

Donde se debe cumplir lo siguiente: $\phi V_c \geq V_{ud}$.

Donde:

- $V_{ud} = \sigma_{ult} \times (\text{Atrib.})$
- $\text{Atrib.} = b \times l - [(c_1 + d) \times (c_2 + d)]$
- $\phi V_c = \phi \times 1.06 \times \sqrt{f'_c} \times b_0 \times d$

Se tienen Volados iguales = 0.65 m

Peralte efectivo de la zapata $d = 0.600$ m

Peralte de la zapata será $h = 0.700$ m

$b_0 = 2.00 \times 1.50 + 2.00 \times 0.90 = 4.80$ m

$A_o = 1.50 \times 0.90 = 1.35$ m²

$A_{total} = 2.20 \times 2.80 = 6.16$ m²

$V_u = \sigma_{ult} \times (\text{Atrib.}) = 283.63$ ton

$\phi V_c = \phi \times 1.06 \times \sqrt{f'_c} \times b_0 \times d$

$\phi V_c = 0.85 \times 442.39 = 376.03$ ton

Por lo tanto, el peralte elegido ($h=0.70$ m) es correcto.

10.2.5 Diseño por flexión

Luego de haber definido el peralte de la zapata, se procede a calcular al acero de refuerzo para resistir los momentos de flexión. El diseño se realizará en cada dirección de forma independiente con el momento máximo producidos en la cara del elemento.

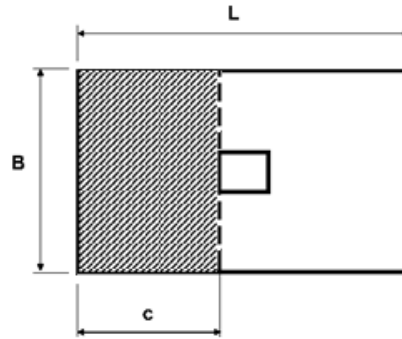


Figura 10.6 Esquema para el diseño de una zapata por flexión

Se calculará el momento con la siguiente expresión:

$$M_u = \frac{\sigma_{ult.} \times c^2}{2}, \text{ y se debe cumplir que } \phi M_n \geq M_u$$

Donde:

$$\phi M_n = \phi A_s \times f_y \times \left(d - \frac{a}{2}\right) \quad a = \frac{A_s \times f_y}{0.85 \times f'c \times c}$$

Según la norma E.060, se deberá colocar una cuantía mínima en el refuerzo de la zapata equivalente a 0.0018.

Cuando no se considera sismo:

$$\sigma_{ult.} = 1.60 \times 36.85 = 58.97 \text{ ton/m}^2$$

Cuando se considera sismo:

$$\sigma_{ult.} = 1.25 \times 39.26 = 49.07 \text{ ton/m}^2$$

Por lo tanto, se efectuará el diseño con: $\sigma_{ult.} = 58.97 \text{ ton/m}^2$

Tabla 10.2 Diseño por flexión en zapata

Dirección x-x	
Mu = $\sigma_{ult.} (\text{Volado})^2 / 2$	
Mu =	26.61 ton.m
As =	12.02 cm ² /m
Asmin= 0.0018bh	12.60 cm ² /m
As colocado=	Ø3/4''@20 cm
Dirección y-y	
Mu = $\sigma_{ult.} (\text{Volado})^2 / 2$	
Mu =	26.61 ton.m
As =	12.02 cm ² /m
Asmin=	12.60 cm ² /m
As colocado=	Ø3/4''@20 cm

10.2.6 Distribución final de refuerzos en zapata aislada

A continuación, se muestra la distribución final de refuerzos de la zapata analizada.

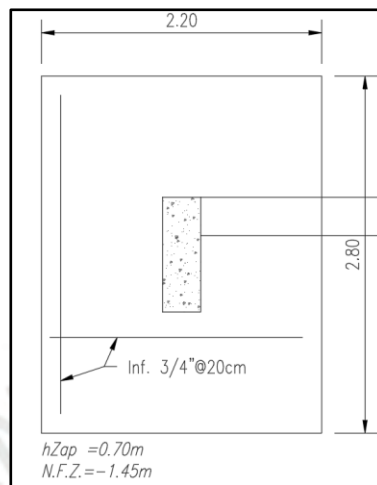


Figura 10.7 Distribución final de refuerzos en zapata analizada.

10.3 Ejemplo de diseño de zapatas conectadas con viga VC-06 (0.40x1.20)

Se utilizarán zapatas conectadas sobre las placas y columnas ubicadas en límites de propiedad y también en placas de gran exigencia sísmica. Puesto que las vigas de cimentación pueden tomar dichos esfuerzos.

Con el objetivo de tomar dichos esfuerzos, es necesario colocar vigas rígidas de cimentación que puedan unir zapatas excéntricas con zapatas interiores.

A modo de ejemplo, se diseñará la zapata ubicada sobre el Eje A entre los paños 2 y 3. La placa mide 7.0 metros y es de espesor igual a 15cm. Esta placa es muy importante en el sentido Y-Y, pues es una de las placas que absorbe bastante sismo en este sentido.

10.3.1 Verificación de presiones en zapatas sin considerar la viga de cimentación

Primero se verificará la zapata sin considerar vigas de cimentación.

Verificación (Momento sin sismo)

$P_m =$	217.28	Ton
$P_v =$	68.20	Ton
$M_{mx} =$	0.85	ton.m
$M_{vx} =$	0.19	ton.m
$M_{my} =$	10.18	ton.m
$M_{vy} =$	4.39	ton.m

$$\text{Área tentativa} = \frac{285.47 \times 1.05}{36.00} = 8.33 \text{ m}^2$$

Buscando las dimensiones de la zapata:

Volado

LY=	1.15 m	Pzapata	15.46 Ton
LX=	8.00 m	Ptierra	9.78 Ton

Verificamos momentos en X

$$\sigma_i = \frac{P}{A} \pm \frac{6M_x}{L_y L_x^2}$$

$$\sigma_1 = \frac{310.71}{9.20} + \frac{6.26}{10.58} = 34.36 \text{ ton/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{310.71}{9.20} - \frac{6.26}{10.58} = 33.18 \text{ ton/m}^2$$

Verificamos momentos en Y

$$\sigma_i = \frac{P}{A} \pm \frac{6M_y}{L_x L_y^2}$$

$$\sigma_1 = \frac{310.71}{9.20} + \frac{87.43}{73.60} = 34.96 \text{ ton/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{310.71}{9.20} - \frac{87.43}{73.60} = 32.58 \text{ ton/m}^2$$

Verificamos biaxialmente

$$\sigma_i = \frac{P}{A} \pm \frac{6M_x}{L_y L_x^2} \pm \frac{6M_y}{L_x L_y^2}$$

$$\sigma_1 = \frac{310.71}{9.20} + \frac{6.26}{10.58} + \frac{87.43}{73.60} = 35.55 \text{ ton/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{310.71}{9.20} - \frac{6.26}{10.58} - \frac{87.43}{73.60} = 31.99 \text{ ton/m}^2$$

$$\sigma_3 = \frac{310.71}{9.20} + \frac{6.26}{10.58} - \frac{87.43}{73.60} = 33.18 \text{ ton/m}^2$$

$$\sigma_4 = \frac{310.71}{9.20} - \frac{6.26}{10.58} + \frac{87.43}{73.60} = 34.37 \text{ ton/m}^2$$

El esfuerzo máximo es $\sigma_{\max} = 35.55 \text{ ton/m}^2 < 40.00 \text{ ton/m}^2$

Ahora se verificará considerando momentos de sismo.

Verificación con cargas de sismo

Pm	=	217.28 ton
Pv	=	68.20 ton
Psx	=	16.73 ton
Psy	=	32.62 ton
Mmx	=	0.85 ton.m
Mvx	=	0.19 ton.m
Mmy	=	10.18 ton.m
Mvy	=	4.39 ton.m
Msx	=	7.43 ton.m
Msy	=	1204.79 ton.m



Verificación (Sismo en X)

$$\sigma_i = \frac{P}{A} \pm \frac{6M_x}{L_y L_x^2} \pm \frac{6M_y}{L_x L_y^2}$$

$$\sigma_1 = \frac{310.71}{9.20} + \frac{50.87}{10.58} + \frac{87.43}{73.60} = 39.77 \text{ ton/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{310.71}{9.20} - \frac{50.87}{10.58} - \frac{87.43}{73.60} = 27.78 \text{ ton/m}^2$$

$$\sigma_3 = \frac{310.71}{9.20} + \frac{50.87}{10.58} - \frac{87.43}{73.60} = 37.39 \text{ ton/m}^2$$

$$\sigma_4 = \frac{310.71}{9.20} - \frac{50.87}{10.58} + \frac{87.43}{73.60} = 30.15 \text{ ton/m}^2$$

Verificación (Sismo en Y)

$$\sigma_i = \frac{P}{A} \pm \frac{6M_x}{L_y L_x^2} \pm \frac{6M_y}{L_x L_y^2}$$

$$\begin{aligned}\sigma_1 &= \frac{310.71}{9.20} + \frac{6.26}{10.58} + \frac{7316.16}{73.60} = \mathbf{133.77 \text{ ton/m}^2} \\ \sigma_2 &= \frac{310.71}{9.20} - \frac{6.26}{10.58} - \frac{7316.16}{73.60} = \mathbf{-66.22 \text{ ton/m}^2} \\ \sigma_3 &= \frac{310.71}{9.20} + \frac{6.26}{10.58} - \frac{7316.16}{73.60} = \mathbf{-65.04 \text{ ton/m}^2} \\ \sigma_4 &= \frac{310.71}{9.20} - \frac{6.26}{10.58} + \frac{7316.16}{73.60} = \mathbf{132.59 \text{ ton/m}^2}\end{aligned}$$

De lo calculado anteriormente se puede concluir que existen esfuerzos negativos, lo cual no es aceptable. Entonces se procederá a usar la ecuación de meyerhoof considerando las cargas más críticas.

$$\sigma_{\max} = \frac{P}{2 \times B \times \left(\frac{L}{2} - e\right)}$$

Donde:

- P_{cm}= 217.28 ton
- P_{cv}= 68.20 ton
- P_{tot}= 217.28 + 68.20 = 285.48 ton
- M_{sy}= 1204.79 ton
- M_{reducido} M_{sy} x 0.80 = 963.83 ton.m
- B= 1.15 m
- L= 8.00 m

$$e = \frac{M_{\text{reducido}}}{P_{\text{cm}} + P_{\text{cv}}} = \frac{963.83}{285.48} = 3.38$$

$$\sigma_{\max} = \frac{P}{2 \times B \times \left(\frac{L}{2} - e\right)} \rightarrow \sigma_{\max} = \frac{217.28 + 68.2}{2 \times 1.15 \times \left(\frac{8}{2} - 3.38\right)} = 200.2 \text{ ton/m}^2$$

$$200.2 \text{ ton/m}^2 \geq \sigma_{\max} (52 \text{ ton/m}^2)$$

El esfuerzo actuante sobre el terreno supera considerablemente el esfuerzo resistente del terreno. Por lo tanto, se requiere vigas rígidas de cimentación que absorban momentos originados por sismo en la dirección Y-Y.

10.3.2 Verificación de presiones en zapatas considerando la viga de cimentación

Se asumirá inicialmente una viga de cimentación de sección 40x120.

Con ello, se procede a modelar en el software Safe para verificar el aporte de las vigas de cimentación en el sistema de cimentaciones. De ello, se obtiene lo siguiente.

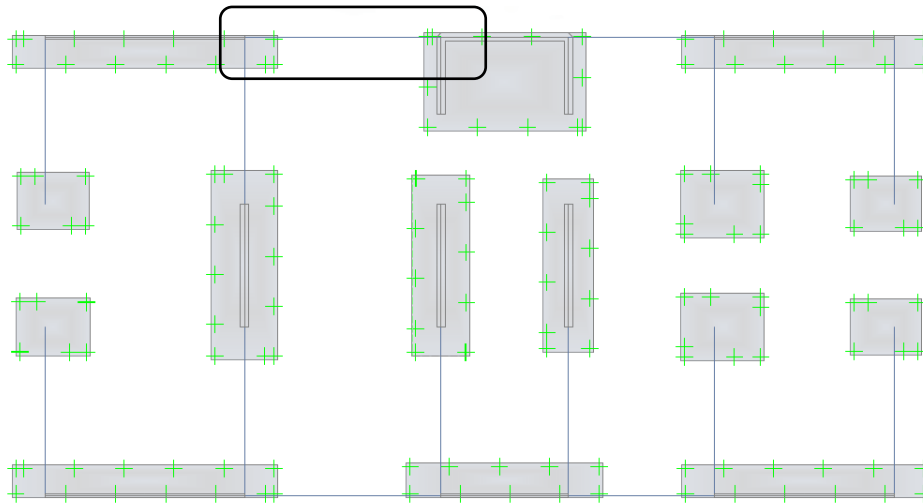


Figura 10.8 Vista en planta modelo de cimentaciones en software Safe.

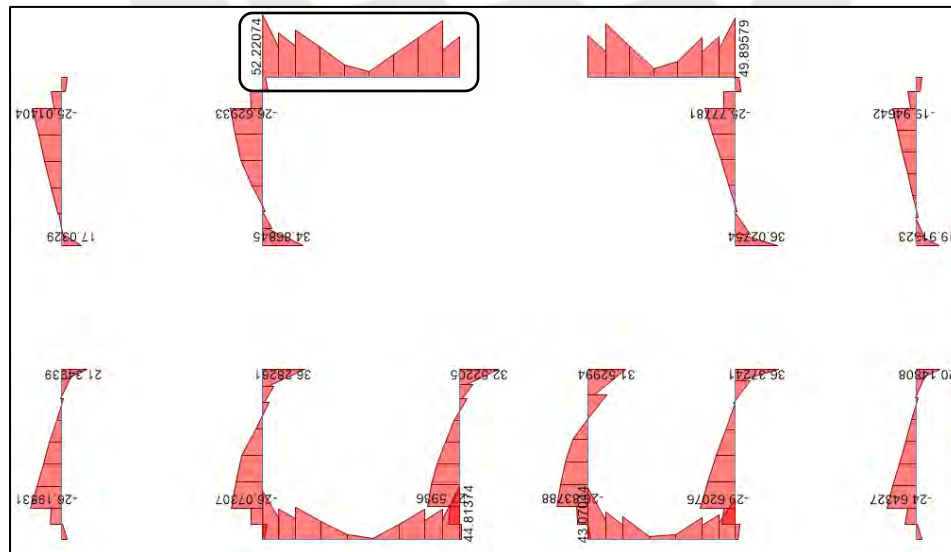


Figura 10.9 Envolvente positiva del DMF en vigas de cimentación

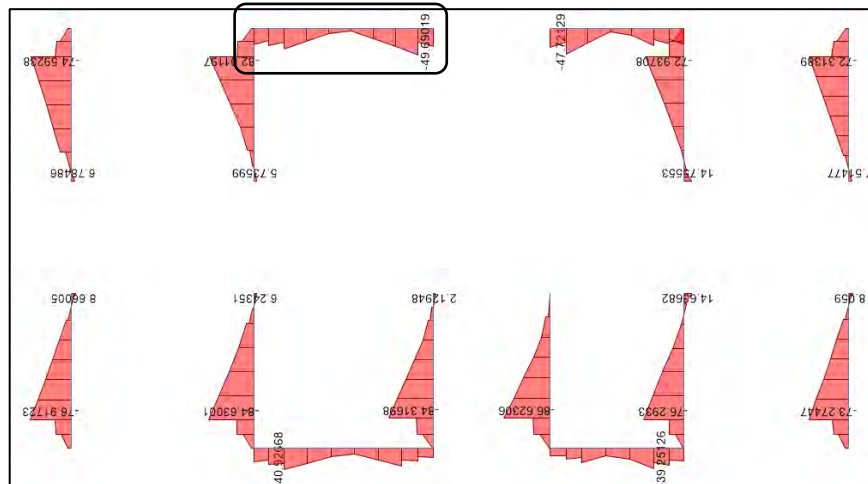


Figura 10.10 Envolvente negativa del DMF en vigas de cimentación

Tabla 10.3 Diseño por flexión de viga de cimentación

Viga de cimentación	
Sección (40x120) cm	
Mu^+	52.22
As^+	13.01
Mu^-	49.69
As^-	12.36
$Asmin =$	10.56 cm ² /m
As colocado	5Ø3/4"
As	14.2 cm ² /m
$\varnothing Mn =$	63.11 ton.m

Considerando dichas vigas de cimentación se verifica que las cimentaciones planteadas cumplen con la máxima capacidad admisible del terreno debido a solicitaciones de gravedad y sísmicas.

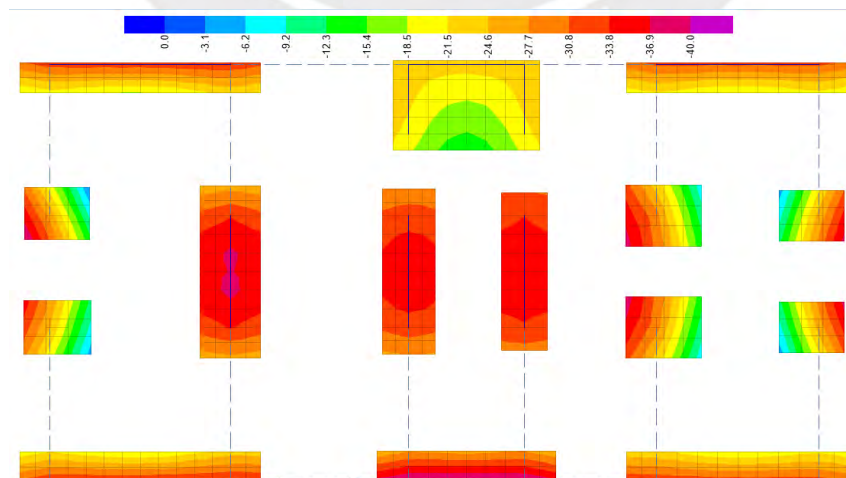


Figura 10.11 Verificación de presiones sin sismo considerando vigas de cimentación

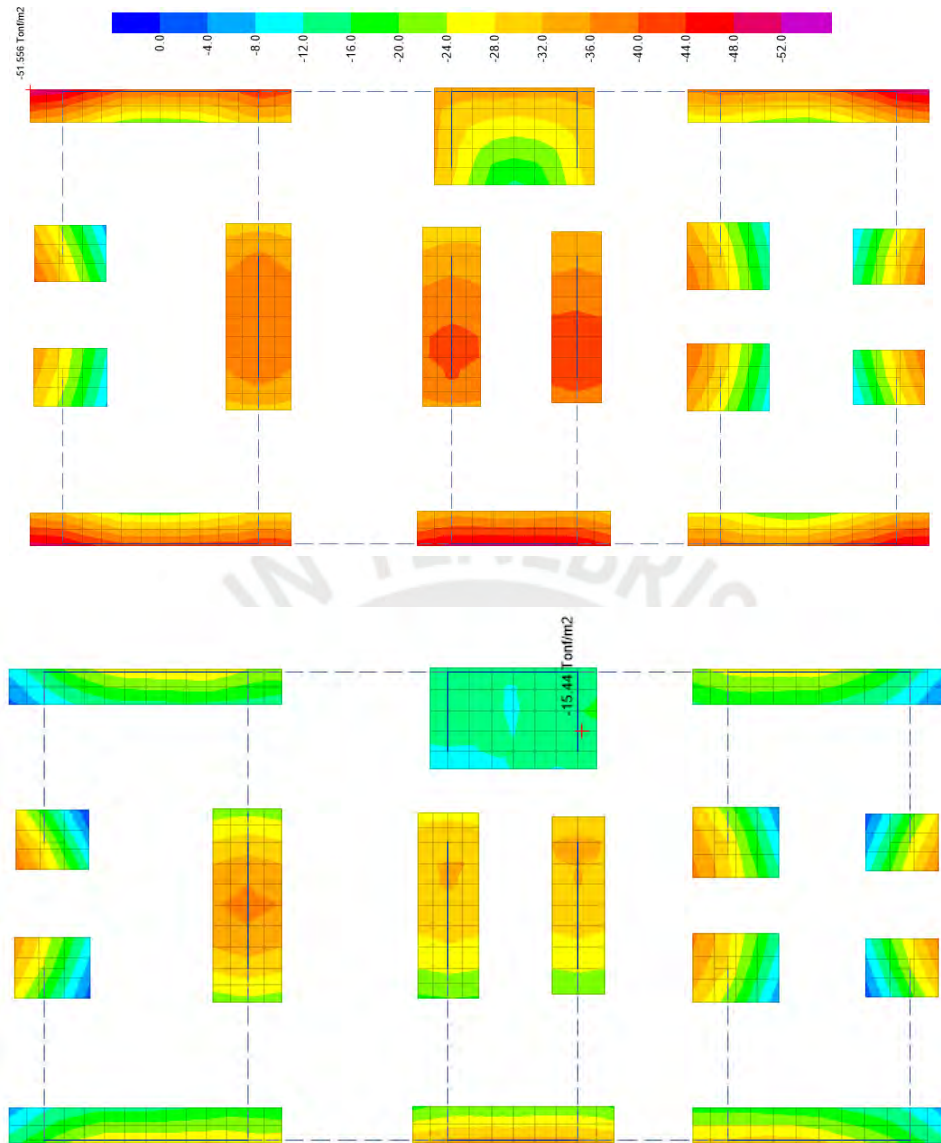


Figura 10.12 Verificación de presiones con sismo considerando vigas de cimentación

10.3.3 Distribución final de refuerzos en viga de cimentación

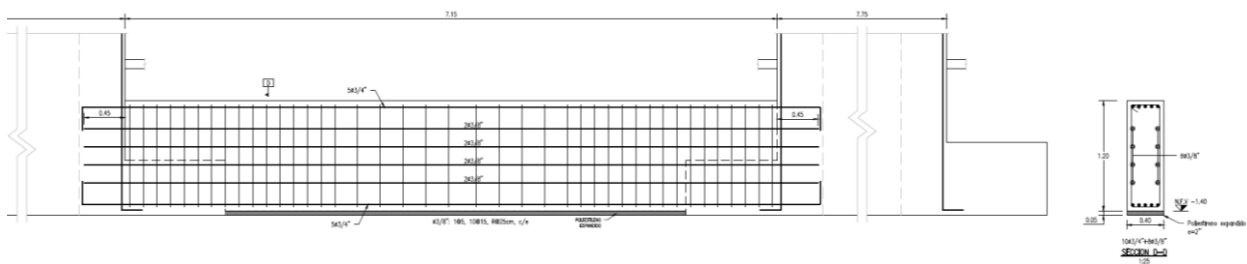


Figura 10.13 Distribución final de refuerzos en viga de cimentación analizada.

Capítulo 11. Diseño de escaleras

11.1 Introducción

Para el diseño de las escaleras se utiliza solo cargas de gravedad. Para nuestro análisis las escaleras tienen dos placas como elementos de apoyo. Para calcular los esfuerzos, será necesario modelar una losa maciza armada en una dirección. A continuación, se diseñará el primer tramo de escaleras.

11.2 Ejemplo de diseño de escalera

11.2.1 Metrado de cargas

Tramos típicos de la escalera cuenta con las siguientes características:

- Paso (p) = 28 cm
- Contrapaso (cp) = 17.5cm
- Garganta (t) = 15 cm

Se calcula el peso propio del tramo inclinado mediante la siguiente expresión:

$$w_{pp} = \gamma \left[\frac{cp}{2} + t \sqrt{1 + \left(\frac{cp}{p}\right)^2} \right]$$

$$w_{pp} = 2400 \left[\frac{0.175}{2} + 0.15 \sqrt{1 + \left(\frac{0.175}{0.28}\right)^2} \right] = 634.53 \text{ kg/m}^2$$

Se considerará 100 kg/m² para el piso terminado. La sobrecarga será de 400 kg/m².

En el tramo inclinado:

$$\text{CM: } 1.0 \times (635 + 100) = 735 \text{ kg/m}$$

$$\text{CV: } 1.0 \times 400 = 400 \text{ kg/m}$$

$$\omega: 1.4 \times 735 + 1.7 \times 400 = \mathbf{1709 \text{ kg/m}}$$

En el descanso:

$$\text{CM: } 1.0 \times (2.4 \times 0.20 + 100) = 580 \text{ kg/m}$$

$$\text{CV: } 1.0 \times 400 = 400 \text{ kg/m}$$

$$\omega: 1.4 \times 580 + 1.7 \times 400 = \mathbf{1492 \text{ kg/m}}$$

11.2.2 Análisis estructural

A continuación, se muestra el análisis estructural de la escalera.

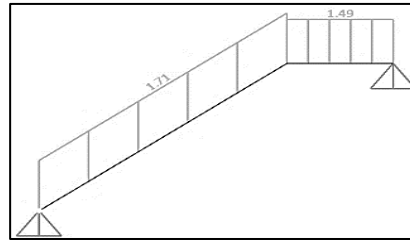


Figura 11.1 Asignación de cargas últimas en el tramo de escalera en ton/m.

Además, se muestra el diagrama de fuerzas cortantes y diagrama de momentos flectores.

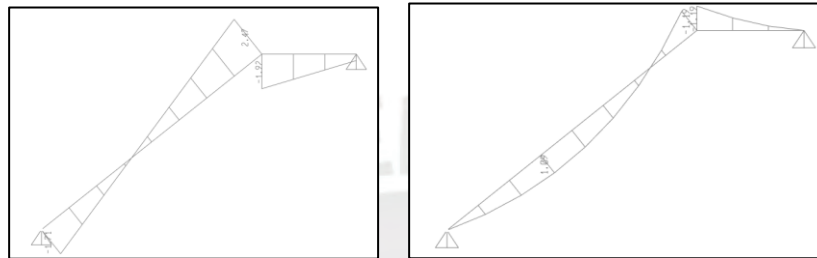


Figura 11.2 Diagrama de fuerza cortante ton (izquierda) y momento flector ton.m (derecha)

11.2.3 Diseño por flexión

Del diagrama de momentos se obtiene $M_u = 1.19 \text{ ton.m/m}$, $A_s = 2.7 \text{ cm}^2/\text{m}$.

La malla mínima es $0.0018bh = 0.0018 \times 100 \times 15 = 2.7 \text{ cm}^2/\text{m}$.

Por lo tanto, se colocará $\Phi 3/8'' @ .25$ ($2.84 \text{ cm}^2/\text{m}$) tanto en la dirección longitudinal como en la transversal.

11.2.4 Diseño por corte

- $\phi V_c = \phi 0.53 \sqrt{f'_c} c x b x d$
- $\phi V_c = 0.85 \times 0.53 \sqrt{210} \times 100 \times 12 = 7834 \text{ kg}$.
- Se verifica que $\phi V_c > V_u$.

11.2.5 Distribución final de refuerzos en escaleras

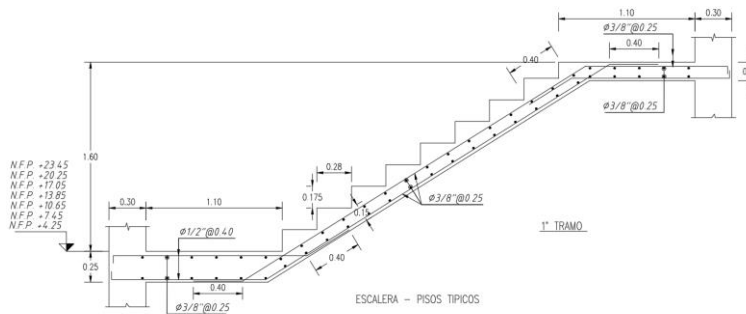


Figura 11.3 Distribución de refuerzos en escalera.

Capítulo 12. Diseño de muros de cisterna

12.1 Introducción

Se diseñarán los muros de la cisterna considerando cargas de empuje del agua y del suelo. Cabe señalar que las cargas son perpendiculares a su plano.

12.2 Análisis estructural

Para realizar el modelamiento de los muros de cisterna se considerará un metro de ancho tributario. Además, la sollicitación más crítica del muro será cuando la cisterna se encuentre vacía. Esto quiere decir que se considerará el empuje del suelo sobre el muro. Se requiere los siguientes parámetros del estudio de mecánicas de suelos.

$$K_a = 0.25 \quad \gamma = 2.0 \text{ ton/m}^3 \quad H_{\text{muro}} = 3.0 \text{ m}$$

$$s/c = 0.25 \text{ ton/m}^3 \quad e_{\text{muro}} = 0.25 \text{ m}$$

Tomando en cuenta lo anterior, se procede a calcular los empujes activos y empujes provenientes de las sobrecargas.

$$E_a = K_a \times \gamma \times H = 0.25 \times 2 \times 3.0 \times 1 = 1.5 \text{ ton}$$

$$E_{s/c} = K_a \times s/c = 0.25 \times 0.25 \times 1 = 0.0625 \text{ ton}$$

Los empujes hallados se encuentran en condiciones de servicio. Sin embargo, para el diseño se requiere un factor de amplificación para llevar las cargas a condiciones últimas. Según la norma E.060 el factor de amplificación de empujes de suelo es 1.7. Entonces se tiene lo siguiente.

$$E_{au} = 1.7 \times E_a = 1.7 \times 1.5 \text{ ton} = 2.55 \text{ ton}$$

$$E_{s/cu} = 1.7 \times E_{s/c} = 1.7 \times 0.0625 \text{ ton} = 0.13 \text{ ton}$$

A continuación, se muestra las cargas asignadas al modelo estructural y los diagramas debido a cargas ultimas.

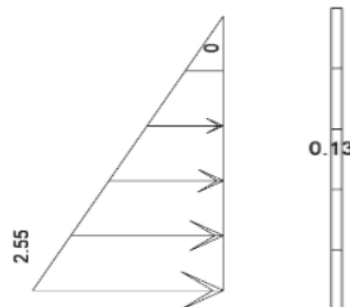


Figura 12.1 Distribución de cargas asignadas al muro de cisterna (ton)

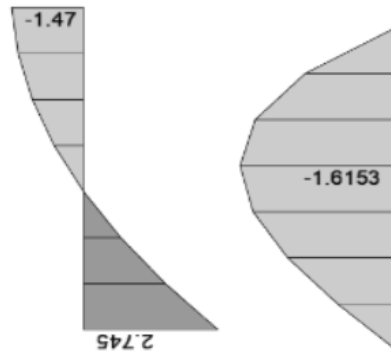


Figura 12.2 Diagrama de fuerza cortante ton (izquierda) y diagrama de momento flector del muro ton.m (derecha).

12.3 Diseño por flexión y corte

Considerando los diagramas de fuerzas cortante y momento flector, se procede a diseñar la cuantía de acero en los muros de cisterna. Cabe señalar que normativa Internacional ACI 350 indica que la cuantía mínima a usar en muros expuestos a agua es de $0.003 \times b \times h$. Entonces se tiene lo siguiente.

Tabla 12.1 Diseño por flexión en muro de cisterna

	As+	As-
b (cm)	100	100
h (cm)	25	25
d (cm)	22	22
Mu (ton.m)	-	1.6153
As calculado (cm²/m)	-	1.96
Asmín (cm²/m)	3.75	3.75
Refuerzo escogido	1Ø3/8"	1Ø3/8"
Ab (cm²)	0.71	0.71
S escogido (cm)	17.5	17.5
ØMn (ton.m/m)	3.38	3.38

A continuación, se procede a verificar por corte.

$$\phi V_c = \phi 0.53 \times \sqrt{f'_c} \times b \times d = 0.85 \times 0.53 \times \sqrt{210} \times 100 \times 22 = 14.36 \text{ ton}$$

Se verifica que $\phi V_c > V_u$.

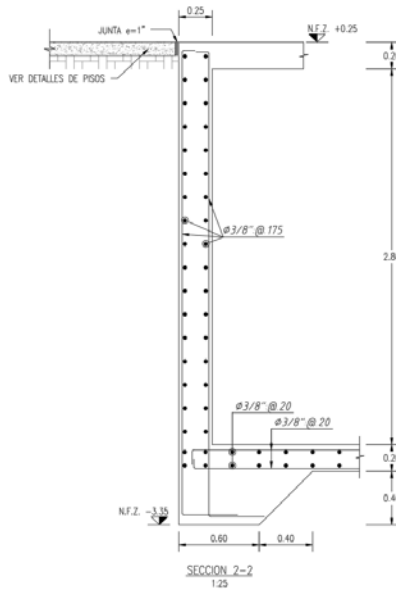


Figura 12.3 Distribución final de los refuerzos del muro de la cisterna analizada.

Capítulo 13. Diseño de cerco perimétrico

13.1 Introducción

Para el diseño se considerarán fundamentalmente las fuerzas sísmicas perpendiculares a su plano. Estos debido a que las fuerzas sísmicas paralelas a su plano son pequeñas respecto a la resistencia al corte del muro.

13.2 Análisis estructural

Se verificará que los esfuerzos actuantes no superen los esfuerzos admisibles del muro. Los esfuerzos por tracción provocados por las cargas sísmicas serán los que gobiernan el diseño. Cabe señalar que el esfuerzo admisible de tracción por flexión ($f't$ máx) de la albañilería simple es 1.5kg/cm^2 . Primero, se calculará la carga perpendicular al plano del muro (w) para elementos no estructurales.

$$w = 0.8 \times 0.5 \times Z \times U \times S \times P_e$$

Donde:

Z = Factor de zona

$$Z=0.45$$

U = Factor de importancia

$$U=1.0$$

S = Factor de amplificación del suelo

$$S=1.0$$

P_e = Peso del muro por unidad de área (incluyendo tarrajeos)

$$P_e=1.800 \times 0.15= 270 \text{ kg/m}^2$$

$$w = 0.4 \times Z \times U \times S \times P_e = 0.4 \times 0.45 \times 1 \times 1 \times 270 = 48.6 \text{ kg/m}^2$$

El momento flector distribuido por metro lineal (M_s , en kg.m/m), producido por la carga sísmica “w” será:

$$M_s = m \times w \times a^2$$

Donde:

m = Coeficiente de momento

a = Dimensión crítica del paño de albañilería (ver la tabla 23), en metros.

TABLA 23 VALORES DEL COEFICIENTE DE MOMENTOS "m", DIMENSIÓN CRÍTICA "a" Y LÍNEAS POTENCIALES DE FALLA								
CASO 1. MURO CON CUATRO BORDES ARRIOSTRADOS								
a = Menor dimensión								
$b/a =$	1,0	1,2	1,4	1,6	1,8	2,0	3,0	∞
$m =$	0,0479	0,0627	0,0755	0,0862	0,0948	0,1017	0,118	0,125


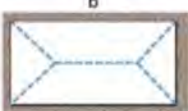



Figura 13.1 Valores del coeficiente “m” de la norma E.070 albañilería.

Los muros analizados cuentan con cuatro bordes arriostrados, por ello utilizamos los valores dados en el caso 1 de la tabla 23 de la norma E.070.

$$b/a = 2.75/2.75 = 1, \text{ Entonces } m=0.0479$$

$$M_s = m \times w \times a^2 = 0.0479 \times 48.6 \times 2.75^2 = 17.6 \text{ kg.m/m}$$

Finalmente, se procede a calcular los esfuerzos de tracción en las fibras más alejadas de los muros utilizando la fórmula de flexión de resistencia de materiales.

$$f't = \frac{My}{I} = \frac{6M}{t^2}$$

Donde:

$f't$ = Esfuerzo en tracción de la albañilería.

M = Momento flector actuante.

t = Espesor efectivo del muro.

$$f't = \frac{6M}{t^2} = \frac{6 \times 17.6}{13^2} = 0.625 \text{ kg/cm}^2$$

Se puede apreciar que el esfuerzo a tracción admisible del muro no es superado.

$$f't < 1.5 \text{ kg/cm}^2$$

Capítulo 14. Conclusiones y recomendaciones

- Se debe tener mucho cuidado en el proceso de la estructuración de un proyecto, pues de esto dependerá el predimensionamiento, análisis y diseño del proyecto en su totalidad. Por ello, en base a la experiencia y criterio profesional se debe buscar la mejor alternativa estructural que permita no sobreestimar los costos del proyecto.
- Es indispensable que exista una fluida comunicación entre arquitectura y estructura, para evitar incompatibilidades en los procesos de diseño y construcción.
- En base a la experiencia profesional y recomendaciones de expertos, se deberá predimensionar todos los elementos estructurales, para luego verificar si estas podrán soportar cargas de gravedad y acciones sísmicas.
- Es fundamental considerar la suficiente longitud de muros estructurales en ambos sentidos del proyecto para que puedan controlar los desplazamientos laterales debido a cargas sísmicas.
- Las derivas del proyecto son 4.33‰ en el sentido x-x y 2.81‰ en el sentido y-y. Con esto, se está cumpliendo la deriva máxima permitida por la normativa E.030.
- Es importante que el especialista estructural tenga la capacidad de analizar, verificar y determinar la veracidad de los resultados obtenidos con el uso de programas de cómputo en base a su criterio y experiencia profesional.
- El sistema estructural del proyecto es regular y está conformado por muros estructurales en sus dos direcciones $R=6$.
- Se debe buscar que la secuencia de falla en los elementos estructurales sea que primero fluyan los refuerzos de acero y luego se produzca el aplastamiento del concreto. Para ello, se realiza el diseño por capacidad a todos los elementos que soportarán esfuerzos debido a cargas sísmicas.
- Es importante mantener una comunicación activa con el especialista que realiza los estudios de mecánica de suelos, solicitando la información conveniente que permita el diseño óptimo de las cimentaciones.
- En el proyecto se optó usar vigas de cimentación que puedan absorber los esfuerzos producidos por cargas sísmicas y por esfuerzos provenientes de las excentricidades de las cargas de gravedad.
- Se recomienda realizar la suficiente cantidad de detalles en los planos estructurales con la finalidad que el constructor tenga la información clara y no incurra en errores constructivos.

Capítulo 15. Bibliografía

- **AMERICAN CONCRETE INSTITUTE (2019)**. Building Code Requirements for Structural Concrete and Commentary.
Minnesota, Estados Unidos
- **BLANCO BLASCO, ANTONIO (1997)**. Estructuración y diseño de edificios de concreto armado. Libro 2 de la colección del Ingeniero Civil, 2da edición.
Lima, Perú
- **HARMSSEN, TEODORO (2005)**. Diseño de estructuras de concreto armado. 4ta edición.
Pontificia Universidad Católica del Perú.
Lima, Perú
- **MINISTERIO DE VIVIENDA, CONSTRUCCIÓN Y SANEAMIENTO (2021)**.
Reglamento Nacional de Edificaciones.
Lima, Perú
- **MUÑOZ PELAEZ, ALEJANDRO (2009)**. Apuntes del curso de Ingeniería Antisísmica.
Pontificia Universidad Católica del Perú.
Lima, Perú
- **OTTAZZI PASINO, GIANFRANCO (2015)**. Apuntes del curso Concreto Armado 1.
Pontificia Universidad Católica del Perú, Facultad de Ciencias e Ingeniería.
Lima, Perú
- **SAN BARTOLOMÉ RAMOS, ÁNGEL (1998)**. Análisis de Edificios Pontificia
Universidad Católica del Perú, Fondo Editorial.
Lima, Perú
- **SAN BARTOLOMÉ, QUIUN Y SILVA (2011)**. Diseño y construcción de estructuras
sismorresistentes de albañilería.
Lima, Perú

RELACION DE PLANOS

PLANO No.	TITULO
E-00	ESPECIFICACIONES GENERALES
E-01	PLANTA DE CIMENTACIÓN, CORTES DE CIMENTACIÓN Y DETALLES DE ESCALERA
E-02	VIGAS DE CIMENTACIÓN
E-03	CUADRO DE COLUMNAS Y PLACAS
E-04	ENCOFRADO DE TECHO TÍPICO
E-05	ENCOFRADO DE AZÓTEA
E-06	VIGAS TÍPICAS
E-07	VIGAS AZÓTEA
E-08	DETALLES TÍPICOS

ESPECIFICACIONES GENERALES

- ESTOS PLANOS DEBEN SER LEIDOS EN CONJUNTO CON TODOS LOS PLANOS DE LAS DISTINTAS ESPECIALIDADES.
- ANTES DE PROCEDER CON LOS TRABAJOS CUALQUIER DISCREPANCIA EN LOS PLANOS DEBE SER REPORTADA OPORTUNAMENTE AL ESPECIALISTA RESPONSABLE.
- LAS DIMENSIONES Y TAMAÑOS DE LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES NO DEBEN SER OBTENIDOS POR MEDICIÓN DIRECTA DE ESTOS PLANOS.
- LAS DIMENSIONES DE LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES DEBEN SER CONSTATADAS POR EL CONTRATISTA ANTES DE EMPEZAR LOS TRABAJOS DE CONSTRUCCIÓN.
- DURANTE LAS OBRAS, EL CONTRATISTA DEBE SER RESPONSABLE DE LA SEGURIDAD EN LA CONSTRUCCIÓN Y ERECCIÓN DE LA ESTRUCTURA. CONSULTAR PREVIAMENTE LAS ESPECIFICACIONES DE CADA MATERIAL.
- LOS MATERIALES Y MANO DE OBRA DEBEN ESTAR EN CONFORMIDAD CON LOS REQUERIMIENTOS DE LAS EDICIONES VIGENTES DE LOS REGLAMENTOS RELEVANTES DEL PERÚ.

CARGAS

CARGAS VIVAS:-

REGLAMENTO-	E-020
OFICINAS	250 kg/m ²
CORREDORES Y ESCALERAS	400 kg/m ²

NOTA: VER INDICACIONES EN PLANTA DE CARGAS VIVAS ESPECIALES

PARAMETROS DE DISEÑO SISMORRESISTENTE

$Z = 0.45$ (ZONA 4)	$U = 1.0$ (CATEG. C)	$S = 1.10$ (Perfil Tipo S_3)	$T_p = 1.0$ $T_L = 1.6$	$T = 0.35$ $T < T_p \implies C = 2.50$
$R_x = 6$ MUROS ESTRUCTURALES DE CONCRETO ARMADO				
$R_y = 6$ MUROS ESTRUCTURALES DE CONCRETO ARMADO				
	DESPLAZAMIENTO MAXIMO DEL ULTIMO NIVEL	MAXIMO DESPLAZAMIENTO RELATIVO ENTRE PISOS	LIMITE DE DESPLAZAMIENTO RELATIVO ENTRE PISOS	
X-X	5.15 cm	1.58 cm	2.31 cm	
Y-Y	6.16 cm	1.96 cm	2.31 cm	

CIMENTACIONES

- REFERIRSE AL ESTUDIO DE SUELOS DESARROLLADO POR EL INGENIERO RESPONSABLE
- RESUMEN DE LAS CONDICIONES DE CIMENTACION-

TIPO DE CIMENTACION	CIMENTACIÓN SUPERFICIAL MEDIANTE ZAPATAS CUADRADAS Y/O CIMENTOS CORRIDOS.
ESTRATO DE APOYO	GRAVA
PROFUNDIDAD MIN. DE CIMENTACION	Df=1.60m
PRESION ADMISIBLE	4.00 kg/cm ²
MAXIMO ASENTAMIENTO ESPERADO	1.95 cm
PROFUNDIDAD DEL NIVEL FREÁTICO	NO ENCONTRADO
RECOMENDACIONES ADICIONALES:	NO SE ENCONTRO PRESENCIA DE SULFATOS NI SALES AGRESIVAS. USAR CEMENTO PORTLAND TIPO V

- NO DEBE CIMENTARSE SOBRE TURBA, SUELO ORGANICO, TIERRA VEGETAL, DESMORTE, RELLENO SANITARIO ó RELLENO ARTIFICIAL. ESTOS MATERIALES INADECUADOS SERAN REMOVIDOS EN SU TOTALIDAD ANTES DE CONSTRUIR LA EDIFICACION Y SERAN REEMPLAZADOS CON MATERIALES ADECUADOS DEBIDAMENTE COMPACTADOS.

CONCRETO Y REFUERZOS

1. COLOCACION:-

- EL CONCRETO DEBE DEPOSITARSE LO MAS CERCA POSIBLE DE SU UBICACION FINAL PARA EVITAR LA SEGREGACION DEBIDA A SU MANIPULACION O TRANSPORTE.
- LA COLOCACION DEBE EFECTUARSE A UNA VELOCIDAD TAL QUE EL CONCRETO CONSERVE SU ESTADO PLASTICO EN TODO MOMENTO Y FLUYA FACILMENTE 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 EXTRANOS.
- NO DEBE UTILIZARSE CONCRETO AL QUE DESPUES DE PREPARADO SE LE ADICIONE AGUA, NI QUE HAYA SIDO MEZCLADO DESPUES DE SU FRAGUADO INICIAL.
- UNA VEZ INICIADA LA COLOCACION DEL CONCRETO, ESTA DEBE EFECTUARSE EN UNA OPERACION CONTINUA HASTA QUE SE TERMINE EL LLENADO DEL PANEL O SECCION DEFINIDA POR SUS LIMITES 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 COLOCACION, Y DEBE ACOMODARSE POR COMPLETO ALREDEDOR DEL REFUERZO, DE LAS INSTALACIONES EMBEBIDAS, Y EN LAS ESQUINAS DE LOS ENCOFRADOS.

2. CURADO:-

- A MENOS QUE EL CURADO SE REALICE DE ACUERDO CON LA SECCION 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 DIAS DESPUES DE LA COLOCACION (EXCEPTO PARA 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 DIAS, EXCEPTO CUANDO SE CURE DE ACUERDO CON LA SECCION 5.11.3 DEL ACI-318-02.

3. ENCOFRADO:-

- LOS ENCOFRADOS PARA CONCRETO DEBEN SER DISENADOS Y CONSTRUIDOS POR UN PROFESIONAL RESPONSABLE DE ACUERDO A LOS REGLAMENTOS VIGENTES. EL CONSTRUCTOR DEBERA SER RESPONSABLE DE LA SEGURIDAD EN LA CONSTRUCCION DE LA ESTRUCTURA, INCLUYENDO ENCOFRADOS Y ACABADOS.

4. CALIDAD DEL CONCRETO:-

CONCRETO SIMPLE

ELEMENTO	RESISTENCIA A COMPRESION DE CILINDROS A LOS 28 DIAS, f_c	TAMANO MAXIMO DEL AGREGADO	SLUMP MAXIMO
CIMENTO CORRIDO (CONCRETO CICLOPEO 1:10 +30% DE PIEDRA GRANDE)	-	6"	-
SOBRECIMIENTO (CONCRETO CICLOPEO 1:8 +25% DE PIEDRA MEDIANA)	-	3"	-
FALSO PISO (CONCRETO CICLOPEO 1:8 (e=4"))	-	4"	-

CONCRETO ARMADO

ELEMENTO	RESISTENCIA A COMPRESION DE CILINDROS A LOS 28 DIAS, f_c	TAMANO MAXIMO DEL AGREGADO	SLUMP MAXIMO
ZAPATAS Y VIGAS DE CIMENTACIÓN	210 kg/cm ²	1"	4"
VIGAS, LOSAS Y ESCALERAS	210 kg/cm ²	1"	4"
PLACAS Y COLUMNAS	210 kg/cm ²	1"	4"
COLUMNETAS Y VIGAS DE AMARRE	175 kg/cm ²	1"	4"
MUROS DE CISTERNA	280 kg/cm ²	1"	4"

5. ACERO DE REFUERZO:-

REFUERZO	CALIDAD	RESISTENCIA A LA FLUENCIA, f_y
ACERO LONGITUDINAL	ASTM A615 - GRADO 60	4200 kg/cm ²
ESTRIBOS	ASTM A615 - GRADO 60	4200 kg/cm ²

6. RECUBRIMIENTOS:-

LOS RECUBRIMIENTOS LIBRES DEL REFUERZO (MEDIDOS DESDE ESTRIBOS Y VARILLAS DE CONFINAMIENTO) SERAN LOS SIGUIENTES, A MENOS QUE SE ESPECIFIQUE LO CONTRARIO EN PLANOS Y DETALLES:

ELEMENTO	RECUBRIMIENTO
ZAPATAS	7.0 cm
MUROS Y LOSAS EN CONTACTO CON AGUA Y/O TERRENO	4.0cm EN CARA HUMEDA Y/O CON TERRENO 2.0cm EN CARA SECA
PLACAS Y LOSAS	2.0cm
COLUMNAS	4.0cm
VIGAS	4.0cm

- LAS DIMENSIONES DE LOS ELEMENTOS DE CONCRETO NO INCLUYEN LOS ESPESORES DE LOS ACABADOS.

- NO SE PERMITE UTILIZAR ACERO OXIDADO O CON ACEITE O CON CUALQUIER OTRO MATERIAL QUE DISMINUYA SU ADHERENCIA.

- TODAS LAS BARRAS DEBEN SER DOBLADAS EN FRIO.

- LOS EMPALMES DEL REFUERZO DEBERAN EFECTUARSE SOLAMENTE EN LAS POSICIONES MOSTRADAS EN ESTOS PLANOS. CUANDO LOS EMPALMES NO SE ENCUENTREN ESPECIFICADOS EN LOS PLANOS, ESTOS DEBERAN SER EFECTUADOS PARA DESARROLLAR TODA LA RESISTENCIA DEL REFUERZO.

- SE DEBE EVITAR TRASLAPES DE VARILLAS DENTRO DE LOS NUDOS, EN UNA ZONA IGUAL A DOS VECES EL PERALTE EFECTIVO.

- EL PRIMER ESTRIBO SE DEBE COLOCAR A 50 mm DE LA CARA DEL APOYO EN TODAS LAS VIGAS.

- DONDE SE EFECTUE UN TRASLAPE SE DEBERA COLOCAR UN ESTRIBO EXTRA.

- NO SE PERMITE TRASLAPE DEL REFUERZO MEDIANTE SOLDADURA. SE USARAN CONECTORES MECANICOS O TRASLAPES EN CUMPLIMIENTO CON EL ACI 318-02 PREVIA CONSULTA CON EL ING. ESTRUCTURAL.

- LOS TRASLAPES DEBERAN ALTERNARSE PARA TENER MENOS DEL 50% DE VARILLAS TRASLAPADAS EN UNA MISMA SECCION.

- LAS JUNTAS DE CONSTRUCCION O DE VACIADO QUE NO ESTEN ESPECIFICADAS EN PLANTAS O DETALLES EN LOS PLANOS ESTRUCTURALES, DEBERAN SER UBICADAS Y APROBADAS POR EL INGENIERO ESTRUCTURAL.

- NO SE EFECTUARAN DUCTOS O PENETRACIONES ADICIONALES A LOS MOSTRADOS EN LOS PLANOS, EN ELEMENTOS DE CONCRETO SIN LA APROBACION PREVIA DEL INGENIERO ESTRUCTURAL.

- EL REFUERZO EN ESTOS PLANOS ESTA REPRESENTADO DIAGRAMATICAMENTE. NO ESTA NECESARIAMENTE MOSTRADO EN SU PROYECCION REAL.

- NOTIFICAR AL SUPERVISOR CON 24 HORAS DE ANTICIPACION AL VACIADO. EL CONCRETO NO DEBERA SER VACIADO SIN LA APROBACION DEL SUPERVISOR.

- EL REFUERZO NO SERA CONTINUO EN LAS JUNTAS DE CONTRACCION.

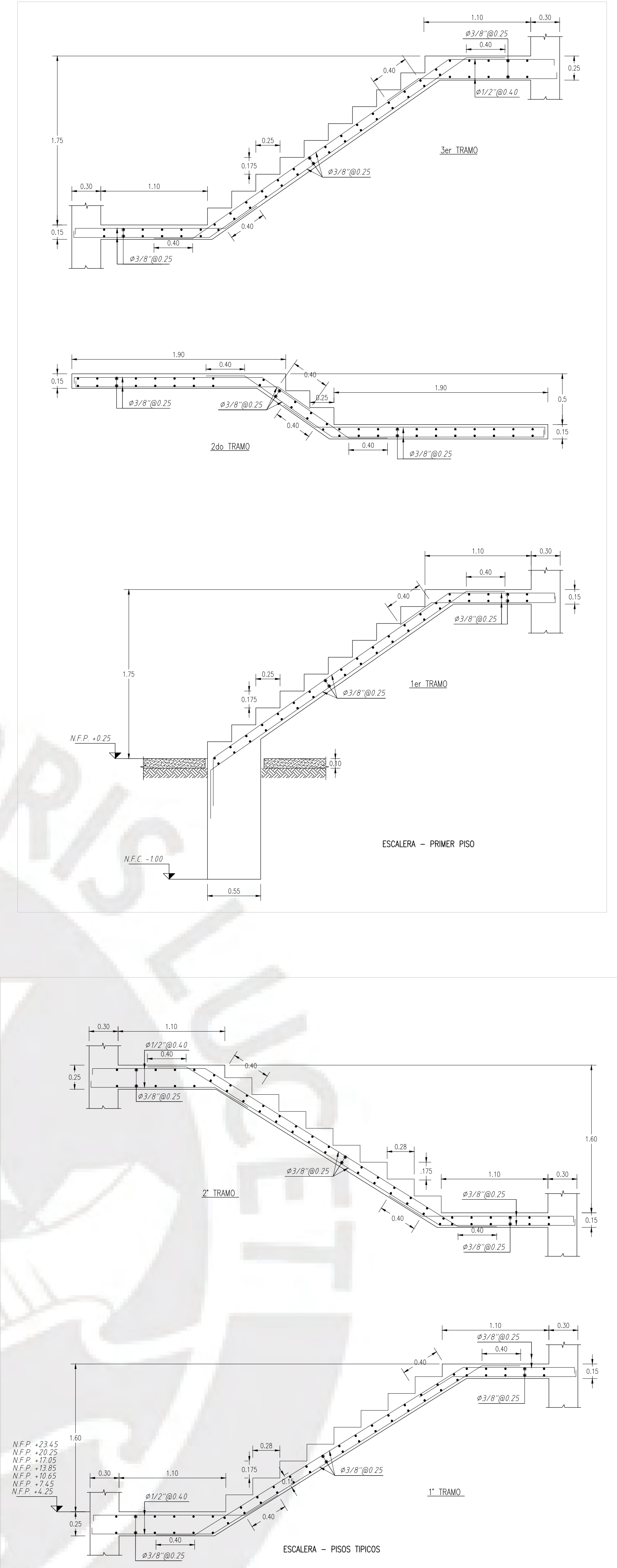
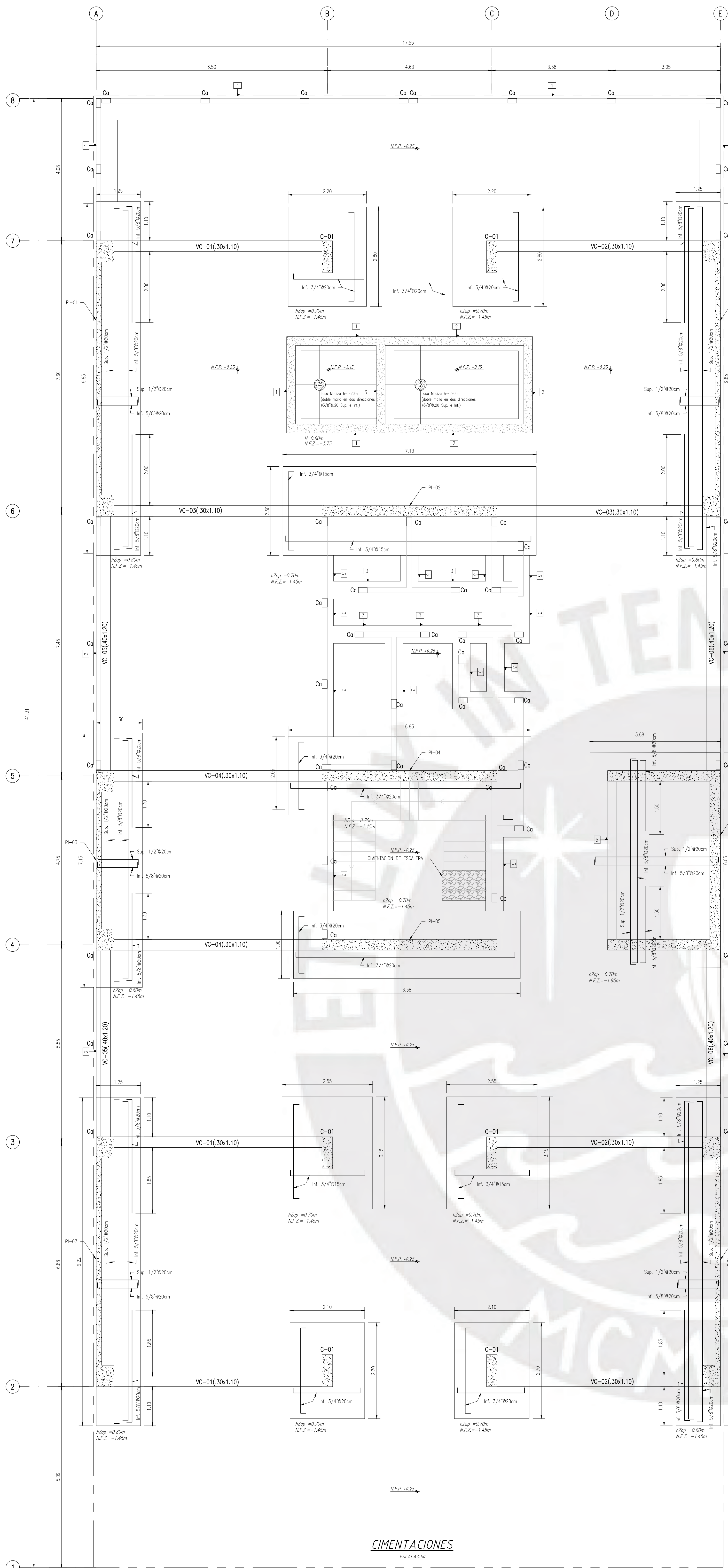
ALBANILERIA

UNIDADES DE ALBANILERIA: LADRILLO DE ARCILLA TIPO IV	
RESISTENCIA MINIMA DEL LADRILLO	$f_m = 65$ kg/cm ²
DIMENSIONES (MINIMAS)	24x13x9 cm
% MAXIMO DE VACIOS	30%
MORTERO P1 (CEMENTO/ARENA)	1/5
ESPESOR JUNTA ENTRE HILADAS	10 cm (Min.) 15 cm (Max.)

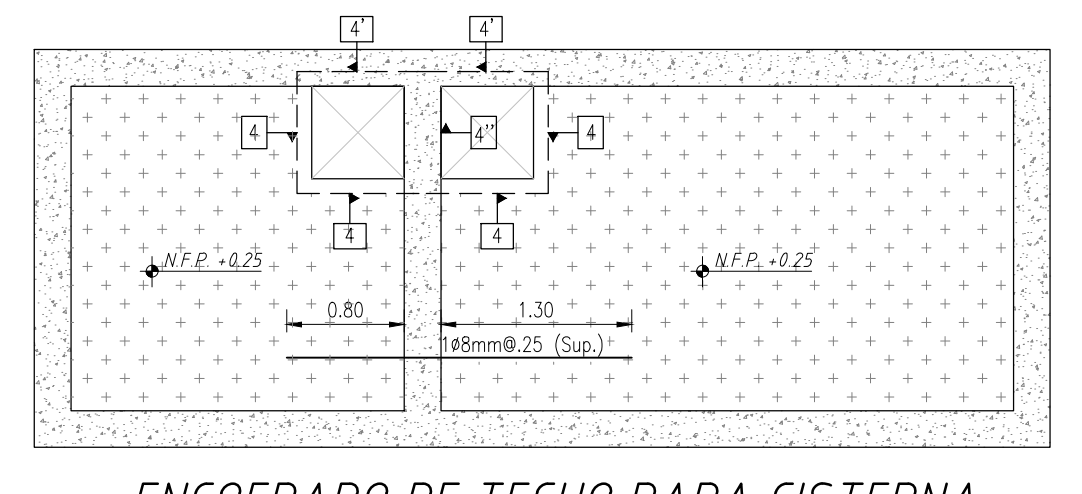
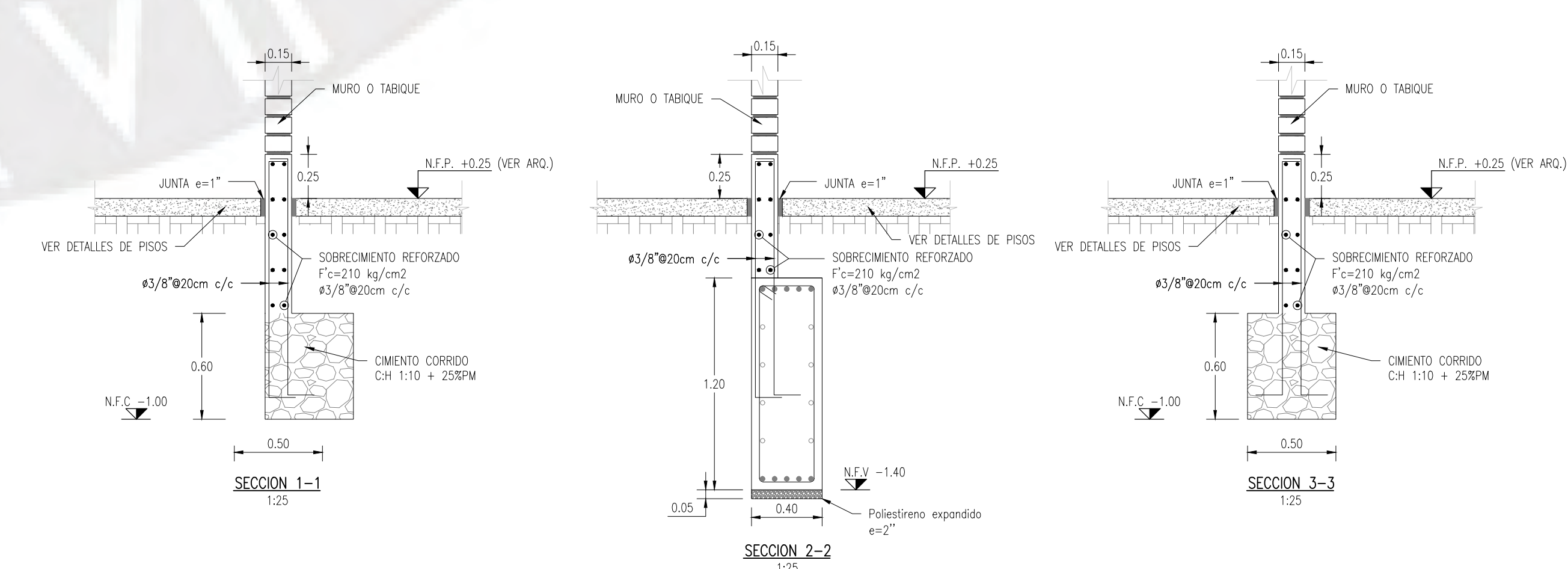
NOTA:

NO SE MUESTRA TABIQUERIA EN LOS PLANOS DE TECHO DE ENCOFRADO

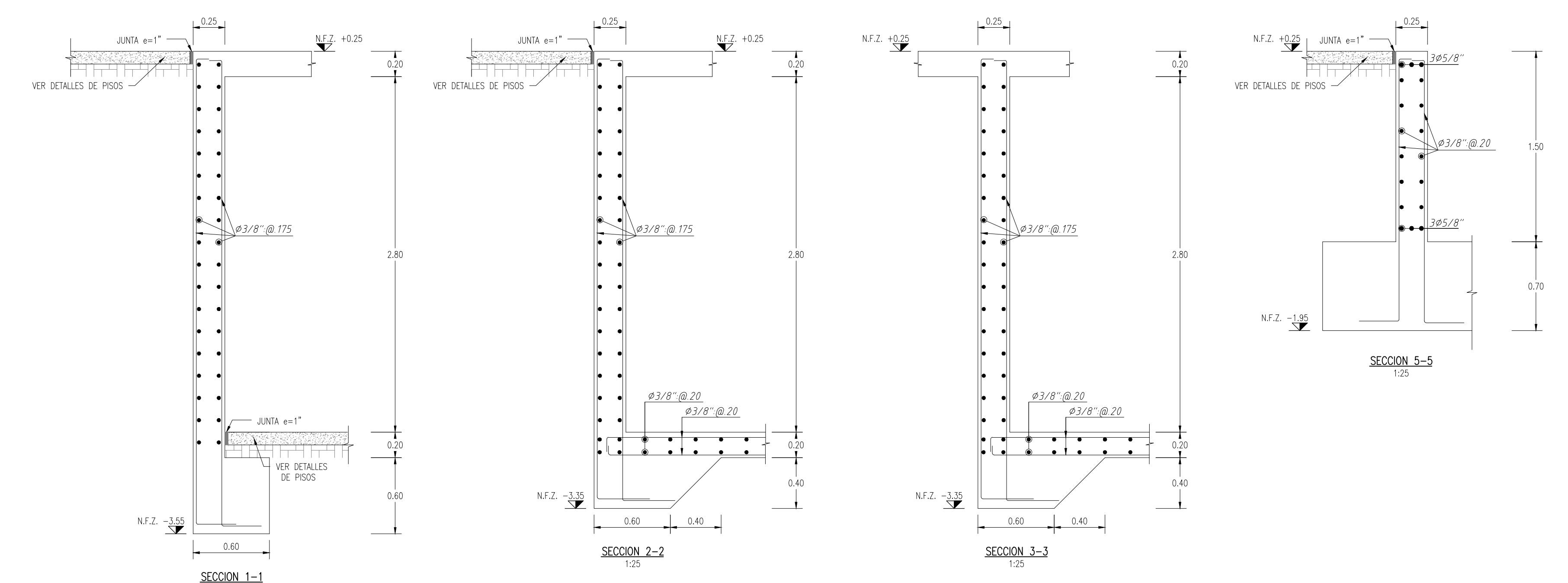
Trabaja: BACH. Christian Vivanco Mendoza	Asesor: ING. Cesar Huapaya Huapaya	Fecha: 24-06-2021
N° plano anterior: Título: EDIFICIO DE 7 PISOS UBICADO EN EL DISTRITO DE MAGDALENA DEL MAR		Escala: S/E
ESPECIFICACIONES GENERALES ESTRUCTURAS		
Número de plano: E-00	Rev.: 00	Hoja: 1-1 Formato: A1



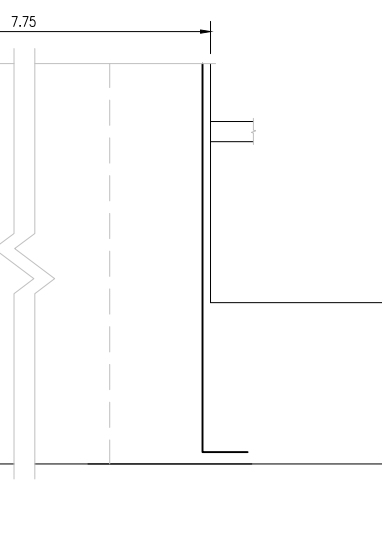
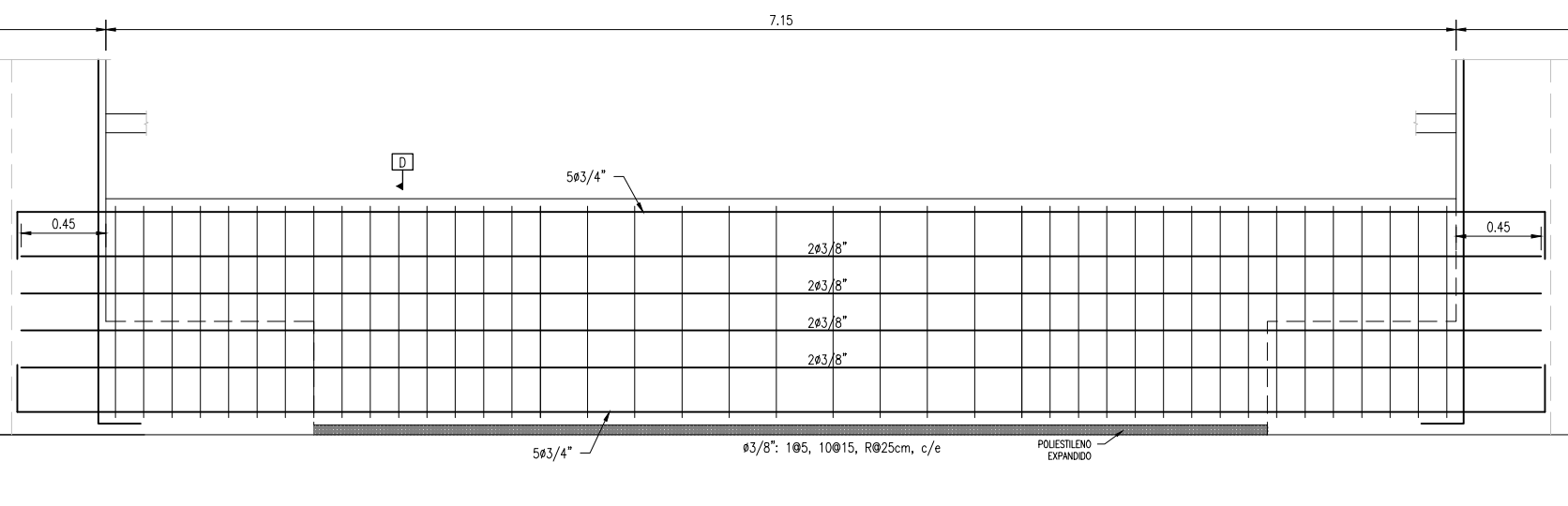
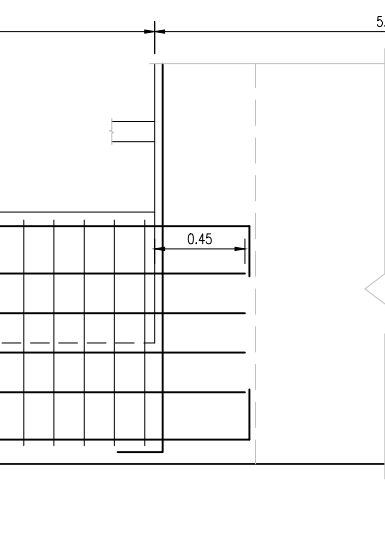
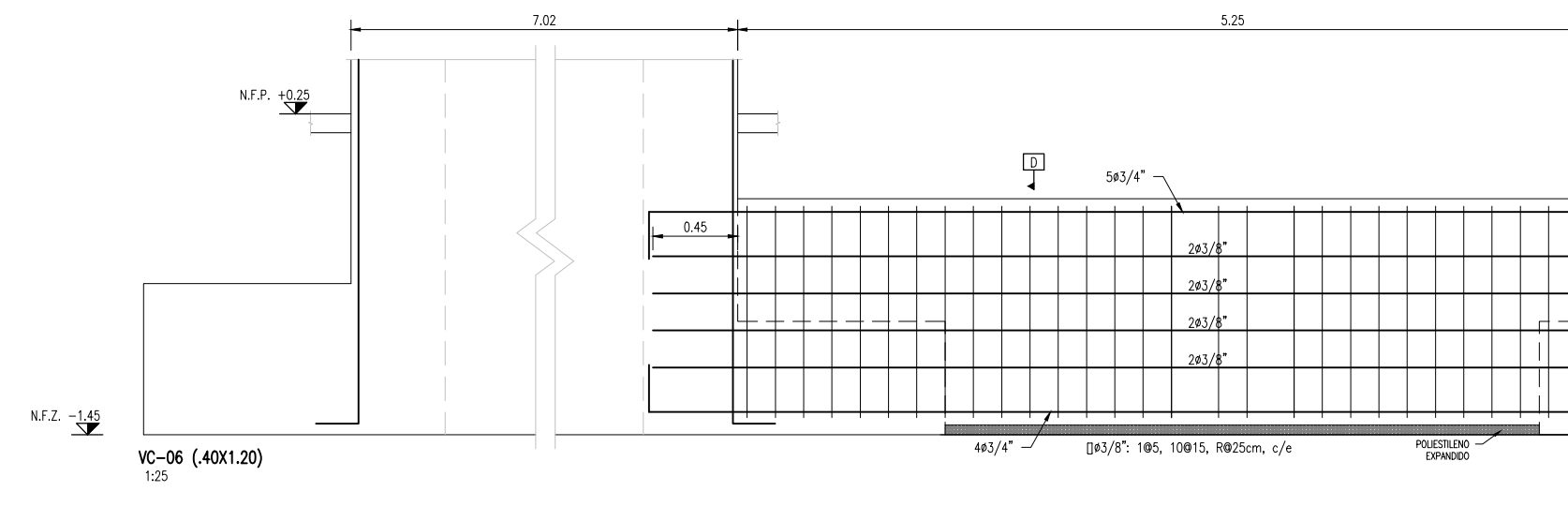
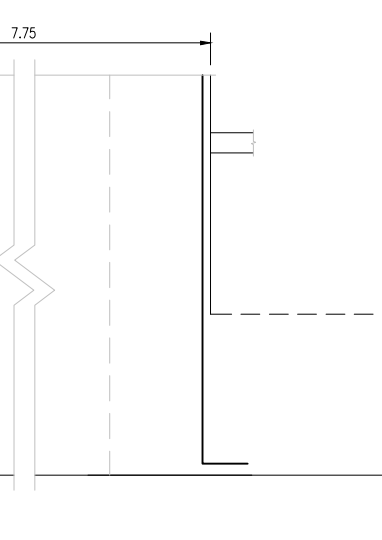
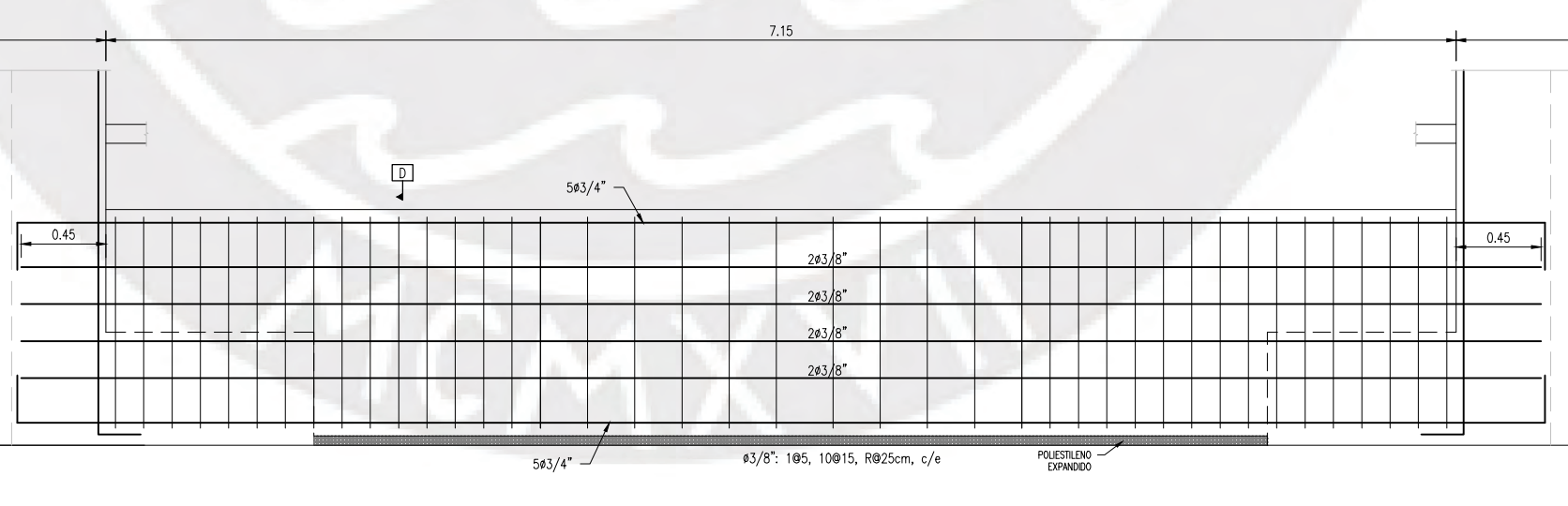
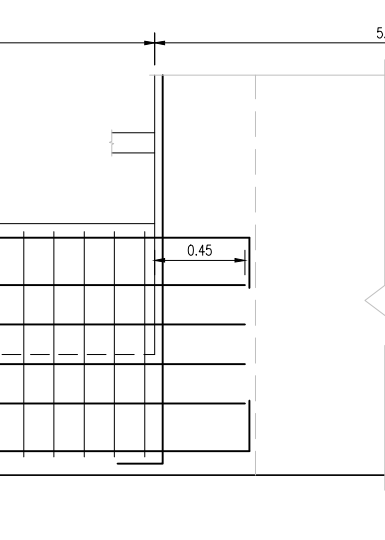
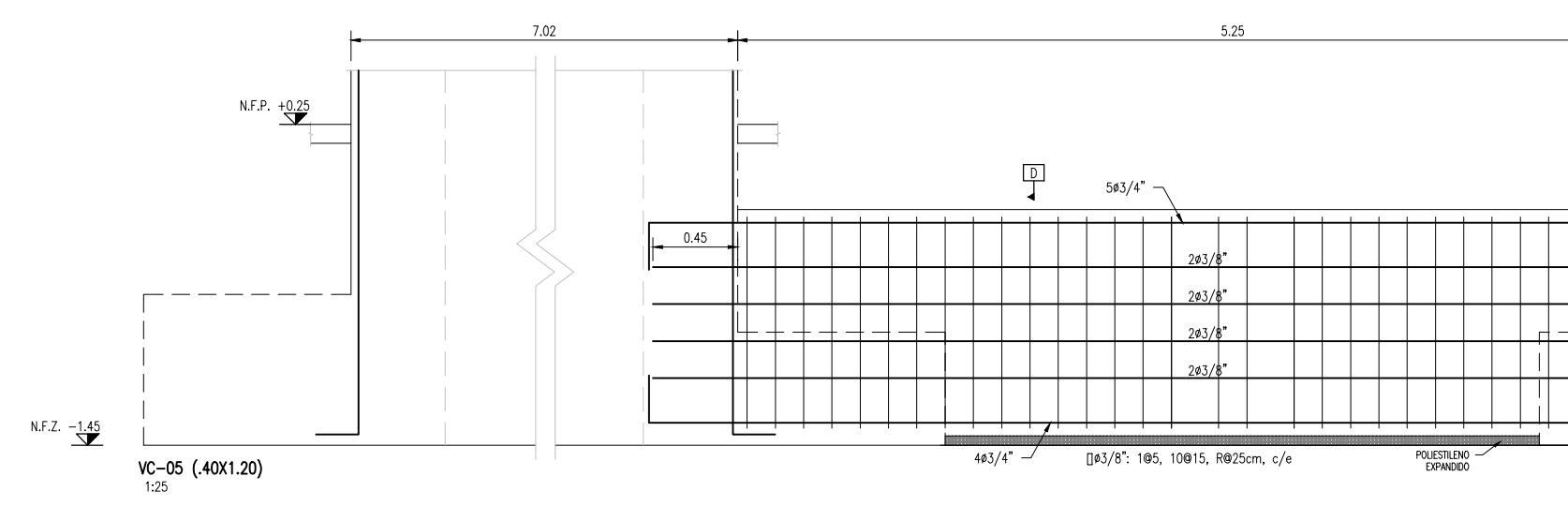
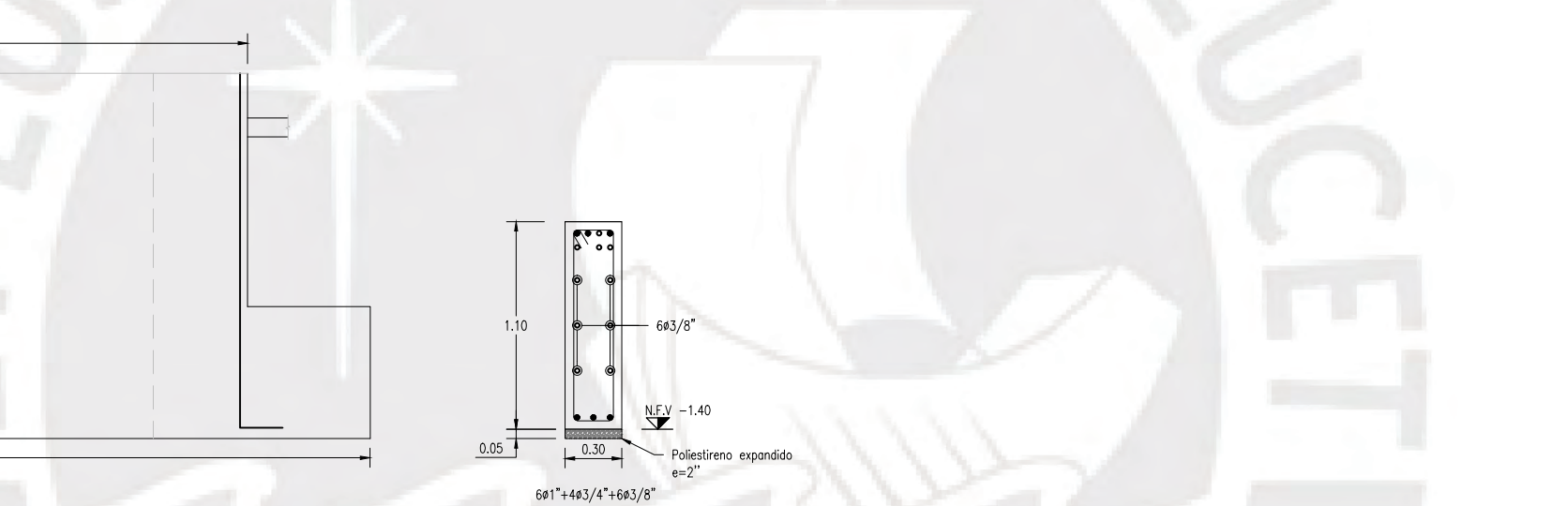
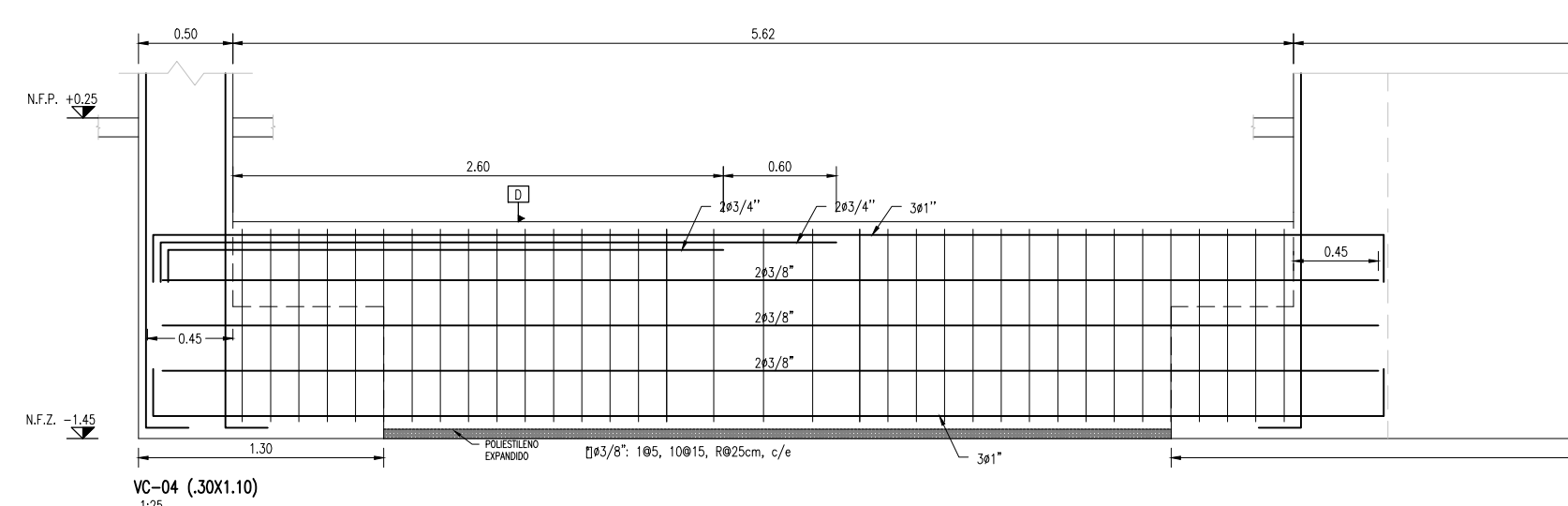
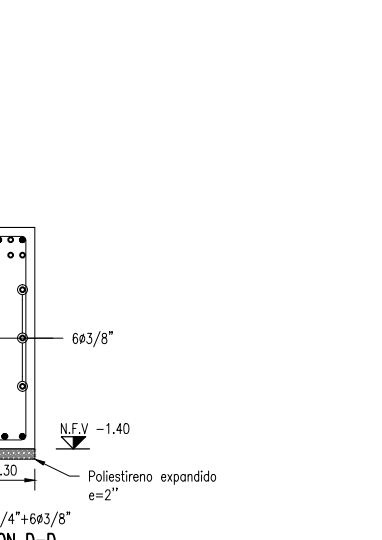
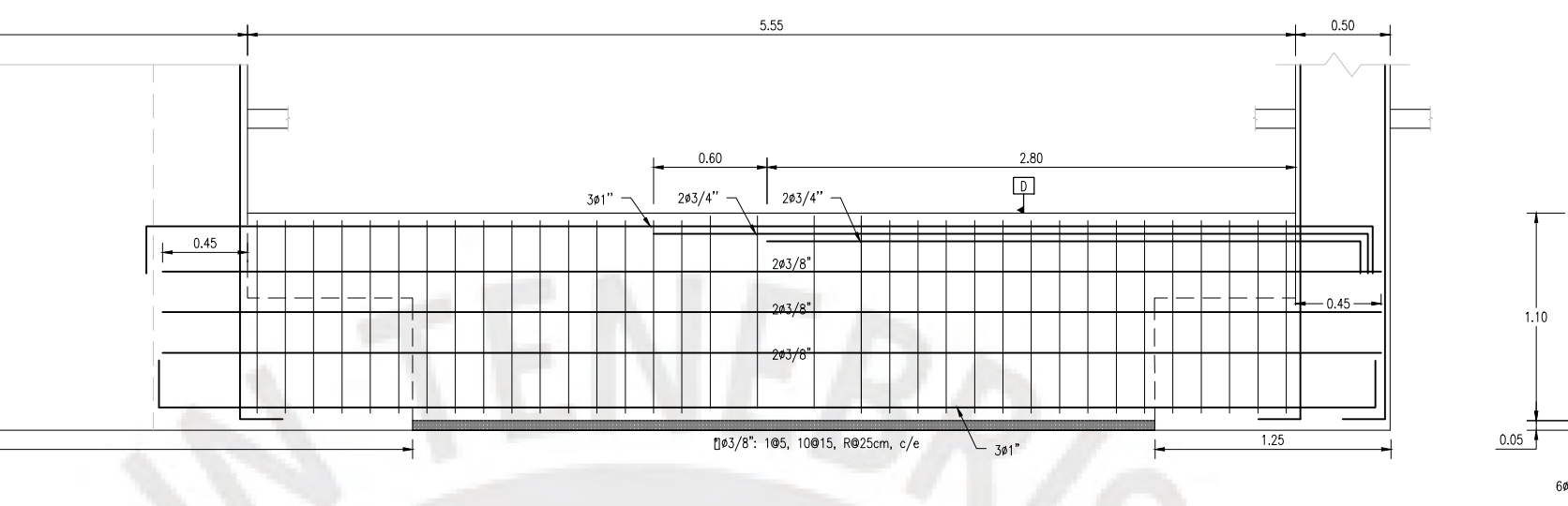
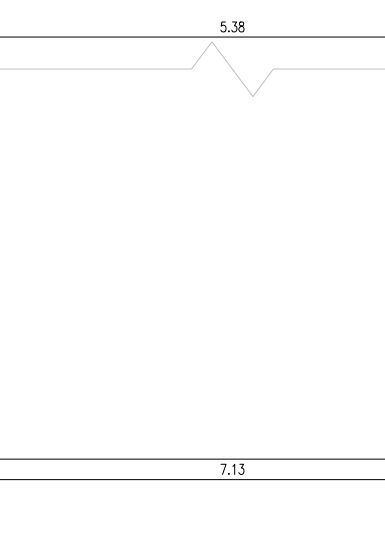
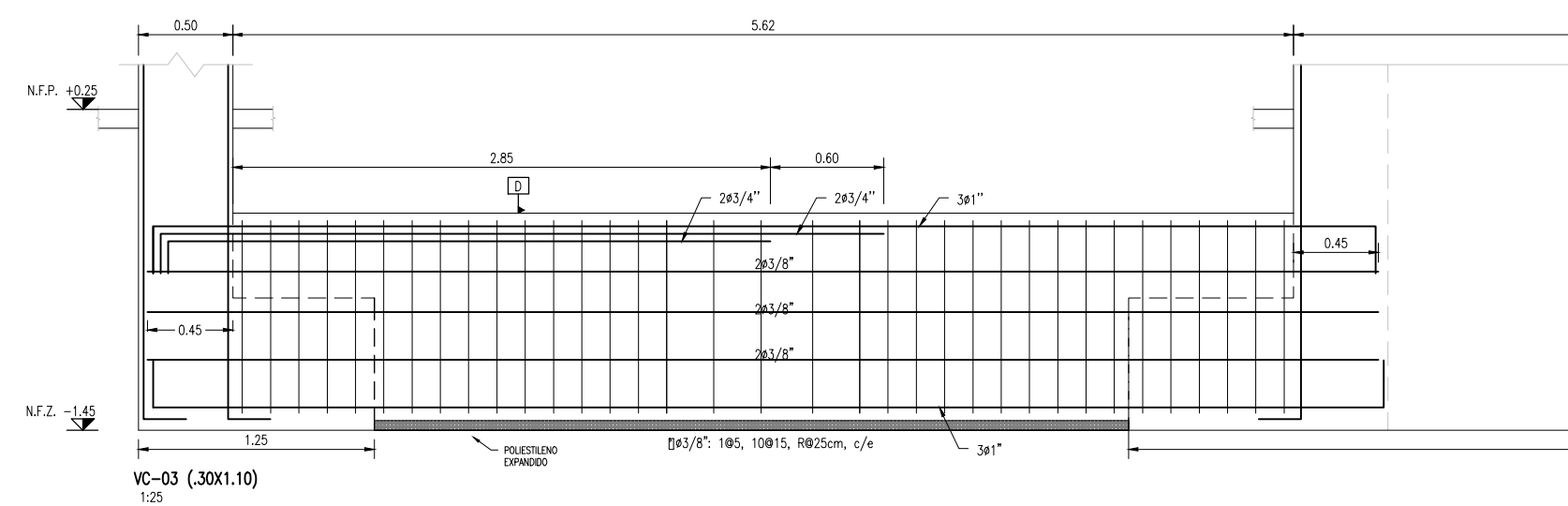
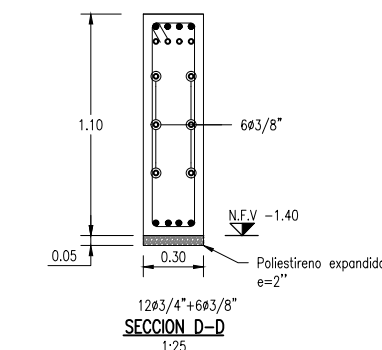
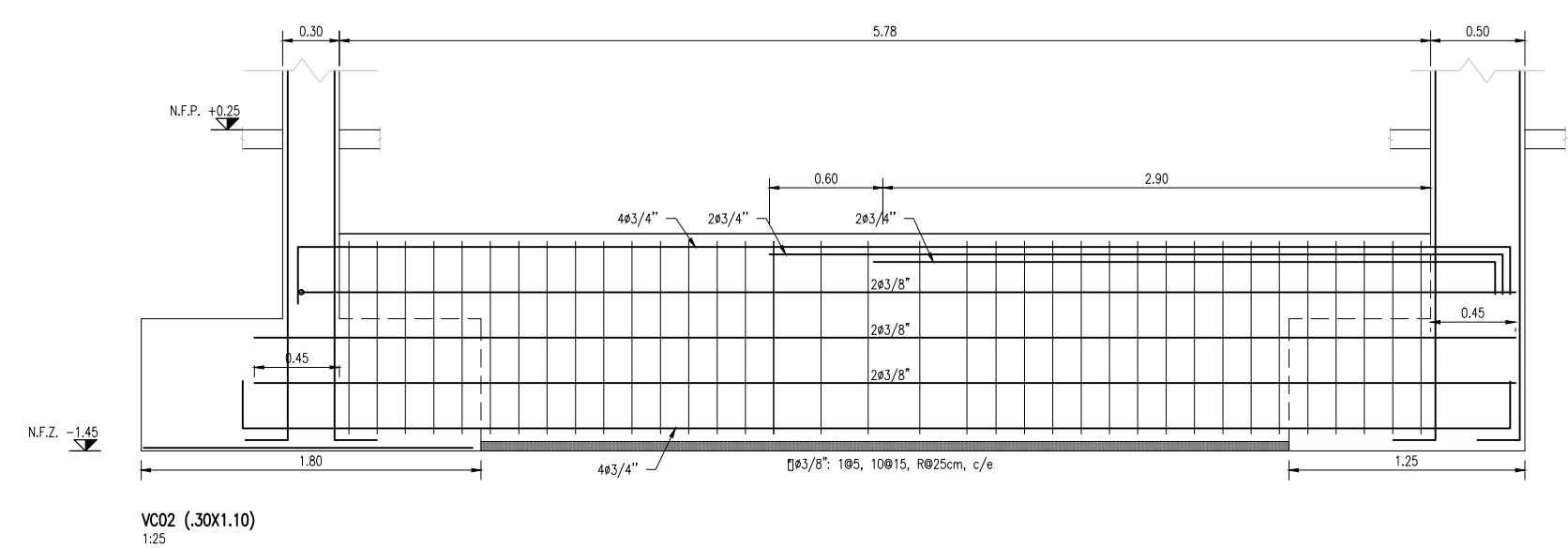
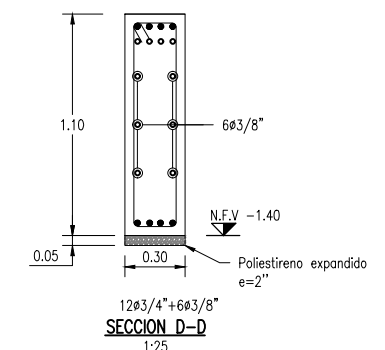
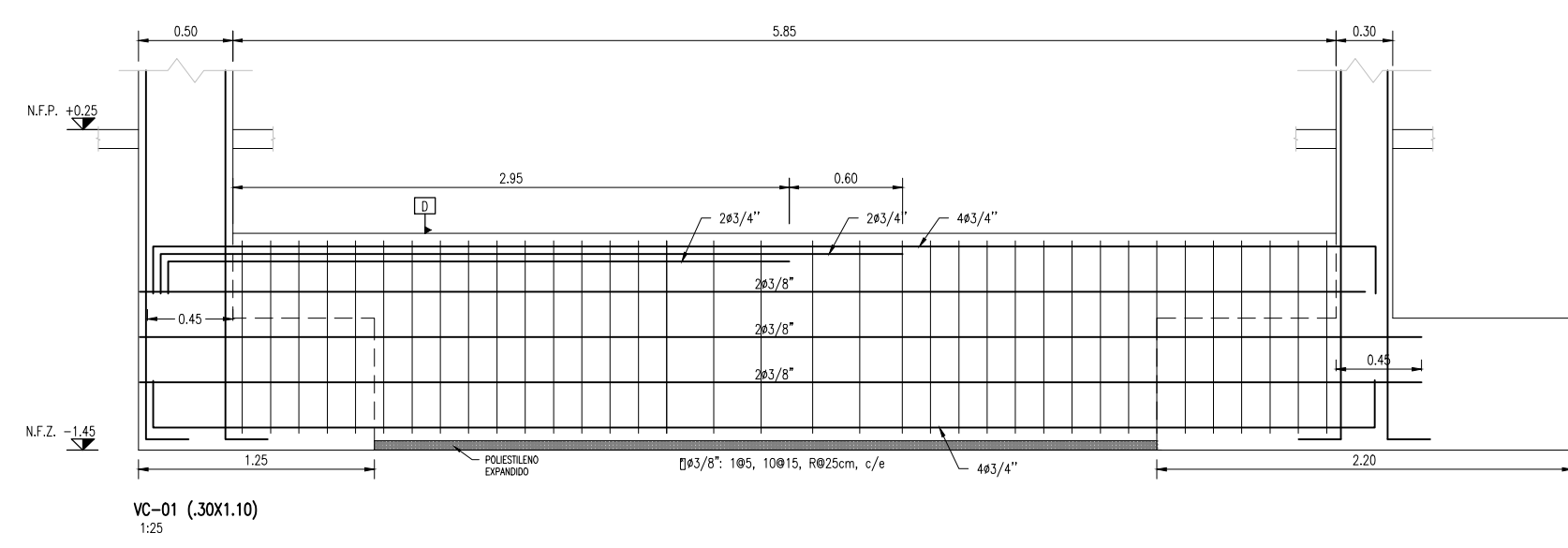
DETALLE DE ESCALERAS
1:25



LOSA DE M. 2.00
LOSA MALLA
MALLA EN DOS DIRECCIONES SUPERIOR rebarrado 3/8 @ 25
MALLA EN DOS DIRECCIONES INFERIOR rebarrado 3/8 @ 25
(En las plantas sólo se muestran los refuerzos corridos y bastones para estas losas)

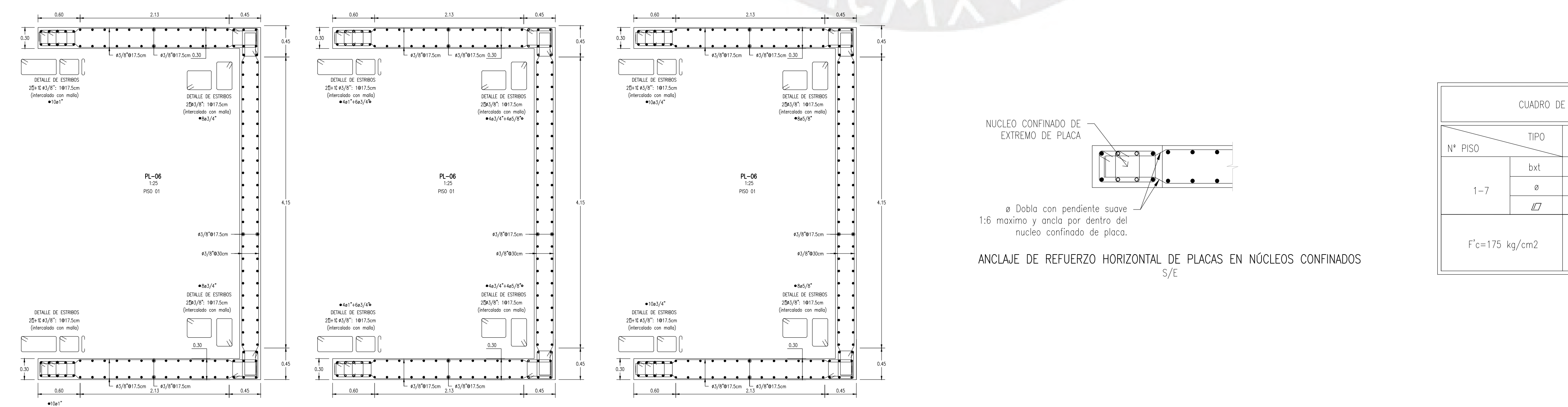
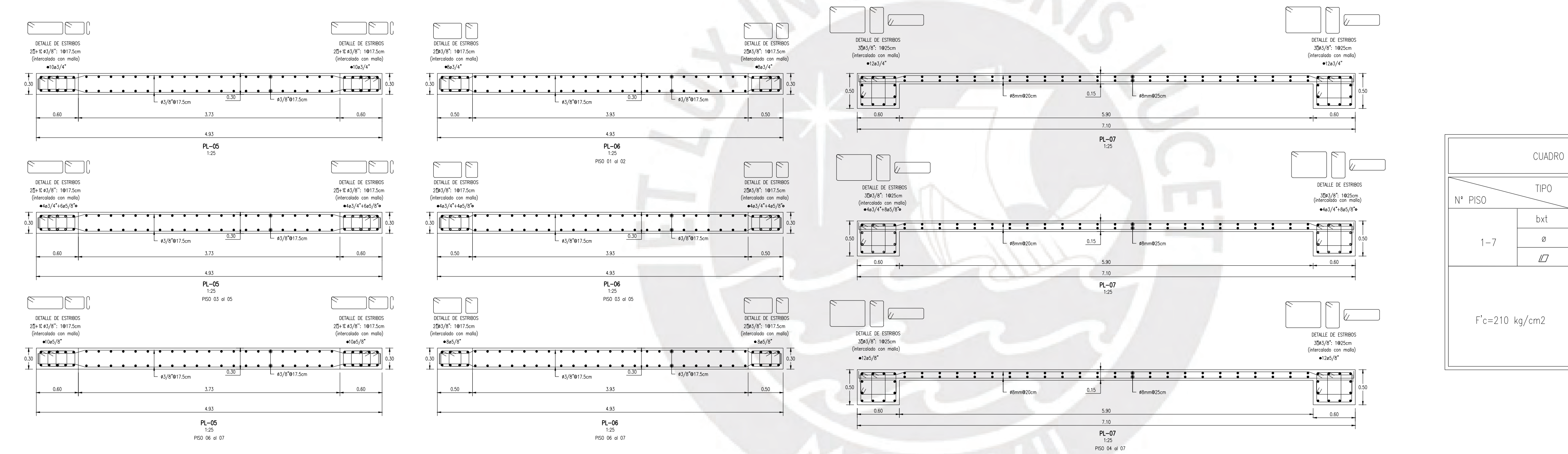
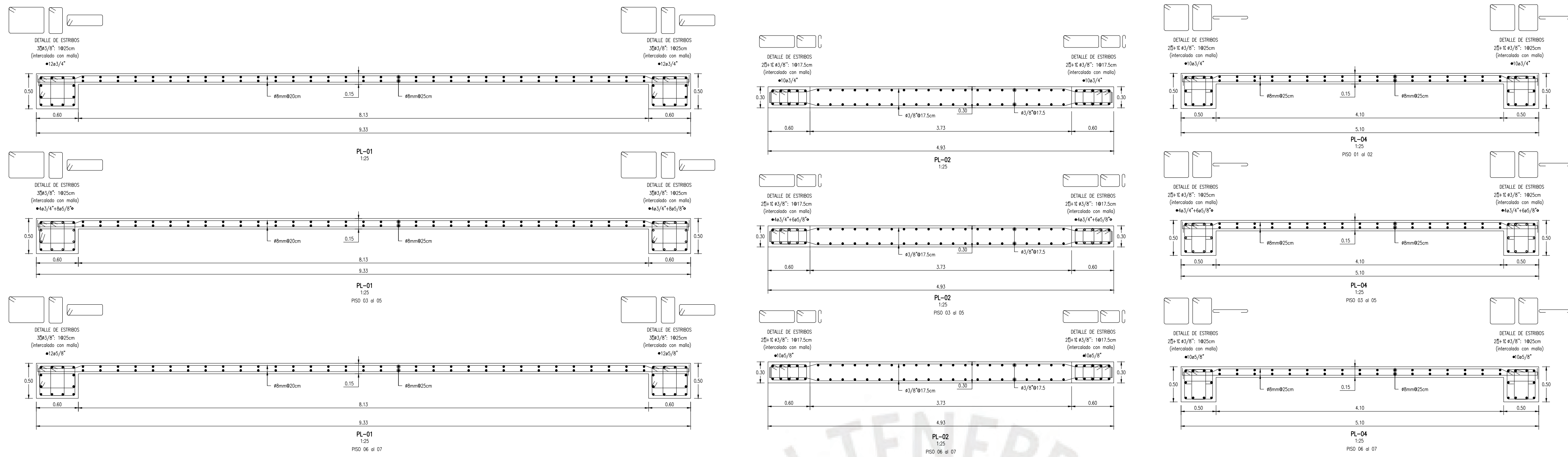


	Tesis: BACH. Cristian Vivanco Mendoza	Asesor: ING. Cesar Huapaya Huapaya	Fecha: 24-06-2021
	N° plano anterior: TRAB. EDIFICIO DE 7 PISOS UBICADO EN EL DISTRITO DE MAGDALENA DEL MAR	Escala: 1:50	
Nombre de plano: E-01		Rev: 00	Hoja: 1-1



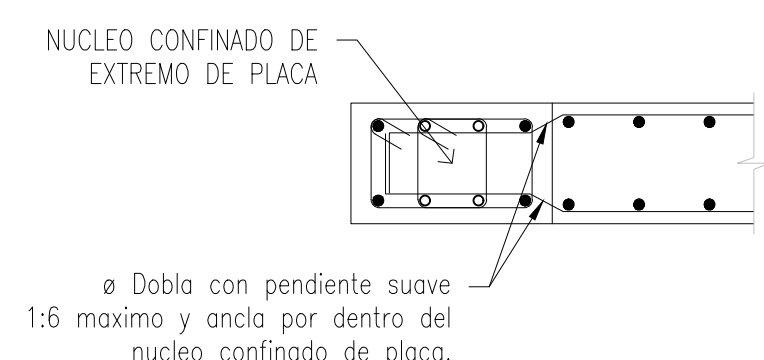
- LEYENDA DE ACERO LONGITUDINAL EN VIGAS**
- Ø Corrido
 - Ø Baston
 - Ø Distribuido en el alma

	Título: BACH. Cristian Vivanco Mendoza	Autor: ING. Cesar Huapaya Huapaya	Fecha: 24-06-2021
	Nº plano anterior: Título: EDIFICIO DE 7 PISOS UBICADO EN EL DISTRITO DE MAGDALENA DEL MAR	Escala: 1:25	
VIGAS DE CIMENTACION ESTRUCTURAS			
Número de plano: E-02	Rev: 00	Foja: 1-1	



CUADRO DE COLUMNAS

Nº PISO	TIPO	C-01
1-7	bxt	.30x.90
	∅	14x5/8"
	∅	25x43/8", 185, 180, 180, 180, 180, 180, c/c
F'c=210 kg/cm2		

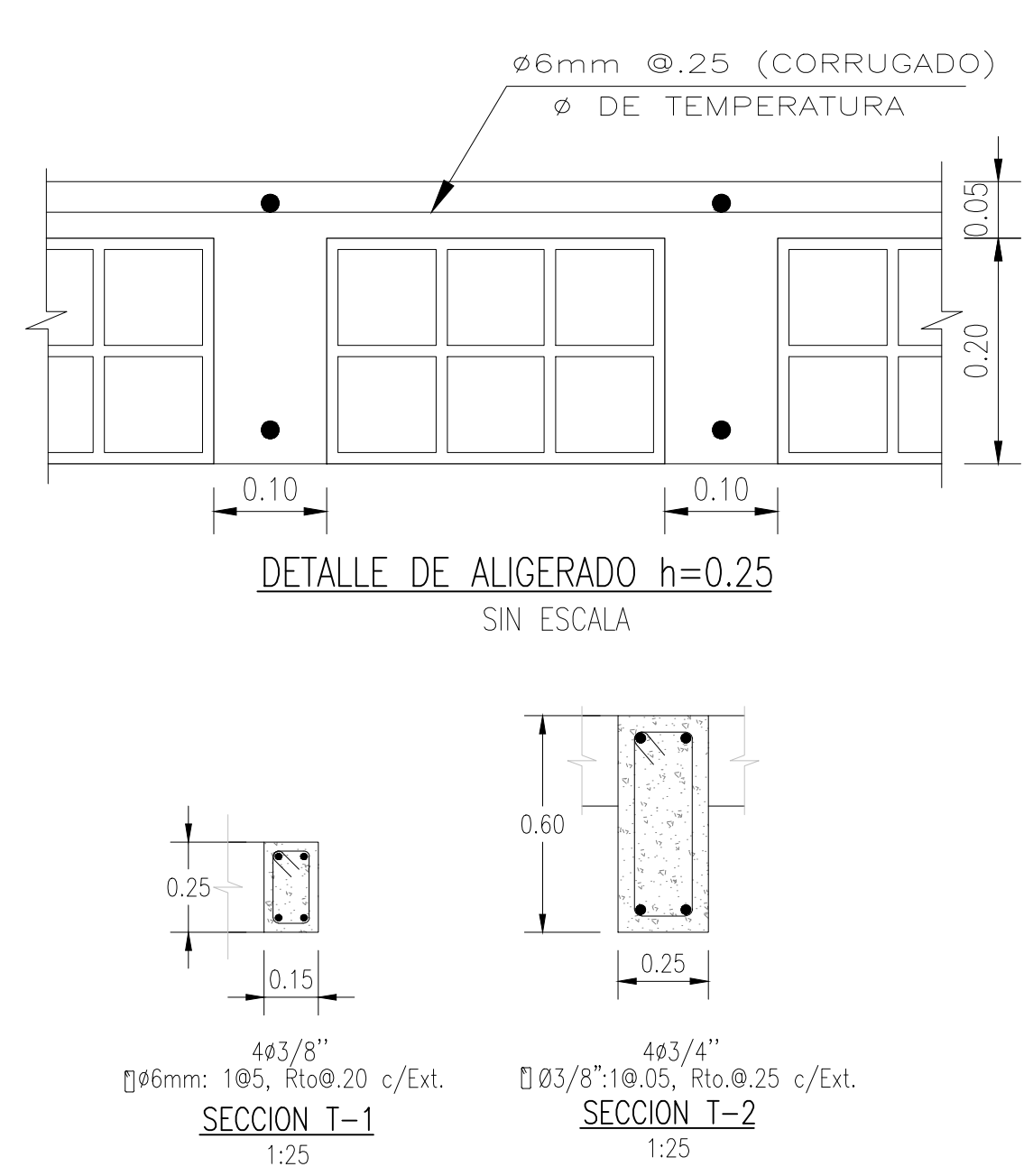
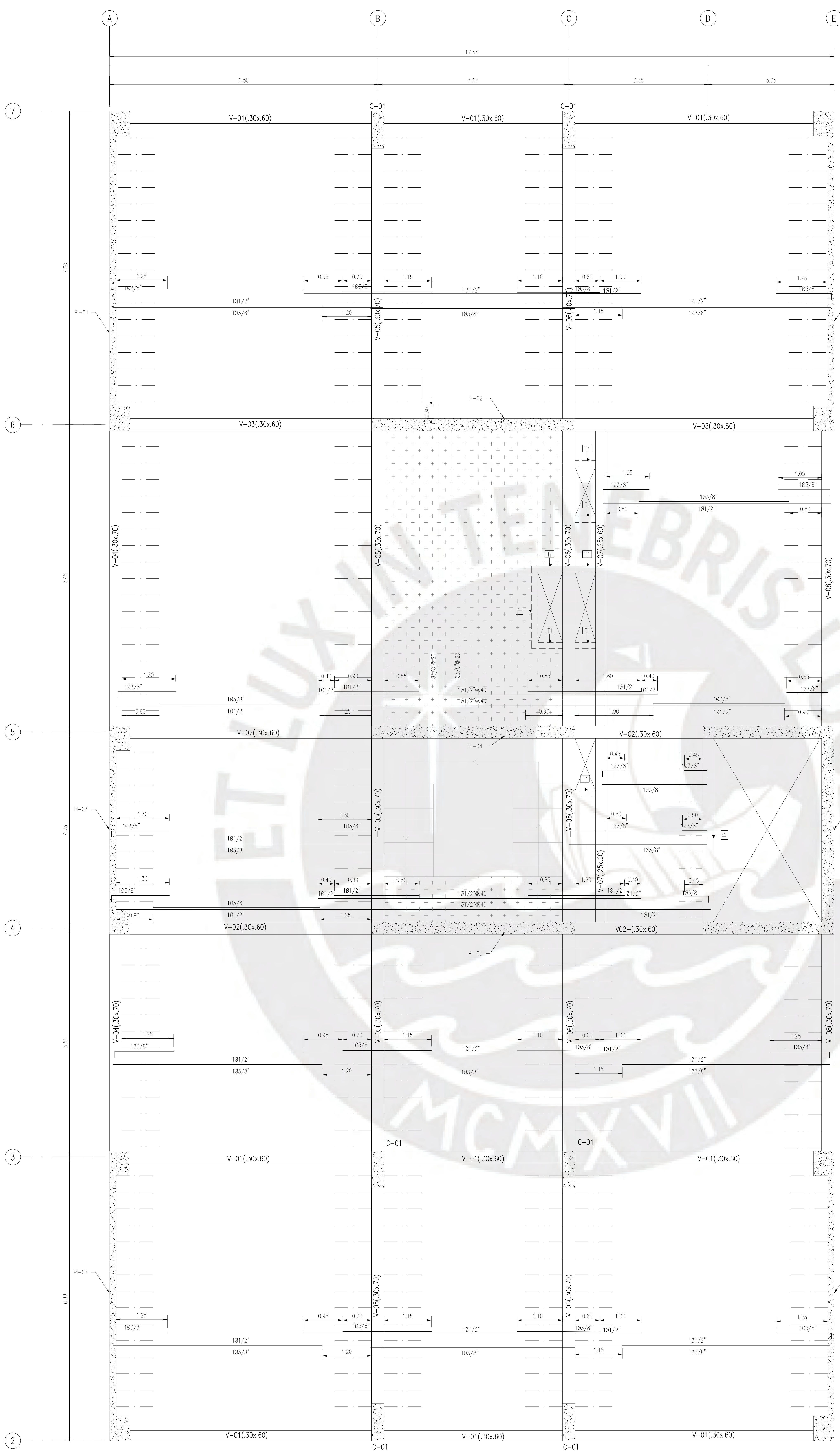


∅ Doble con pendiente suave 1:6 máximo y ancla por dentro del núcleo confinado de placa.

ANCLAJE DE REFUERZO HORIZONTAL DE PLACAS EN NÚCLEOS CONFINADOS S/E

CUADRO DE COLUMNETAS

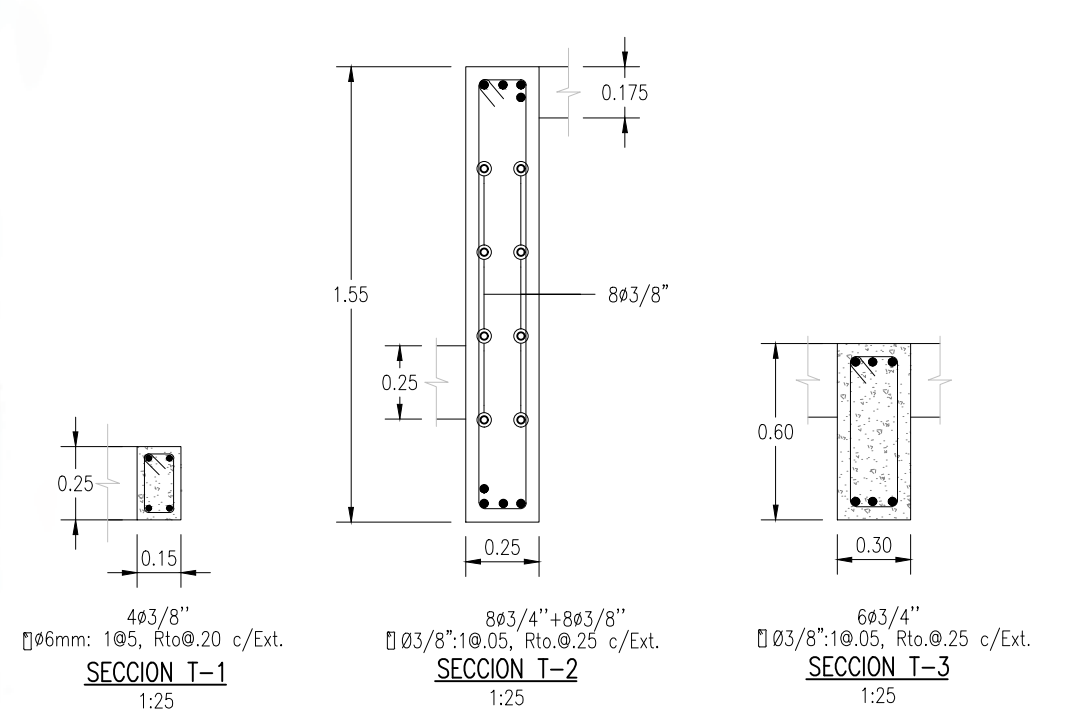
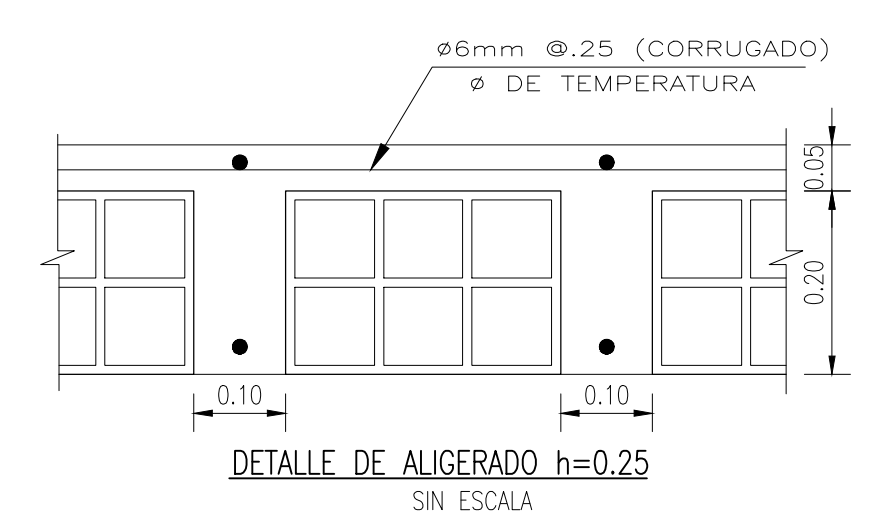
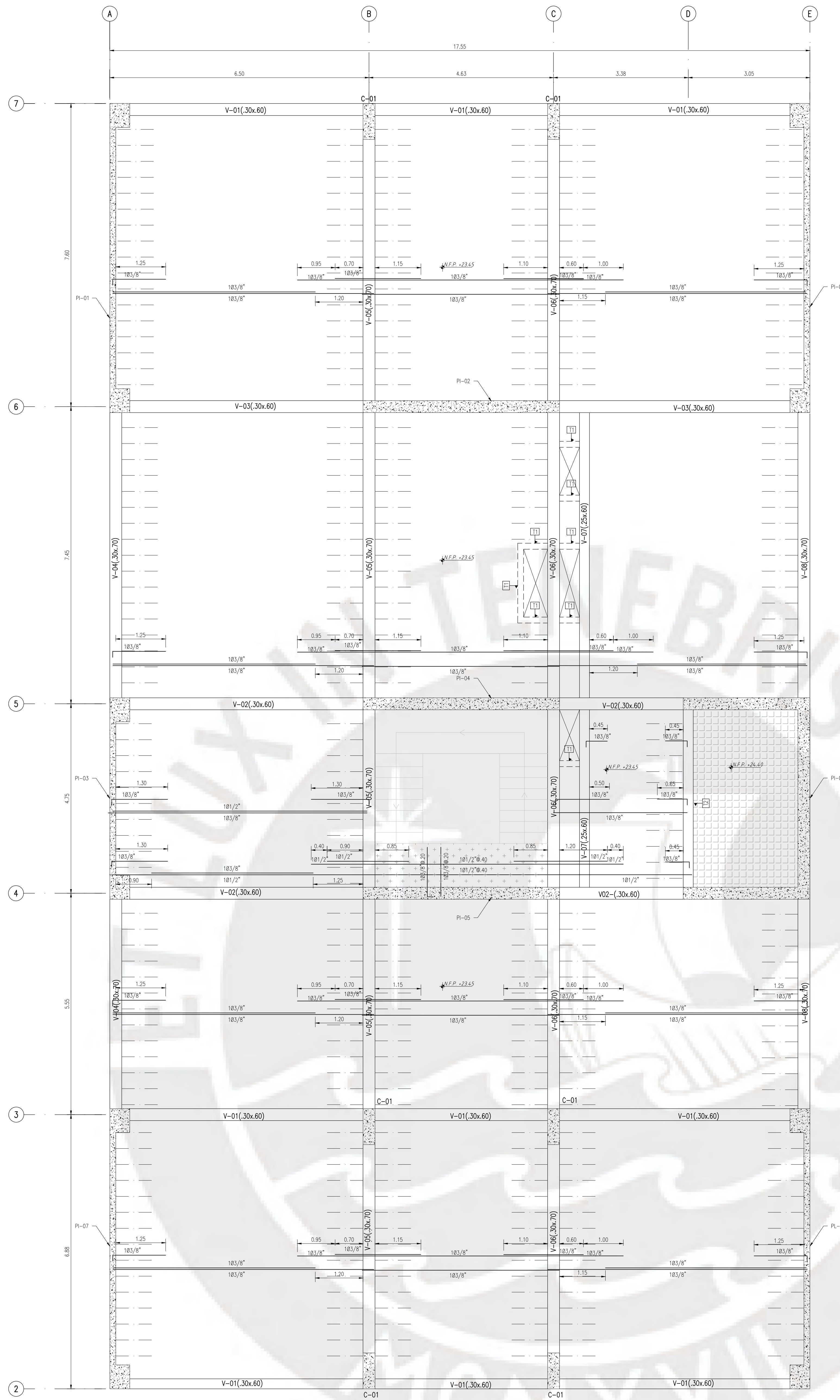
Nº PISO	TIPO	C0
1-7	bxt	.15x.25
	∅	4x5/8"
	∅	180mm, 180, 180, 180, 180, 180, c/c
F'c=175 kg/cm2		



ENCOFRADO DE TECHO TÍPICO EL 1ER.-6TO PISO
 (NFP + 4.25) (NFP + 7.45) (NFP + 10.65)
 (NFP + 13.85) (NFP + 17.05) (NFP + 20.25)

- ESCALA: 1:50
 (5'C=250 kg/m²) (5'FC=400 kg/m²)
- LOSA DE H=0.25m
 - LOSA ALIGERADA CONVENCIONAL CON VIGUETAS ESPACIADAS @ 40
 - MACILLA PERPENDICULAR A LAS VIGUETAS SUPERIOR DE Ø6mm@25m
 - (En las plantas sólo se muestran los refuerzos corridos y bastones para estas losas)
 - LOSA DE H=0.25m
 - MACILLA MALLA SUPERIOR E INFERIOR EN DIRECCIÓN X-X Ver Planta
 - MACILLA MALLA SUPERIOR E INFERIOR EN DIRECCIÓN Y-Y Ver Planta

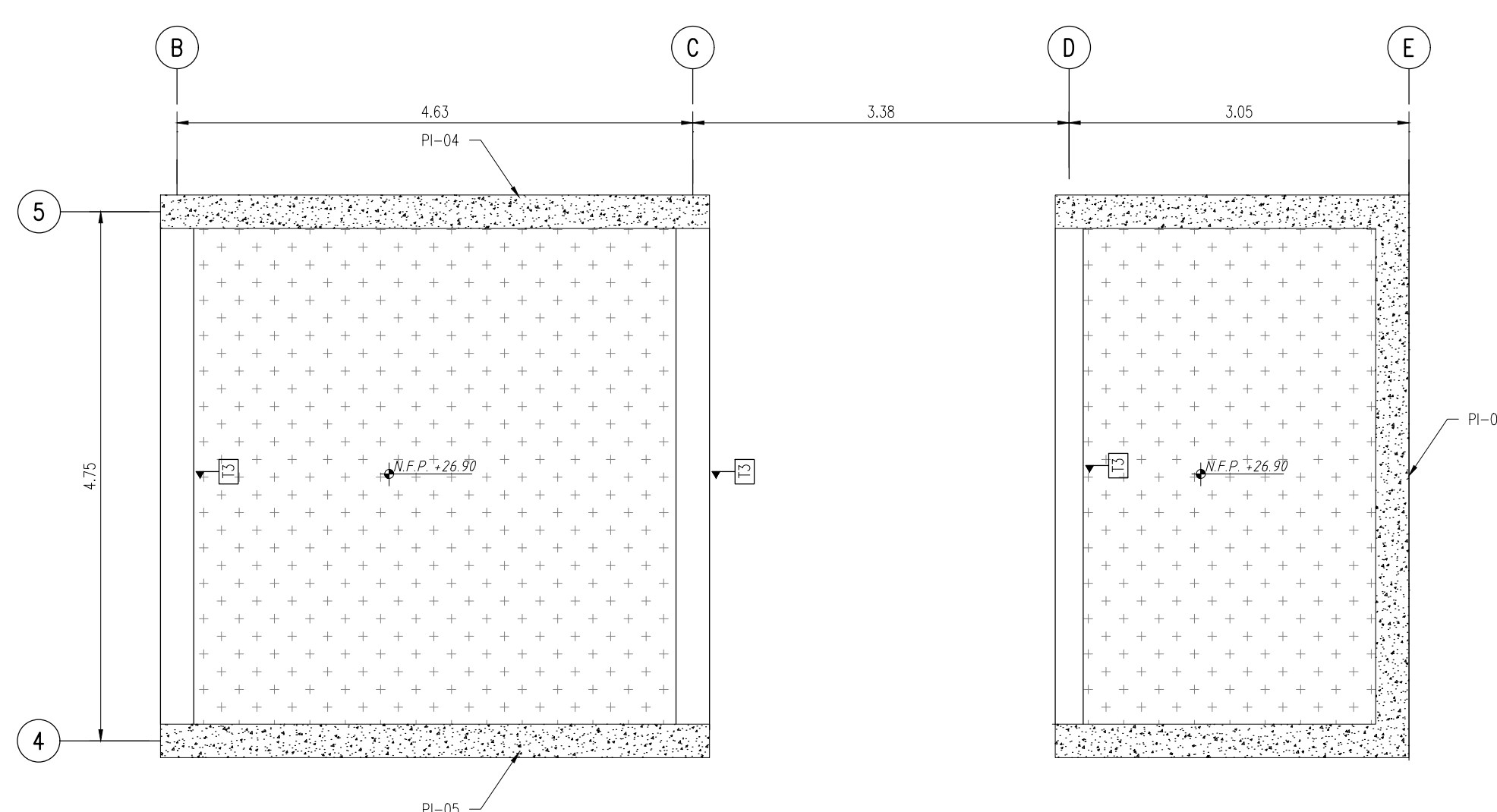
	Tesisista: BACH. Cristian Vlvanco Mendoza	Asesor: ING. Cesar Huapaya Huapaya	Fecha: 30-06-2021
	N° plano anterior: TÍTULO: EDIFICIO DE 7 PISOS UBICADO EN EL DISTRITO DE MAGDALENA DEL MAR		Escala: 1:50
	ENCOFRADO DE TECHO TÍPICO ESTRUCTURAS		
Número de plano: E-04	Rev.: 00	Hoja: 1-1	Formato: A1



ENCOFRADO DE AZOTEA (NFP +23.45)

ESCALA 1:50
(S/C=100kg/m³)

- LOSA DE H=25cm
LOSA ALIGERADA CONVENCIONAL CON VIGUETAS ESPACIADAS @ 40"
MALLA PERPENDICULAR A LAS VIGUETAS SUPERIOR DE #6mm @ 25cm
(En las plantas sólo se muestran los refuerzos corridos y bastones para estas losas)
- LOSA DE H=25cm
LOSA MALICIA MALLA SUPERIOR E INFERIOR EN DIRECCION X-Y Ver Planta
MALLA SUPERIOR E INFERIOR EN DIRECCION Y-Y Ver Planta

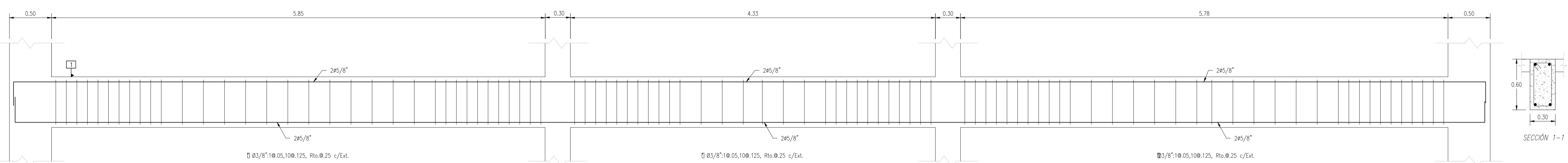


ENCOFRADO (NFP +26.90)

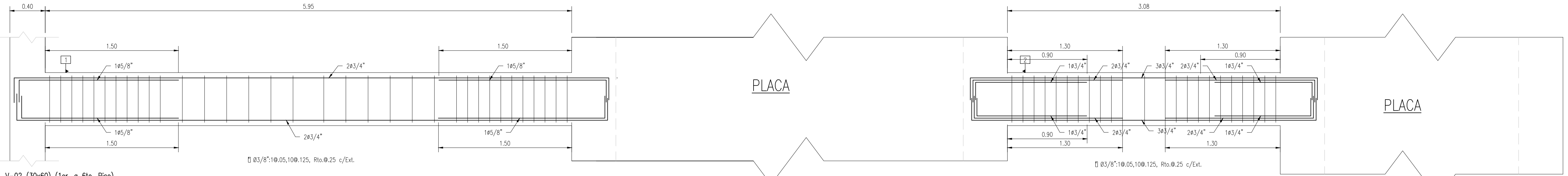
ESCALA 1:50
(S/C=100kg/m³)

- LOSA DE H=27.5cm
LOSA MALICIA MALLA SUPERIOR E INFERIOR EN DIRECCION X-Y Ver Planta
MALLA SUPERIOR E INFERIOR EN DIRECCION Y-Y Ver Planta

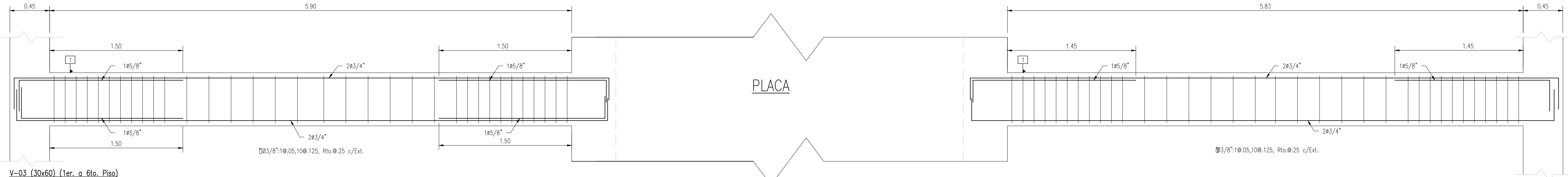
	Tesis: BACH. Christian Vivanco Mendoza	Asesor: ING. Cesar Huapaya Huapaya	Fecha: 24-06-2021
	N° plano anterior:		
	TÍTULO: EDIFICIO DE 7 PISOS UBICADO EN EL DISTRITO DE MAGDALENA DEL MAR		
	ESTRUCTURAS ENCOFRADO DE TECHO DE AZOTEA		
Número de plano: E-05	Hoja: 00	Hoja: 1-1	Formato: A0



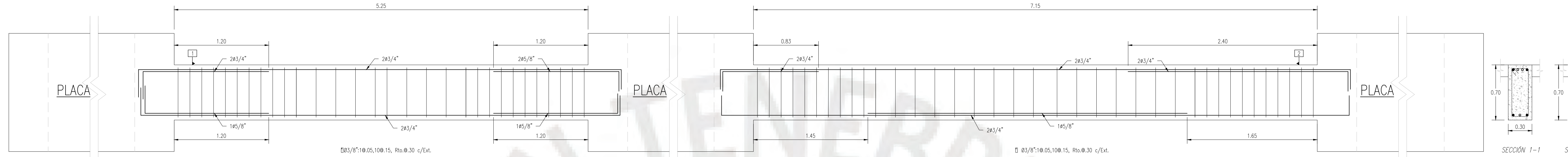
V-01 (30x80) (Ter. a Bto. Piso)
1/25



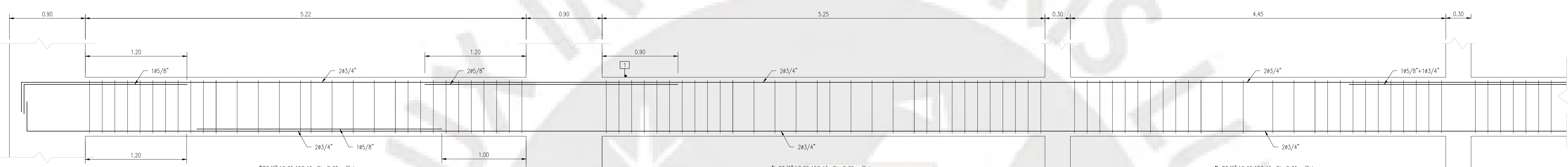
V-02 (30x60) (Ter. a Bto. Piso)
1/25



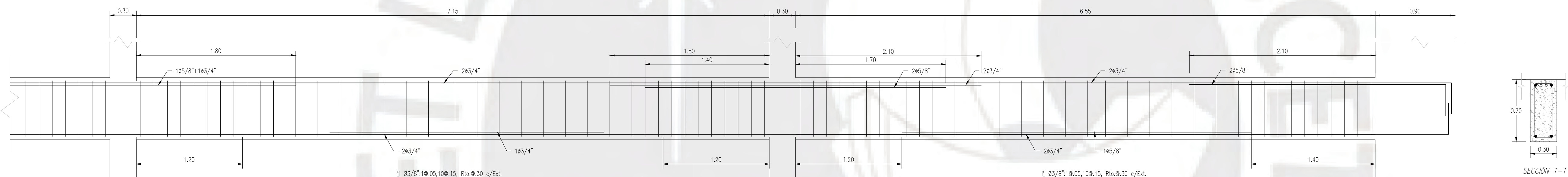
V-03 (30x60) (Ter. a Bto. Piso)
1/25



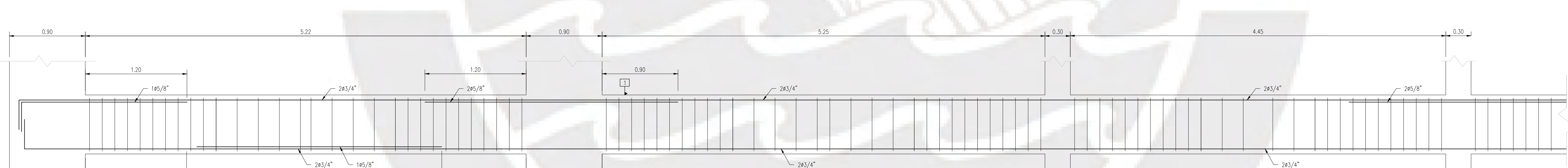
V-04 (30x70) (Ter. a Bto. Piso)
1/25



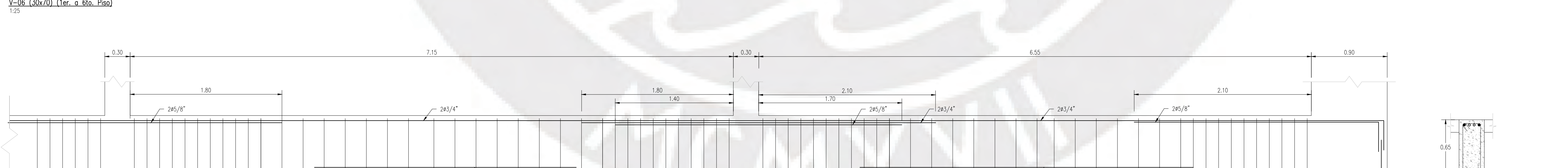
V-05 (30x70) (Ter. a Bto. Piso)
1/25



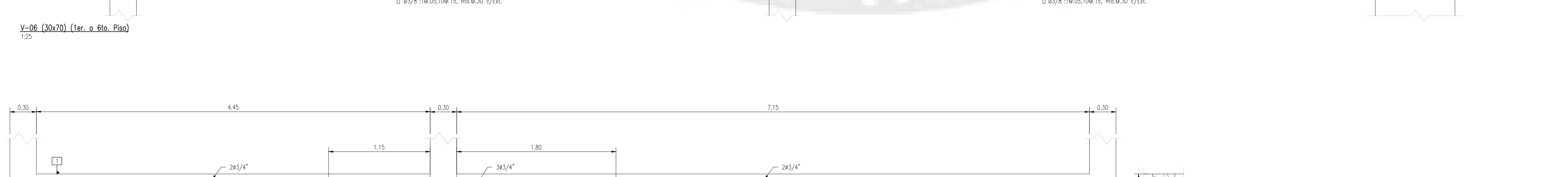
V-05 (30x70) (Ter. a Bto. Piso)
1/25



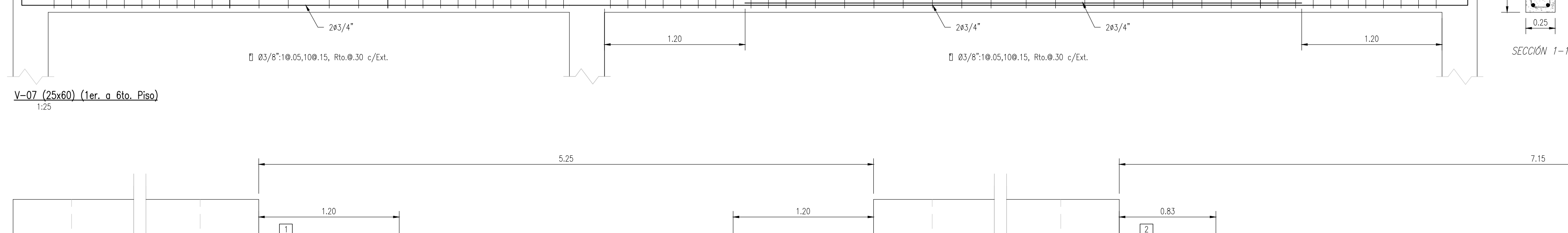
V-06 (30x70) (Ter. a Bto. Piso)
1/25



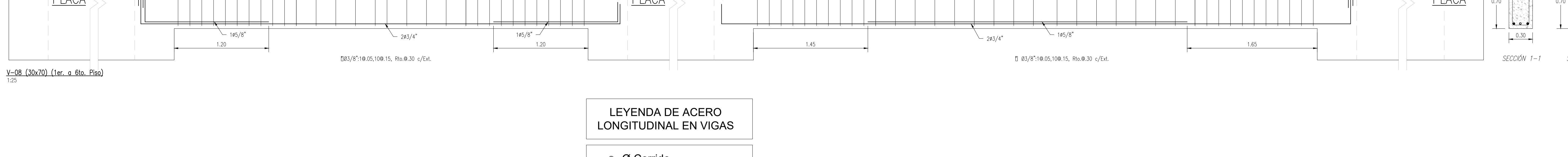
V-06 (30x70) (Ter. a Bto. Piso)
1/25



V-06 (30x70) (Ter. a Bto. Piso)
1/25



V-07 (25x80) (Ter. a Bto. Piso)
1/25

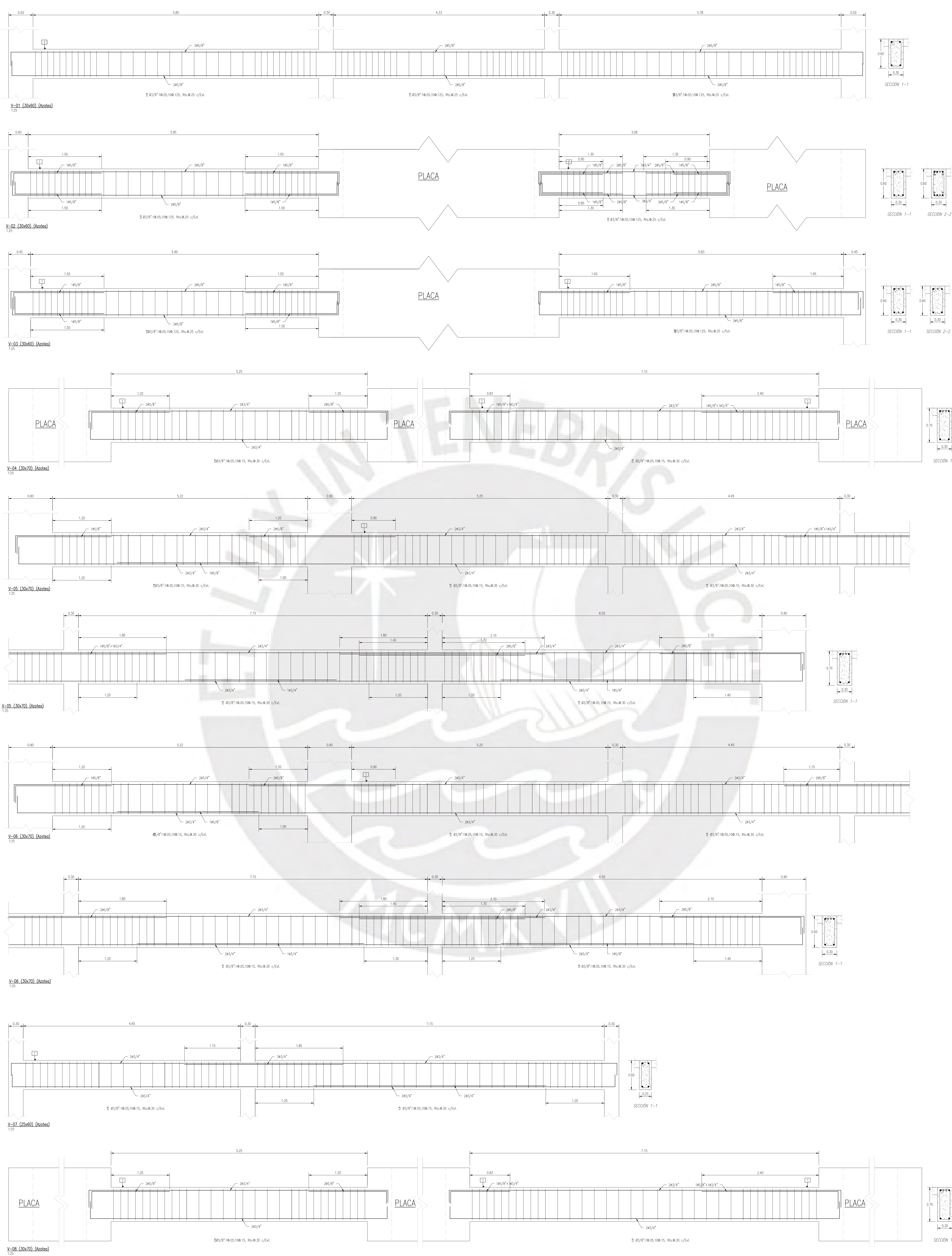


V-08 (30x70) (Ter. a Bto. Piso)
1/25

LEYENDA DE ACERO LONGITUDINAL EN VIGAS

- Ø Corrido
- Ø Baston
- Ø Distribuido en el alma

	Tesis: BACH. Cristian Vivanco Mendoza	Asesor: ING. Cesar Huapaya Huapaya	Fecha: 24-06-2021
	N° plano anterior: TRUJ: EDIFICIO DE 7 PISOS II UBICADO EN EL DISTRITO DE MAGDALENA DEL MAR		
	Escala: 1:25		
	Formato: A0		
Número de plano: E-06		Rev: 00	Hoja: 1-1

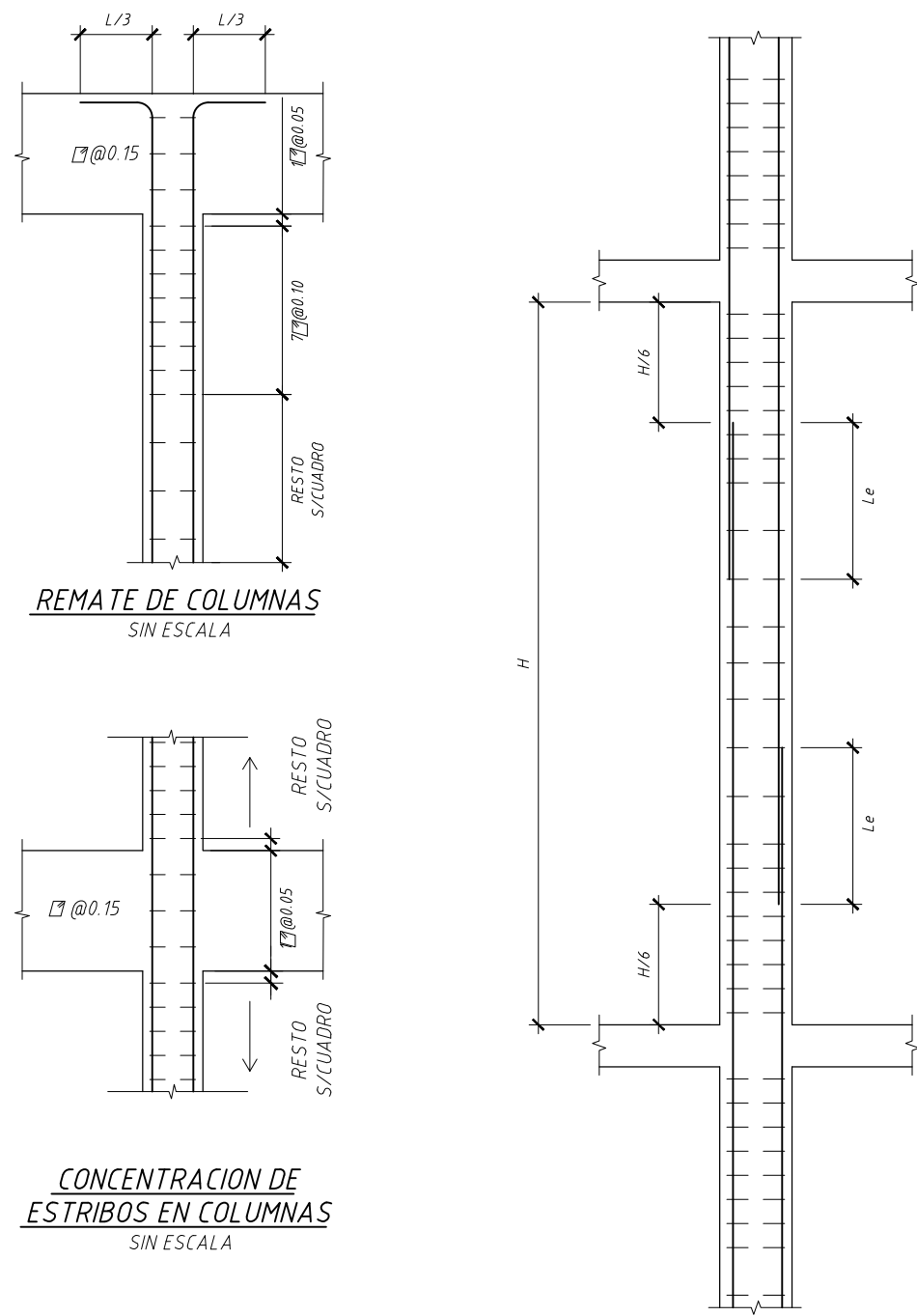


LEYENDA DE ACERO LONGITUDINAL EN VIGAS

- Ø Corrido
- Ø Baston
- Ø Distribuido en el alma

	Tesis:	BACH. Cristian Vivanco Mendoza	Asesor:	ING. Cesar Huapaya Huapaya	Fecha:	24-06-2021	
	N° plano anterior:					Escala:	1:25
	TÍTULO: EDIFICIO DE 7 PISOS B UBICADO EN EL DISTRITO DE MAGDALENA DEL MAR						
	DETALLE DE VIGAS AZOTEA ESTRUCTURAS						
Numero de plano:	E-07				Rev:	00	
					Hija:	1-1	
						Formato:	A0

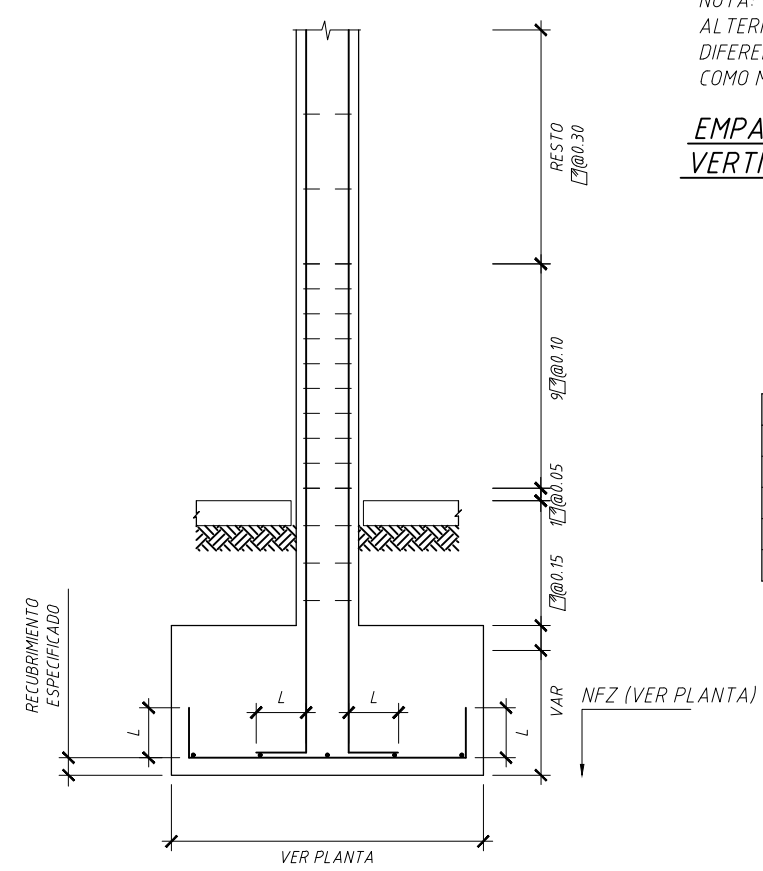
DETALLES TÍPICOS DE COLUMNAS



REFUERZO	Le (m)
3/8"	0.60
1/2"	0.80
5/8"	0.95
3/4"	1.15
1"	1.90
1-3/8"	2.60

NOTA:
ALTERNAR LOS EMPALMES EN DIFERENTES PISOS Y EMPALMAR COMO MÁXIMO 50% DEL REFUERZO

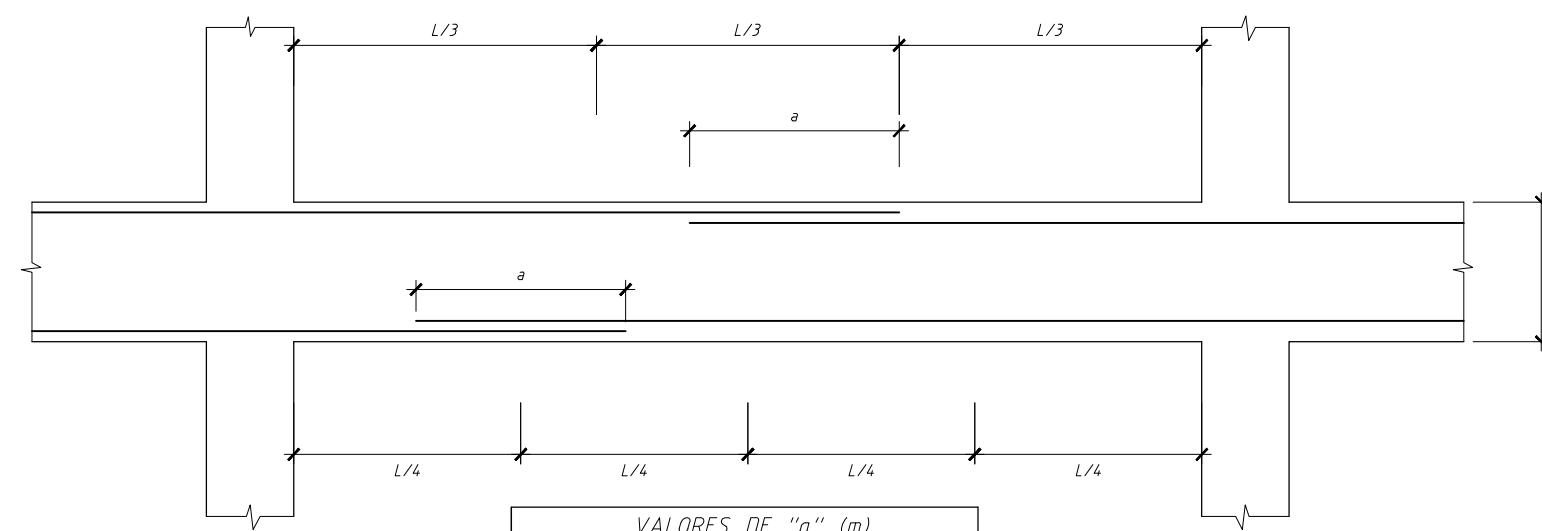
EMPALME DE REFUERZO VERTICAL EN COLUMNAS Y PLACAS
SIN ESCALA



DETALLE DE ANCLAJE DE FIERRO DE COLUMNAS EN ZAPATA
SIN ESCALA

REFUERZO	L (m)
1/2"	0.15
5/8"	0.20
3/4"	0.25
1"	0.30
1-3/8"	0.40

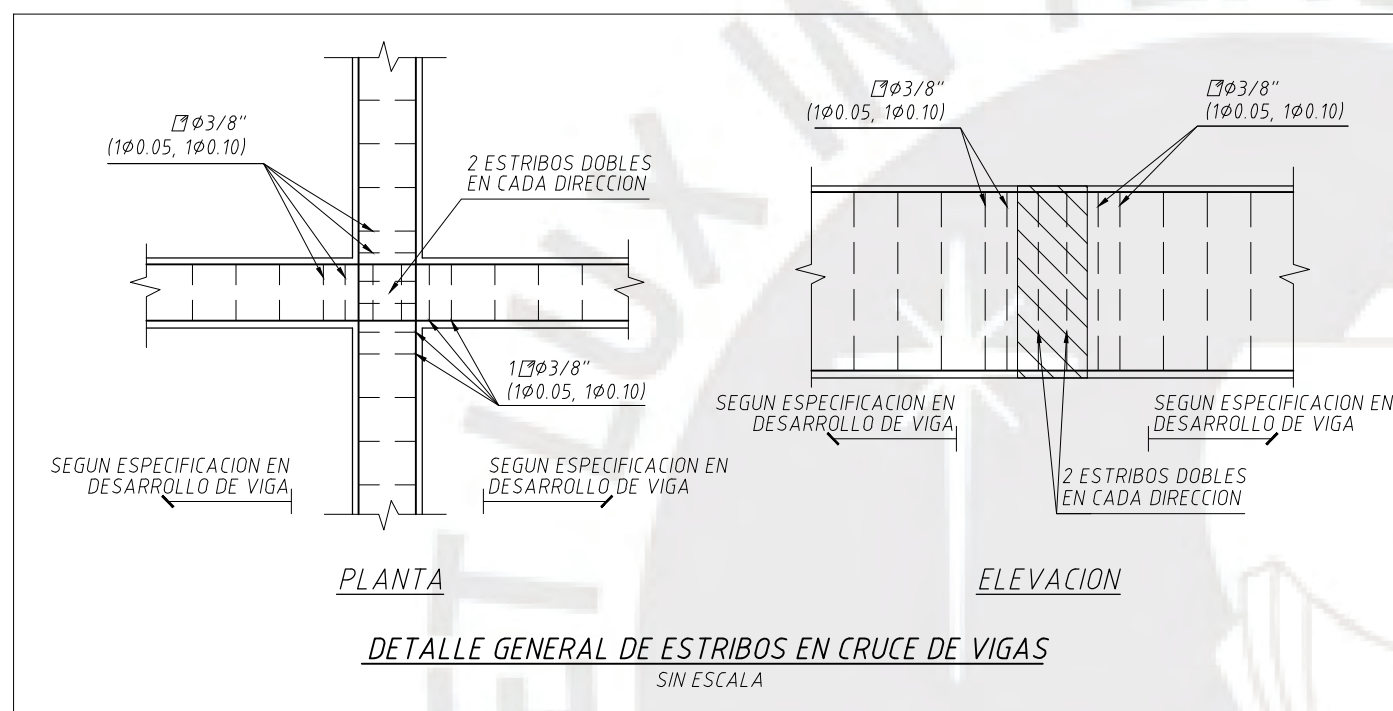
DETALLES TÍPICOS DE VIGAS



VALORES DE "a" (m)		
Ø	REFUERZO SUPERIOR	REFUERZO INFERIOR
8mm	0.50	0.40
3/8"	0.60	0.45
1/2"	0.80	0.60
5/8"	0.95	0.75
3/4"	1.15	0.90
1"	1.90	1.45
1-3/8"	2.60	2.00

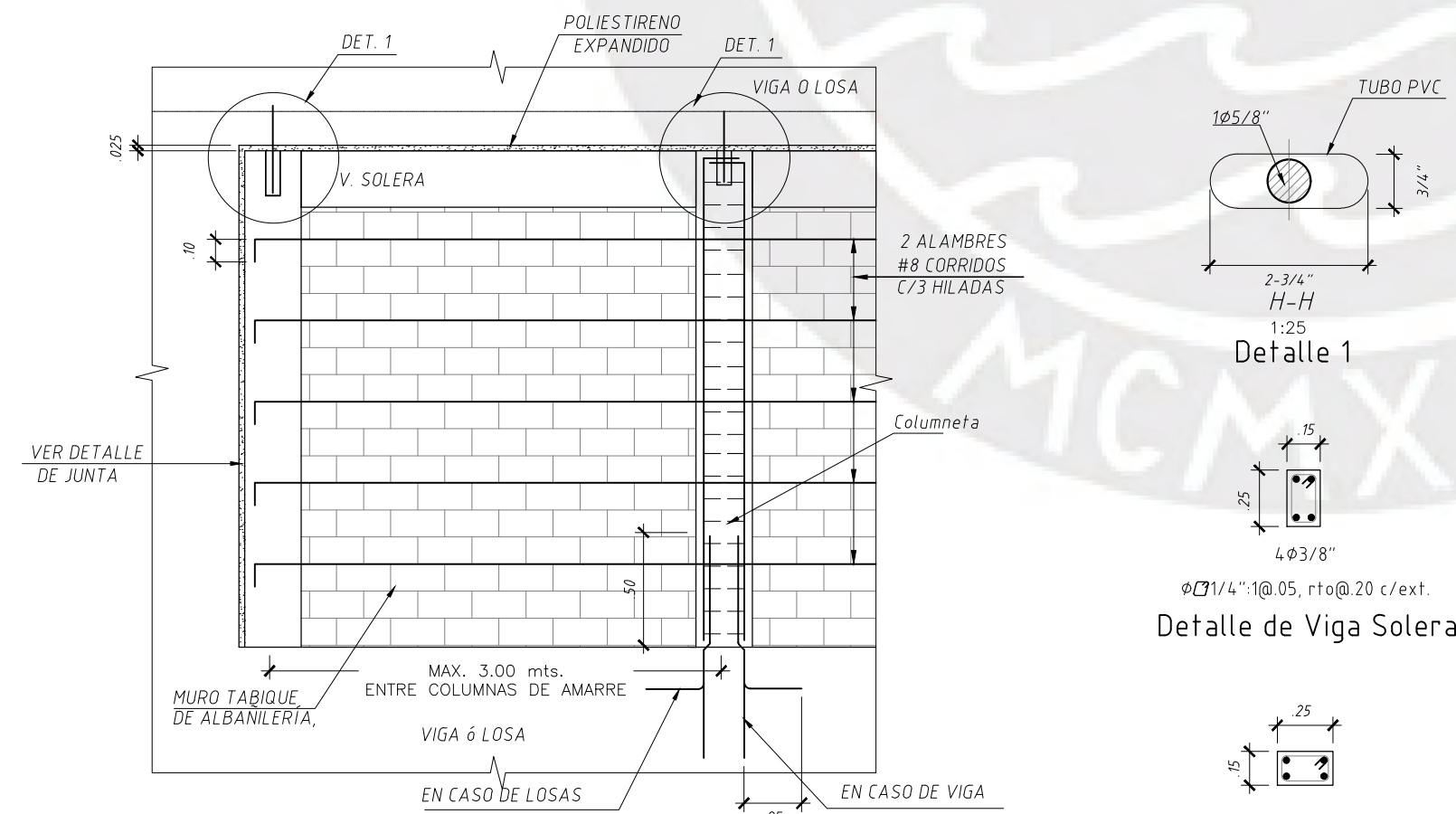
NOTA.- AL EMPALMAR MAS DEL 50% DEL ÁREA TOTAL DE REFUERZO EN UNA MISMA SECCIÓN AUMENTAR LA LONGITUD EN UN 30%

EMPALME DE ARMADURAS EN VIGAS Y LOSAS
SIN ESCALA



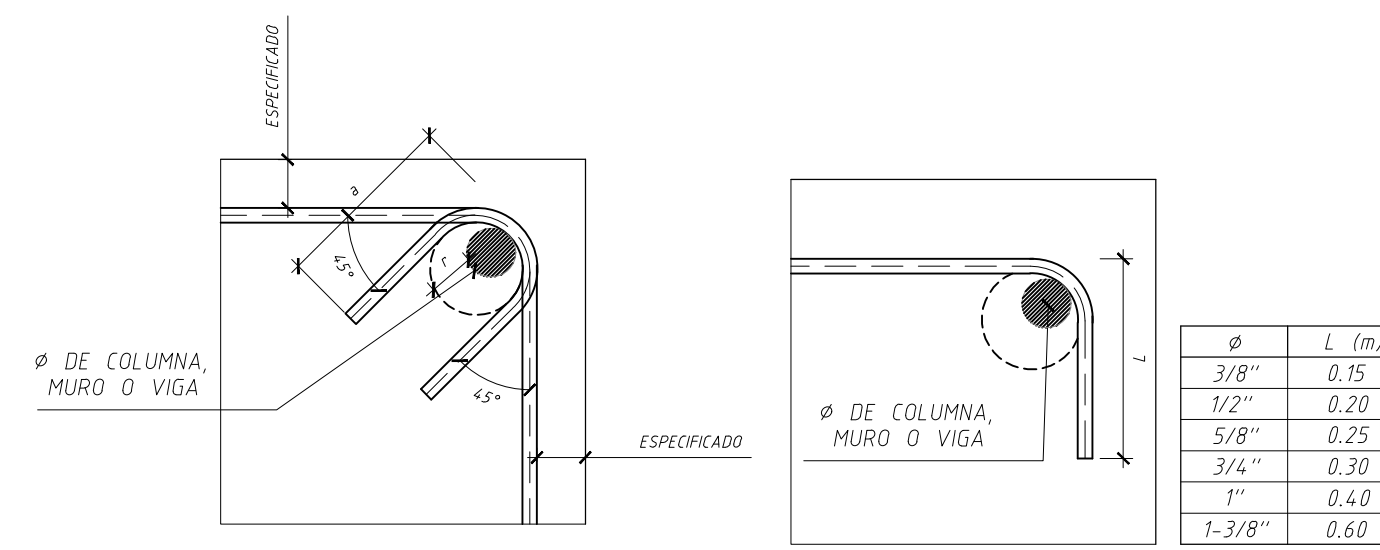
DETALLE GENERAL DE ESTRIBOS EN CRUCE DE VIGAS
SIN ESCALA

DETALLES INDEPENDIZACION DE TABIQUES



DETALLE DE INDEPENDIZACION DE TABIQUES
SIN ESCALA

DETALLES VARIOS

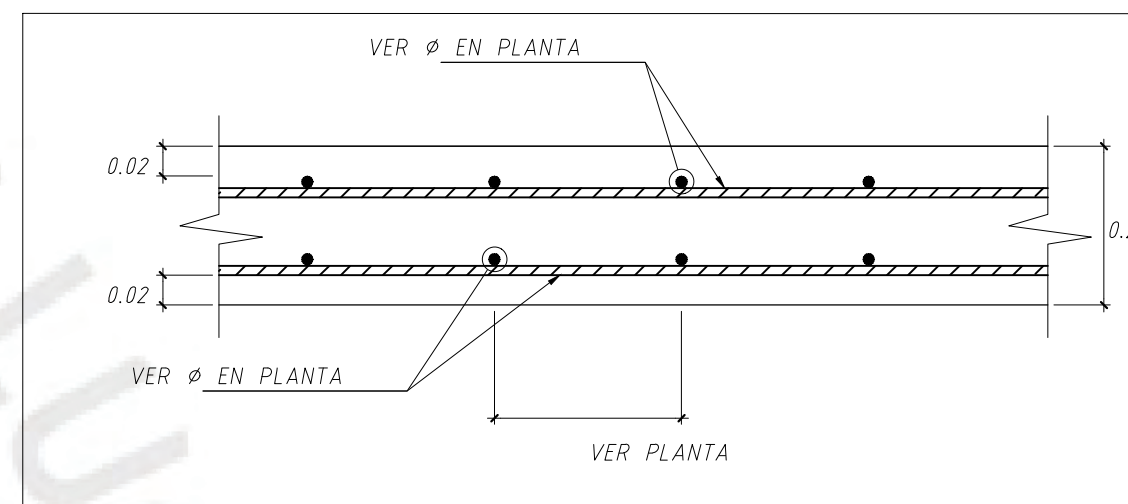


DETALLE DE GANCHO ESTANDAR
SIN ESCALA

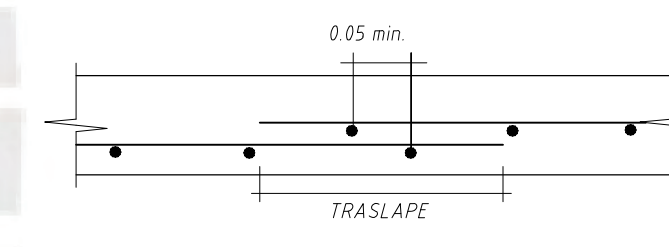
Ø	L (m)
3/8"	0.15
1/2"	0.20
5/8"	0.25
3/4"	0.30
1"	0.40
1-3/8"	0.60

DETALLE DE DOBLADO DE ESTRIBOS EN COLUMNAS Y VIGAS
SIN ESCALA

Ø	r (cm)	a (cm)
1/4"	1.3	6.5
3/8"	2.0	10.0
1/2"	2.5	12.5
5/8"	3.2	12.5
3/4"	5.7	12.5



DETALLE DE LOSA MACIZA

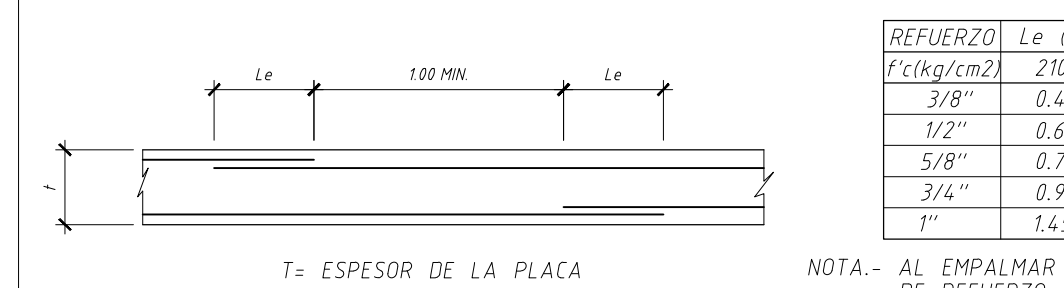


VALORES MIN. DE "Traslape"

Ø=6mm-1/4"	Ø=8mm-3/8"	Ø=12mm-1/2"
30 cm	35 cm	40 cm

EMPALME DEL REFUERZO CORRIDO PARA LAS LOSAS

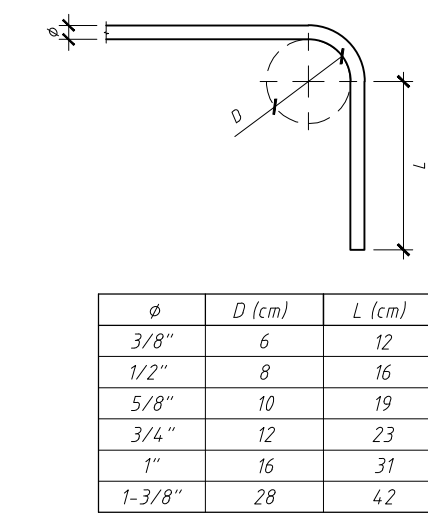
DETALLES DE PLACAS Y MUROS



REFUERZO	Le (m)
1/2"	0.15
3/8"	0.45
1/2"	0.60
5/8"	0.75
3/4"	0.90
1"	1.45

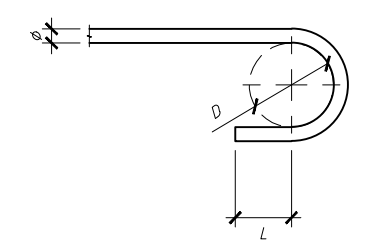
EMPALME DE REFUERZO HORIZONTAL Y VERTICAL EN PLACAS Y MUROS
SIN ESCALA

NOTA.- AL EMPALMAR MAS DEL 50% DEL ÁREA TOTAL DE REFUERZO EN UNA MISMA SECCIÓN AUMENTAR LA LONGITUD EN UN 30%



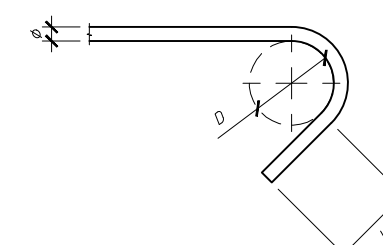
GANCHO A 90°

Ø	D (cm)	L (cm)
3/8"	6	12
1/2"	8	16
5/8"	10	19
3/4"	12	23
1"	16	31
1-3/8"	20	42



GANCHO A 180°

Ø	D (cm)	L (cm)
3/8"	7	7
1/2"	8	8
5/8"	10	10
3/4"	12	25
1"	16	35
1-3/8"	20	45



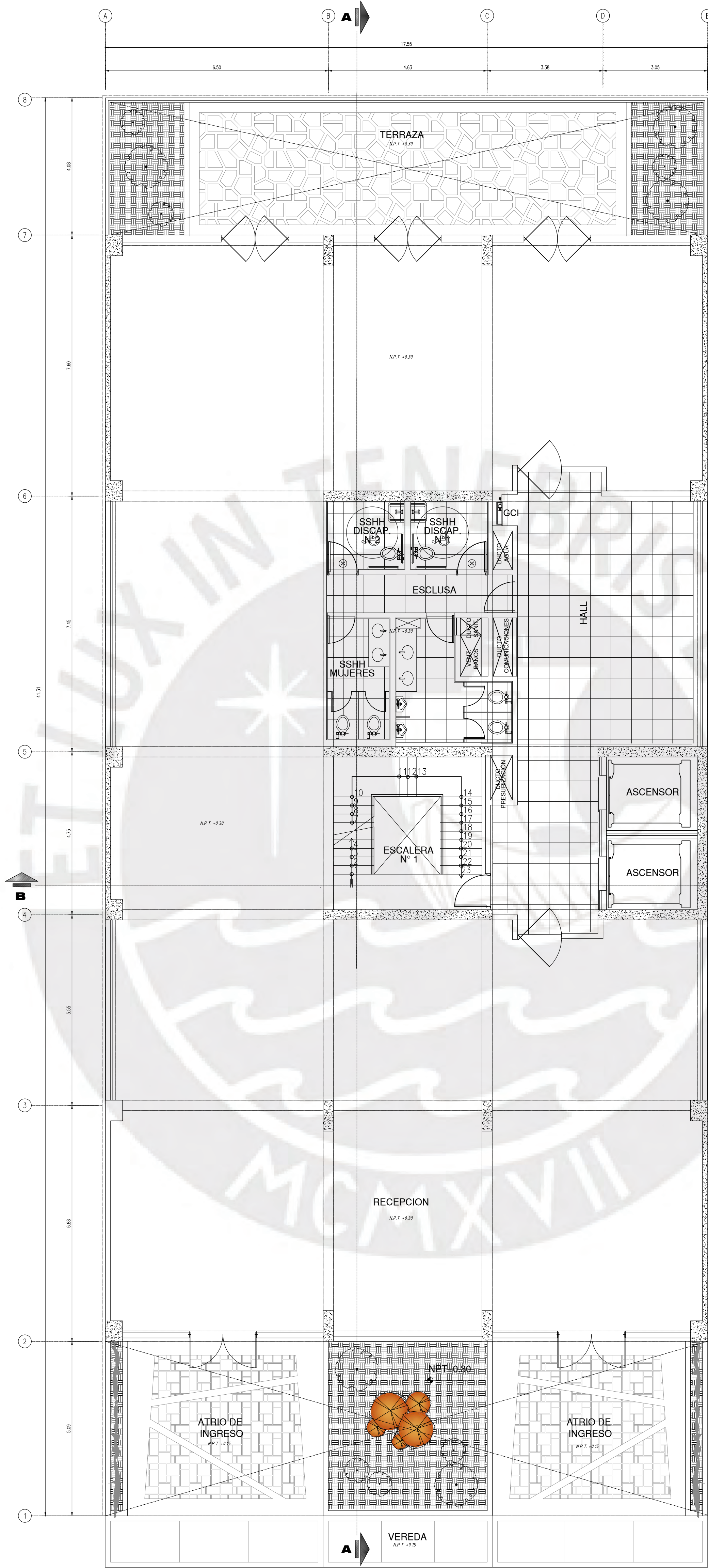
GANCHO A 135°

Ø	D (cm)	L (cm)
3/8"	7	7
1/2"	8	8
5/8"	10	13

-D: DIÁMETRO MÍNIMO DE DOBLADO
-L: EXTENSION RECTA DESDE EL DOBLEZ HASTA EL EXTREMO LIBRE DEL REFUERZO
-Ld: LONGITUD DE DESARROLLO DE GANCHO ESTANDAR

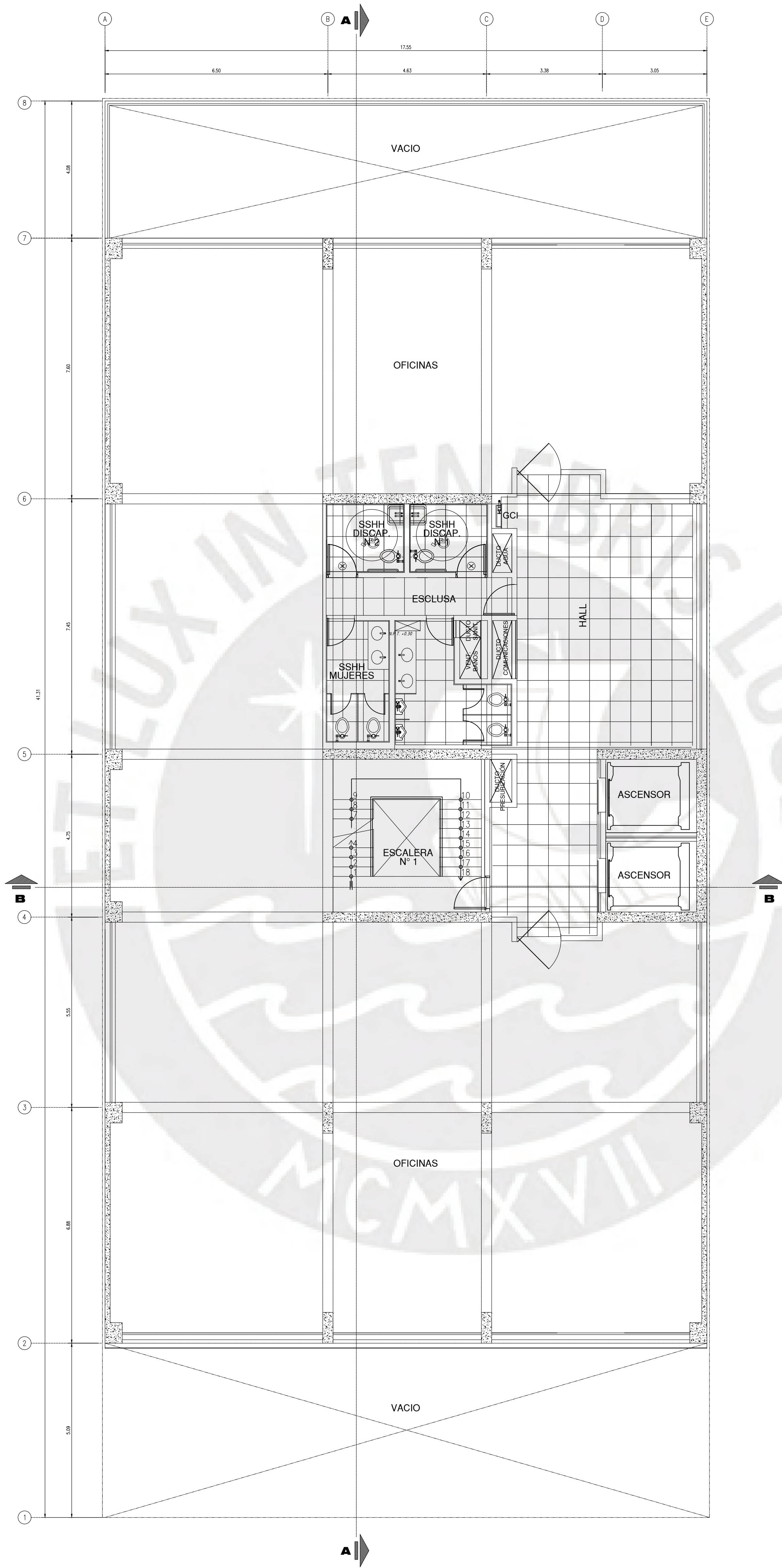
DETALLE DE DOBLADO DEL REFUERZO

ARQUITECTURA
ESC: 1/50


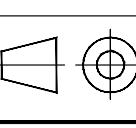


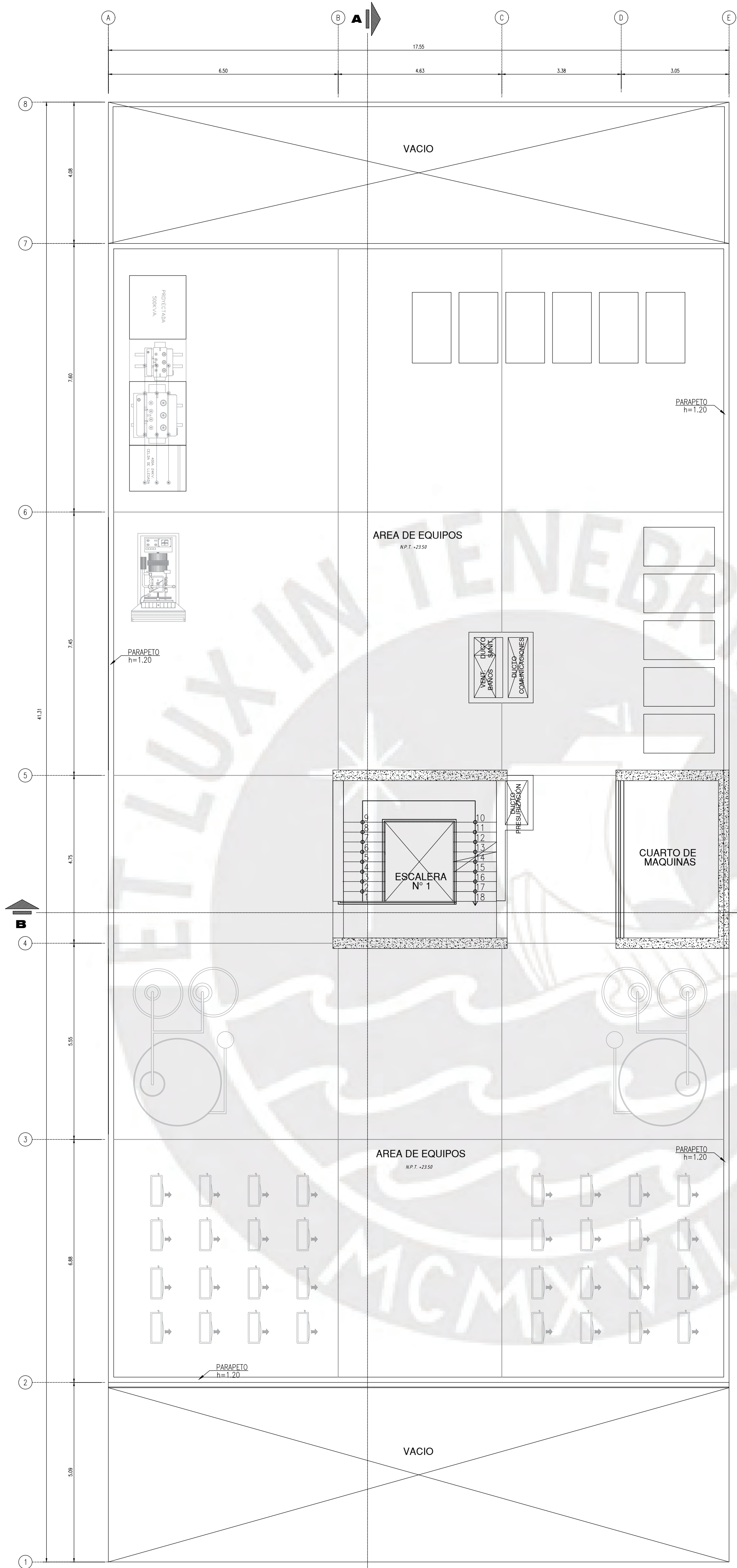
PLANTA 1° PISO
ARQUITECTURA
ESC: 1/75

	Tealista: BACH. Cristhian Vivanco Mendoza	Asesor: ING. Cesar Huapaya Huapaya	Fecha: 24-06-2021
	N° plano anterior: Título: EDIFICIO DE 7 PISOS UBICADO EN EL DISTRITO DE MAGDALENA DEL MAR		Escala: 1:75
	Número de plano: A-01		Rev.: 00
			Formato: A1



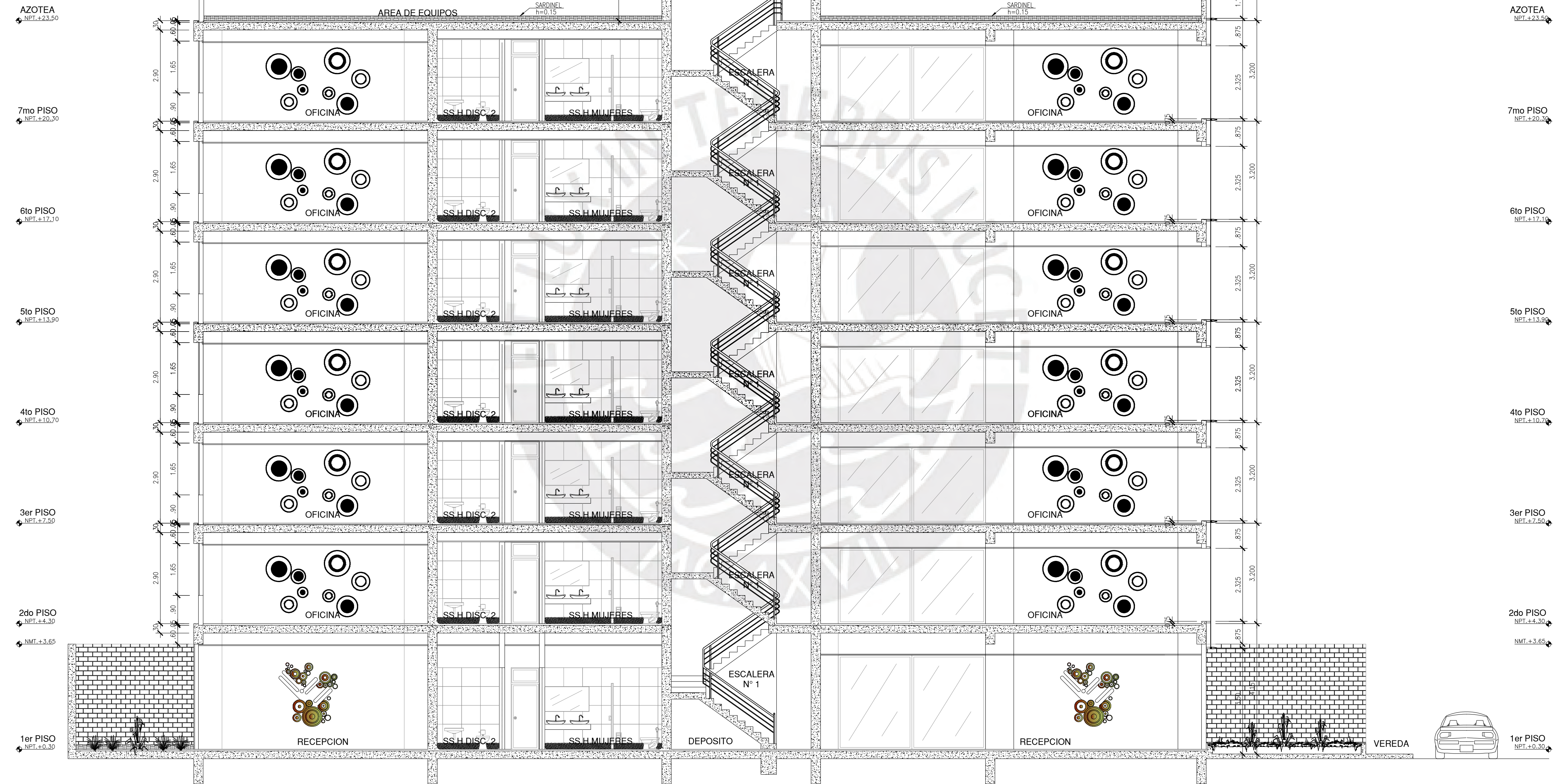
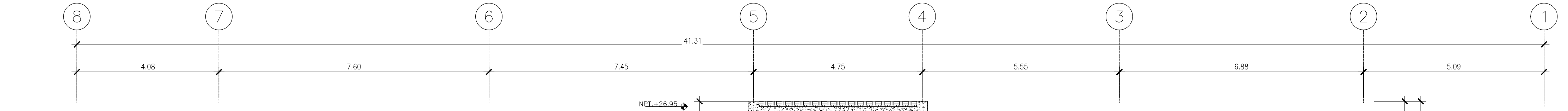
PLANTA TÍPICO
ARQUITECTURA
ESC: 1/75

 PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ	Tesisista: BACH. Cristian Vivanco Mendoza	Asesor: ING. Cesar Huapaya Huapaya	Fecha: 24 - 06 - 2021	
	N° plano anterior: Título: EDIFICIO DE 7 PISOS UBICADO EN EL DISTRITO DE MAGDALENA DEL MAR		Escala: 1:75	
	PLANTA PISO TÍPICO ARQUITECTURA			
	Número de plano: A-02	Rev.: 00	Hoja: 1-1	Formato: A1



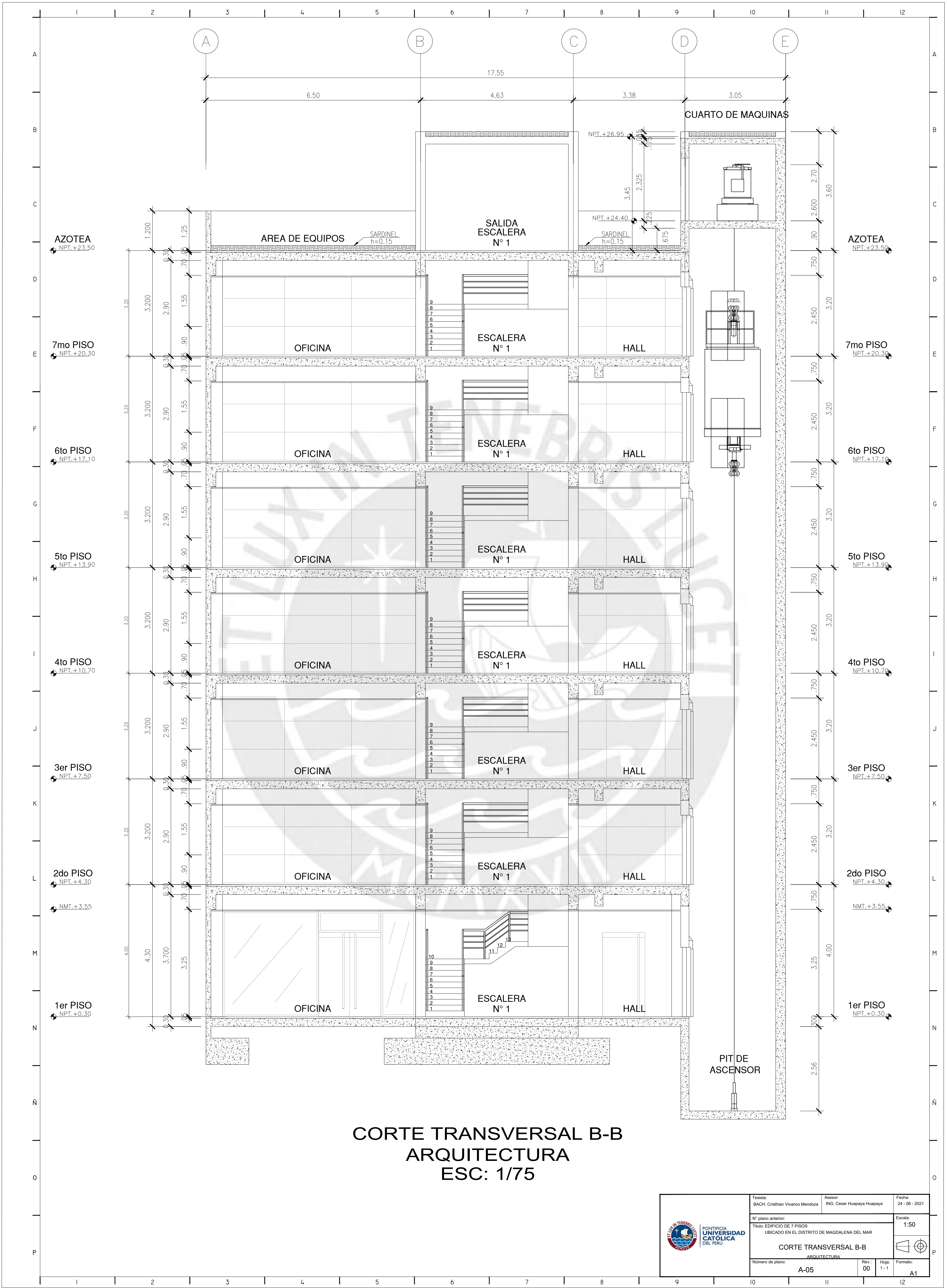
PLANTA AZOTEA
ARQUITECTURA
ESC: 1/75

	Testista: BACH. Crishian Vivanco Mendoza	Asesor: ING. Cesar Huapaya Huapaya	Fecha: 24 - 06 - 2021
	N° plano anterior: Título: EDIFICIO DE 7 PISOS UBICADO EN EL DISTRITO DE MAGDALENA DEL MAR		Escala: 1:75
	Número de plano: A-03		
		Hoja: 1-1	Formato: A1


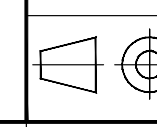


CORTE LONGITUDINAL A-A
 ARQUITECTURA
 ESC: 1/75

Tesis:	Asesor:	Fecha:
BACH. Cristian Vivanco Mendoza	ING. Cesar Huapaya Huapaya	24 - 06 - 2021
N° plano anterior:		Escala:
Título: EDIFICIO DE 7 PISOS UBICADO EN EL DISTRITO DE MAGDALENA DEL MAR		1:75
CORTE LONGITUDINAL A-A		
ARQUITECTURA		
Número de plano:	Rev.:	Hoja:
A-04	00	1 - 1
		Formato:
		A1



CORTE TRANSVERSAL B-B
ARQUITECTURA
ESC: 1/75

 PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATOLICA DEL PERU	Tesisista: BACH. Crithian Vivanco Mendoza	Asesor: ING. Cesar Huapaya Huapaya	Fecha: 24 - 06 - 2021	
	N° plano anterior: Título: EDIFICIO DE 7 PISOS UBICADO EN EL DISTRITO DE MAGDALENA DEL MAR		Escala: 1:50	
	CORTE TRANSVERSAL B-B ARQUITECTURA			
	Número de plano: A-05	Rev: 00	Hoja: 1-1	Formato: A1

