

PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ

FACULTAD DE CIENCIAS E INGENIERÍA



**DISEÑO Y PRESUPUESTO DEL CASCO DE UNA VIVIENDA
MULTIFAMILIAR DE SEIS PISOS HECHO EN CONCRETO
ARMADO**

Tesis para obtener el Título Profesional de INGENIERO CIVIL

AUTORES:

LUIS ÁNGEL CALDERON CORDOVA

JHAYR ANTONY GIRALDO CHÁVEZ

ASESOR:

Ing. Daniel Roberto Quiun Wong

Lima, abril del 2024

INFORME DE SIMILITUD

Yo, Daniel Roberto QUIUN WONG, docente de la Facultad de Ciencias e Ingeniería de la Pontificia Universidad Católica del Perú, asesor(a) de la tesis/el trabajo de investigación titulado

DISEÑO Y PRESUPUESTO DEL CASCO DE UNA VIVIENDA MULTIFAMILIAR DE SEIS PISOS HECHO EN CONCRETO ARMADO

de los autores


LUIS ÁNGEL CALDERON CÓRDOVA

JHAYR ANTONY GIRALDO CHAVEZ

dejo constancia de lo siguiente:

- El mencionado documento tiene un índice de puntuación de similitud de 20 %. Así lo consigna el reporte de similitud emitido por el software *Turnitin* el 06/02/2024
- He revisado con detalle dicho reporte y confirmo que cada una de las coincidencias detectadas no constituyen plagio alguno.
- Las citas a otros autores y sus respectivas referencias cumplen con las pautas académicas.

Lugar y fecha: Lima, 6 de febrero del 2024

Apellidos y nombres del asesor / de la asesora: QUIUN WONG; Daniel Roberto	
DNI: 07800490	Firma 
ORCID: 0000-0001-8906-6783	

RESUMEN

El presente trabajo aborda el análisis, diseño estructural en concreto armado y presupuesto del casco de una vivienda multifamiliar de 6 pisos ubicada en el distrito de Magdalena del Mar, en la ciudad de Lima. Este se desarrollará sobre un suelo de 4 kg/cm² de capacidad portante.

Los departamentos se encuentran longitudinalmente al terreno rectangular separados por un ducto de ventilación e iluminación natural. El edificio se divide en dos partes para los departamentos. El lado izquierdo del edificio con vista hacia la calle consta de seis pisos con tres departamentos del tipo dúplex. Estos departamentos mantienen una distribución típica desde el primero hasta el sexto piso; es decir, en el primer nivel del departamento posee sala, comedor, cocina, lavandería, servicio higiénico de visitas completo, escalera interna de acceso al área familiar; el segundo nivel posee dos dormitorios con closet, el dormitorio principal con closet y baño incorporado, estar familiar y servicios higiénicos. El departamento del primer piso cuenta además con patio. El lado derecho del edificio con vista hacia la calle consta de seis pisos con seis departamentos del tipo flat. Estos departamentos mantienen una distribución típica desde el primer piso hasta el sexto piso; es decir, posee sala, comedor, cocina, lavandería, estar familiar, servicio higiénico de visita completo, dos dormitorios con closet y el principal con baño incorporado. Adicionalmente el departamento del primer nivel cuenta con patio. El edificio cuenta con un total de nueve departamentos (tres dúplex y seis flat) y un estacionamiento privado el cual se encuentra en el lote contiguo.

El sistema estructural del edificio está formado por elementos en concreto armado tales como columnas, muros de corte (placas) y vigas. Para los techos se utilizaron losas aligeradas y losas macizas las cuales cumplen con el diseño por cargas de gravedad.

Para el análisis sísmico se elaboró un modelo en tres dimensiones con los elementos estructurales involucrados usando el programa ETABS. Las solicitaciones se obtuvieron de la NTE .020 cargas y se verificaron que las derivas obtenidas no sobrepasen las mencionadas en la NTE .030 Diseño Sismo resistente.

INDICE

1	GENERALIDADES	1
1.1	INTRODUCCION	1
1.2	OBJETIVOS.....	2
1.2.1	Objetivo general.....	2
1.2.2	Objetivos específicos	2
1.3	NORMAS EMPLEADAS Y CARGAS DE DISEÑO.....	2
1.4	MATERIALES USADOS	2
2	ESTRUCTURACION Y PREDIMENSIONAMIENTO	4
2.1	CRITERIOS DE ESTRUCTURACION	4
2.2	PREDIMENSIONAMIENTO DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES	10
2.2.1	Predimensionamiento de losas	10
2.2.2	Predimensionamiento de vigas	12
2.2.3	Predimensionamiento de columnas.....	13
2.2.4	Predimensionamiento de placas	14
3	ANALISIS POR CARGAS DE GRAVEDAD	16
3.1	CARGAS DE DISEÑO.....	16
3.2	METRADO DE CARGAS	16
3.2.1	Metrado de cargas para losas	16
3.2.2	Metrado de cargas para vigas.....	17
3.2.3	Metrado de cargas para columnas y placas.....	19
4	ANALISIS SISMICO	23
4.1	INTRODUCCIÓN	23
4.2	PARÁMETROS GENERALES DEL ANALISIS SISMICO	23
4.3	CONFIGURACIÓN ESTRUCTURAL	23
4.4	ANÁLISIS ESTÁTICO	25
4.4.1	Pautas del análisis	25
4.4.2	Periodo fundamental	33
4.4.3	Fuerza cortante mínima en la base.....	34
4.4.4	Distribución de la fuerza sísmica en altura	34
4.5	ANALISIS DINAMICO	35
4.5.1	Pautas del análisis	35
4.5.2	Análisis dinámico empleando en programa ETABS	35

4.5.3	Periodos de vibración.....	36
4.5.4	Desplazamientos laterales.....	37
5	FUNDAMENTOS DE CONCRETO ARMADO	38
5.1	DISEÑO POR FLEXIÓN	38
5.2	DISEÑO POR CORTANTE	40
5.3	DISEÑO POR FLEXOCOMPRESIÓN.....	41
5.4	CONSIDERACIONES ADICIONALES.....	42
6	DISEÑO DE LOSAS.....	47
6.1	LOSA ALIGERADA	47
6.1.1	EJES 4-6//C-D:	47
6.2	LOSA MACIZA.....	51
6.2.1	EJES 2-3//B-C:.....	51
7	DISEÑO DE VIGAS	55
7.1	VIGA CHATA.....	55
7.1.1	EJES 3-4//C-D:	55
7.2	VIGAS PERALTADAS:.....	57
7.2.1	Viga V-6:	58
8	DISEÑO DE COLUMNAS.....	65
8.1	DISEÑO POR FLEXOCOMPRESIÓN:.....	65
8.2	DISEÑO POR CORTE	68
8.3	SECCION FINAL DE LA COLUMNA:.....	72
9	DISEÑO DE PLACAS.....	72
9.1	DISEÑO POR FLEXOCOMPRESIÓN:.....	72
9.2	DISEÑO POR CORTE POR CAPACIDAD	77
9.3	SECCION FINAL DE LA PLACA	78
10	DISEÑO DE CIMENTACIONES	79
10.1	CONSIDERACIONES DE DISEÑO.....	79
10.2	DISEÑO DE UNA ZAPATA CONECTADA.....	81
10.2.1	Zapata conectada de la columna C-02 y C-03	81
11	DISEÑO DE LA CISTERNA.....	90
11.1	DISEÑO DE LA LOSA BASE.....	90
11.2	DISEÑO DE LA TAPA (LOSA DE TECHO)	90
11.3	DISEÑO DE LAS PAREDES	92

12	DISEÑO DE ESCALERAS.....	95
12.1	DISEÑO POR FLEXIÓN	98
12.2	DISEÑO POR CORTANTE	99
13	PRESUPUESTO DEL CASCO	101
13.1	METRADO DE MATERIALES	101
13.2	ÁNÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS (APU)	101
13.3	ANÁLISIS DE LOS COSTOS DIRECTOS DEL PROYECTO.....	101
13.4	ANÁLISIS DE LOS COSTOS INDIRECTOS DEL PROYECTO.....	101
13.5	IDENTIFICAR UTILIDAD DEL PROYECTO.....	102
14	COMENTARIOS Y CONCLUSIONES	111
15	REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....	114
16	ANEXOS	116



1 GENERALIDADES

1.1 INTRODUCCION

El crecimiento de las ciudades es una realidad inevitable. La urbanización de la población es la tendencia natural a la que están sometidos los pueblos. Sin embargo, la rapidez y la magnitud del proceso de urbanización plantea enormes desafíos, entre ellos satisfacer la creciente demanda de viviendas de bajo costo, sistemas de transporte bien conectados, servicios básicos que deben de ser satisfechos. En relación a la demanda de viviendas, debemos de entender que lo óptimo es el crecimiento vertical. En este sentido la creación de edificios de gran altura para diferentes usos (departamentos, oficinas, etc.) se hace una necesidad en los tiempos de hoy. Para lograr este desarrollo debemos de contar con materiales adecuados que satisfagan dicha necesidad. Es ahí donde recae la importancia del concreto armado. El concreto armado, por sus múltiples aplicaciones y aceptación universal, se ha vuelto un material de construcción irremplazable.

Es por ello que, tomando en cuenta la demanda poblacional y las tendencias de desarrollo de las ciudades, se ha decidido diseñar un proyecto de edificación destinada a viviendas. “En primer lugar, se parte por la definición de edificación, la cual es un proyecto fruto de la unión de varios departamentos especializados, principalmente ingeniería y arquitectura, que debe desarrollarse según criterios y normas de construcción específicos de cada país (Roncal, 2017). En segundo lugar, es fundamental que para todo proyecto de estructuras se realicen un adecuado diseño y una adecuada construcción, para que así haya la seguridad de que soporten todas las acciones a las que estén expuestas durante su periodo de vida útil.

De este modo, en base a la información obtenida de los planos arquitectónicos y la descripción del proyecto, se puede realizar el proceso de estructuración del edificio, que consiste en el adecuado dimensionamiento y distribución de los elementos (vigas, muros, columnas, losas y cimentaciones). Posteriormente, se realizan el análisis estático y dinámico de la estructura, con la finalidad de cumplir con los señalado en la Norma de Diseño Sismorresistente E.030.

Finalmente, se desarrolla el diseño de los elementos de concreto armado, para lo cual se seguirá el Método de Resistencia, en base a lo indicado en la Norma Peruana de Concreto Armado E.060.

1.2 OBJETIVOS

1.2.1 Objetivo general

Analizar, diseñar estructuralmente y presupuestar el casco de una vivienda multifamiliar de seis pisos ubicada en el distrito de Magdalena del Mar, en la ciudad de Lima.

1.2.2 Objetivos específicos

Los objetivos específicos son los siguientes:

- Efectuar la estructuración y pre dimensionamiento de los elementos de la estructura del edificio.
- Realizar el análisis por cargas de gravedad, sísmico estático y sísmico dinámico (modal).
- Diseñar los elementos estructurales usando la norma de concreto armado.
- Desarrollar el metrado y presupuesto del casco de la estructura.

1.3 NORMAS EMPLEADAS Y CARGAS DE DISEÑO

a) Normas Empleadas:

Las Normas empleadas para el desarrollo del proyecto pertenecen al Reglamento Nacional de Edificaciones y son las siguientes:

- Norma E.020 Cargas
- Norma E.030 Diseño Sismo resistente
- Norma E.050 Suelos y Cimentaciones
- Norma E.060 Concreto Armado
- Norma E.070 Albañilería

b) Cargas de Diseño:

El Reglamento Nacional de Edificaciones, en la Norma E.020 de Cargas establece los valores mínimos de carga muerta y carga viva que se debe utilizar para el diseño de cualquier estructura según el uso al que va a estar destinada.

1.4 MATERIALES USADOS

Concreto armado:

- Resistencia nominal a compresión: $f'c=210 \text{ kg/cm}^2$
- Módulo de elasticidad $E=2.2 \times 10^5 \text{ kg/cm}^2$
- Módulo de Poisson $\nu=0.15$

Acero:

- Corrugado, grado 60, esfuerzo de fluencia: $f_y=4200 \text{ kg/cm}^2$
- Módulo de elasticidad: $E_s=2 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2$

Muro Sílico-Calcareo:

- Resistencia nominal a compresión: $f'_c=80 \text{ kg/cm}^2$
- Densidad $\gamma=1800 \text{ kg/m}^3$



2 ESTRUCTURACION Y PREDIMENSIONAMIENTO

2.1 CRITERIOS DE ESTRUCTURACION

El objetivo es poder estructurar adecuadamente la edificación, para que esta pueda tener un buen comportamiento sísmico. Para lo cual se ha tomado como referencia el libro “Estructuración y Diseño de Edificaciones de Concreto Armado” (Blanco, 1997), en el que el autor señala los principales criterios para lograr una estructura sismo-resistente, los cuales son:

- Simplicidad y Simetría
- Resistencia y Ductilidad
- Hiperestaticidad y Monolitismo
- Uniformidad y continuidad de la estructura
- Rigidez lateral
- Existencia de las losas que permitan considerar a la estructura como una unidad (diafragma rígido)
- Influencia de los elementos no estructurales

A continuación, se analizarán para este proyecto, cada uno de los criterios de estructuración, no cumpliéndose al 100%, debido a requerimientos arquitectónicos.

- **SIMPLICIDAD Y SIMETRÍA:**

Existen dos razones importantes para contar con una estructura simple:

- Mayor capacidad o probabilidad del Ingeniero de predecir el comportamiento sísmico de la estructura.
- Mayor confiabilidad en el modelo idealizado de la estructura.

La edificación del proyecto no cuenta con una simetría debido a los requerimientos arquitectónicos. Por lo tanto, se considera la estructura asimétrica en general.

- **RESISTENCIA Y DUCTILIDAD:**

“Las estructuras deben tener suficiente resistencia sísmica en todas las direcciones. El sistema sismorresistente debe estar en al menos dos direcciones: perpendiculares o aproximadamente perpendiculares para asegurar la estabilidad de la estructura en su conjunto, así como de cada uno de sus elementos” (BLANCO, 1997). Los elementos, adecuadamente distribuidos, deben tener la capacidad de transmitir todas las fuerzas de gravedad hacia las cimentaciones. En este caso, las vigas se distribuyeron de tal manera que se formen pórticos en los ejes donde se encuentren los elementos más resistentes y rígidos.

Con respecto a la ductilidad en una estructura, se debe tener en cuenta que esta no depende solo de la ductilidad de sus elementos individuales, sino también de las conexiones entre ellos, por lo cual estas deben diseñarse para que permitan el desarrollo de la ductilidad. De esta manera, cuando se diseña una estructura de concreto armado, se debe garantizar que la falla que se produzca por afluencia de acero y no por comprensión del concreto.

- **HIPERESTATICIDAD Y MONOLITISMO:**

Para el diseño sismo-resistente, debe indicarse la conveniencia de que las estructuras tengan una disposición hiperestática. Ello logra una mayor capacidad resistente, debido a la formación de rótulas plásticas, que disipan la energía sísmica y, por otra parte, al aumentar la capacidad resistente se otorga a la estructura una mayor de grado de libertad.

- **UNIFORMIDAD Y CONTINUIDAD DE LA ESTRUCTURA:**

La estructura debe de ser continua tanto en planta como en elevación, con elementos que no cambien bruscamente de tamaño, de manera de evitar concentraciones de esfuerzo. Si se usan placas (muros de concreto armado) y se requiere eliminarlas en algún nivel, no deberá hacerse un cambio brusco, sino reducciones paulatinas de manera de obtener una transición.

En la estructuración del edificio de departamentos las placas no sufren un corte abrupto. Por el contrario, se mantienen su continuidad en todos los niveles.

- **RIGIDEZ LATERAL:**

Uno de los objetivos principales del análisis sísmico de una estructura es de restringir los desplazamientos laterales según los valores estipulados en la Norma E. 030. Para ello es necesario que la estructura esté provista de una adecuada rigidez lateral, para así evitar deformaciones importantes producidas por los sismos.

Actualmente es práctica generalizada la inclusión de muros de corte en edificios aporricados a fin de tener una combinación de elementos rígidos y flexibles. Con ello se consigue que el muro limite la flexibilidad del pórtico, disminuyendo las deformaciones, en tanto que este último le confiere hiperestaticidad al muro y, por lo tanto, le otorga una mejor posibilidad de disipación de energía sísmica.

La estructura del proyecto cuenta con placas en sus dos direcciones principales, los cuales le proveen gran rigidez lateral. Ello permite el no tener que aislar la tabiquería de los elementos

estructurales, ya que no se espera tener grandes desplazamientos laterales ante la presencia de un sismo.

- **EXISTENCIA DE LAS LOSAS QUE PERMITAN CONSIDERAR A LA ESTRUCTURA COMO UNA UNIDAD (DIAFRAGMA RÍGIDO):**

En los análisis es usual considerar como hipótesis básica la existencia de una losa rígida en su plano, que permite la idealización de la estructura como una unidad, donde las fuerzas horizontales aplicadas pueden distribuirse en las columnas y muros (placas), según su rigidez lateral, manteniendo toda una misma deformación lateral para un determinado nivel.

En la estructuración realizada se consideró una losa maciza, que es la une las placas de la escalera con las del ascensor, para que la hipótesis de diafragma rígido se mantenga.

- **INFLUENCIA DE LOS ELEMENTOS NO ESTRUCTURALES:**

Los elementos no estructurales desempeñan un papel positivo porque colaboran a un mayor amortiguamiento dinámico, debido principalmente a que al producirse agrietamientos internos aumentan los rozamientos. En los sismos violentos, al agrietarse en forma importante contribuyen a disipar energía sísmica, aliviando a los elementos resistentes. Sin embargo, presentan también algunos efectos negativos, causados principalmente por el hecho de que, al tomar esfuerzos no previstos en cálculo, distorsionan la distribución supuesta de esfuerzos.

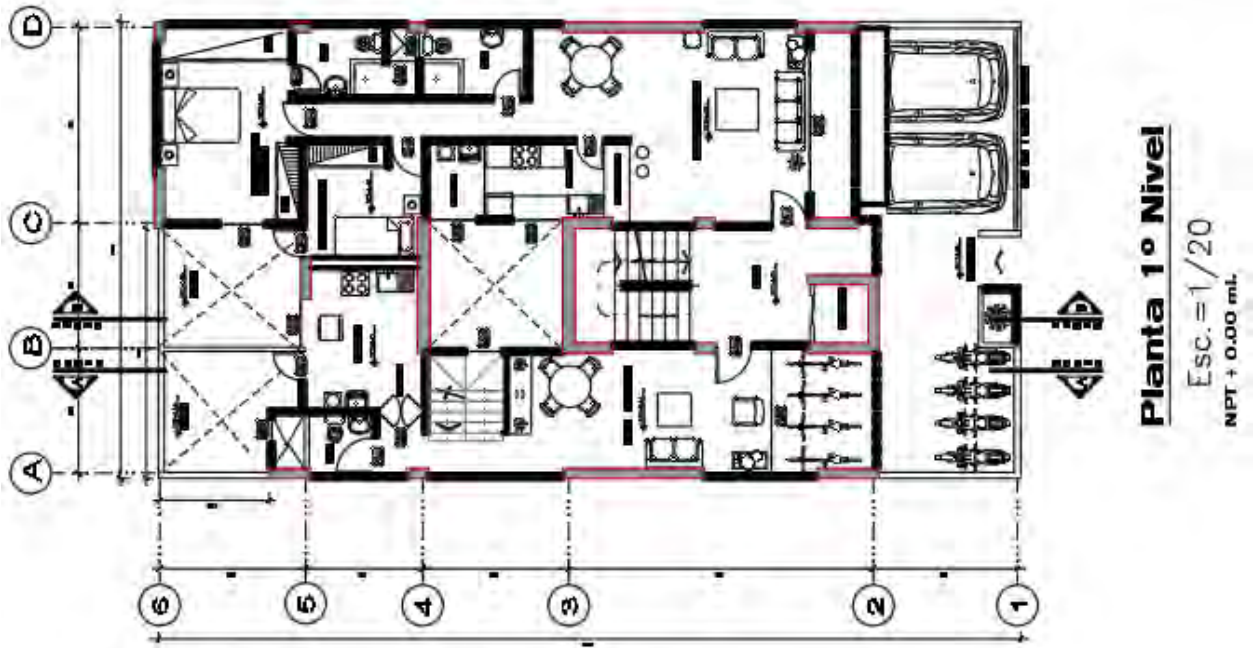


Figura N°1 : Planta primer piso - arquitectura

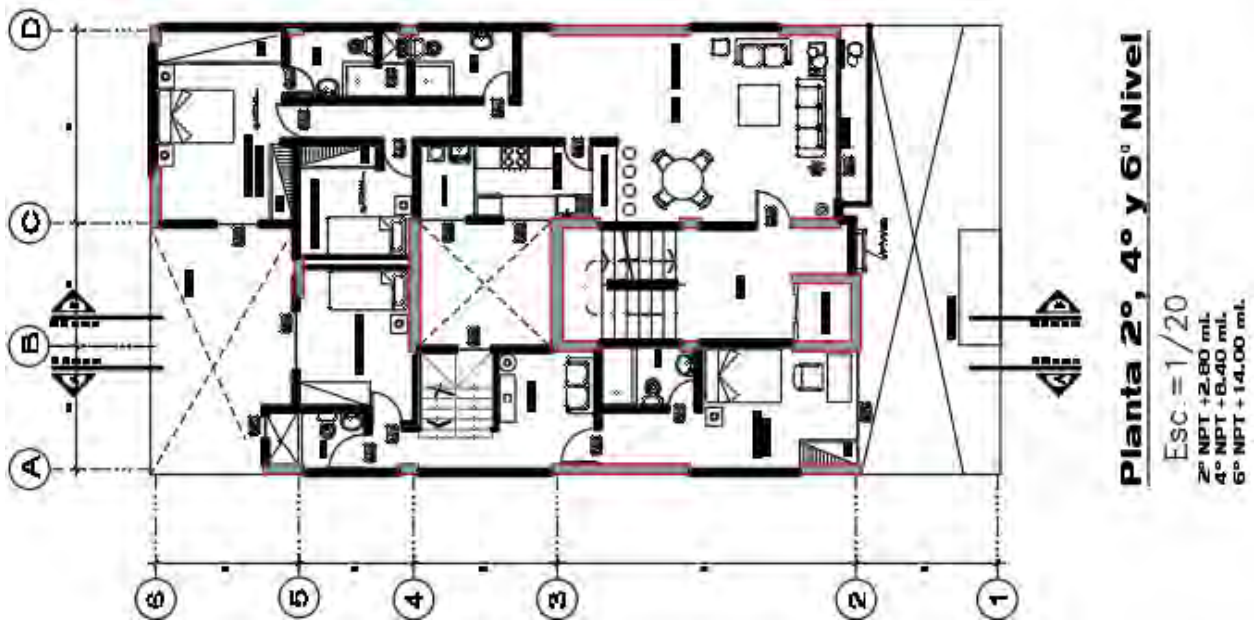


Figura N°2 : Planta pisos pares - arquitectura

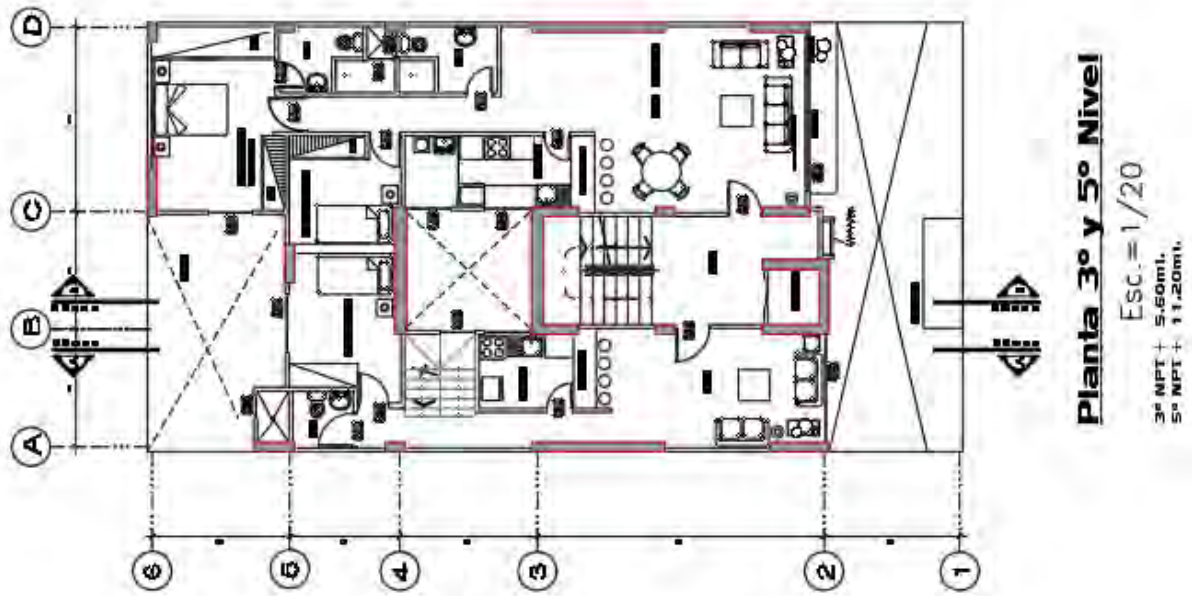


Figura N°3 : Planta pisos impares - arquitectura

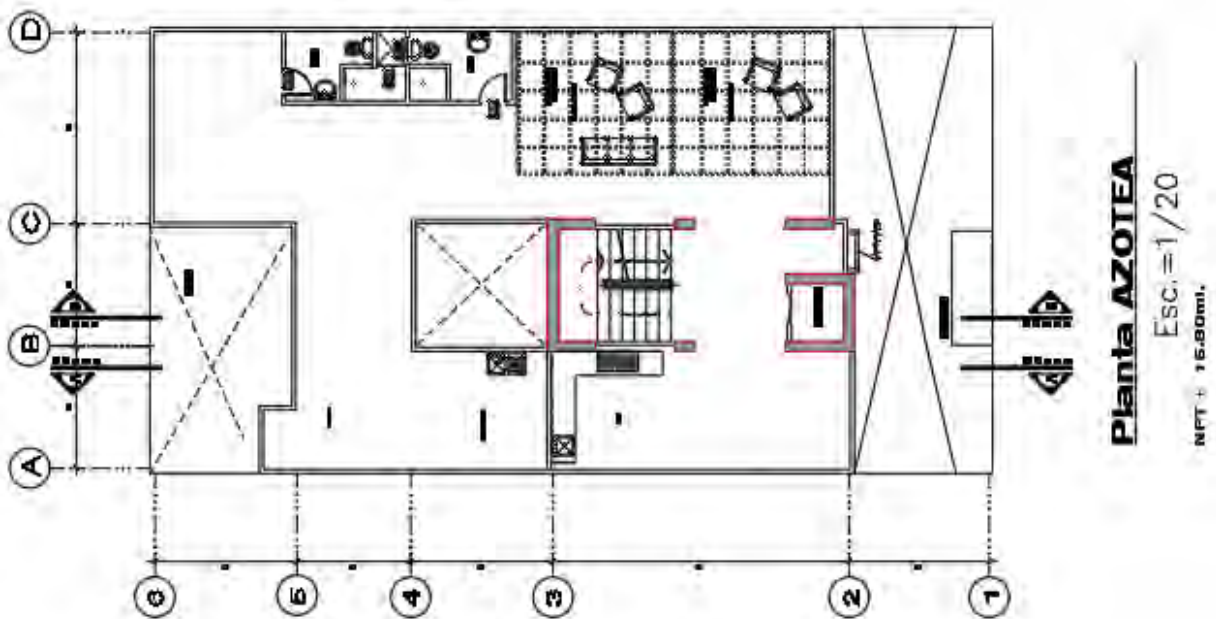


Figura N°4 : Planta azotea - arquitectura

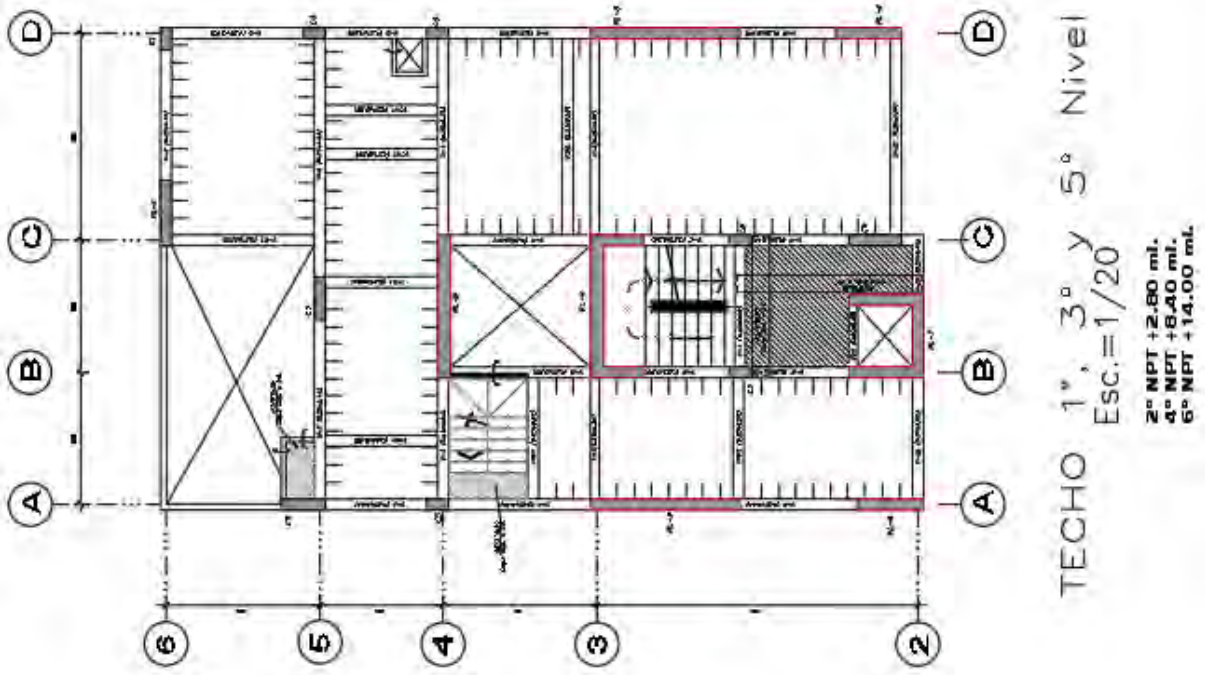


Figura N°5 : Techo primer piso - estructuras

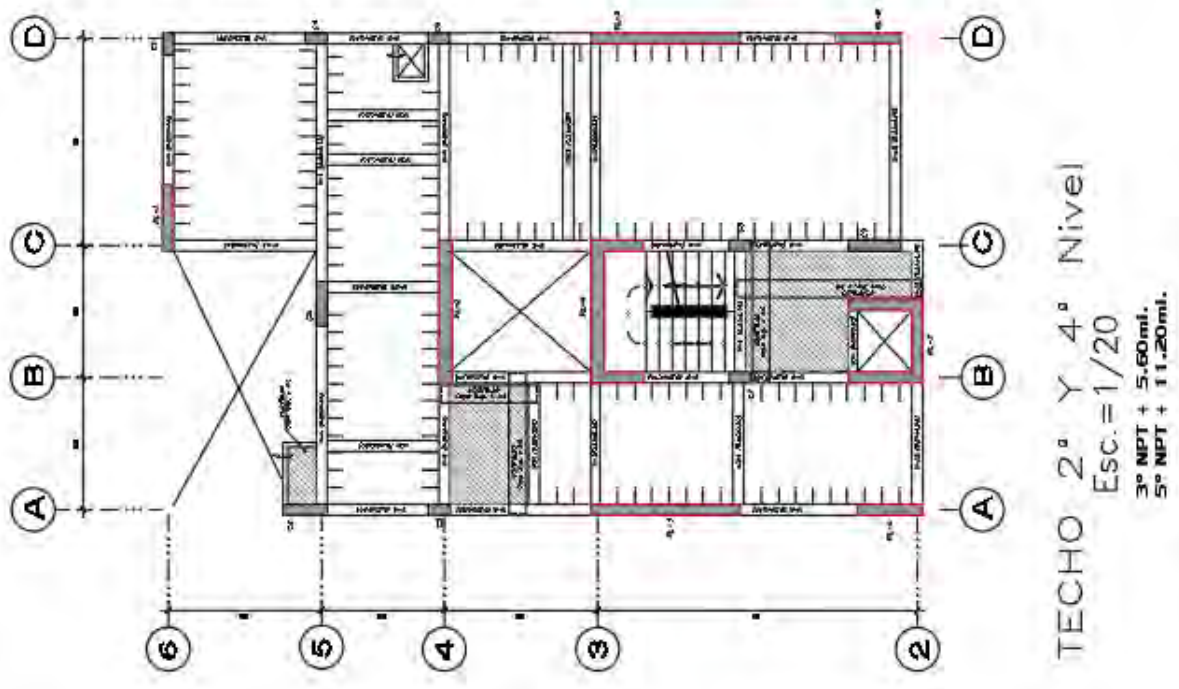


Figura N°6 : Techo piso típico – estructura

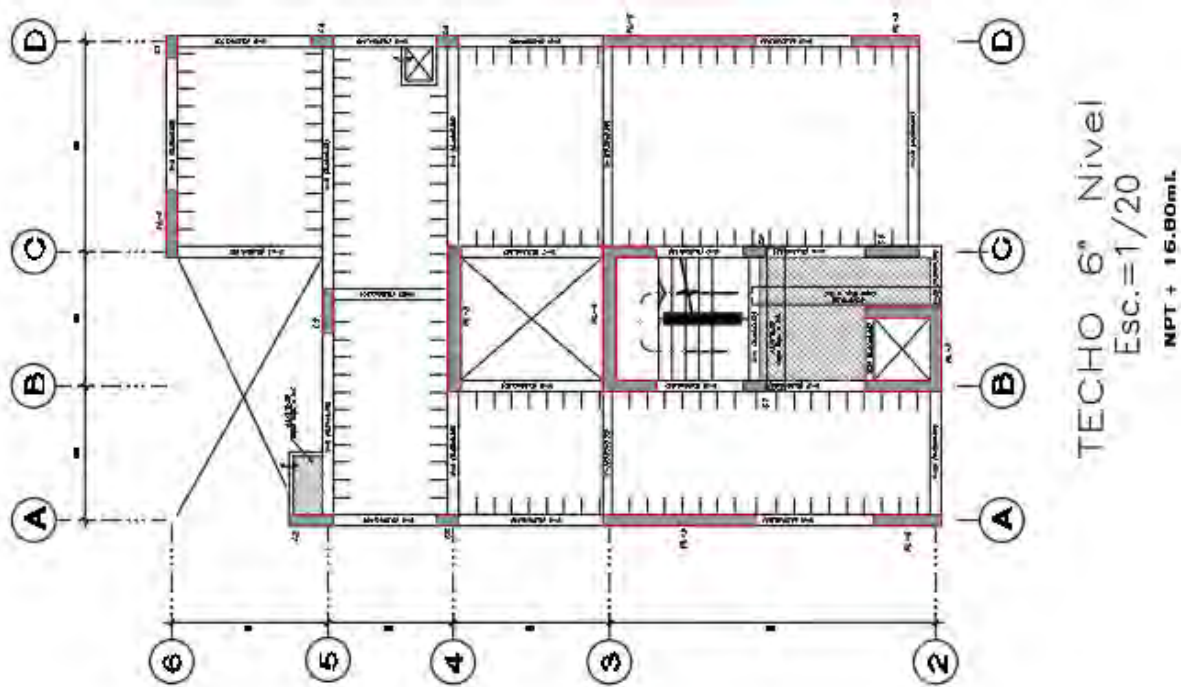


Figura N°7 : Techo piso típico – estructura

2.2 PREDIMENSIONAMIENTO DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES

El pre-dimensionamiento de este proyecto fue realizado en base a criterios y recomendaciones prácticas mencionadas en el libro “Estructuración y diseño de Edificaciones de Concreto Armado” (Blanco,1997). Cabe resaltar que las dimensiones calculadas por el pre dimensionamiento están sujetas a una comprobación posterior en el diseño estructural.

2.2.1 Predimensionamiento de losas

2.2.1.1 Losas aligeradas.

En este proyecto se utilizaron losas aligeradas típicas en una dirección.

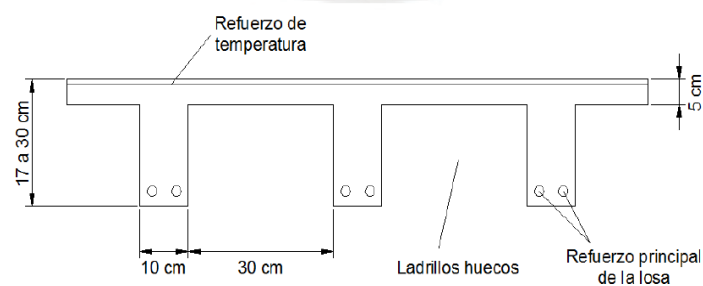


Figura N°8 : Losa Aligerada Típica

Para el cálculo del peralte mínimo (h), necesario para no verificar deflexiones, utilizamos la siguiente ecuación:

$$h = \frac{L}{25}$$

Donde:

- h : peralte de la losa aligerada
- L : luz libre de aligerado

Para los cálculos se utiliza la máxima luz libre de la losa. Esta se encuentra entre los ejes 2-4/C-D.

- $L_{\text{máx}}=4.45\text{m}$,

$$h = \frac{4.45}{25} = 0.178\text{m}$$

Los cálculos piden un peralte mínimo de 18 cm; sin embargo, se utilizó un aligerado de 20 cm. Esto se debe a que los aligerados tienen peraltes recomendados por la norma E.060. Por ello, se debe elegir el que cumpla con el cálculo realizado anteriormente.

$$H_{\text{alig}}=20\text{cm}$$

2.2.1.2 Losas macizas.

En este proyecto se utilizaron losas macizas en 2 direcciones. Esto se debe a que la relación entre dimensiones de losas es menor a 2 (ver imagen N°08).

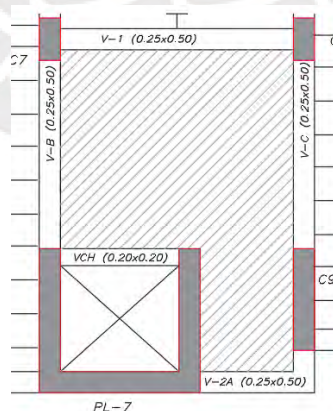


Figura N°9 : Loza maciza bidireccional

Antonio Blanco recomienda calcular el peralte mínimo necesario para no verificar deflexiones con la siguiente ecuación.

$$h = \frac{L}{40} \text{ o } \frac{\text{Perimetro}}{180}$$

Donde:

- h: peralte de la losa maciza
- L: luz libre de la losa

Para los cálculos se utiliza la máxima luz libre de la losa. Esta se encuentra entre los ejes 2-3/B-C.

- $L_{\text{máx}} = 3.79\text{m}$,

$$h = \frac{3.79}{40} = 9.475 \text{ cm}$$

Los cálculos piden un peralte mínimo de 10 cm; sin embargo, la norma E.060 recomienda colocar un peralte mínimo en losas macizas de 10cm. Por otro lado, Blanco recomienda usar un peralte de 13 cm para una luz libre de losa menor a 4m.

Cabe resaltar que la planta del edificio posee discontinuidad en el diafragma; por ello, para uniformizar las losas y crear un diafragma rígido se usó un peralte mínimo de 20 cm.

2.2.2 Predimensionamiento de vigas

En este proyecto se utilizaron vigas peraltadas y viga chata.

Las vigas peraltadas son aquellas vigas cuya altura es mayor al peralte de la losa. Por ello, cabe resaltar que en el peralte de la viga incluye también el de la losa.

Blanco recomienda calcular el peralte mínimo y el ancho mínimo necesario para no verificar deflexiones con la siguiente ecuación.

$$h = \frac{L}{12}$$

$$b = 0.3 * h$$

Donde “h” es el peralte mínimo, “L” la longitud de la viga y “b” el ancho de la viga.

La norma E.060 menciona que la viga peraltada debe tener un ancho mínimo de 25cm.

A continuación, se hará un resumen de las vigas que se utilizarán en la estructuración (ver Tabla 1).

Tabla N°1 : Valores de dimensiones de vigas

Viga	Longitud(m)	h(cm)	b(cm)
		L/12	h/3
V-2	2.75	22.92	7.64
V-3	4.45	37.08	12.36
V-4	4.45	37.08	12.36
V-5	5.40	45.00	15.00
V-6	2.95	24.58	8.19
V-A	3.23	26.92	8.97
V-B	2.22	18.50	6.17
V-C	2.22	18.50	6.17
V-D	3.23	26.92	8.97

Las vigas chatas son aquellas vigas cuya altura es igual al peralte de la losa. Para este caso de vigas no existe una regla en específico. Por ello, se le atribuye un ancho y luego se verifica que el elemento resista a cortante puro. De no ser así, se realiza ensanchamiento.

Para efectos de este proyecto se le asignó una base de 25 cm.

2.2.3 Predimensionamiento de columnas

El pre dimensionamiento de las columnas depende, en gran parte, del tipo de estructuración del edificio. En el presente proyecto se puede notar que los elementos verticales que predominan en la estructura son los muros de corte, lo que ocasiona que estos reciban la mayor parte de la fuerza cortante. Por ello, el pre dimensionamiento se realiza considerando solo las cargas de gravedad.

Se sugiere que, para pre dimensionar las columnas, debemos identificar su tipo y luego utilizar una de las siguientes fórmulas en función de su ubicación:

Columna Esquinera:
$$Area = \frac{P_{servicio}}{0.35 * f'c}$$

Columna Central:
$$Area = \frac{P_{servicio}}{0.45 \cdot f'_c}$$

En este proyecto se han colocado columnas centrales y esquineras, pero el cálculo de secciones lo haremos a partir de la fórmula para columnas esquineras. Asimismo, que se puede estimar una carga de servicio de aproximadamente 1ton/m² debido al tipo de estructuración que se presenta

Tabla N°2 : Dimensiones de las columnas

Columna	Área tributaria (m ²)	Carga Servicio estimada por piso (ton/m ²)	N° Pisos	Pservicio (ton)	f'c (kg/cm ²)	Área de columna (cm ²)	b (cm)	d (cm)	Sección
C-1, C-4, C-5, C-6, C-7, C-8	8.78	1.00	6	52.68	210	716.73	25	50	25x50
C-2, C-3	8.54	1.00	7	59.78	210	813.33	25	100	25x100
C-9	9.31	1.00	7	65.17	210	886.67	25	120	25x120

Se puede notar que para todas las columnas se efectuado un redondeo al mayor cada 5cm para que sea más fácil el proceso constructivo. Cabe mencionar que estas dimensiones no son las finales; ya que, a la hora del diseño se verificaran si cumplen con los requisitos mínimos que plantea la norma E.060.

2.2.4 Predimensionamiento de placas

Es difícil optar un dimensionamiento para las placas puesto que su principal función es resistir las fuerzas de sismo. Es en función de sus dimensiones que, mientras más importantes sean, tomarán un mayor valor de cortante sísmico, aligerando así más a los pórticos.

“Blanco, (1997) menciona que las placas pueden hacerse de mínimo 10 cm de espesor, pero generalmente se consideran 15 cm de espesor en el caso de edificios de pocos pisos y de 20, 25 o 30 cm conforme se incremente el número de pisos o se disminuya su densidad.

Para efectos de este proyecto se consideraron muros de 25 y 30 cm de espesor. Cabe resultar que las dimensiones planteadas en la estructuración se deben verificar posteriormente en el diseño, cumpliendo los límites de derivas exigidas por la norma E.030.



3 ANALISIS POR CARGAS DE GRAVEDAD

3.1 CARGAS DE DISEÑO

Los valores de carga a considerar son los mencionados previamente en el acápite 1.3.

Estas se dividen entre carga muerta (CM) y carga viva (CV).

A continuación, se presenta los materiales a usar y los pesos unitarios de cada uno de los elementos para determinar las cargas muertas (CM).

Tabla N°3 : Metrado de Cargas Muertas

MATERIAL	PESO UNITARIO
Concreto	2400 kg/m ³
Tabiquería (e = 0.10 m)	1800 kg/m ³
Aligerado (h = 0.20 m)	300 kg/m ²
Acabados (pisos terminados)	100 kg/m ²

Por otro lado, para el caso de las cargas vivas (CV), se usará los valores de la tabla N° 01 de la Norma de Cargas E.020:

Tabla N°4 : Metrado de Carga Viva

OCUPACIÓN O USO	CARGA VIVA (kg/m ²)
Viviendas	200
Escaleras y corredores	200
Azotea	100

3.2 METRADO DE CARGAS

3.2.1 Metrado de cargas para losas

LOSAS ALIGERADAS

Las losas aligeradas son elementos que trabajan en una dirección, por ello se analizaron idealizándolas como una viga doblemente apoyada (sobre vigas o placas).

A continuación, a manera de ejemplo, se realizará el metrado de cargas para las viguetas del aligerado ubicado entre los ejes 4-6 / C-D, el cual, dado que son dos paños de aligerado, se diseñará idealizándolo como una viga con tres apoyos (ver Figura N°10).

Cargas:

Peso propio = $0.30 \times 0.40 = 0.12$ ton/m

Piso terminado = $0.10 \times 0.40 = 0.04$ ton/m

$$\text{Sobrecarga} = 0.20 \times 0.40 = 0.08 \text{ ton/m}$$

$$W_u = 1.4 \times (0.12 + 0.04) + 1.7 \times 0.08 = 0.36 \text{ ton/m}$$

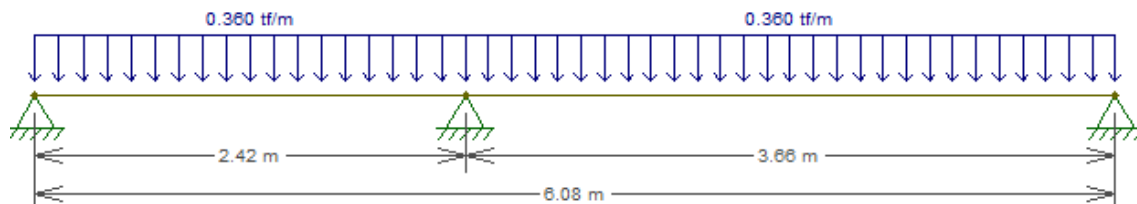


Figura N°10 : Distribución de cargas últimas de la losa aligerada

LOSAS MACIZAS

Son elementos que trabajan en una o dos direcciones, en la presente tesis se analizaron idealizándolas como vigas apoyadas sobre las vigas y placas.

A continuación, se realizará a manera de ejemplo el metrado de cargas para la losa maciza apoyada en dos direcciones ubicada entre los ejes 2-3 / B-C (ver Figura N°11).

Cargas:

$$\text{Peso propio} = 2.4 \times 1 \times 0.2 = 0.48 \text{ ton/m}$$

$$\text{Piso terminado} = 0.1 \times 1 = 0.1 \text{ ton/m}$$

$$\text{Sobrecarga} = 0.2 \times 1 = 0.2 \text{ ton/m}$$

$$W_u = 1.4 \times (0.48 + 0.1) + 1.7 \times 0.2 = 1.152 \text{ ton/m}$$

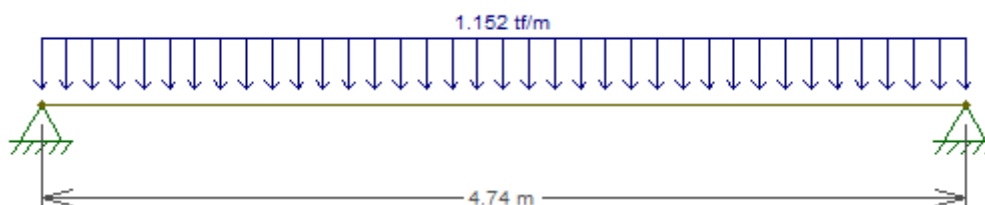


Figura N°11 : Distribución de cargas últimas de la losa maciza

3.2.2 Metrado de cargas para vigas

VIGAS CHATAS

Para lograr el metrado de cargas que concurren a una viga chata debe considerarse simplemente el peso propio del elemento, así como el peso del elemento que esté apoyado sobre él (generalmente tabiquería). Las vigas chatas del proyecto fueron establecidas con la finalidad de tomar la carga de los tabiques ubicados en la dirección del armado del aligerado.

Se presentará el metrado de la viga chata de 20 x 25cm que se encuentra en los ejes 3-4 / C-D (ver Figura N°12).

Cargas:

$$\text{Peso propio} = 2.4 \times 0.25 \times 0.2 = 0.12 \text{ ton/m}$$

$$\text{Piso terminado} = 0.10 \times 0.25 = 0.025 \text{ ton/m}$$

$$\text{Sobrecarga} = 0.20 \times 0.25 = 0.050 \text{ ton/m}$$

$$\text{Tabiquería distribuida} = 1.8 \times 2.4 \times 0.1 = 0.432 \text{ ton/m}$$

$$W_u = 1.4 \times (0.12 + 0.025 + 0.432) + 1.7 \times 0.05 = 0.89 \text{ ton/m}$$

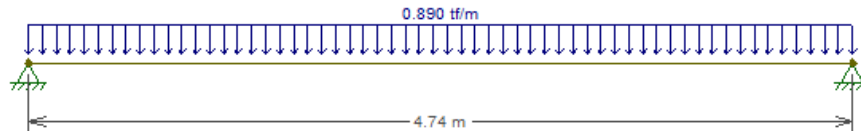


Figura N°12 : Distribución de cargas últimas en viga chata

VIGAS PERALTADAS

En el caso de las vigas peraltadas, se consideran las cargas que le transmiten las losas, así como su peso propio y posibles tabiquerías o parapetos. Asimismo, en el caso de los apoyos, se considerará empotramiento cuando haya una conexión viga-placa y donde la placa tenga el espesor suficiente para desarrollar el anclaje del acero de la viga peraltada, de otra manera, será simplemente apoyada.

A continuación, se presentará, a manera de ejemplo, el metrado de cargas de la viga ubicada en el eje D/ 2-6 (ver Figura N°13).

Cargas:

$$\text{Peso propio} = 2.4 \times 0.25 \times 0.50 = 0.3 \text{ ton/m}$$

$$\text{Peso aligerado} = 0.3 \times (4.45/2) = 0.667 \text{ ton/m}$$

$$\text{Piso terminado} = 0.10 \times (4.45/2 + 0.15) = 0.2375 \text{ ton/m}$$

$$\text{Tabiquería distribuida} = 1.8 \times 2.3 \times 0.1 = 0.414 \text{ ton/m}$$

$$\text{Sobrecarga} = 0.20 \times (4.45/2 + 0.15) = 0.475 \text{ ton/m}$$

$$W_u = 1.4 \times (0.3 + 0.675 + 0.2375 + 0.378) + 1.7 \times 0.08 = 3.074 \text{ ton/m}$$

$$P_u \text{ (de la viga chata)} = 0.89 \times 4.74/2 = 2.109 \text{ ton}$$

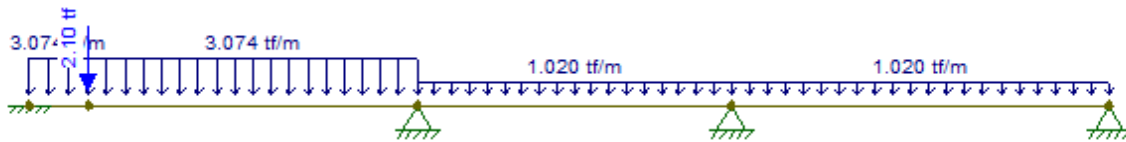


Figura N°13 : Distribución de cargas últimas de la viga peraltada

3.2.3 Metrado de cargas para columnas y placas

COLUMNAS

Para el metrado de cargas elegiremos la columna COL C-04 (0.25m x 0.50m) ubicada en el eje 5/D.

En primer lugar, asignamos las áreas tributarias:

$$\text{Área Tributaria} = 2.00 \times 2.95 + 1.16 \times 2.48 = 8.78 \text{ m}^2$$

$$\text{Área de Aligerado} = 2.00 \times 2.95 + 1.16 \times 2.48 - 1.49 = 7.27 \text{ m}^2$$

METRADO DE CARGA MUERTA

- Para azotea y piso típico

P_m:

$$\text{Aligerado} = 0.30 \times 7.29 = 2.187 \text{ ton}$$

$$\text{Piso Terminado} = 0.1 \times 8.78 = 0.878 \text{ ton}$$

$$\text{Peso de Vigas} = 0.25 \times 0.50 \times 5.36 \times 2.4 = 1.608 \text{ ton}$$

$$\text{Peso propio} = 0.25 \times 0.50 \times 2.80 \times 2.4 = 0.84 \text{ ton}$$

$$\mathbf{P_m = 5.51 \text{ ton}}$$

METRADO DE CARGA VIVA

- Reducción de carga viva para azotea

$$s/c = 0.10 \text{ ton/m}^2$$

$$k = 2$$

$$\text{Área tributaria del piso 6} = 8.78 \text{ m}^2$$

$$\text{Área de influencia} = 2 \times 8.78 = 17.56 \text{ m}^2 < 40 \text{ m}^2 \text{ (No necesita corrección)}$$

$$\text{Luego: } N_6 = 0.1 \times 8.78 = 0.878 \text{ ton.}$$

El mismo procedimiento realizado para la azotea se usa para el 5to piso del edificio.

- Reducción de carga viva para el 4to piso

$$s/c = 0.10 \text{ ton/m}^2(\text{azotea})$$

$$s/c = 0.10 \text{ ton/m}^2(\text{piso típico})$$

$$k = 2$$

$$\text{Área tributaria del piso 4} = 3 \times 8.78 \text{ m}^2 = 26.34 \text{ m}^2$$

$$\text{Área de influencia} = 2 \times 26.34 = 52.68 \text{ m}^2 > 40 \text{ m}^2 \text{ (Necesita corrección)}$$

$$Fr = 0.25 + 4.6/52.68^{0.5} = 0.88$$

$$\text{Luego: } N_4 = [(0.1 \times 8.78) + (0.2 \times 17.56)] \times 0.88 = 3.863 \text{ ton.}$$

El mismo procedimiento realizado para la 4to se usa para los pisos inferiores del edificio.

Tabla N°5 : Metrado de cargas de la columna COL-04 ubica en el eje 5/D.

Nivel	N muerta (Ton)	At (m2)	k	Ai (m2)	fr	N viva (ton)
6	5.51	8.78	2	17.52	1.00	0.876
5	11.02	17.56	2	35.12	1.00	2.628
4	16.53	26.34	2	52.68	0.88	3.872
3	22.04	35.12	2	70.08	0.80	4.899
2	27.55	43.90	2	87.6	0.74	5.842
1	33.06	52.68	2	105.12	0.70	6.736

Donde:

K: coeficiente de influencia

fr: factor de reducción de carga.

PLACAS

Para el metrado de cargas elegiremos la PL – 05 (0.25m x 3.40m) ubicada en el eje D.

En primer lugar, asignamos las áreas tributarias:

$$\text{Área Tributaria} = 6.10 \times 2.48 = 15.09 \text{ m}^2$$

$$\text{Área de Aligerado} = 6.10 \times 2.23 = 13.57 \text{ m}^2$$

METRADO DE CARGA MUERTA

- Para azotea y piso típico.

Pm:

$$\text{Aligerado} = 0.30 \times 13.57 = 4.071 \text{ ton}$$

$$\text{Piso Terminado} = 0.1 \times 15.09 = 0.794 \text{ ton}$$

$$\text{Peso de Vigas} = 0.25 \times 0.50 \times (1.09+1.61) = 0.81 \text{ ton}$$

$$\text{Peso propio} = 0.25 \times 3.40 \times 2.8 \times 2.4 = 5.712 \text{ ton}$$

$$\mathbf{Pm = 12.202 \text{ ton}}$$

METRADO DE CARGA VIVA

- Reducción de carga viva para azotea

$$s/c = 0.10 \text{ ton/m}^2$$

$$k = 2$$

$$\text{Área tributaria del piso 6} = 15.09 \text{ m}^2$$

$$\text{Área de influencia} = 2 \times 15.09 = 30.18 \text{ m}^2 < 40 \text{ m}^2 \text{ (No necesita corrección)}$$

$$\text{Luego: } N_6 = 0.1 \times 15.09 = 1.509 \text{ ton}$$

- Reducción de carga viva para el 5to piso

$$s/c = 0.10 \text{ ton/m}^2 \text{ (azotea)}$$

$$s/c = 0.10 \text{ ton/m}^2 \text{ (piso típico)}$$

$$k = 2$$

$$\text{Área tributaria del piso 5} = 3 \times 15.09 \text{ m}^2 = 30.18 \text{ m}^2$$

$$\text{Área de influencia} = 2 \times 30.18 = 60.36 \text{ m}^2 > 40 \text{ m}^2 \text{ (Necesita corrección)}$$

$$Fr = 0.25 + 4.6/60.36^{0.5} = 0.84$$

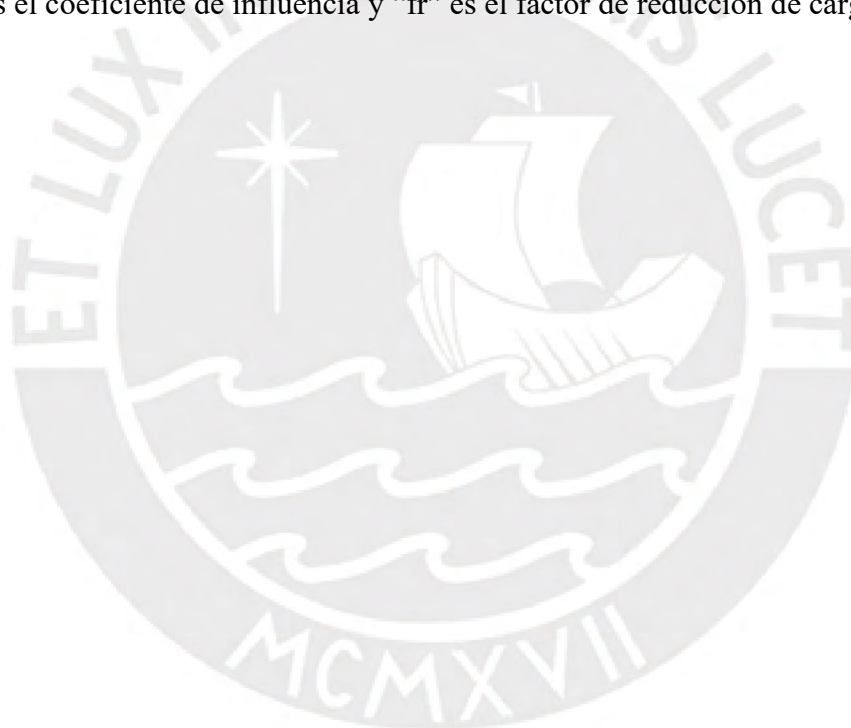
$$\text{Luego: } N_5 = [(0.1 \times 15.09) + (0.2 \times 15.09)] \times 0.84 = 3.812 \text{ ton.}$$

El mismo procedimiento realizado para la 5to se usa para los pisos inferiores del edificio.

Tabla N°6 : Metrado de cargas de la placa PL-05 ubica en el eje D

Nivel	N muerta (ton)	At (m2)	k	Ai (m2)	fr	N viva (ton)
6	12.20	15.09	2	30.18	1.00	1.509
5	24.40	30.18	2	60.36	0.84	3.812
4	36.60	45.27	2	90.54	0.73	5.53
3	48.80	60.36	2	120.72	0.67	7.067
2	61.00	75.45	2	150.9	0.62	8.475
1	73.20	90.54	2	181.08	0.59	9.827

Donde “K” es el coeficiente de influencia y “fr” es el factor de reducción de carga.



4 ANALISIS SISMICO

4.1 INTRODUCCIÓN

“El análisis sísmico se usa para verificar que el edificio cumpla con los requisitos de rigidez que especifica la norma sismo resistente (derivadas), las juntas sísmicas y, además, para obtener las fuerzas internas de diseño” (León & Gutiérrez, 2018).

El modelo dinámico considera la rigidez y las propiedades elásticas de los elementos estructurales. Para ello, se modela un edificio considerando para el análisis por cargas verticales y se asigna las cargas de gravedad en el centro de masa de cada diafragma con tres grados de libertad (2 de desplazamiento y 1 de giro). Las masas obtenidas del modelo sísmico se obtienen en base a las cargas aplicadas al mismo. Estas masas varían dependiendo del tipo de uso de la edificación. Para efectos de este proyecto se consideró el 100% de CM y 25% de CV.

4.2 PARÁMETROS GENERALES DEL ANALISIS SISMICO

- Factor de zona: Depende de la ubicación geográfica del edificio. Para efectos de este proyecto la zona elegida fue la número 4 ($Z=0.45$).
- Factor de Uso: El edificio del proyecto se ubica dentro de la categoría de uso común ($U=1$).
- Factor de amplificación sísmica: Es el factor que amplificará la aceleración que recibe la estructura. Este valor depende del periodo de la estructura, de la zona y del tipo de suelo. Al tratarse de un edificio de pocos pisos se puede considerar que el valor de $C=2.5$ (en caso no sea cierto se hará una corrección más adelante).
- Parámetro de suelo. El suelo de la zona donde se ubica el proyecto es muy rígido ($S=1$).
- Coeficiente de reducción sísmica: El proyecto es un edificio donde predominan los muros y pórticos de concreto armado; por ello, se considera un $R_o=6$ (muros).
- Aceleración de la gravedad: $g=9.81\text{m/s}^2$.

4.3 CONFIGURACIÓN ESTRUCTURAL

El edificio del proyecto posee una configuración estructural irregular, debido a que posee un jardín trasero. Esto genera que el área tributaria de los departamentos dúplex (izquierda) sea menor al área tributaria de los departamentos flat (derecha). Adicionalmente a esta distribución, el edificio fue diseñado de manera que los elementos verticales, en general, puedan soportar las cargas sísmicas y las distribuyan de manera que no exista torsión significativa.

A continuación, se mostrará la planta y el modelo 3D del edificio.

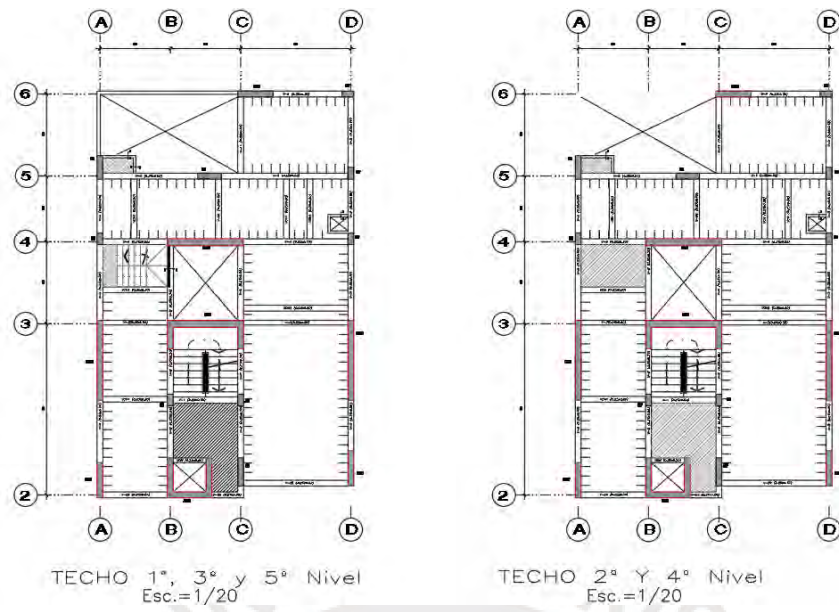


Figura N°14 : Techo piso típico – estructura

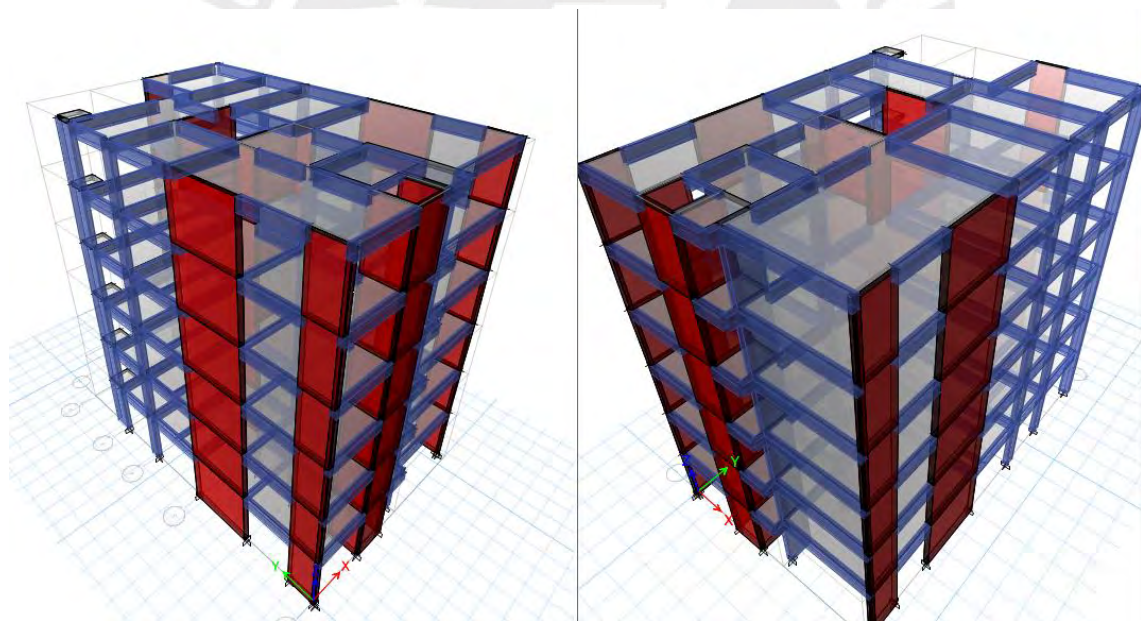


Figura N°15 : Elevaciones en 3D

4.4 ANÁLISIS ESTÁTICO

4.4.1 Pautas del análisis

El presente documento se rige bajo los parámetros de la Norma Peruana Sismorresistente E.030 2018, En esta norma se tienen establecidos criterios de diseño que garantizan que las edificaciones tengan un adecuado comportamiento sísmico y así cumpla los objetivos principales, los cuales son: evitar pérdida de vidas, asegurar una continuidad de los servicios y minimizar los daños de la edificación.

Para el modelo estructural se utilizó el software ETABS 2016, en el cual se realiza el análisis tridimensional completo de la estructura. Las principales características del modelo son las siguientes:

- Se definió el material, el cual fue el concreto armado con propiedades mecánicas: $f_c=210\text{Kg/cm}^2$, $E= 2.2 \times 10^5 \text{ Kg/cm}^2$ y módulo de Poisson = 0.15.
- Se utilizó el comando FRAME para el modelado de columnas y vigas.
- Se modelaron las losas macizas como elemento tipo MEMBRANE, ya que estos elementos reciben cargas perpendiculares a sus planos.
- Se modelaron los muros (placas) como elementos tipos SHELL, ya que estos elementos reciben cargas coplanares.
- Se definieron los pesos de la estructura como carga muerta y carga viva.
- Se definieron los casos de cargas sísmicas y las combinaciones de carga, las cuales amplifican las cargas para los respectivos análisis.
- Se consideró la masa de la estructura con principios de cargas de gravedad. Según lo indicado en la norma se asignó un 100% de carga muerta y un 25% de carga viva.
- Se asignó un diafragma rígido a cada piso, cada diafragma posee 3 grados de libertad.
- El espectro de aceleraciones fue definido del espectro de la norma para el análisis dinámico.
- Se definió para cada dirección, X e Y, dos casos sísmicos. Se consideró una excentricidad accidental de 5% de la dimensión transversal.
- Se compararon las fuerzas cortantes en la base de los análisis dinámico y estático.
- Se definieron las cargas de diseño para cada elemento estructural.

Para el diseño se deben considerar lo siguiente:

- **Parámetros Sísmicos según norma E.030**

Para realizar el análisis estático y dinámico de la estructura se necesitan diversos factores conocidos como parámetros sísmicos: Z, U, C, S, R, P, con los cuales se define un espectro

inelástico de pseudoaceleraciones. Para ello se está usando la siguiente expresión: $S_a = (ZUCS)/R \times g$ que se muestra en la Norma E.030 (SENCICO, 2019).

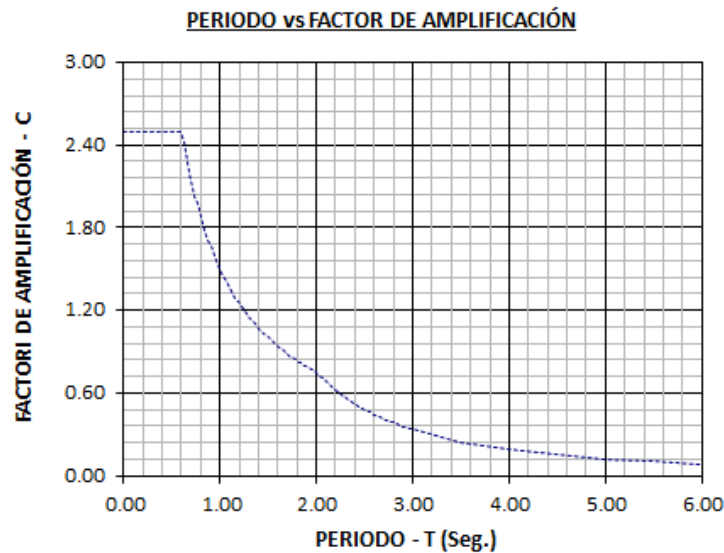


Figura N°16 : Espectro Inelástico de pseudoaceleraciones

a. Factor de Zonificación sísmica (Z):

La edificación se encuentra en la ciudad de Lima, según la Norma corresponde a la zona de clasificación 4 con lo cual se toma en cuenta el alto índice de sismicidad, la Tabla N°01 muestra el factor de zona (**Z=0.45**).

b. Factor de Suelo (S):

El perfil del suelo donde se cimentará el edificio es la grava típica de Lima, suelo muy rígido con capacidad portante de 4.0 kg/cm^2 , éste corresponde a un tipo de **suelo S1**. De la tabla N°03, se obtiene el factor S igual a 1.0, adicional a ello, se tiene el periodo de plataforma **T_p=0.4 seg** y **T_L=2.5 seg**.

c. Categoría de la Edificación y Factor de Uso (U):

Acorde a la Tabla N°05, la categoría del edificio corresponde al tipo C (edificaciones comunes) por tratarse de oficinas. El factor de Uso entonces será de **U = 1**

d. Factor de Amplificación Sísmica (C):

La amplificación entre la respuesta estructural del edificio respecto de la aceleración del suelo. Este factor esta tanto para la dirección X como la dirección Y teniendo la siguiente expresión:

- $C=2.5$ $T < T_p$
- $C=2.5*(T_p/T)$ $T_p < T < T_l$
- $C=2.5*((T_p \times T_l)/T_2)$ $T > T_l$

Siendo T_p el período de plataforma, T_l el periodo donde termina la curva de $2.5*(T_p/T)$ y T el período fundamental de la estructura.

En nuestro caso $T_p=0.4$ seg y $T_l=2.5$ seg.

c. Coeficiente de reducción sísmica R :

Este factor depende del tipo de estructura que se encargará de resistir las fuerzas laterales sísmicas, el cual nos indica cuanto se va reducir la fuerza sísmica para que al pasar por el rango inelástico no se produzca daños severos.

$$R = 6 \text{ (MUROS)}$$

Análisis de Irregularidades:

Para la calificación de irregularidades en altura, la Norma considera el cambio de un entrepiso a otro en la rigidez, la masa, las dimensiones en planta y la posible discontinuidad de los elementos verticales.

- **Irregularidades de rigidez – piso blando**

La Norma menciona que existe irregularidad de rigidez cuando, en cualquiera de las direcciones de análisis, en un entrepiso, la rigidez lateral es menor que 70% de la rigidez lateral del entrepiso inmediato superior, o menor que 80% de la rigidez lateral promedio de los tres niveles superiores adyacentes.

En este, con ayuda del programa ETABS se obtuvo los siguientes valores de K entrepiso:

Tabla N°7 : Cálculo de la Rigidez de entrepiso en el Eje X

Nivel	Vix (ton)	Desplazamiento Relativo (m)	K entrepiso n / K entrepiso n+1	<70%
6	57.361	0.00344	-----	-----
5	100.282	0.00359	1.675	No
4	134.421	0.00349	1.379	No

Nivel	Vix (ton)	Desplazamiento Relativo (m)	K entrepiso n / K entrepiso n+1	<70%
3	160.52	0.003121	1.335	No
2	178.035	0.002386	1.45	No
1	187.486	0.00117	2.145	No

Tabla N°8 : Cálculo de la Rigidez de entrepiso en el Eje Y

Nivel	Viy (ton)	Desplazamiento Relativo (m)	K entrepiso n / K entrepiso n+1	>70%
6	67.543	0.00164	-----	-----
5	118.082	0.00191	1.499	No
4	158.281	0.00208	1.229	No
3	189.012	0.00206	1.209	No
2	209.636	0.00174	1.310	No
1	220.765	0.00091	2.009	No

De acuerdo a los cálculos realizados se puede afirmar que no existe irregularidad estructural en altura de rigidez – piso blando. Puesto que, como se puede observar en la tabla, los valores de los cocientes entre las rigideces laterales de entrepiso, en cada dirección, no son menos que el 70% de la rigidez del piso superior.

- Irregularidad de masa

De acuerdo a la siguiente tabla podemos verificar los valores de las masas de cada piso

Tabla N°9 : Cálculo de la Masa relativa de entrepiso en el Edificio

Pisos	Tipo de Caso	m	m.Relativo	mi/m(i+1)	¿Irregularidad?	m(i+1)/mi	¿Irregularidad?
1	CM+0.25CV	1059.682	179.014	1.043	NO	0.958	NO
2	CM+0.25CV	880.668	171.539	0.989	NO	1.010	NO
3	CM+0.25CV	709.128	173.338	1.010	NO	0.989	NO

Pisos	Tipo de Caso	m	m.Relativo	mi/m(i+1)	¿Irregularidad?	m(i+1)/mi	¿Irregularidad?
4	CM+0.25CV	535.790	171.539	0.989	NO	1.011	NO
5	CM+0.25CV	364.250	173.432	0.908	NO	1.100	NO
6	CM+0.25CV	190.818	190.818	-----	-----	-----	-----

De acuerdo a la norma, para que exista una irregularidad de masa se debe de cumplir que:

$$m_i > 1.5 \times m_{i+1}$$

Podemos ver que en ningún caso se cumple la desigualdad. Por lo tanto, no existe irregularidad de masa.

Además, se puede verificar que el cociente de peso sísmico entre pisos es de 0.98 ton/m² en promedio lo cual es correcto; ya que el peso sísmico en estos edificios debe estar alrededor de 1ton/m².

- Irregularidad geométrica vertical

Según la Norma un edificio presentará esta irregularidad si la dimensión en planta de la estructura Sismorresistente, (dimensión total menos voladizos), es mayor al 130% de la dimensión correspondiente al piso adyacente.

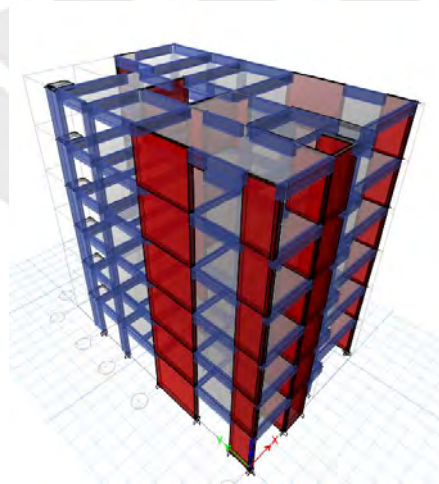


Figura N°17 : Elevación de la geometría en 3D

Como se verifica en la planta y en la elevación, la estructura no varía a medida que se aumenta el nivel de piso.

- Discontinuidad en los sistemas resistentes

Se verifica que existe continuidad de los elementos estructurales a lo largo de toda la edificación. Esto se puede observar en el plano de planta y elevación. Por lo tanto, no existe irregularidad por este ítem.

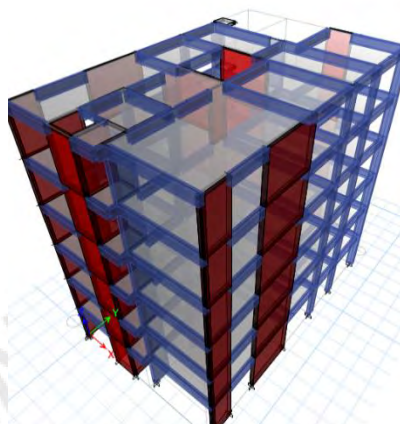


Figura N°18 : Elevación de la geometría en 3D

No existen irregularidades estructurales en altura. Por lo tanto, el valor del índice **Ia = 1**.

Irregularidades en planta:

Para las irregularidades en planta la Norma considera el problema de torsión, las formas en planta caprichosas y la discontinuidad de los diafragmas.

- Irregularidad torsional

Existe esta irregularidad torsional cuando, en cualquiera de las direcciones de análisis, el máximo desplazamiento relativo de entrepiso en un extremo del edificio (Δ_{max}) en esa dirección, calculado incluyendo excentricidad accidental, es mayor que 1.3 veces el desplazamiento relativo promedio de los extremos del mismo entrepiso para la misma condición de carga (Δ_{prom}).

Tabla N°10 : Cálculo de las derivas en el Eje XX del edificio

PISO	CASO DE CARGA	derivas(‰)
6	Sismo dinamico en X Max	5.18
5	Sismo dinamico en X Max	4.57
4	Sismo dinamico en X Max	4.43

PISO	CASO DE CARGA	derivadas(‰)
3	Sismo dinamico en X Max	3.93
2	Sismo dinamico en X Max	2.96
1	Sismo dinamico en X Max	1.43

Como las derivas superan el valor de 0.0035(50% del máximo permisible), se verifica la posibilidad de torsión en el edificio.

Tabla N°11 : Cálculo de los desplazamientos inelásticos en el Eje XX del edificio

PISO	CASO DE CARGA	Δ Inelastico- Max(cm)	Δ Inelastico- Prom.(cm)	Factor	Irregularidad Torsional
6	SISDenX Max	0.0747	0.0673	1.123	No Tiene
5	SISDenX Max	0.0593	0.0536	1.116	No Tiene
4	SISDenX Max	0.0437	0.0396	1.105	No Tiene
3	SISDenX Max	0.0286	0.0259	1.101	No Tiene
2	SISDenX Max	0.0152	0.0138	1.101	No Tiene
1	SISDenX Max	0.0051	0.0045	1.115	No Tiene

Tabla N°12 : Cálculo de las derivas en el Eje YY del edificio

PISO	CASO DE CARGA	Derivas(‰)
6	Sismo dinamico en YMax	2.07
5	Sismo dinamico en YMax	2.43
4	Sismo dinamico en YMax	2.64
3	Sismo dinamico en YMax	2.57
2	Sismo dinamico en YMax	2.14
1	Sismo dinamico en YMax	1.14

Como las derivas no superan el valor de 0.0035 (50% del máximo permisible), no se considera la posibilidad de torsión en el edificio.

- Esquinas entrantes

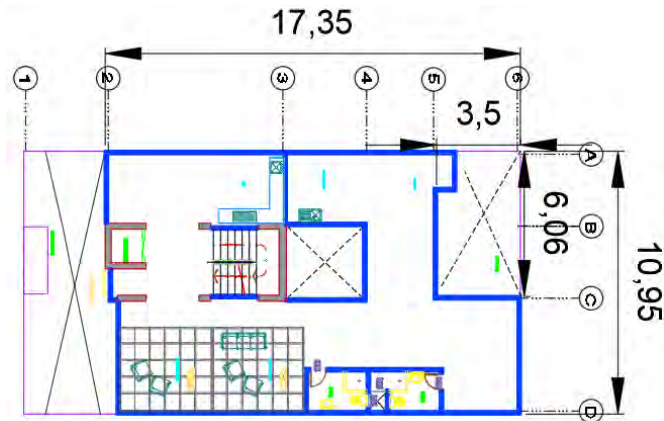


Figura N°19 : Dimensiones del ducto en el edificio

De acuerdo a lo mencionado en la norma, para que tengamos una irregularidad de este tipo se deben de cumplir dos relaciones:

$$a > 20\% (17.35m) \quad \text{y} \quad b > 20\% (10.95m)$$

$$a > 3.47 m \quad \text{y} \quad b > 2.19 m$$

Como se puede ver en la vista en planta, el valor de $a=3.50m$ y $b=6.06m$. Por lo tanto, ambos valores cumplen con las desigualdades estipuladas en la norma. Por lo tanto, existe irregularidad por esquinas entrantes. El valor del índice $I_p = 0.9$

- Discontinuidad del diafragma

La estructura se califica como irregular cuando los diafragmas tienen discontinuidades abruptas o variaciones importantes en rigidez, incluyendo aberturas mayores que 50% del área bruta del diafragma. También existe irregularidad cuando, en cualquiera de los pisos y para cualquiera de las direcciones de análisis, se tiene alguna sección transversal del diafragma con un área neta resistente menor que 25% del área de la sección transversal total de la misma dirección calculada con las dimensiones totales de la planta.

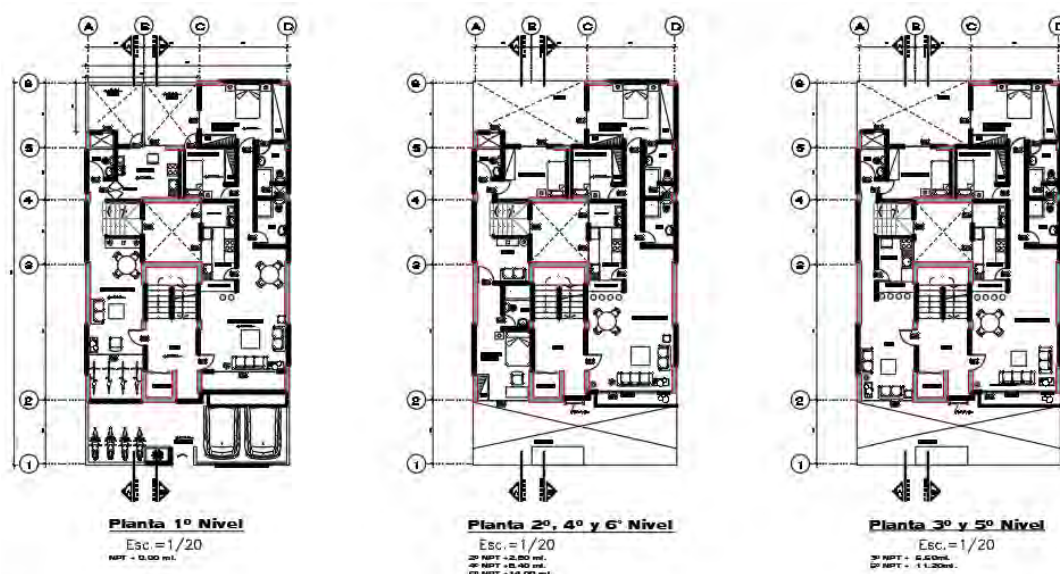


Figura N°20 : Plantas del edificio

De acuerdo a las vistas en planta de los planos de arquitectura y estructura. Se verifica que no existe reducción de área en los porcentajes mencionados anteriormente. Por lo tanto, no existe discontinuidad del diafragma.

Si existen irregularidades estructurales en altura. Por lo tanto, el valor del índice $I_p = 0.9$.

4.4.2 Periodo fundamental

Para poder obtener el periodo fundamental Estático del edificio se realiza un modelo traslacional del edificio. Los resultados obtenidos son los siguientes:

Tabla N°13 : Cálculo del periodo del edificio

Caso	Modo	Periodo (seg)
Modal	1	0.471
Modal	2	0.346
Modal	3	0.334
Modal	4	0.097
Modal	5	0.088
Modal	6	0.084

Se puede notar que el periodo que predomina en este análisis es de 0.471 seg.

4.4.3 Fuerza cortante mínima en la base

Para obtener el valor de la fuerza cortante en la base del edificio, según la norma E.030 de diseño sismorresistente, se deben usar los parámetros de la edificación para el cálculo ($V=ZUCS/R$).

Se puede notar que el valor de la cortante basal obtenida es de 187.30 ton en el eje XX y 220.60 ton en el eje YY.

4.4.4 Distribución de la fuerza sísmica en altura

La distribución de fuerzas en altura no depende de la dirección con la que ataca el sismo. Para cada eje existe la misma distribución. A continuación, se presentará dichos resultados obtenidos del computador.

Tabla N°14: Cálculo de la fuerza sísmica en el edificio en el eje XX

Piso	Masa Sísmico	Peso Sísmico	H(m)	Hacum(m)	$P*Hacum^{ki}$	α_i	Fi
1	17.62	172.83	3.10	3.10	54.61	0.05	9.40
2	17.15	168.28	2.80	5.90	101.21	0.093	17.40
3	17.33	170.04	2.80	8.70	150.80	0.139	26.10
4	17.15	168.28	2.80	11.50	197.27	0.182	34.10
5	17.34	170.13	2.80	14.30	248.00	0.229	42.90
6	19.38	190.15	2.80	17.10	331.45	0.306	57.40
Peso Total	105.98	1039.71		$\sum P*Hacum^{ki}$	1083.34		187.30

Tabla N°15: Cálculo de la fuerza sísmica en el edificio en el eje yy.

Piso	Masa Sismico	Peso Sismico	H(m)	Hacum(m)	$P*Hacum^{ki}$	α_i	Fi
1	17.617398	172.8266744	3.10	3.1	54.61	0.05	11
2	17.153727	168.2780619	2.80	5.9	101.21	0.093	20.5
3	17.333596	170.0425768	2.80	8.7	150.8	0.139	30.7
4	17.153727	168.2780619	2.80	11.5	197.27	0.182	40.2
5	17.342976	170.1345946	2.80	14.3	248	0.229	50.6
6	19.383142	190.148623	2.80	17.1	331.45	0.306	67.6
Peso Total	105.984566	1039.708592		$\sum P*Hacum^{ki}$	1083.34		220.6

4.5 ANALISIS DINAMICO

4.5.1 Pautas del análisis

Consideramos las pautas de análisis definidos en el ítem 4.4.1 del capítulo de ANALISIS ESTATICO.

4.5.2 Análisis dinámico empleando en programa ETABS

El análisis dinámico realizado por un computador y el programa Etabs nos produjo los siguientes resultados:

Tabla N°16: Resultados del centro de masa y centro de rigidez

Piso	Diafragma	XCCM	YCCM	XCR	YCR
Piso 1	D1	5.339	7.522	4.99	7.895
Piso 2	D2	5.387	7.514	5.046	7.488
Piso 3	D3	5.346	7.537	5.054	7.452
Piso 4	D4	5.387	7.514	5.048	7.506
Piso 5	D5	5.349	7.537	5.038	7.583
Piso 6	D6	5.116	6.524	5.032	7.642

Donde: XCCM y YCCM se refieren a los centros de masa y XCR y YCR se refieren a los centros de rigidez, ambos ubicados en las dos coordenadas X e Y.

En esta tabla podemos notar la diferencia de distancia que existe entre el centro gravedad y el centro de rigidez.

Case	Mode	Period	UX	UY	SumUX	SumUY	RZ	SumRZ
		sec						
Modal	1	0.471	0.6965	0.0002	0.6965	0.0002	0.0104	0.0104
Modal	2	0.346	0.0052	0.4829	0.7017	0.4831	0.2551	0.2656
Modal	3	0.334	0.0057	0.2629	0.7075	0.746	0.4703	0.7359
Modal	4	0.097	0.1915	0.0002	0.899	0.7462	0.0024	0.7383
Modal	5	0.088	0.0009	0.1308	0.8999	0.877	0.0245	0.7628
Modal	6	0.084	0.0011	0.0227	0.901	0.8997	0.1374	0.9002
Modal	7	0.041	0.0585	0.0004	0.9595	0.9001	0.0024	0.9026
Modal	8	0.039	0.002	0.0437	0.9615	0.9437	0.013	0.9156
Modal	9	0.037	0.0014	0.0142	0.9629	0.958	0.0435	0.9591
Modal	10	0.025	0.0218	0.0002	0.9846	0.9582	0.0019	0.9611
Modal	11	0.022	0.0019	0.0155	0.9866	0.9737	0.009	0.9701
Modal	12	0.021	0.0011	0.0109	0.9876	0.9846	0.0148	0.9849
Modal	13	0.018	0.0079	0.0001	0.9955	0.9847	0.001	0.9859
Modal	14	0.015	0.0012	0.006	0.9967	0.9907	0.0047	0.9906
Modal	15	0.015	0.002	3.55E-06	0.9987	0.9907	0.0004	0.991
Modal	16	0.014	0.0007	0.0057	0.9994	0.9964	0.0055	0.9965
Modal	17	0.012	0.0004	0.002	0.9998	0.9984	0.0015	0.998
Modal	18	0.011	0.0002	0.0016	1	1	0.002	1

Figura N°21 : Respuesta del edificio ante cargas Sísmicas

En la tabla mostrada podemos notar cual será la respuesta del edificio ante las cargas sísmicas lo que genera que podemos ver cuáles son los modos que más predominan. Pues los resultados nos dicen que el 1er Modo y el 3er Modo son modos de translación mientras que el 2do Modo es de rotación. Se sugiere que los 2 primeros sean de translación y el 3ro de rotación, pero si vemos los resultados el 2do y el 3ro están muy cerca lo que genera que sea aceptable.

4.5.3 Periodos de vibración

Los periodos obtenidos son:

Tabla N°17: Periodos de vibración del edificio

Caso	Modo	Periodo (seg)
Modal	1	0.471
Modal	2	0.346
Modal	3	0.334
Modal	4	0.097
Modal	5	0.088
Modal	6	0.084

Se puede notar que el periodo que predomina en este análisis es de 0.471 Sg.

4.5.4 Desplazamientos laterales

Para obtener estos valores de desplazamientos inelásticos del edificio, se debe extraer los desplazamientos elásticos del edificio y luego seguir la sugerencia de la norma E.030, que dice que si un edificio es regular el desplazamiento inelástico será igual al desplazamiento elástico multiplicado por 0.85R, de ser caso contrario, el factor sería 0.75R.

Finalmente se mostrarán los resultados de la edificación

Tabla N°18 : Cálculo de Desplazamientos Inelásticos en el Eje XX

PISO	Hpiso(m)	CASO DE CARGA	DESPLA ELAST(m)	DESPLAZ. ELAST (cm)	DESPLAZ. PLAST(cm)
6	2.80	Sismo XX	0.013726	1.3726	6.30
5	2.80	Sismo XX	0.010573	1.0573	4.85
4	2.80	Sismo XX	0.007772	0.7772	3.57
3	2.80	Sismo XX	0.005068	0.5068	2.33
2	2.80	Sismo XX	0.002685	0.2685	1.23
1	3.50	Sismo XX	0.000881	0.0881	0.40

Tabla N°19 : Cálculo de Desplazamientos Inelásticos en el Eje YY

PISO	Hpiso(m)	CASO DE CARGA	DESPLA ELAST(m)	DESPLA ELAST(cm)	DESPLA PLAST(cm)
6	2.80	Sismo YY	0.007933	0.7933	3.64
5	2.80	Sismo YY	0.006664	0.6664	3.06
4	2.80	Sismo YY	0.005184	0.5184	2.38
3	2.80	Sismo YY	0.00358	0.3580	1.64
2	2.80	Sismo YY	0.002008	0.2008	0.92
1	3.50	Sismo YY	0.000687	0.0687	0.32

5 FUNDAMENTOS DE CONCRETO ARMADO

5.1 DISEÑO POR FLEXIÓN

En primer lugar, el diseño por flexión deberá cumplir con las siguientes hipótesis de diseño:

- Las secciones planas permanecen planas, antes y después de la aplicación de las cargas.
- La adherencia entre el acero y el concreto es completa y no presenta deslizamiento.
- La resistencia a tracción del concreto es despreciable.
- Los esfuerzos en el concreto y el acero se pueden calcular a partir de las deformaciones, mediante relaciones constitutivas y relaciones de esfuerzo deformación.
- El diagrama constitutivo del acero se puede asumir elastoplástico.
- La deformación máxima para el concreto en el extremo alejado será de $\epsilon_{cu} = 0.003$.

“Se pueden idealizar los esfuerzos del concreto por un bloque de compresiones uniformemente distribuido con un esfuerzo de $0.85f'_c$ desde el borde de la sección transversal hasta una distancia” (Otazzi, 2015).

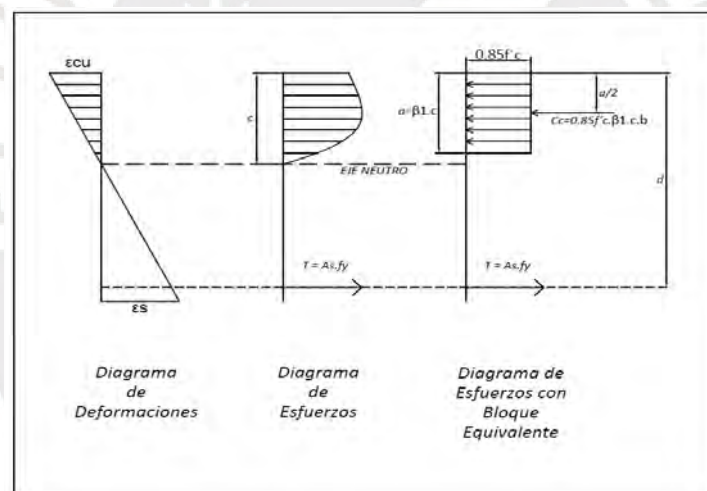


Figura N°22 Figura 6.1. Diagrama de deformaciones y esfuerzos

Se obtiene la siguiente formula:

$$a = \beta_1 \cdot c$$

Donde:

a = profundidad del bloque equivalente de presiones

d = peralte efectivo de la sección

b = ancho del elemento

c = distancia al eje neutro desde el borde de la sección

$\beta_1 = 0.85$ para resistencias de concreto hasta $f'_c = 280 \text{ kg/cm}^2$.

Asimismo, a partir del diagrama de esfuerzos con bloque equivalente, es posible obtener las siguientes ecuaciones:

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

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

De esta manera, es posible hallar el momento nominal de la sección el cual es igual al par generado por las fuerzas de compresión y tracción:

$$As = \frac{Mn}{fy * (d - \frac{a}{2})}$$

Por otro lado, la Norma E.060 define los siguientes términos a tener en cuenta:

Cuantía: Se define como $\rho = As/bd$, valor adimensional que representa la cantidad de acero para una determinada sección. Por consiguiente, se define también la Cuantía Balanceada, la cual se presenta cuando se produce una falla balanceada donde el concreto y el acero alcanzan su deformación última al mismo tiempo, obteniéndose:

$$\rho_b = \frac{0.85 \cdot f'c \cdot \beta_1}{fy} \cdot \frac{\epsilon_{cu}}{(\epsilon_{cu} + \epsilon_y)}$$

Mediante el uso de la cuantía balanceada, podemos hallar el acero máximo de la sección de la siguiente manera:

$$As_{max} = 0.75 \cdot \rho_b \cdot b \cdot d$$

Así mismo, la Norma E.060 plantea que el área mínima de acero será la necesaria para que la sección solicitada resista por lo menos 1.2 veces el momento de agrietamiento (M_{cr}), el cual se obtiene mediante la siguiente ecuación:

$$M_{cr} = \frac{fr \cdot I_g}{Y_t}$$

$$fr = \sqrt{f'c} \text{ en kg/cm}^2$$

Para secciones rectangulares y secciones "T" con el ala en compresión, el área mínima de acero será mayor o igual a:

$$As_{min} = \frac{0.7 \sqrt{f'c}}{fy} \cdot b \cdot d$$

5.2 DISEÑO POR CORTANTE

El diseño por cortante se realizará a partir de la determinación de la resistencia al corte de una sección (V_n), la cual está compuesta por la resistencia del concreto (V_c) y del refuerzo transversal (V_s) de la siguiente manera:

$$V_c = V_n + V_s$$

La Norma E.060 plantea las siguientes ecuaciones para hallar el aporte del concreto:

a) Cuando la sección es solicitada por esfuerzos de flexión y corte:

En secciones de vigas consideramos la siguiente fórmula:

$$V_c = 0.53\sqrt{f'c} \cdot bw \cdot d$$

En secciones de aligerados tenemos que tomar en cuenta lo que se menciona en el acápite 8.11.8 de la norma en mención, que menciona lo siguiente:

“La resistencia a la fuerza cortante V_c proporcionada por el concreto de las nervaduras podrá ser considerada 10% mayor a la prevista según lo señalado en el Capítulo 11 de esta Norma. Adicionalmente, podrá incrementarse la resistencia al corte disponiendo armadura por corte o ensanchando los nervios o viguetas en las zonas críticas (NTP 030, 2019)”.

Por lo tanto, la fórmula será la siguiente:

$$V_c = 1.1 * 0.53\sqrt{f'c} \cdot bw \cdot d$$

b) Cuando la sección es solicitada por esfuerzos adicionales de compresión axial:

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

Por otro lado, el aporte del refuerzo transversal se calcula a una distancia “d” de la cara del apoyo, siguiendo la ecuación:

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

Para las tres ecuaciones:

- bw: Ancho de la sección
- d: Peralte efectivo de la sección
- Nu: Carga axial sobre la sección
- Av: Área de la sección del refuerzo transversal (estribos)
- s: Separación entre estribos

Adicionalmente, la Norma exige las presentes restricciones para el acero transversal:

Resistencia máxima de los estribos al corte:

$$V_s = 2.10\sqrt{f'c} \cdot bw \cdot d$$

Además,

- Si $V_s \leq 1.10\sqrt{f'c} \cdot bw \cdot d \rightarrow s \leq 0.60$ o $s \leq 0.5d$
- Si $V_s > 1.10\sqrt{f'c} \cdot bw \cdot d \rightarrow s \leq 0.30$ o $s \leq 0.25d$
- Si $0.5\phi V_c \leq V_u \leq \phi V_c$ se deberán colocar estribos mínimos según:

$$A_{vmin} = 3.50 \cdot bw \cdot \frac{s}{f_y}$$

- Para las vigas sísmicas, la resistencia del acero transversal no debe ser mayor a:

$$V_s = 1.60\sqrt{f'c} \cdot bw \cdot d$$

5.3 DISEÑO POR FLEXOCOMPRESIÓN

El diseño por flexo compresión se realiza principalmente en los elementos estructurales verticales como las columnas y los muros de corte. El diseño para estos elementos se realiza siguiendo las hipótesis de flexión previamente mencionadas y considerando también los efectos de esbeltez. Asimismo, algunos elementos verticales pueden estar sometidos a flexión biaxial, la cual se presenta cuando la columna o placa son solicitadas por cargas de sismo en una dirección y por cargas de gravedad en la otra. En el caso en el que una de estas pueda ser despreciable, se resumirá el diseño analizando al elemento únicamente por flexión uniaxial. (Roncal, 2017).

Con respecto a lo mencionado, mediante una determinada sección transversal de concreto y una estimación de la distribución del refuerzo, se pueden obtener infinitas combinaciones de M_n y P_n , formando un lugar geométrico que describe la falla de la sección mencionada. De este modo, al graficar dicho espacio geométrico se obtiene una curva conocida como Diagrama de Interacción.

Por consiguiente, el procedimiento de diseño se basa en la definición de una sección de concreto inicial, con una determinada cuantía de acero (usualmente la mínima, $\rho = 1\%$) y realizar el diagrama de interacción de esta sección. Adicionalmente, se encontrarán las cargas últimas, las cuales estarán solicitadas en esta sección mediante las combinaciones de carga y se verificará que el momento último y la carga axial última (M_u y P_u) para cada combinación, estén ubicados dentro de la curva trazada por el diagrama de interacción. En caso no ocurra lo señalado, se procede a aumentar la cuantía de acero en la sección hasta que se cumpla la premisa anterior ($\rho_{max} = 6\%$) (Otazzi, 2015).

En la presente Figura N° 23, se muestra el diagrama de interacción, que está compuesto por resistencias nominales y de diseño.

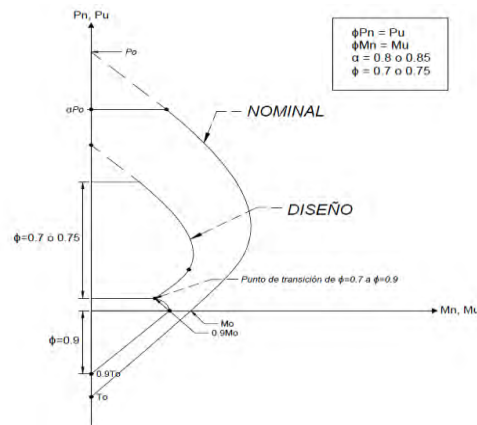


Figura N°23 : Diagrama de deformaciones y esfuerzos

5.4 CONSIDERACIONES ADICIONALES

La Norma señala determinadas condiciones para el dimensionamiento del refuerzo, ya sea el corte, colocación, recubrimientos y empalmes.

- Detalles del refuerzo:

- ✓ Gancho estándar: En la Norma E.060 se señala que el gancho estándar de cada estribo debe tener:
 - Una doblez de 180° más una extensión mínima de $4db$, pero no menor de 65mm. hasta el extremo libre de la barra.
 - Una doblez de 90° más una extensión de $12db$ hasta el extremo libre de la barra.
- ✓ Diámetros mínimos de doblado: Para cada estribo el diámetro de doblez medido a la cara inferior de la barra no debe ser menor a:
 - Estribos $\phi 6\text{mm}$ a $\phi 1''$: $6db$

- Límites para el espaciamiento del refuerzo:

La Norma E.060 señala que el espaciamiento libre entre barras paralelas de una capa deberá ser mayor o igual a su diámetro: 2.5cm o 1.3 el tamaño máximo nominal del agregado grueso. En losas, la separación del refuerzo principal por flexión será menor o igual a 3 veces el espesor de la losa, sin sobrepasar los 45 cm.

- Recubrimiento para el refuerzo:

El recubrimiento mínimo será de 4cm para el caso de vigas y 2cm para el caso de losas. En el caso de que el concreto esté expuesto al ambiente o en contacto con el suelo para elementos con barras de $5/8''$ o menores se tendrá un recubrimiento de 4cm, para elementos con barras de $3/4''$ o mayores el recubrimiento será de 5cm (Otazzi, 2015).

- Longitudes de desarrollo para el refuerzo:

Tabla N°20 : Tabla de desarrollos para el refuerzo

Diámetro de la barra	$f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$
3/8"	34 cm
1/2"	45 cm
5/8"	56 cm
3/4"	67 cm
1"	110 cm
1-3/8"	150 cm

Según el contexto, se consigue la longitud de desarrollo necesaria multiplicando ldb por cualquiera de los siguientes factores:

- Para barras horizontales que tengan bajo ellas más de 30cm de concreto
- Para casos de concretos livianos
- Barras o alambres con tratamiento superficial epóxico y recubrimiento menor que $3db$ o espaciamiento menor que $6db$
- 1.2 Barras o alambres con tratamiento superficial epóxico

En ningún caso la longitud del desarrollo debe ser menor a 30cm.

Para las barras corrugadas sometidas a compresión, la longitud de desarrollo básica en cm deberá ser la mayor de las conseguidas en las presentes expresiones:

- $ldb = 0.075 db f_y / \sqrt{f'c}$
- $ldb = 0.0044 db f_y$
- $ldb = 20 \text{ cm.}$

Para las barras de refuerzo que terminen en ganchos estándar, la longitud de desarrollo en tracción (ldg) debe ser el mayor valor de:

- $ldg = 8 db$
- $ldg = 15 \text{ cm}$
- $ldg = 0.075 \times Y_e \times l \times f_y / \sqrt{f'c} \times db$

Donde Y_e es igual a 1.2 para el refuerzo con recubrimiento epóxico y 1 igual a 1.3 para concretos livianos. Para otros casos, Y_e y l deben tomarse igual a 1.0. Seguidamente, se pueden apreciar las longitudes de desarrollo con gancho de los diferentes diámetros considerando

barras con $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$, sin recubrimientos epóxicos y concreto de peso normal para f'_c de 210 kg/cm^2 .

- Empalme en el refuerzo:

En elementos flexionados, para poder realizar los empalmes, es importante conocer las zonas de menor esfuerzo y en base al porcentaje de barras empalmadas, elegir el tipo de empalme a usar.

Para barras sujetas a tracción existen dos tipos de empalmes:

- Empalme tipo A: $le = 1.0ld$
- Empalme tipo B: $le = 1.3ld$
- Donde le no debe ser menor a 30cm.

Los empalmes serán del tipo A o B de acuerdo a la Tabla N°21:

Tabla N°21 : Detalle de empalme en el refuerzo

As proporcionado / As requerido	Porcentaje máximo de As empalmado en la longitud requerida para dicho empalme	
	50	50
Igual o mayor que 2	Clase A	Clase B
Menor que 2	Clase B	Clase B

- Corte de fierro:

Para el corte de fierro, se empieza por determinar la longitud del acero longitudinal según lo estipulado en la Norma E.060:

El refuerzo debe extenderse más allá de la sección en que ya no sea necesaria, a una distancia igual al peralte efectivo del elemento "d" o 12 veces el diámetro de la barra, la que sea mayor, siempre y cuando se desarrolle la longitud de anclaje, desde el punto de máximo esfuerzo.

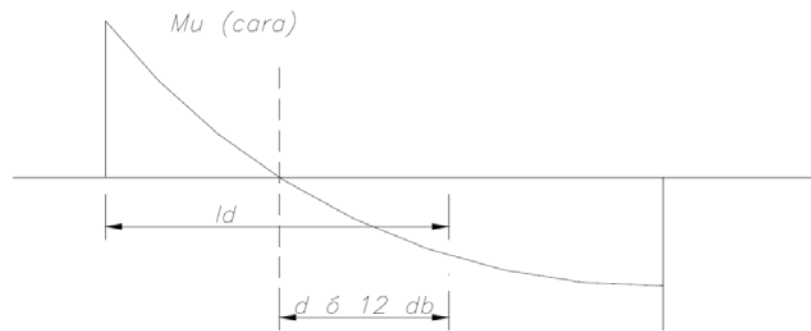


Figura N°24 : Diagrama de corte de hierro

- Cuando haya uso de refuerzo continuo y de menor longitud se debe cumplir lo expuesto a continuación:
 - ✓ El refuerzo que continúa debe tener una longitud de anclaje mayor o igual a l_d más allá del punto donde el refuerzo que se ha cortado no es necesario.
 - ✓ El refuerzo por flexión no debe finalizar en una zona de tracción, salvo que se cumpla que, en el punto de corte, el refuerzo que continúa proporciona el doble del área requerida por flexión y el cortante no sobrepase de $3/4$ partes de lo permitido.
 - ✓ Por lo menos, la tercera parte del refuerzo por momento positivo deberá de prolongarse hasta el apoyo.
 - ✓ Para el fierro negativo superior se debe cumplir que por lo menos $1/3$ del refuerzo total requerido en la cara del apoyo se extenderá más allá del punto de inflexión, una longitud mayor o igual a d , $12d_b$ ó la luz libre entre $16 (L_n/16)$, la que sea mayor.
 - ✓ El refuerzo por momento negativo deberá anclarse en los apoyos con una longitud de anclaje recto o con gancho.

- Condiciones para vigas sísmicas:

- A lo largo de la viga deberá de existir un refuerzo continuo constituido por dos barras, tanto en la parte superior, así como en la parte inferior con un área de acero no menor a $1/4$ del área máxima requerida en los nudos, ni menor al área mínima exigida por flexión.
- Todas las barras que anclen en columnas extremas terminarán en ganchos estándar. Si las barras se cortan en los apoyos intermedios sin usar ganchos, estas deben prolongarse

a través de la columna interior; la parte que no se halle dentro del núcleo confinado, deberá incrementarse multiplicándola por un factor 1.6.

- La resistencia al momento positivo en la cara del nudo (extremo inferior) no será menor a 1/3 de la resistencia al momento negativo en la misma cara del nudo extremo superior.

$$(*) Asmín = \frac{0.7\sqrt{f'c}.bw.d}{fy}$$

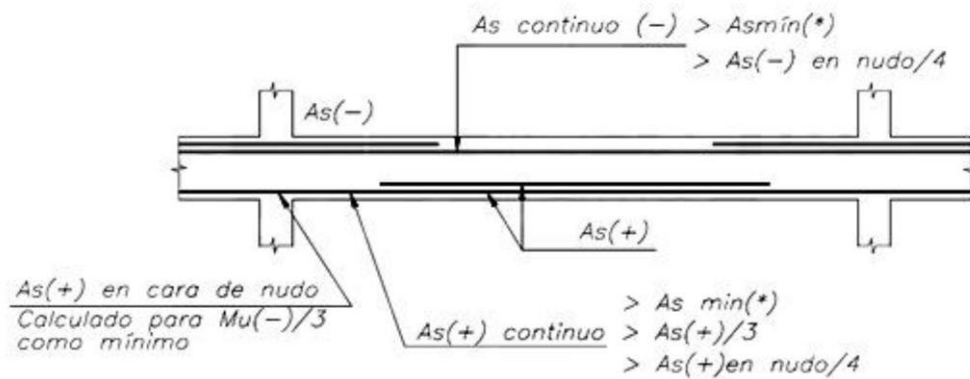


Figura N°25 : Condiciones para viga sísmica

- Redistribución de momentos:

Se denomina así a la capacidad de trasladar la carga de las secciones más esforzadas de la viga a las secciones que menos lo estén. De este modo, la sección sobrecargada no fallará si las secciones adyacentes pueden tomar la carga adicional que aquella recibe, por lo que siempre se siga cumpliendo el equilibrio, los momentos negativos se podrán aumentar o disminuir en no más de, como lo expresa la siguiente ecuación:

$$\%R = 20 \left(1 - \frac{\rho - \rho'}{\rho b} \right) \text{ en } \%$$

Además, la norma indica que la redistribución de momentos, según lo expresado por la siguiente ecuación, deberá realizarse únicamente cuando:

$$\rho \text{ o } (\rho - \rho') \leq 0.5\rho b$$

Donde: ρ es la cuantía de refuerzo en tracción y ρ' es la cuantía de refuerzo en compresión.

- Fisuración:

La Norma E.060 indica que el refuerzo de tracción por flexión debe distribuirse adecuadamente en las zonas de tracción máximas de un elemento, así permite obtener un valor "Z" menor o igual a 31000kg/cm² para condiciones de exposición interior y de "Z" menor o igual a 26000 kg/cm² para condiciones de exposición exterior, para lo cual se usará la siguiente formula:

$$Z = fs \sqrt[3]{A \cdot dc}$$

Donde:

- $f_s = 0.6f_y$ (valor estimado)
- A' = Área de concreto que rodea cada varilla.
- d_c = Recubrimiento inferior medido desde el centro de la varilla más cercana al borde del elemento.

6 DISEÑO DE LOSAS

Para el presente proyecto, el tipo de losas elegidas fueron los aligerados en una dirección y losas macizas, ambos con una altura de 20 cm.

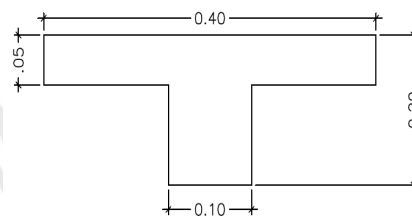


Figura N°26 : Sección de aligerado convencional

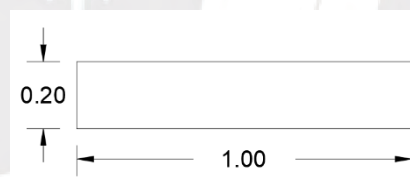


Figura N°27 : Sección de losa maciza

6.1 LOSA ALIGERADA

6.1.1 EJES 4-6//C-D:

Se desarrollan en el sentido “Y” tal como muestra la Figura N°28. Por otro lado, para poder realizar un adecuado diseño, se deben verificar cuales son los casos más críticos, es decir, los casos donde el momento flector es máximo; por ello se grafica una envolvente de todos los casos posibles.

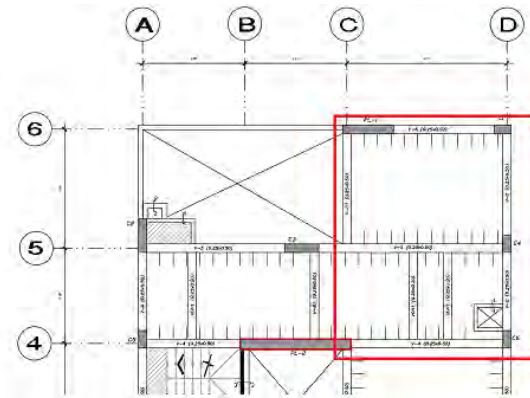


Figura N°28 : Acercamiento a los ejes 4-6 y C-D en el plano de estructuras

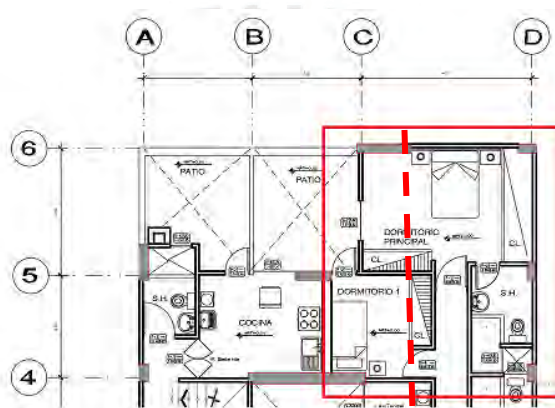


Figura N°29 : Acercamiento a los ejes 4-6 y C-D en el plano de arquitectura

6.1.1.1 Análisis del elemento:

Luego de una compatibilización entre los planos de estructuras y arquitectura, se pudo evidenciar que existen losas aligeradas que poseen distintas cargas, ya sea por los tabiques involucrados en la distribución de los ambientes o por los elementos estructurales como las vigas o columnas que sirven de apoyo o empotramiento. Para efectos de diseño, se ha considerado la vigueta que se muestra como línea punteada en la Figura N°29.

MODELO:

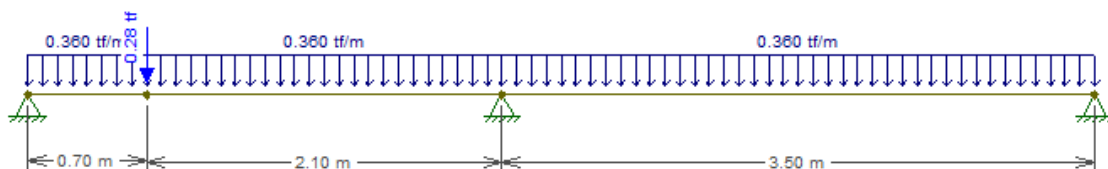


Figura N°30 : Distribución de cargas en losa aligerada

DFC:

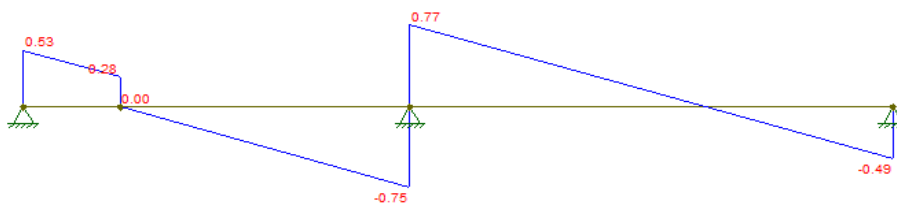


Figura N°31 : Diagrama de fuerza cortante

DMF:

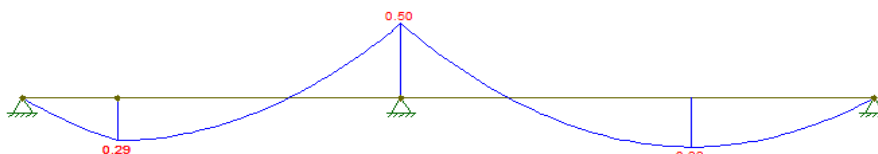


Figura N°32 : Distribución de momentos flectores

6.1.1.2 DISEÑO POR FLEXION:

$$b_e = 0.40m, b_w = 0.10m, d = 0.17m, f'_c = 210 \text{ kg/cm}^2, f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$$

A partir de los resultados presentados en la Figura N°32, podemos realizar el diseño por flexión.

Tabla N°22 : Cantidad de acero para momentos positivos en losa aligerada

Mu+ (ton*m)	d	Cbruta (cm)	Ibruta (cm ⁴)	Mcr (ton*m)	As.min (cm ²)	Cb (cm)	Asb (cm ²)	As.max (cm ²)	a (cm)	As (cm ²)
0.33	17	6.786	11800	0.259	0.411	10	9.987	7.491	0.305	0.518
0.29	17	6.786	11800	0.259	0.411	10	9.987	7.491	0.268	0.455

Tabla N°23 : Cantidad de acero para momentos negativos en losa aligerada

Mu- (ton*m)	d	Cbruta (cm)	Ibruta (cm ⁴)	Mcr (ton*m)	As.min (cm ²)	Cb (cm)	Asb (cm ²)	As.max (cm ²)	a (cm)	As (cm ²)
0.50	17	6.786	11800	0.504	1.012	10	3.612	2.709	1.942	0.825

Para ello, utilizaremos las fórmulas presentadas en el capítulo 6.1 del presente documento.

As mín + instalado = 1φ3/8".

Se colocará 1φ3/8". El As instalado = 0.71 cm²

As mín - instalado = 2φ3/8".

Se colocará 2φ3/8". El As instalado = 1.42 cm²

6.1.1.3 CORTE DE ACERO:

6.1.1.3.1 CORTE DE ACERO POSITIVO:

El cálculo arroja que se necesita solo una varilla corrida en todos los tramos de la vigueta.

6.1.1.3.2 CORTE DE ACERO NEGATIVO:

As mín – instalado= $1\phi 3/8''$.

$\Phi M_n.A_{smin} = 0.755 \text{ ton}\cdot\text{m}$

$0.55 \text{ ton}\cdot\text{m} > 0.755 \text{ ton}\cdot\text{m}$ (solo necesita una varilla)

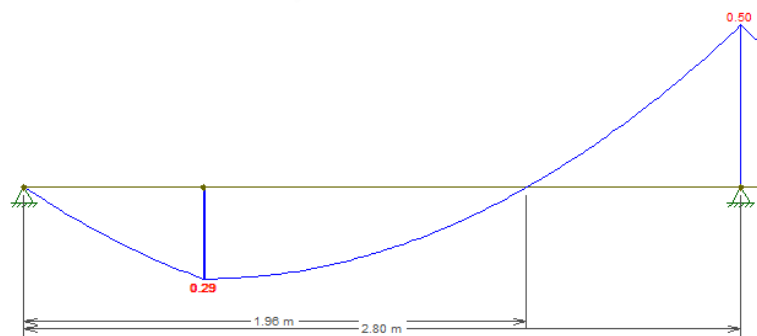


Figura N°33 : Diagrama de momento flector izquierdo

Punto de inflexión es a 1.96 m. de 2.80m; por lo tanto, la longitud de la varilla será la siguiente:

$$X1 = 2.80 - 1.96 + 0.17 = 1.01 \text{ m.}$$

Finalmente, se utilizará un bastón de 1.00m desde la cara de la viga.

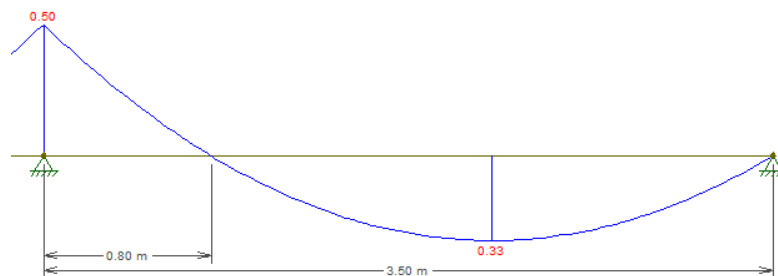


Figura N°34 : Diagrama del momento flector derecho.

Punto de inflexión es a 0.80 m. de 3.50m; por lo tanto, la longitud de la varilla será la siguiente:

$$X1 = 0.80 + 0.17 = 0.97 \text{ m.}$$

Finalmente se utilizará un bastón de 1.00m desde la cara de la viga.

6.1.1.4 DISEÑO POR CORTE:

Para este trabajo académico, se evaluará el cortante V_u en los extremos que presenten las mayores fuerzas. El valor a estudiar se encuentra a una distancia “d” de la cara del apoyo. También, se debe tener en cuenta que la norma permite incrementar la resistencia al corte de las viguetas y losas en un 10%. Para poder realizar los cálculos necesarios se utilizarán los resultados del ítem las siguientes formulas:

$$V_{u_{diseño}} = V_u - w_u * d$$

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

Tabla N°24: Cantidad de acero para momentos negativos en losa aligerada

d(cm)	Vu(ton)	w(ton/m)	Vu.diseño(ton)	ϕV_c (ton)
17	0.49	0.36	0.429	1.221
17	0.53	0.36	0.469	1.221
17	0.77	0.36	0.709	1.221

De los datos obtenidos podemos observar que $V_{u_{diseño}} < \phi V_c$.

Debido a que $V_u < \phi V_c$ no será necesario colocar ensanches en las viguetas.

6.2 LOSA MACIZA

6.2.1 EJES 2-3//B-C:

Las losas ubicadas en la intersección de los ejes 2-3 y B-C, trabajan en 2 direcciones tal como muestra la figura N°35. Para este caso se modelará la losa maciza y la escalera como un solo elemento, para así obtener el caso más crítico.

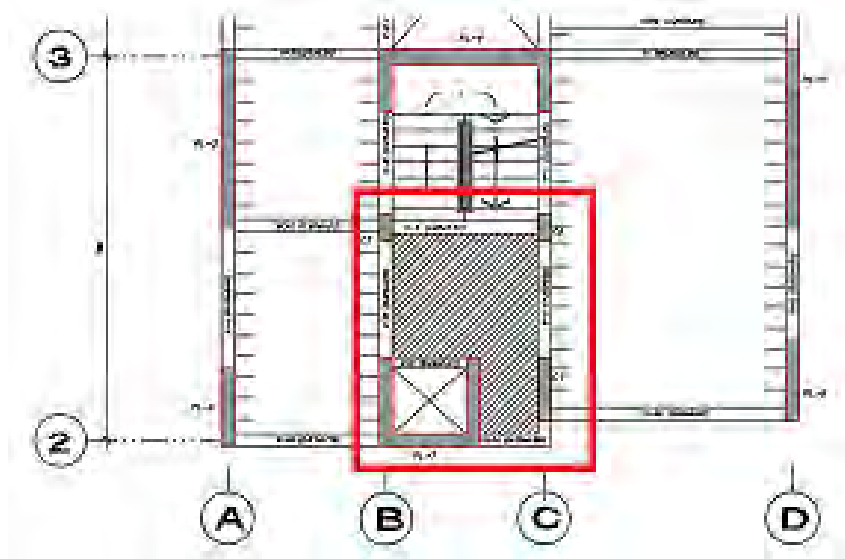


Figura N°35 : Acercamiento a los ejes 2-3 y B-C en el plano de estructuras

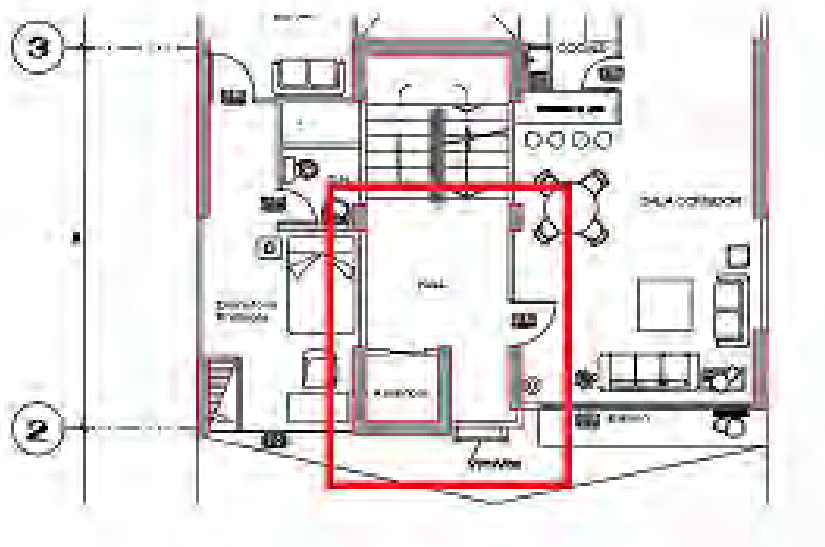


Figura N°36 : Acercamiento a los ejes 2-3 y B-C en el plano de arquitectura

6.2.1.1 ANÁLISIS DEL ELEMENTO:

Luego de una compatibilización entre los planos de estructuras y arquitectura, se pudo evidenciar que la mejor opción de análisis es el considerar la losa maciza con un comportamiento de 2 direcciones. Para ello, nos apoyaremos en un análisis computarizado.

○ **Diagrama de momentos:**

Ingresando las cargas metradas se obtiene el siguiente diagrama.

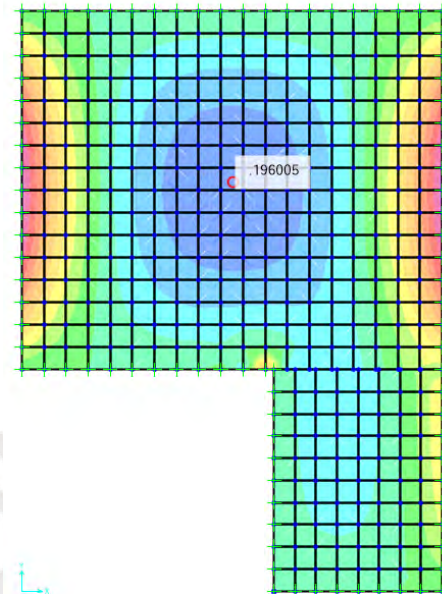


Figura N°37 : Diagrama de momentos en el eje XX

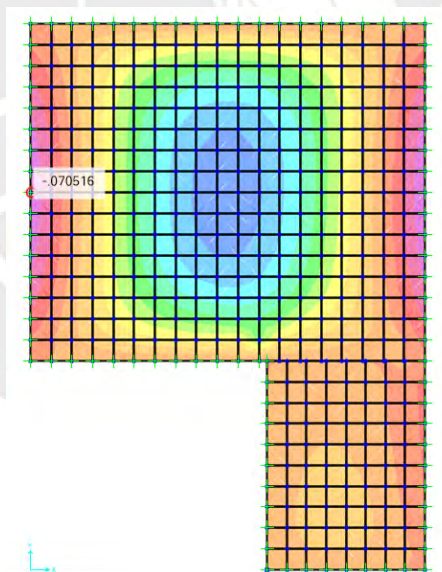


Figura N°38 : Diagrama de momentos en el eje YY

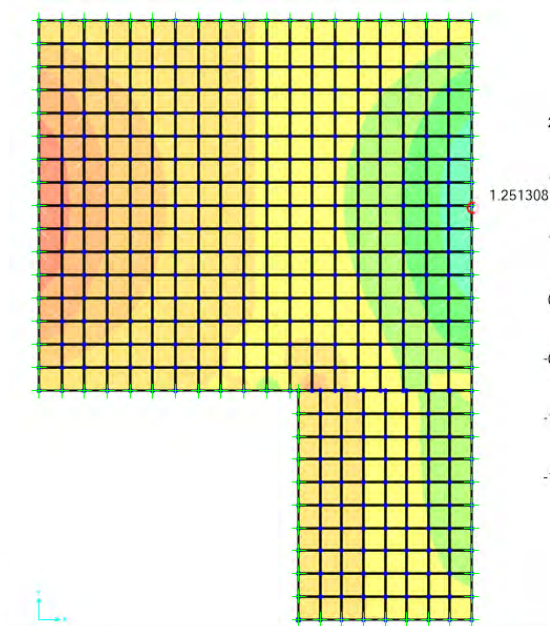


Figura N°39 : Diagrama de fuerzas cortantes

6.2.1.2 DISEÑO POR FLEXION

$$b = 1.00m, d = 0.17m, f'_c = 210 \text{ kg/cm}^2, f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$$

A partir de los resultados obtenidos en el ítem 6.2.1.1, podemos realizar el diseño por flexión.

Tabla N°25 : Cantidad de acero para momentos positivos en losa maciza

Mu+ (ton*m)	d	Mcr (ton*m)	As.min (cm ²)	Cb (cm)	Asb (cm ²)	As.max (cm ²)	a (cm)	As (cm ²)
0.196	17	1.93	3.6	10	36.125	27.094	0.072	0.306

Tabla N°26 Cantidad de fuerza cortante en losa maciza

d(cm)	Vu(ton)	w(ton/m)	Vu.diseño(ton)	φVc(ton)
17	1.25	1.00	1.08	11.098

$Vu_{diseño} < \phi Vc$. Debido a que $Vu < \phi Vc$ cumple con el espesor de $h = 0.20m$.

7 DISEÑO DE VIGAS

Para el presente proyecto se cuenta con vigas peraltadas y vigas chatas, las primeras se dividen entre vigas resistentes a cargas de gravedad únicamente y vigas que formen pórticos resistentes a sismo. Por otro lado, las vigas chatas tendrán un peralte igual al espesor de la losa y serán diseñadas para resistir sólo cargas de gravedad.

A continuación, se realizará el diseño para una viga resistente a cargas por gravedad y una viga sismo resistente:

7.1 VIGA CHATA

Para estructuras de concreto armado, y en efecto las vigas, se emplearán la siguiente combinación de cargas para obtener las cargas predominantes:

COMB: 1.4 CM + 1.7 CV

Donde CM es Carga muerta y CV es Carga viva o sobrecarga

7.1.1 EJES 3-4//C-D:

Las vigas ubicadas en los ejes 3-4 y C-D, se desarrollan en el sentido “X” tal como muestra la Figura N°40. Para poder realizar el diseño del elemento, se debe trabajar con los momentos últimos de la combinación mencionada en el punto anterior.

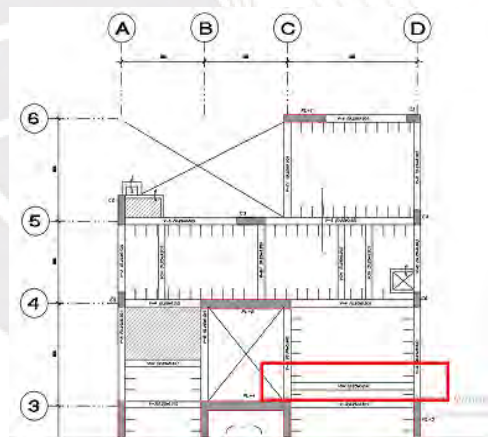


Figura N°40 : Acercamiento a los ejes 3-4 y C-D en el plano de estructuras

7.1.1.1 ANÁLISIS DEL ELEMENTO:

Luego de una compatibilización entre los planos de estructuras y arquitectura, se pudo evidenciar que existen vigas chatas que soportan el peso de los muros no portantes.

Los elementos mencionados anteriormente, se analizarán teniendo en cuenta los cálculos realizados en el capítulo 3.2.2.

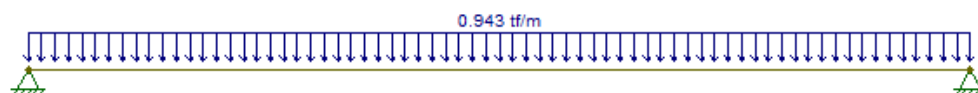
MODELO:

Figura N°41 : Distribución de cargas en viga chata

DMF:

Figura N°42 : Diagrama de momento flector

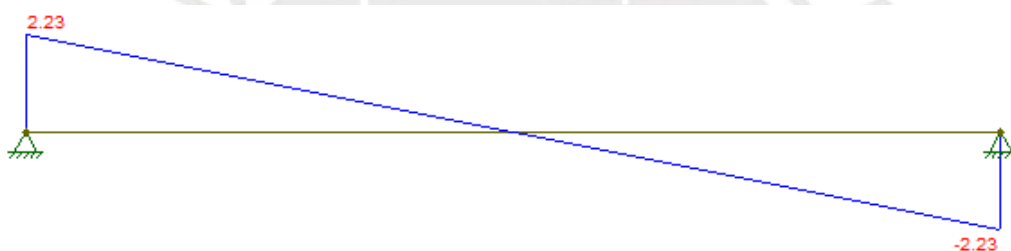
DFC:

Figura N°43 : Diagrama de fuerza cortante en viga chata

7.1.1.2 DISEÑO POR FLEXION:

$$b = 0.25m, d = 0.17m, f'c = 210 \text{ kg/cm}^2, fy = 4200 \text{ kg/cm}^2$$

Para diseñar la viga que no absorbe sismo, se debe considerar los momentos más críticos en el análisis. A partir de los resultados obtenidos en el ítem 7.1.1.1. Para ello, utilizaremos las fórmulas expuestas en el capítulo 6.1 del presente documento.

Tabla N°27 : Cantidad de acero para momentos positivos en viga chata

Mu+ (ton*m)	d (cm)	As.min (cm2)	Cb (cm)	Asb (cm2)	As.max (cm2)	a (cm)	As (cm2)
2.65	16.0	0.966	10.0	8.50	6.375	4.863	5.167

$A_s \text{ m\u00edn} \pm \text{ instalado} = 2\phi 5/8''$.

Se colocará $2\phi 5/8'' + 1\phi 1/2''$. El $A_s \text{ instalado} = 5.29 \text{ cm}^2$

7.1.1.3 DISE\u00d1O POR CORTANTE

Tabla N\u00b028: Cantidad de fuerza cortante en viga chata

d(cm)	Vu(ton)	w(ton/m)	Vu.dise\u00f1o(ton)	ϕV_c (ton)
17	2.23	0.943	2.079	2.611

$$Vu_{\text{dise\u00f1o}} = Vu - wu * d$$

$$\phi V_c = 0.85 * 0.53 * \sqrt{f'c} * bw * d$$

$$\phi V_c = 0.85 * 0.53 * \sqrt{210} * 25 * 17$$

Debido a que $Vu < \phi V_c$ solo ser\u00e1 necesario colocar estribos por montaje en las vigas.

Se recomienda que el espaciamiento de estribo m\u00e1ximo sea de 30 cm para vigas chatas y peraltadas que trabajan con acero en compresi\u00f3n, el cual lo menciona en el inciso f de su cap\u00edtulo 12.4.

7.2 VIGAS PERALTADAS:

Para las vigas peraltadas, estas tienen una secci\u00f3n de 0.25x0.50, 0.25x1.00 y 0.25x1.20. Estos elementos est\u00e1n establecidos para responder a cargas verticales (Cargas de servicio) y cargas horizontales (Cargas de Sismo), soportando esfuerzos de flexi\u00f3n y cortante. Adicionalmente, la resistencia al cortante ser\u00e1 aportada por el concreto y por estribos rectangulares de acero.

Combinaciones de cargas:

Para las vigas, se emplear\u00e1n las siguientes combinaciones de cargas para obtener las cargas predominantes, son las siguientes:

DISE\u00d1O EN CONCRETO ARMADO

- COMB1 : 1.4 CM + 1.7 CV
- COMB2 : 1.25 (CM+CV) \pm Sx
- COMB3 : 1.25 (CM+CV) \pm Sy
- COMB4 : 0.9 CM \pm Sx
- COMB5 : 0.9 CM \pm Sy

Donde:

- CM : Carga muerta.
 CV : Carga viva o sobrecarga.
 Sx : Carga sísmica en dirección X
 Sy : Carga sísmica en dirección Y

La última combinación contendrá la envolvente de las 5 antes definidas. Dicha envolvente nos servirá para determinar los momentos máximos y mínimos y con ello, determinar los aceros que requiere la sección.

7.2.1 Viga V-6:

$$b = 0.25m, h = 0.50m, f'c = 210 \text{ kg/cm}^2, fy = 4200 \text{ kg/cm}^2$$

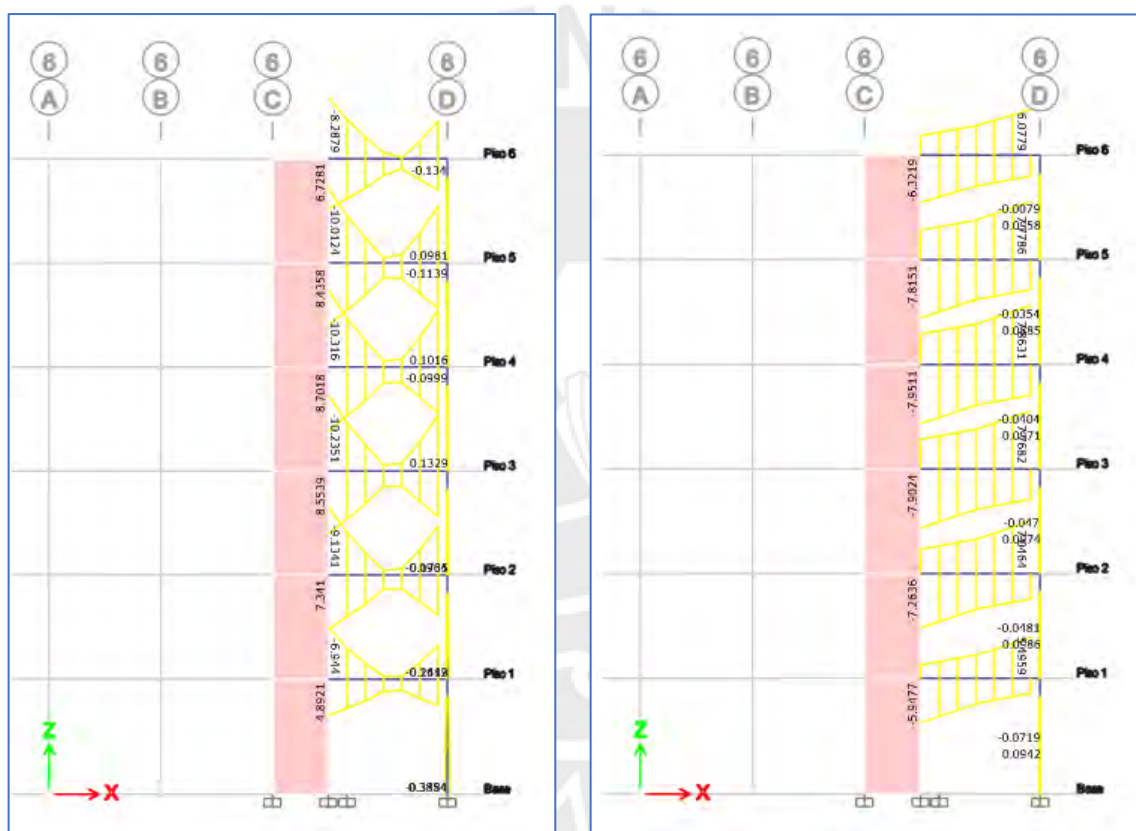


Figura N°44 : Diagramas de Momentos Últimos y de Fuerzas Cortantes (Envolvente)

7.2.1.1 Diseño por Flexión

$$b = 0.25m, d = 0.44m, f'c = 210 \text{ kg/cm}^2, fy = 4200 \text{ kg/cm}^2$$

Para realizar el diseño del elemento, debo ubicar los momentos más críticos del pórtico, cabe resaltar que para obtener los mismos diseños por piso los momentos deben ser similares. Para este caso, obtuvimos que la viga absorbe como carga predominante el sismo, por ello para el diseño de momento positivo vamos a aplicar el capítulo 21.4.4.3 de la norma E.060 de concreto armado.

$$As \text{ mín} = \frac{0.7 \times \sqrt{f'c} \times be \times d}{fy} = 2.657 \text{ cm}^2 (2\phi 5/8'')$$

$$As \text{ máx} = 0.75 Asb = 17.531 \text{ cm}^2$$

M - = -10.316 ton.m (piso 4)

$$d = 0.41m$$

$$a = d - \sqrt{d^2 - \frac{2 \times Mu}{\phi \times 0.85 \times f'c \times be}} = 6.834 \text{ cm}$$

$$As = \frac{Mu}{\phi \times fy \times \left(d - \frac{a}{2}\right)} = 7.262 \text{ cm}^2$$

Se colocará 4 ϕ 5/8".

$$\text{El } As \text{ instalado} = 8.00 \text{ cm}^2 \rightarrow \phi M_n = 15.31 \text{ ton.m} \rightarrow M_n = 17.011 \text{ ton.m}$$

M - = -7.628 ton/m (piso 5)

$$a = 4.552 \text{ cm}$$

$$As = 4.837 \text{ cm}^2,$$

Se colocará 3 ϕ 5/8".

$$\text{El } As \text{ instalado} = 6.00 \text{ cm}^2 \rightarrow \phi M_n = 9.339 \text{ ton.m} \rightarrow M_n = 10.376 \text{ ton.m}$$

M + = 8.70 ton/m (piso 4)

$$a = 5.235 \text{ cm}$$

$$As = 5.562 \text{ cm}^2,$$

Se colocará 3φ5/8”.

El A_s instalado = $6.00 \text{ cm}^2 \rightarrow \phi M_n = 9.339 \text{ ton.m} \rightarrow M_n = 10.376 \text{ ton.m}$

M + = 6.234 ton/m (piso 4)

$a = 3.682 \text{ cm}$

$A_s = 3.912 \text{ cm}^2$,

Se colocará 2φ5/8”.

El A_s instalado = $4.00 \text{ cm}^2 \rightarrow \phi M_n = 6.368 \text{ ton.m} \rightarrow M_n = 7.076 \text{ ton.m}$

7.2.1.2 Corte de Acero

El corte de acero, para el elemento expuesto se realizó en base a las disposiciones presentadas en el libro de apuntes del Ing. Gianfranco Ottazzi, el cual se resume la siguiente figura.

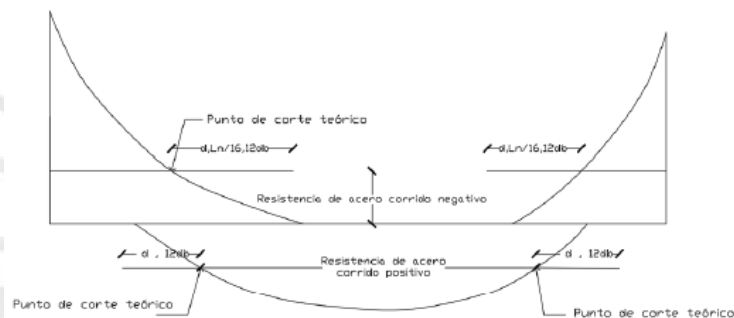


Figura N°45 Longitud de desarrollo para corte de acero

En la figura se puede notar como se calcula la longitud de desarrollo de cada varilla sea en momento positivo o negativo. Para ello, nosotros debemos calcular primero el punto de corte teórico (el punto donde interseca la resistencia nominal instalada con el diagrama de cargas ultimas), luego a dicho punto se le debe agregar el mayor valor de $Ln/16$, d , $12db$.

$$Ln/16=17 \text{ cm}, d=44 \text{ cm}, 12db=23 \text{ cm}$$

7.2.1.3 Diseño de Corte por Resistencia

$$\phi V_c = 0.85 * 0.53 * \sqrt{f'c} * b_w * d = 0.85 * 0.53 * \sqrt{210} * 25 * 44$$

$$\phi V_c = 7.181 \text{ ton.}$$

Vu = 7.951 ton (piso 4)

$$Vu_{diseño} = Vu - W * d$$

$$Vu_{diseño} = 7.951 - 3.035 * 0.44 = 6.61 \text{ ton}$$

$Vu_{diseño} < \phi Vc$. (No necesita estribos)

Estribo de montaje:

$$S_{max3} = Au * fy / (3.5 * b)$$

$$S_{max3} = 68.16 \text{ cm} \rightarrow S_{max3} = 30 \text{ cm}$$

Se necesita estribos 3/8": 1@ 0.10; resto@ 0.30 m

7.2.1.4 Diseño por Corte por Capacidad

Para este análisis utilizaremos el capítulo 21.4.3 y 21.4.4 de la norma E.060 de concreto armado

Capítulo 21.4.4:

-El primer estribo se espaciará a **10 cm** debido a que la estructura es de tipo **muros estructurales**.

-El espaciamiento máximo en toda la viga será de **$0.5 * d = 20 \text{ cm}$**

-El espaciamiento de los estribos en la zona confinada (l_n) está definida por el menor de los presentes valores.

$$l_n = 2 * h = 100 \text{ cm}$$

$$S_{zona\ confinada} \left\{ \begin{array}{l} \frac{d}{4}, \text{ pero no menor a } 15 \text{ cm} = 15 \text{ cm} \\ 10 \text{ db} = 19 \text{ cm} \\ 24 \text{ de} = 22 \text{ cm} \\ 30 \text{ cm} \end{array} \right.$$

$S_{max} = 15 \text{ cm}$ (este valor se verificará con el diseño, de no cumplir se deberá cambiar)

Capítulo 21.4.3a:

Para este método utilizaremos las cortantes obtenidas de los momentos del acero instalado, los cuales se sumarán a las cortantes isostáticas calculadas por cargas de gravedad, lo que genera mayor esfuerzo cortante. Para calcular la cortante más crítica que es capaz de recibir por instalación, se realizará el análisis en la viga con más momento flector.

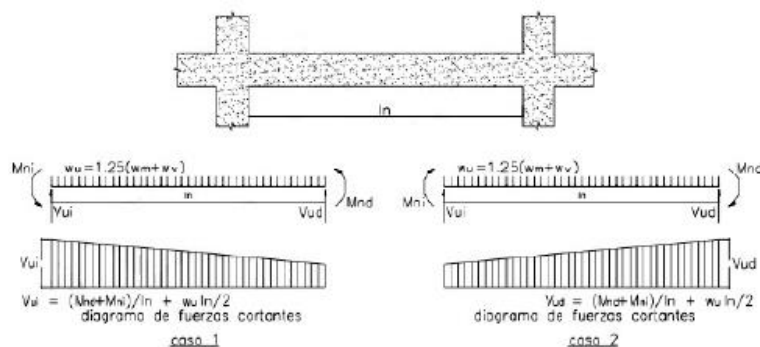


Figura N°46 Momentos flectores y fuerzas cortantes sobre viga

$$Vu_{1.25(cm+cv)} = 2.716 \text{ ton}$$

$$Vu_{capacidad} = 2.716 + 2 * \frac{10.29}{2.95} = 9.69 \text{ ton}$$

$$\phi Vc = 0.85 * 0.53 * \sqrt{f'c} * bw * d = 0.85 * 0.53 * \sqrt{210} * 25 * 44$$

$$\phi Vc = 7.181 \text{ ton.}$$

$$Vu_{diseño} > \phi Vc. \text{ (Necesita estribos)}$$

$$\text{Si } S=10.00\text{cm}$$

$$\phi Vs = (Vu - \phi Vc)$$

$$\phi Vs = 22.305 \text{ ton}$$

$$\phi Vn = \phi Vc + \phi Vs = 29.487 \text{ ton}$$

$$\text{Como } Vu_{capacidad} < \phi Vn$$

Las vigas del eje 6 usaran el siguiente arreglo:

Se necesita estribos 3/8": 1@ 0.05; 10@ 0.10; resto@ 0.20 m

Capítulo 21.4.3b:

Para este método utilizaremos las cortantes obtenidas de las combinaciones de carga de diseño, las cuales tienen un factor de amplificación para sismo de 2.5.

DISEÑO EN CONCRETO ARMADO

- COMB1 : 1.4 CM + 1.7 CV
- COMB2 : 1.25 (CM+CV) ± 2.5Sx

- COMB3 : $1.25 (CM+CV) \pm 2.5S_y$
- COMB4 : $0.9 CM \pm 2.5S_x$
- COMB5 : $0.9 CM \pm 2.5S_y$
- COMB5 : Envolverte de Cargas

Donde:

CM : Carga muerta.

CV : Carga viva o sobrecarga.

Sx : Carga sísmica en dirección X

Sy : Carga sísmica en dirección Y.

$$Vu_{envolverte} = 15.929 \text{ ton}$$

$$\phi V_c = 0.85 * 0.53 * \sqrt{f'_c} * bw * d = 0.85 * 0.53 * \sqrt{210} * 25 * 49$$

$$\phi V_c = 7.181 \text{ ton.}$$

$$Vu_{diseño} > \phi V_c. \text{ (Necesita estribos)}$$

Si S=10 cm

$$\phi V_s = (Vu - \phi V_c)$$

$$\phi V_s = 22.305 \text{ ton}$$

$$\phi V_n = \phi V_c + \phi V_s = 29.487 \text{ ton}$$

Como $Vu_{capacidad} < \phi V_n$

Las vigas del eje 6 usaran el siguiente arreglo:

Se necesita estribos 3/8": 1@ 0.05; 10@ 0.10; resto@ 0.20 m

En conclusión, la viga del tercer piso usara el siguiente arreglo:

Se necesita estribos 3/8": 1@ 0.05; 10@ 0.10; resto@ 0.20 m

7.2.1.5 Elevación de la Viga V-6

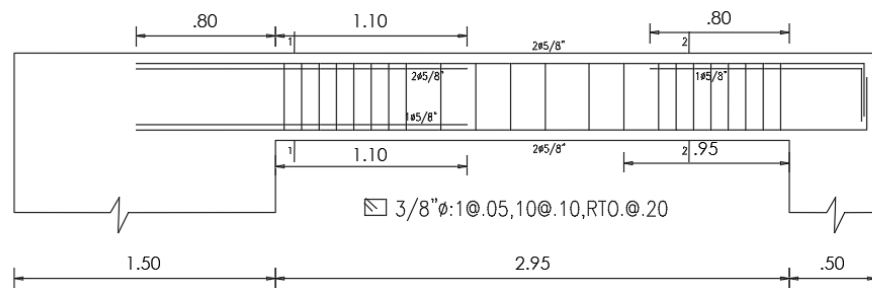


Figura N°47 Desarrollo de varillas de acero en Viga V-6 (0.25x0.50m)

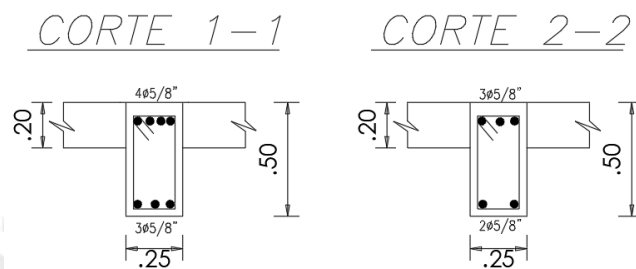


Figura N°48 Corte 1-1 y Corte 2-2 en Viga V-6 (0.25x0.50m)

8 DISEÑO DE COLUMNAS

8.1 DISEÑO POR FLEXOCOMPRESIÓN:

En esta sección se hará el diseño de la columna COL 03 ubicada en los ejes5/B-C, de dimensiones 0.25 x 1.00 m y que va desde la cimentación hasta el último nivel.

Del ETABS se procedió a extraer las cargas y realizar las combinaciones de cargas que sugiere la norma a fin de colocar estos puntos sobre el diagrama de interacción que se generó. A continuación, se exponen las combinaciones en todos los pisos y en las dos direcciones:

Tabla N°29 : Cuadro de cargas por nivel de la COL 03

Piso	Columna	Load Case/Combo	P	V2	V3	T	M2	M3
			tonf	tonf	tonf	tonf-m	tonf-m	tonf-m
Piso 6	C3	CM	-10.2652	-0.6138	1.0921	-0.004	1.2827	-0.7935
Piso 6	C3	Live	-1.2252	-0.119	0.3666	-0.0013	0.5207	-0.156
Piso 6	C3	SISMODISEXX	1.3966	0.5616	4.8954	0.1492	5.0049	0.7428
Piso 6	C3	SISMODISEYY	1.5064	1.3121	0.9255	0.1355	0.7454	1.733
Piso 5	C3	CM	-22.5072	-0.456	0.8462	-0.0042	1.1111	-0.6304
Piso 5	C3	Live	-3.8244	-0.0952	0.3791	-0.0018	0.5032	-0.1315
Piso 5	C3	SISMODISEXX	3.236	0.4864	3.6373	0.1558	5.3425	0.6875
Piso 5	C3	SISMODISEYY	4.2889	1.3542	0.8355	0.1499	0.893	1.8738
Piso 4	C3	CM	-34.9263	-0.409	0.8799	-0.0041	1.0633	-0.551
Piso 4	C3	Live	-6.4526	-0.0868	0.3763	-0.002	0.479	-0.1173
Piso 4	C3	SISMODISEXX	5.0595	0.4882	4.043	0.1544	6.8155	0.6769
Piso 4	C3	SISMODISEYY	7.2871	1.4946	1.0153	0.1576	1.3541	2.0845
Piso 4	C3	CM	-47.5037	-0.3337	0.8532	-0.0037	0.9528	-0.4409
Piso 3	C3	Live	-9.1101	-0.0741	0.3698	-0.002	0.4383	-0.0988
Piso 3	C3	SISMODISEXX	6.8035	0.4631	3.7827	0.1412	8.0593	0.6445
Piso 3	C3	SISMODISEYY	10.4581	1.583	1.0293	0.1515	1.8158	2.2907
Piso 2	C3	CM	-60.3996	-0.0966	0.9257	-0.0029	1.055	-0.0303
Piso 2	C3	Live	-11.8278	-0.0253	0.4063	-0.0016	0.4951	-0.0124
Piso 2	C3	SISMODISEXX	8.2223	0.1722	3.3523	0.1123	9.5394	0.1116
Piso 2	C3	SISMODISEYY	13.1922	0.6794	1.0359	0.1245	2.529	0.6672
Piso 1	C3	CM	-74.2839	0.0415	0.4387	-0.0012	-0.0171	0.0573
Piso 1	C3	Live	-14.7037	0.007	0.193	-0.0007	0.0258	0.0112
Piso 1	C3	SISMODISEXX	8.5942	0.043	2.5462	0.0538	12.1836	0.0408
Piso 1	C3	SISMODISEYY	13.2273	0.0366	0.8055	0.0583	3.5084	0.4673

Tabla N°30: Cuadro de combinaciones de carga para los momentos M22 sobre COL 03 para obtener valores de Pu, Vu y Mu

COMBO	1.4M+1.7V		1.25(M+V)+Sx		1.25(M+V)-Sx		0.9M+Sx		0.9M-Sx	
	Mu	Pu	Mu	Pu	Mu	Pu	Mu	Pu	Mu	Pu
6°	-1.38	-16.45	-0.44	-12.97	-1.93	-15.76	0.03	-7.84	-1.46	-10.64
5°	-1.11	-38.01	-0.26	-29.68	-1.64	-36.15	0.12	-17.02	-1.25	-23.49
4°	-0.97	-59.87	-0.16	-46.66	-1.51	-56.78	0.18	-26.37	-1.17	-36.49
3°	-0.79	-81.99	-0.03	-63.96	-1.32	-77.57	0.25	-35.95	-1.04	-49.56
2°	-0.06	-104.67	0.06	-82.06	-0.16	-98.51	0.08	-46.14	-0.14	-62.58
1°	0.10	-128.99	0.13	-102.64	0.04	-119.83	0.09	-58.26	0.01	-75.45

Tabla N°31 : Cuadro de combinaciones de carga para los momentos M33 sobre COL 03 para obtener valores de Pu, Vu y Mu

COMBO	1.4M+1.7V		1.25(M+V)+Sy		1.25(M+V)-Sy		0.9M+Sy		0.9M-Sy	
	Mu	Pu	Mu	Pu	Mu	Pu	Mu	Pu	Mu	Pu
6°	2.68	-16.45	3.00	-12.86	1.51	-15.87	1.90	-7.73	0.41	-10.75
5°	2.41	-38.01	2.91	-28.63	1.12	-37.20	1.89	-15.97	0.11	-24.55
4°	2.30	-59.87	3.28	-44.44	0.57	-59.01	2.31	-24.15	-0.40	-38.72
3°	2.08	-81.99	3.55	-60.31	-0.08	-81.23	2.67	-32.30	-0.96	-53.21
2°	2.32	-104.67	4.47	-77.09	-0.59	-103.48	3.48	-41.17	-1.58	-67.55
1°	0.02	-128.99	3.52	-98.01	-3.50	-124.46	3.49	-53.63	-3.52	-80.08

La cuantía de acero de esta sección tiene que estar en el rango de 1% a 6%; por lo que se prueba con 14ø5/8", cuya área es de aprox. 28.00 cm², con la sección de 25x100 obtenemos una cuantía de 1.12 %, dentro del rango.

Para realizar el diagrama de interacción se optó por utilizar el "Section Designer" que ofrece el programa ETABS. Se modelo a fin de tener la siguiente sección:

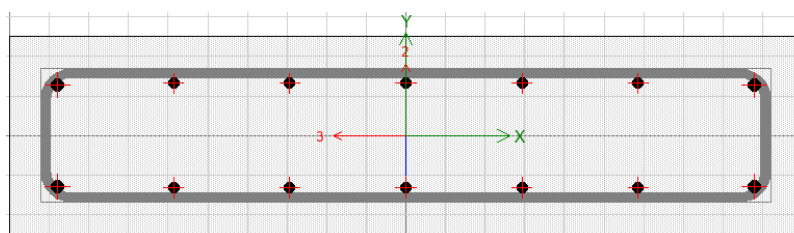


Figura N°49 : Distribución inicial de acero para COL 03

De lo expuesto en la sección anterior, se puede llevar a cabo el siguiente diagrama de interacción y ubicar las cargas últimas para analizar si se encuentran dentro de lo establecido::

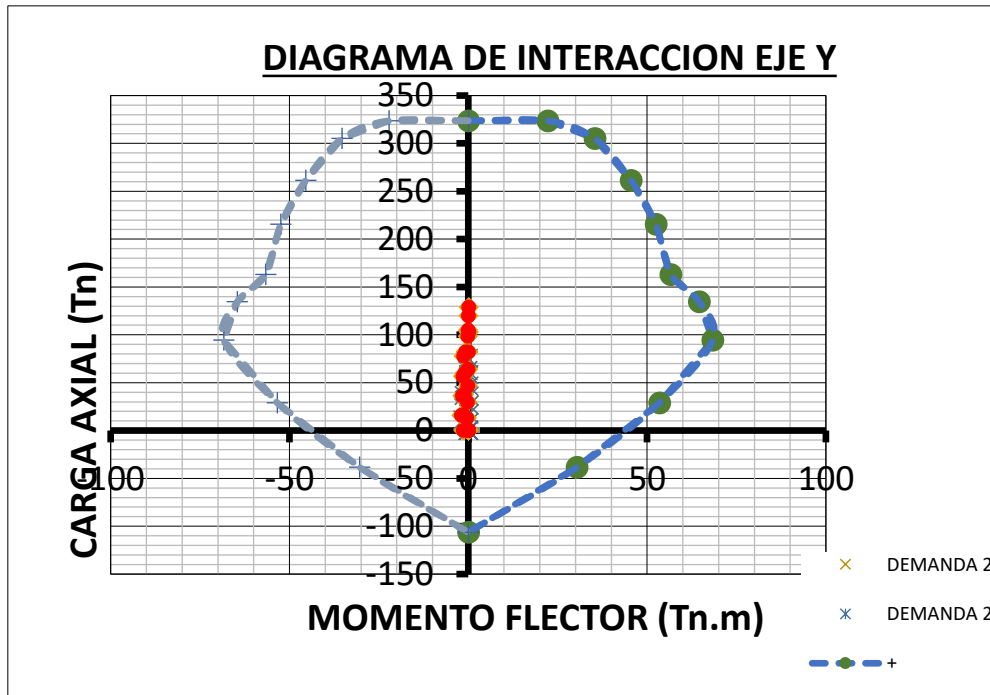


Figura N°50 : Diagrama de interacción en YY para la columna COL 03 con los puntos (Mu, Pu)

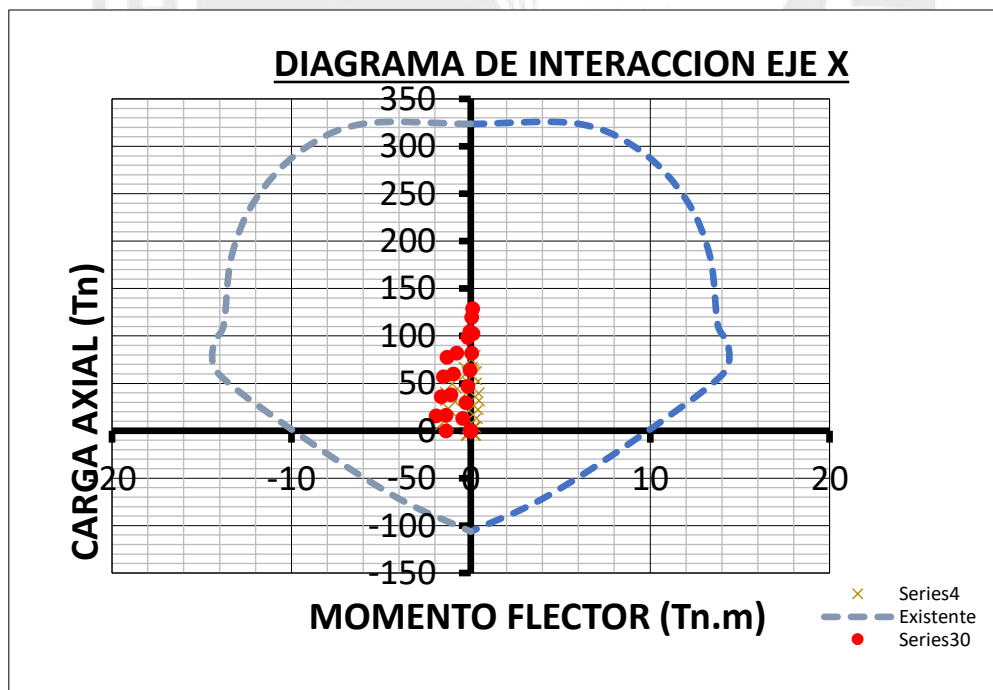


Figura N°51 : Diagrama de interacción en XX para la columna COL 03 con los puntos (Mu, Pu)

Observamos que los puntos (Mu, Pu) se ubican por debajo de las curvas de resistencia, con un margen razonable considerando que se tiene una cuantía mínima de acero en la sección.

8.2 DISEÑO POR CORTE

Capítulo 21.4.5:

-El primer estribo se espaciara a **5 cm** del nodo Viga-Columna.

-El espaciamiento de los estribos en la zona confinada (L_o) está definida por el menor de los siguientes valores.

$$L_o \left\{ \begin{array}{l} \frac{Ln}{6} = 38.3 \text{ cm} \\ \max(b, h) = 100 \text{ cm} \\ 50 \text{ cm} \end{array} \right.$$

$$S_{zona \text{ confinamiento}} \left\{ \begin{array}{l} \min\left(\frac{b}{2}, \frac{d}{2}\right) = 12.5 \text{ cm} \\ 8 db = 12.7 \text{ cm} \\ 10 \text{ cm} \end{array} \right.$$

$L_o = 100 \text{ cm}$

$S_{max} = 10 \text{ cm}$ (este valor se verificará con el diseño, de no cumplir se deberá cambiar)

-El espaciamiento de los estribos fuera la zona confinada (L_o) está definida por el menor de los siguientes valores.

$$S_{estribos} \left\{ \begin{array}{l} \min(b, h) = 25 \text{ cm} \\ 16 db = 25.44 \text{ cm} \\ 48 de = 45.6 \text{ cm} \\ 30 \text{ cm} \end{array} \right.$$

$S_{max} = 25 \text{ cm}$.

Capítulo 21.4.3a:

Para este método utilizaremos las cortantes obtenidas de los momentos nominales (M_n) extraídas del diagrama de interacción nominal de la sección, los cuales se sumarán a las cortantes isostáticas calculadas por cargas de gravedad, lo que genera mayor esfuerzo cortante. Para calcular la cortante más crítica que es capaz de recibir por instalación, se realizará el análisis en la columna con más carga cortante.

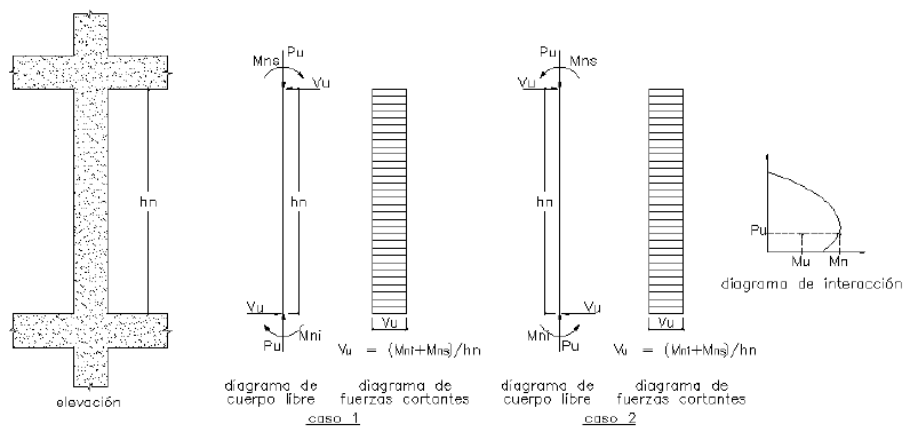


Figura N°52 Diagrama de fuerzas cortantes de una viga sísmica mostrada en el capítulo 21.4.3 de la norma E.060.

- **Cargas en la cara inferior-envolvente:**

$$Pu_{inferior} = 104.667 \text{ ton}$$

$$V22_{inferior} = 0.1783 \text{ ton}$$

$$V33_{inferior} = 1.986 \text{ ton}$$

-Utilizando la carga Pu y el diagrama de Interacción Nominal de la sección, se calcula los momentos nominales.

$$Mn_{inferior22} = 75.91 \text{ ton}$$

$$Mn_{inferior33} = 17.912 \text{ ton}$$

- **Cargas en la cara superior-envolvente:**

$$Pu_{superior} = 102.732 \text{ ton}$$

$$V22_{superior} = 0.1783 \text{ ton}$$

$$V33_{superior} = 1.986 \text{ ton}$$

-Utilizando la carga Pu y el diagrama de Interacción Nominal de la sección, se calcula los momentos nominales.

$$Mn_{superior22} = 75.468 \text{ ton}$$

$$Mn_{superior33} = 17.796 \text{ ton}$$

- **Con los Momentos Nominales calculados se procede a calcular la cortante última generada.**

$$Vu = \left(\frac{Mni + Mns}{hn} \right) * f$$

Donde:

$f = 1$ por ser un edificio de muros estructurales.

$$hn = 2.3 \text{ m}$$

$$Vu_{22superior} = 15.525 \text{ ton}$$

$$Vu_{33superior} = 65.817 \text{ ton}$$

- **A la cortante última calculada se le debe agregar la cortante generada por las cargas de servicio amplificadas sin sismo.**

Tabla N°32 Cortante generado por 1.25(CM+CV) sin sismo

COLUMNA	Vui2	Vui3	Vus2	Vus3
C3	0.1525	1.665	0.1525	1.665

$$Vu_{final22inferior} = 15.678 \text{ ton}$$

$$Vu_{final22superior} = 67.482 \text{ ton}$$

$$Vu_{final33inferior} = 15.678 \text{ ton}$$

$$Vu_{final33superior} = 67.482 \text{ ton}$$

- **Finalmente se calcula la resistencia total a cortante y se verifica que sea mayor que la cortante última calculada.**

$$\phi Vc = 0.85 * 0.53 * \sqrt{f'c} * \left(1 + \frac{Nu}{140Ag} \right) bw * d$$

$$\phi Vc = 21.201 \text{ ton.}$$

$$Vu_{final} > \phi Vc. \text{ (Necesita estribos)}$$

$$\text{Si } S = 10 \text{ cm}$$

$$\phi Vs = (Vu - \phi Vc)$$

$$\phi V_s = 60.788 \text{ ton}$$

$$\phi V_n = \phi V_c + \phi V_s = 81.989 \text{ ton}$$

Como $V_{u_{final}} < \phi V_n$

La columna C3 usara el siguiente arreglo:

Se necesita estribos 3/8": 1@ 0.05; 10@ 0.10; resto@ 0.25 m

Capítulo 21.4.3b:

Para este método utilizaremos las cortantes obtenidas de las combinaciones de carga de diseño, el cual tiene un factor de amplificación para sismo de 2.5.

DISEÑO EN CONCRETO ARMADO

- COMB1 : 1.4 CM + 1.7 CV
- COMB2 : 1.25 (CM+CV) ± 2.5Sx
- COMB3 : 1.25 (CM+CV) ± 2.5Sy
- COMB4 : 0.9 CM ± 2.5Sx
0.9 CM ± 2.5Sy
- COMB5 : Envolverte de Cargas

Donde:

CM : Carga muerta.

CV : Carga viva o sobrecarga.

Sx : Carga sísmica en dirección X.

Sy : Carga sísmica en dirección Y.

$$V_{u_{envolverte}} = 14.061 \text{ ton}$$

$$\phi V_c = 0.85 * 0.53 * \sqrt{f'_c} * \left(1 + \frac{Nu}{140Ag}\right) bw * d$$

$$\phi V_c = 16.827 \text{ ton.}$$

$V_{u_{diseño}} > \phi V_c$. (No necesita estribos; sin embargo, se cumple con el capítulo 21.4.5)

Si S=10 cm

$$\phi V_s = (V_u - \phi V_c)$$

$$\phi V_s = 60.788 \text{ ton}$$

$$\phi V_n = \phi V_c + \phi V_s = 77.616 \text{ ton}$$

Como $Vu_{capacidad} < \phi Vn$

La columna C3 usara el siguiente arreglo:

Se necesita estribos 3/8": 1@ 0.05; 10@ 0.10; resto@ 0.25 m

Luego de realizar los diseños por cortantes según los capítulos 21.4.3 y 21.4.5, escogemos el arreglo que cumpla con los ambos requerimientos en los capítulos mencionados:

Se necesita estribos 3/8": 1@ 0.05; 10@ 0.10; resto@ 0.25 m

8.3 SECCION FINAL DE LA COLUMNA:

La columna C3 usara el siguiente arreglo en todos los pisos

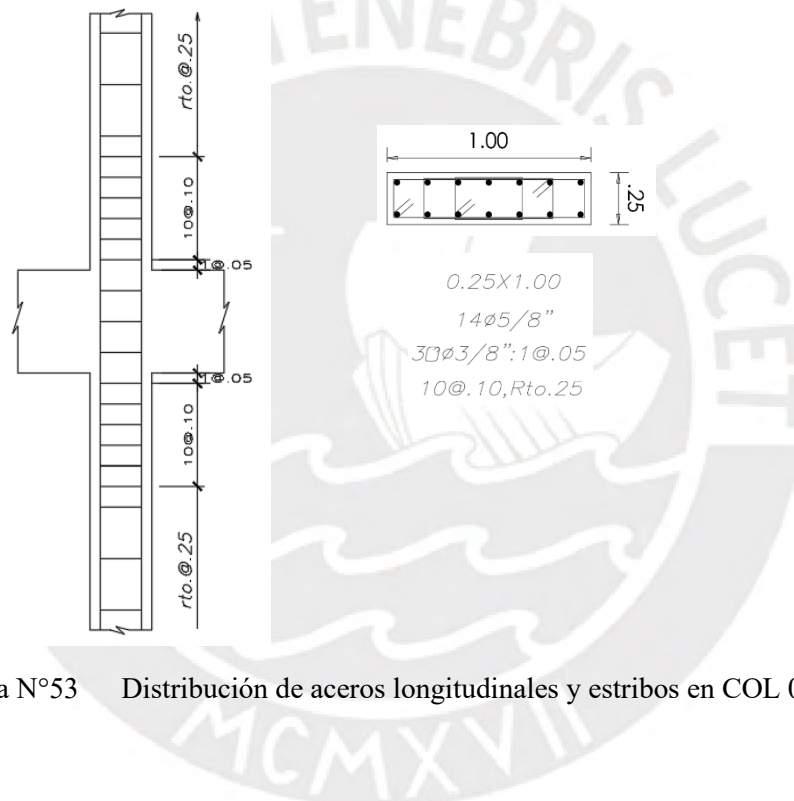


Figura N°53 Distribución de aceros longitudinales y estribos en COL 03

9 DISEÑO DE PLACAS

9.1 DISEÑO POR FLEXOCOMPRESIÓN:

Se diseñará el muro cortante PL-05 ubicada en los ejes 3/D, de dimensiones 0.25 x 3.40 m y que va desde la cimentación hasta el último nivel.

Del ETABS se procedió a extraer las cargas y realizar las combinaciones de cargas que sugiere la norma a fin de colocar estos puntos sobre el diagrama que se generó. Seguidamente, se exponen las cargas en todos los pisos y en las dos direcciones:

Tabla N°33 Resultados de las combinaciones de cargas

Piso	Placa	Tipo de carga	Ubicacion	P	V2	V3	T	M2	M3
				tonf	tonf	tonf	tonf-m	tonf-m	tonf-m
Piso 6	PL-5	CM	Bottom	-15.325	-2.731	-0.015	-0.025	-0.028	-3.861
Piso 6	PL-5	CV	Bottom	-1.732	-0.089	-0.004	-0.006	-0.009	0.282
Piso 6	PL-5	SISMODISEXX	Bottom	3.080	5.021	0.050	0.501	0.163	6.531
Piso 6	PL-5	SISMODISEYY	Bottom	5.111	9.072	0.003	0.461	0.011	30.849
Piso 5	PL-5	CM	Bottom	-32.264	-1.512	-0.004	-0.020	-0.031	-1.112
Piso 5	PL-5	CV	Bottom	-4.921	-0.297	-0.002	-0.008	-0.011	0.384
Piso 5	PL-5	SISMODISEXX	Bottom	6.425	7.973	0.123	0.573	0.268	10.914
Piso 5	PL-5	SISMODISEYY	Bottom	11.565	27.257	0.010	0.551	0.014	28.818
Piso 4	PL-5	CM	Bottom	-48.994	-1.820	-0.010	-0.022	-0.047	0.316
Piso 4	PL-5	CV	Bottom	-8.073	-0.296	-0.003	-0.009	-0.015	0.516
Piso 4	PL-5	SISMODISEXX	Bottom	9.905	9.775	0.126	0.555	0.545	20.998
Piso 4	PL-5	SISMODISEYY	Bottom	19.649	38.755	0.007	0.574	0.022	53.668
Piso 3	PL-5	CM	Bottom	-65.512	-1.631	-0.007	-0.019	-0.055	2.066
Piso 3	PL-5	CV	Bottom	-11.190	-0.261	-0.002	-0.009	-0.017	0.731
Piso 3	PL-5	SISMODISEXX	Bottom	13.349	11.076	0.176	0.512	0.965	34.799
Piso 3	PL-5	SISMODISEYY	Bottom	28.909	48.504	0.010	0.555	0.039	116.496
Piso 2	PL-5	CM	Bottom	-81.718	-1.556	-0.011	-0.019	-0.077	3.762
Piso 2	PL-5	CV	Bottom	-14.251	-0.235	-0.003	-0.008	-0.023	0.969
Piso 2	PL-5	SISMODISEXX	Bottom	16.359	13.087	0.159	0.404	1.354	55.910
Piso 2	PL-5	SISMODISEYY	Bottom	38.025	61.564	0.006	0.461	0.045	224.021
Piso 1	PL-5	CM	Bottom	-98.133	-0.744	-0.006	-0.010	-0.080	7.291
Piso 1	PL-5	CV	Bottom	-17.255	-0.113	-0.002	-0.004	-0.025	1.450
Piso 1	PL-5	SISMODISEXX	Bottom	18.623	16.517	0.491	0.218	2.799	96.073
Piso 1	PL-5	SISMODISEYY	Bottom	45.350	61.830	0.036	0.240	0.144	369.839

Con los datos obtenidos, se procede a realizar una amplificación de cargas para ambos sentidos (Eje X y Eje Y) considerando las amplificaciones sugeridas por la norma E.060 de Concreto Armado.

Tabla N°34 : Resultados de las combinaciones de cargas con Sismo XX

COMBO	1.4M+1.7V		1.25(M+V)+Sx		1.25(M+V)-Sx		0.9M+Sx		0.9M-Sx	
	Mu	Pu	Mu	Pu	Mu	Pu	Mu	Pu	Mu	Pu
6°	-0.05	-24.40	0.12	-18.24	-0.21	-24.40	0.14	-10.71	-0.19	-16.87
5°	-0.06	-53.53	0.22	-40.06	-0.32	-52.91	0.24	-22.61	-0.30	-35.46
4°	-0.09	-82.32	0.47	-61.43	-0.62	-81.24	0.50	-34.19	-0.59	-54.00
3°	-0.11	-110.74	0.87	-82.53	-1.06	-109.23	0.92	-45.61	-1.01	-72.31
2°	-0.15	-138.63	1.23	-103.60	-1.48	-136.32	1.28	-57.19	-1.42	-89.91
1°	-0.15	-166.72	2.67	-125.61	-2.93	-162.86	2.73	-69.70	-2.87	-106.94

Tabla N°35 : Resultados de las combinaciones de cargas con Sismo XX

COMBO	1.4M+1.7V		1.25(M+V)+Sy		1.25(M+V)-Sy		0.9M+Sy		0.9M-Sy	
	Mu	Pu	Mu	Pu	Mu	Pu	Mu	Pu	Mu	Pu
6°	-4.93	-24.40	26.38	-16.21	-35.32	-26.43	27.37	-8.68	-34.32	-18.90
5°	-0.90	-53.53	27.91	-34.92	-29.73	-58.05	27.82	-17.47	-29.82	-40.60
4°	1.32	-82.32	54.71	-51.69	-52.63	-90.98	53.95	-24.45	-53.38	-63.74
3°	4.13	-110.74	119.99	-66.97	-113.00	-124.79	118.36	-30.05	-114.64	-87.87
2°	6.91	-138.63	229.94	-81.94	-218.11	-157.99	227.41	-35.52	-220.64	-111.57
1°	12.67	-166.72	380.77	-98.88	-358.91	-189.59	376.40	-42.97	-363.28	-133.67

Para dimensionar los núcleos de confinamiento y las varillas de acero en la placa se ha considerado los aportes de la norma E.060 y el aporte del ingeniero Blanco, donde menciona que se debe dimensionar un núcleo considerando un 15% del área total del elemento siempre y cuando los esfuerzos en la base de la placa sean mayores a $0.2 \cdot f'c$.

En el siguiente cuadro se mostraran los resultados de los esfuerzos en la base del elemento, esfuerzo limite del elemento, Centro de compresiones del elemento y el centro de compresiones limite permitido, todo obtenido desde el programa ETABS.

Boundary Element Check (ACI 18.10.6.3, 18.10.6.4)

Station Location	ID	Edge Length (m)	Governing Combo	P _u tonf	M _u tonf-m	Stress Comp tonf/m ²	Stress Limit tonf/m ²	C Depth m	C Limit m
Top-Left	Leg 1	0.33507	1.25(CM+CV)+DINYY	181.6714	-166.2296	558.84	420	0.67015	0.75556
Top-Right	Leg 1	0.33507	1.25(CM+CV)+DINYY	181.6714	194.7207	618	420	0.67015	0.75556
Bottom-Left	Leg 1	0.35062	1.25(CM+CV)+DINYY	189.5855	-358.9129	968.19	420	0.69062	0.75556
Bottom-Right	Leg 1	0.35062	1.25(CM+CV)+DINYY	189.5855	380.7652	1013.56	420	0.69062	0.75556

Figura N°54 : Resultados obtenidos en la base de la placa PL-05

De la tabla mostrada se obtiene que el esfuerzo de compresion (stress comp) se encuentra entre 55 y 102 kg/cm².

Debido a que $f'_c=210\text{kg/cm}^2$, el esfuerzo maximo(stress limit) es $0.2*f'_c= 42 \text{ kg/cm}^2$.

Como los resultados son mayores que los maximos permitidos, entonces se procede a dimensionar los nucleos de confinamiento.

Luego verificamos que estas cargas se encuentren dentro del diagrama de interacción generada por la distribución de acero sugerida. Para ello, primero partimos desde el acero mínimo en la sección la cual se calcula en base al capítulo 11.10.7 y 11.10.8 de la norma E.060.

$$\phi V_c = 0.85 * \alpha_c * \sqrt{f'_c} * A_c w$$

Para calcular el valor α_c se utiliza el capítulo 11.10.5 de la norma E.060.

$$H_m = 17.1 \text{ m}$$

$$L_m = 3.40 \text{ m}$$

$$H_m/L_m = 5.029, \text{ entonces } \alpha_c = 0.53$$

$$\phi V_c = 15.668 \text{ ton}$$

V_u-análisis= 62.901 ton, entonces V_u – análisis > ϕV_c

Por lo tanto, las cuantías a utilizar serán las siguientes:

$$\rho_h\text{-mínimo}=0.0025, \rho_v\text{-mínimo}= 0.0025$$

Sección a utilizar:

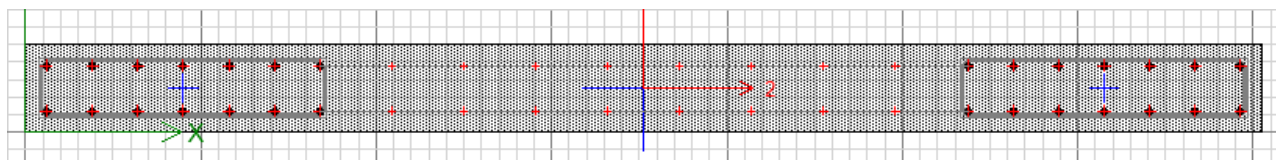


Figura N°55 : Distribución de acero en la placa PL-5

A partir de la sección planteada, se ha podido realizar el presente diagrama de interacción y ubicar las cargas finales para verificar si se encuentran dentro del mismo.

Luego de la iteración, para poder cumplir con los requerimientos de carga, se obtuvo el siguiente arreglo vertical:

Para los núcleos de confinamiento de 90 cm se utilizó 16 varillas de $\phi 5/8''$ y para la zona central varillas de $\phi 3/8'' @ 0.225$.

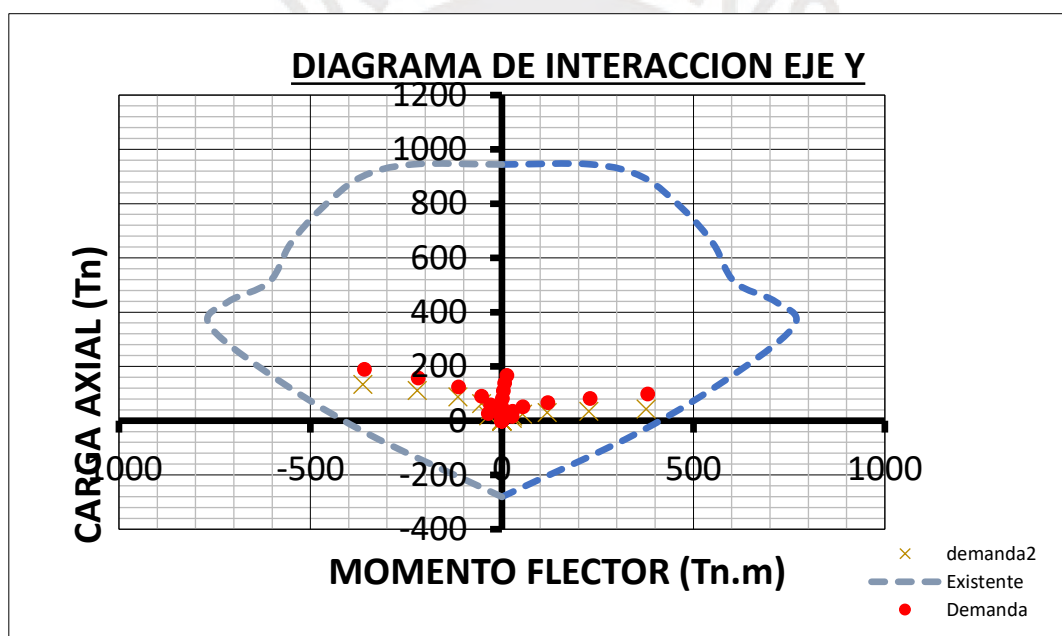


Figura N°56 Diagrama de interacción en YY para la placa PL-05 con los puntos (Mu, Pu)

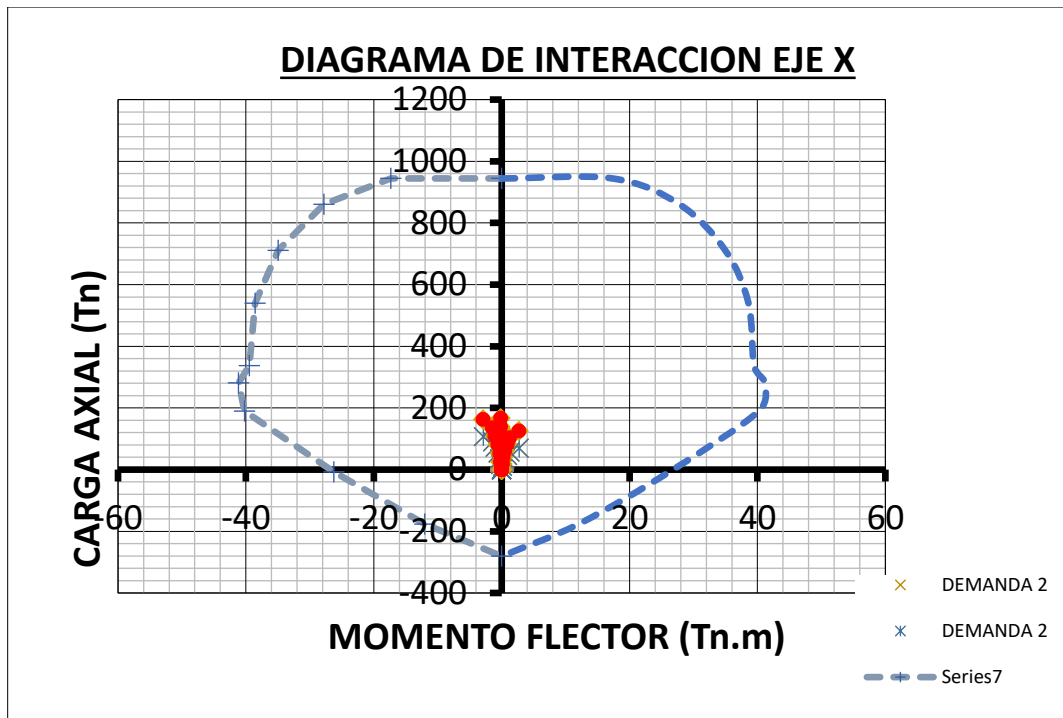


Figura N°57 : Diagrama de interacción en XX para la placa PL-05 con los puntos (Mu, Pu)

Con la sección pre-dimensionada y la cantidad de acero colocado, las combinaciones de cargas están dentro de la curva de interacción, lo que nos lleva a concluir que el diseño es eficiente.

9.2 DISEÑO POR CORTE POR CAPACIDAD

Para este tipo de diseño utilizaremos las cortantes obtenidas de los momentos nominales extraídas del diagrama de interacción nominal de la sección. Estas cortantes se utilizarán al igual que las cortantes y momentos del análisis.

P_u -análisis= 157.98 ton

V_u -análisis= 63.803 ton

M_u -análisis=218.107 ton.m

Con P_u -análisis y el Diagrama de Interacción Nominal, se obtiene:

M_n =635.599 ton.m

Por lo tanto:

$$V_u = V_u - \text{análisis} * \left(\frac{M_n}{M_u - \text{análisis}} \right)$$

V_u = 185.931 ton.

$$\phi V_c = 0.85 * \alpha_c * \sqrt{f'_c} * b * d$$

$$\emptyset V_c = 44.39 \text{ ton}$$

$$V_s = 166.515 \text{ ton}, \rho_h = 0.00048$$

Como $\rho_h < \rho_{h\text{-mínima}} = 0.0025$, se utiliza la cuantía mínima para el diseño.

Se necesita $\emptyset 3/8'' @ 0.225$ horizontal

Se necesita $\emptyset 3/8'' @ 0.225$ vertical

9.3 SECCION FINAL DE LA PLACA

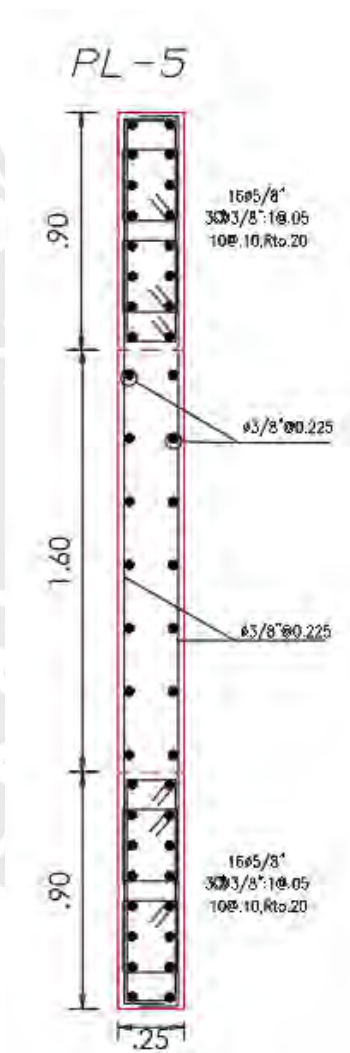


Figura N°58 : Disposición final de refuerzo de acero longitudinal y estribos

10 DISEÑO DE CIMENTACIONES

En este capítulo de diseño de cimentaciones en concreto armado se debe tener en cuenta algunas consideraciones:

10.1 CONSIDERACIONES DE DISEÑO

○ DIMENSIONAMIENTO DE LA ZAPATA AISLADA.

Esta sección parte del cálculo de las dimensiones de las zapatas, para lo cual se utilizan las cargas en servicio provenientes de los elementos verticales. Para lo expuesto, se debe realizar una verificación por gravedad y una por sismo. Para la verificación por sismo, la Norma E.060, en el acápite 15.2.4, permite realizar un incremento de 30% a la presión admisible del suelo. Las verificaciones señaladas deben realizarse en ambas direcciones.

A continuación, para el cálculo del área de la zapata se utiliza la siguiente ecuación:

$$\sigma_{adm} = P/A$$

Una vez obtenida el área de la zapata se realiza la verificación por sismo, para lo cual se utiliza la siguiente expresión::

$$\sigma = P/BxL \pm 6M/BxL^2$$

○ CARGAS DE SERVICIO

Después de obtenerse el área de la zapata, se procede a realizar las combinaciones de cargas:

$$CS = CM + CV$$

$$CS = CM + CV \pm 0.8CS$$

En este caso, se utiliza la expresión anterior para obtener el σ_{zapata} .

○ CARGA ÚLTIMA

Después de haberse obtenido el área de la zapata, se realizan las combinaciones de cargas:

$$CU = 1.4CM + 1.7CV$$

$$CU = 1.25 (CM + CV) \pm CS$$

$$CU = 0.9CM \pm CS$$

Para ello, se utiliza la expresión anterior para obtener el σ_{ult} , esfuerzo más desfavorable.

○ DISEÑO POR PUNZONAMIENTO:

En este trabajo académico, las zapatas no llevan refuerzo por corte, para lo cual es necesario encontrar un peralte efectivo "d" para que el concreto pueda resistir estos esfuerzos por sí solo. La sección crítica de punzonamiento se encuentra a una distancia "d/2" de las caras del elemento vertical, para lo cual se asume un "d" y se calcula el perímetro de la sección crítica "Bo" así como su área "Ao" y se calculan V_u y ϕV_c .

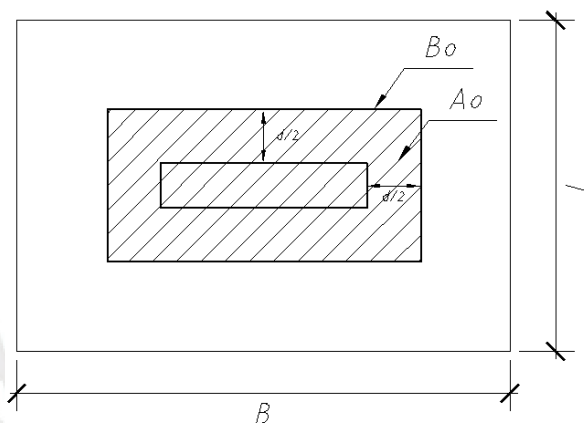


Figura N°59 : Esquema de diseño por punzonamiento

$$V_u = \sigma_{ult} * (A - A_o)$$

Para el cálculo del ϕV_c se utiliza el capítulo 11.12.2 de la norma E.060:

$$\phi V_c = 0.85 * 1.06 * \sqrt{f'_c} * B_o * d$$

Se debe cumplir: $\phi V_c \geq V_c$, de no ser así, se aumenta el peralte efectivo "d" de la zapata.

○ DISEÑO POR CORTANTE:

Para este caso, la sección crítica se encuentra a "d" de la cara del elemento.

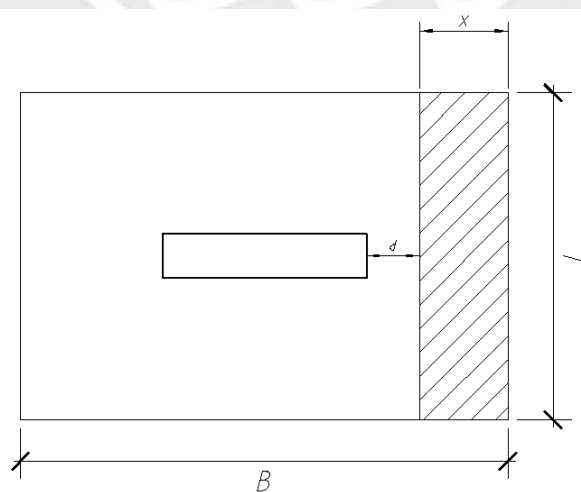


Figura N°60 : Esquema de diseño por cortante

Se calculan V_u y ϕV_c :

$$V_u = \sigma_{ult} * L * x$$

$$\phi V_c = 0.85 * 0.53 * \sqrt{f'_c} * b * d$$

Se debe cumplir:

$$\phi V_c \geq V_c$$

En caso no se cumpla la ecuación, se debe aumentar el peralte efectivo "d" de la zapata.

○ DISEÑO POR FLEXIÓN:

Para el diseño por flexión, se debe calcular el momento último de diseño de la M_u con la siguiente expresión:

$$M_u = \sigma_{ult} * c^2 * L / 2$$

Donde el valor de "c" corresponde al valor del volado más crítico.

Con el M_u se procede a calcular la cantidad de acero necesaria para un metro de ancho de la misma forma que para el diseño por flexión de vigas. Asimismo, se debe tener en consideración una cuantía mínima de acero de 0.0018.

10.2 DISEÑO DE UNA ZAPATA CONECTADA

10.2.1 Zapata conectada de la columna C-02 y C-03

La columna C-03 es un elemento ubicado en el centro del terreno que se encuentra ubicado cerca al patio, mientras que C-02 se ubica en el límite de propiedad. Las cargas de los elementos se obtienen por el programa computarizado (ETABS).

Tabla N°36: Cargas utilizadas para el diseño de la zapata de COL 03 (coloreado en verde)

Piso	Columna	Carga	Pu(ton)	M22(ton.m)	M33(ton.m)
Piso 1	C3	CM	-74.2839	-0.0171	0.0573
Piso 1	C3	CV	-14.7037	0.0258	0.0112
Piso 1	C3	DINXX	8.5942	12.1836	0.0408
Piso 1	C3	DINYY	13.2273	3.5084	0.4673

Tabla N°37: Cargas utilizadas para el diseño de la zapata de COL 02 (coloreado en verde)

Piso	Columna	Carga	Pu(ton)	M22(ton.m)	M33(ton.m)
Piso 1	C2	CM	-34.7044	0.4236	-0.0295
Piso 1	C2	CV	-3.5126	0.1083	-0.0006
Piso 1	C2	DINXX	16.0811	2.3546	0.7629
Piso 1	C2	DINYY	24.9779	10.3458	0.2263

Cuadro resumen de las cargas utilizadas:

Tabla N°38: Resumen de cargas utilizadas para el diseño

C-02		C-03	
Bcol(m)	1.00	Bcol(m)	0.25
Lcol(m)	0.25	Lcol(m)	1.00
Pm(ton)	34.70	Pm(ton)	74.28
Pv(ton)	3.51	Pv(ton)	14.70
Psx(ton)	16.08	Psx(ton)	8.59
Psy(ton)	24.98	Psy(ton)	13.23
Mmx(ton.m)	0.42	Mmx(ton.m)	0.02
Mvx(ton.m)	0.11	Mvx(ton.m)	0.03
Msx(ton.m)	10.35	Msx(ton.m)	12.18
Mmy(ton.m)	0.03	Mmy(ton.m)	0.06
Mvy(ton.m)	0.00	Mvy(ton.m)	0.01
Msy(ton.m)	0.76	Msy(ton.m)	0.47

C-02	
Pm+Pv(ton)	38.22
Mmx+Mvx(ton.m)	0.53
Mmy+Mvy(ton.m)	0.03

C-03	
Pm+Pv(ton)	88.99
Mmx+Mvx(ton.m)	0.04
Mmy+Mvy(ton.m)	0.07

10.2.1.1 Predimensionamiento de la zapata conectada

Para poder comenzar con el diseño de la cimentación, se necesita comenzar el diseño con dimensiones mínimas de cada zapata; la cual se obtiene con la siguiente formula.

$$\sigma_{adm} = 0.9 \times 40 = 36 \text{ ton/m}^2$$

o **C-02:**

$$P = (38.22) \times 1.20 = 45.86 \text{ ton}$$

Se calcula el área:

$$\text{Area} = Pt \cdot k / (\sigma \cdot Red \sigma)$$

$$\text{Area} = 1.24 \text{ m}^2$$

Solo se necesita 1.24 m² para cumplir con las solicitudes, sin embargo, por las dimensiones de los elementos se opta por mayores valores.

$$\mathbf{B = 0.6 \text{ m } L = 2.20 \text{ m}}$$

o **C-03:**

$$P = (88.99) \times 1.05 = 93.44 \text{ ton}$$

Se calcula el área:

$$\text{Área} = 2.53 \text{ m}^2$$

Solo se necesita 2.53 m² para cumplir con las solicitudes, sin embargo, por las dimensiones de los elementos se opta por mayores valores.

$$\mathbf{B = 2.0 \text{ m } L = 1.30 \text{ m}}$$

10.2.1.2 Verificación por gravedad (CM+CV)

Para poder comenzar con la verificación de las presiones de la cimentación, se necesita conocer cuáles son las cargas que soporta el elemento.

$$\text{Peso Propio Zapata} = 0.60 \times 2.40 = 1.44 \text{ ton/m}^2$$

$$\text{Peso de Suelo sobre Zapata} = 0.90 \times 1.80 = 1.62 \text{ ton/m}^2$$

$$\text{Peso de Acabados} = 0.12 \text{ ton/m}^2$$

$$S/C = 0.25 \text{ ton/m}^2$$

$$\mathbf{CM = zapata + relleno + Acabados = 3.18 \text{ ton/m}^2}$$

$$\mathbf{CV = 0.25 \text{ ton/m}^2}$$

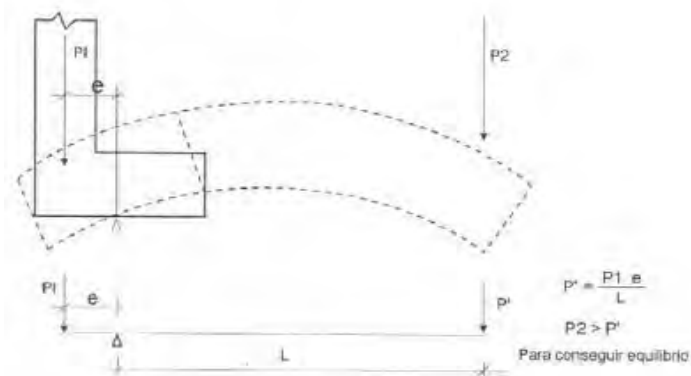


Figura N°61 Cargas que soporta la viga de cimentación

Tabla N°39 Resultados obtenidos para el diseño de la zapata conectada

C-02		C-03	
Excentricidad	0.38	Volado Longitudinal(m)	0.60
Volado Longitudinal(m)	0.80	Volado Transversal(m)	0.50
Volado Transversal(m)	0.60		
R1(C-02) (ton)	42.15	$P_1 + P_1 \cdot (e/L) - (M_1 + M_2)/L$	
R2(C-03) (ton)	85.05	$P_2 - P_1 \cdot (e/L) + (M_1 + M_2)/L$	

Calculando los esfuerzos, a partir de la siguiente fórmula:

$$\sigma = P/BxL \pm 6M/BxL^2$$

o **C-02:**

$$\sigma = 22.65 \text{ ton/m}^2 < 40 \text{ ton/m}^2$$

$$\sigma = 22.49 \text{ ton/m}^2 < 40 \text{ ton/m}^2$$

o **C-03:**

$$\sigma = 34.26 \text{ ton/m}^2 < 40 \text{ ton/m}^2$$

$$\sigma = 34.00 \text{ ton/m}^2 < 40 \text{ ton/m}^2$$

10.2.1.3 Verificación por sismo (CM+CV+-0.8CS)

La Norma E.060 permite aumentar en un 30% la presión admisible del suelo:

$$\sigma_{adm} = 52 \text{ ton/m}^2.$$

CASO 1 (CM+CV+0.8CS):

$$\sigma = PBxL + PsBxL \pm 6(Mx + Ms)BxL^2$$

Tomando como referencia la Figura N°61 obtenemos los resultados de las cargas

$$\begin{aligned} R1(C-02) \text{ (ton)} &= 42.15 & P1 + P1*(e/L) - (M1 + M2)/L \\ R2(C-03) \text{ (ton)} &= 85.05 & P2 - P1*(e/L) + (M1 + M2)/L \end{aligned}$$

○ **C-02:**

$$\sigma = 34.97 \text{ ton/m}^2 < 52 \text{ ton/m}^2$$

$$\sigma = 34.81 \text{ ton/m}^2 < 52 \text{ ton/m}^2$$

○ **C-03:**

$$\sigma = 35.09 \text{ ton/m}^2 < 52 \text{ ton/m}^2$$

$$\sigma = 34.83 \text{ ton/m}^2 < 52 \text{ ton/m}^2$$

CASO 2 (CM+CV-0.8CS):

○ **C-02:**

$$\sigma = 10.34 \text{ ton/m}^2 < 52 \text{ ton/m}^2$$

$$\sigma = 10.17 \text{ ton/m}^2 < 52 \text{ ton/m}^2$$

○ **C-03:**

$$\sigma = 33.43 \text{ ton/m}^2 < 52 \text{ ton/m}^2$$

$$\sigma = 33.17 \text{ ton/m}^2 < 52 \text{ ton/m}^2$$

CASO 3 (SISMO TRANSVERSAL):

○ **C-02:**

$$\sigma = 38.36 \text{ ton/m}^2 < 52 \text{ ton/m}^2$$

$$\sigma = 34.03 \text{ ton/m}^2 < 52 \text{ ton/m}^2$$

○ **C-03:**

$$\sigma = 40.41 \text{ ton/m}^2 < 52 \text{ ton/m}^2$$

$$\sigma = 38.38 \text{ ton/m}^2 < 52 \text{ ton/m}^2$$

10.2.1.4 Resumen de esfuerzos

○ **C-02:**

	Servicio	Amplificados
σ_{cm-cv} (ton/m ²)	22.65	36.24
σ_{csx} (ton/m ²)	34.97	43.71
σ_{csy} (ton/m ²)	10.34	12.92
σ_{csT} (ton/m ²)	38.36	47.95
σ_{max}		47.95

○ **C-03:**

	Servicio	Amplificados
σ_{cm-cv} (ton/m ²)	34.26	54.81
σ_{csx} (ton/m ²)	35.09	43.86
σ_{csy} (ton/m ²)	33.43	41.78
σ_{csT} (ton/m ²)	40.41	50.51
σ_{max}		54.81

10.2.1.5 Diseño de la zapata conectada

10.2.1.5.1 Punzonamiento

○ **C-02:**

Utilizando un $d = 0.5$ m y teniendo un área igual a 2.20 m².

$$B_o = 4.5 \text{ m } A_o = 1.13 \text{ m}^2$$

$$V_u = 51.306 \text{ ton}$$

$$\phi V_c = 293.78 \text{ ton. Se observa que: } \phi V_c \geq V_u \text{ (ok)}$$

○ **C-03:**

Utilizando un $d = 0.5$ m y teniendo un área igual a 2.64 m².

$$B_o = 4.5 \text{ m } A_o = 1.13 \text{ m}^2$$

$$V_u = 82.772 \text{ ton}$$

$$\phi V_c = 293.78 \text{ ton. Se observa que: } \phi V_c \geq V_u \text{ (ok)}$$

10.2.1.5.2 Cortante

○ C-02:

Utilizando un $d = 0.5$ m.

$V_u = 4.795$ ton

$\phi V_c = 32.64$ ton. Se observa que: $\phi V_c \geq V_u$ (ok)

○ C-03:

Utilizando un $d = 0.5$ m.

$V_u = 5.481$ ton

$\phi V_c = 32.64$ ton. Se observa que: $\phi V_c \geq V_u$ (ok)

1 \square 3/8": 1@0.05, resto@0.25

10.2.1.5.3 Flexión

• C-02:

Volado Longitudinal

$M_u = 15.34$ ton x m, se requiere: $A_s = 8.27$ cm²/m

$A_{smin} = 0.0018 \times 100 \times 60 = 10.8$ cm²/m > 8.27 cm²/m por lo que se diseña con acero mínimo

Se utilizarán: **1 ϕ 5/8"@ 15 cm**

Volado Transversal

$M_u = 8.63$ ton x m, se requiere: $A_s = 4.61$ cm²/m

$A_{smin} = 0.0018 \times 100 \times 60 = 10.8$ cm²/m > 4.61 cm²/m por lo que se diseña con acero mínimo

Se utilizarán: **1 ϕ 5/8"@ 15 cm**

• C-03:

Volado longitudinal

$M_u = 9.87$ ton x m, se requiere: $A_s = 5.28$ cm²/m

$A_{smin} = 0.0018 \times 100 \times 60 = 10.8$ cm²/m > 5.28 cm²/m por lo que se diseña con acero mínimo.

Se utilizarán: **1 ϕ 5/8"@ 15 cm**

Volado Transversal

$M_u = 5.99$ ton x m, se requiere: $A_s = 3.19$ cm²/m

$A_{smin} = 0.0018 \times 100 \times 60 = 10.8$ cm²/m > 3.19 cm²/m por lo que se diseña con acero mínimo

Se utilizarán: **1 ϕ 5/8"@ 15 cm**

10.2.1.6 Diseño de la viga de cimentación

10.2.1.6.1 Diagrama de envolvente de la viga

Tabla N°40 : Fuerzas sobre vida de cimentación a partir de las siguientes combinaciones de carga

Combinaciones de carga	Vu2(ton)	Vu1(ton)
1.4CM+1.7CV	4.53	54.56
1.25(CM+CV)+S	5.79	63.85
1.25(CM+CV)-S	3.29	31.69
0.9CM+S	4.42	47.32
0.9CM-S	3.72	15.15

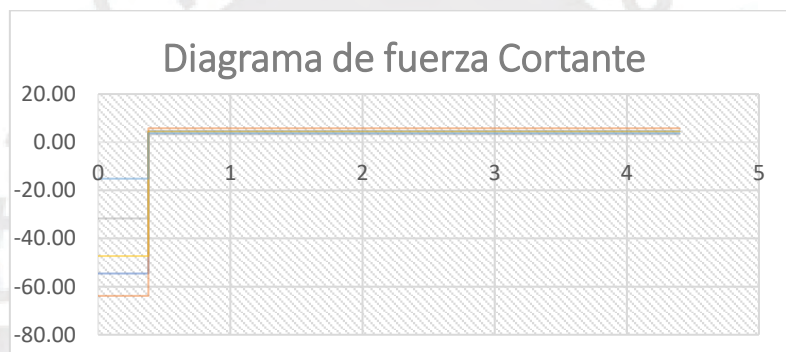


Figura N°62 Diagrama de fuerza cortante de la viga de cimentación

Tabla N°41 : Fuerzas sobre vida de cimentación a partir de las siguientes combinaciones de carga

Combinaciones de carga	Mui-(ton.m)	Mui+(ton.m)	Mud-(ton.m)
1.4CM+1.7CV	-19.88	0.85	-19.10
1.25(CM+CV)+S	-13.25	11.01	-14.48
1.25(CM+CV)-S	-2.36	9.68	-4.81
0.9CM+S	-7.25	10.73	-8.73
0.9CM-S	-4.21	1.55	-14.82

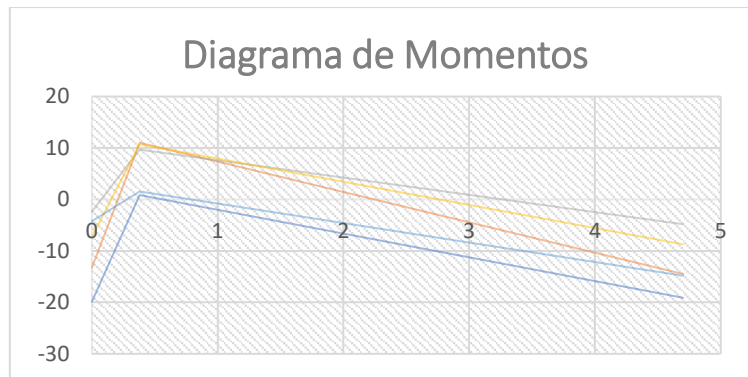


Figura N°63 Diagrama de momentos sobre viga de cimentación

10.2.1.6.2 Cortante

Utilizando un $d = 0.64$ m y una longitud de viga igual a 4.4m

$V_u = 5.787$ ton

$\phi V_c = 10.45$ ton

$V_s < 0$ ton

$S_{max1} = 32.00$ cm

$S_{max2} = 68.16$ cm

1 \square 3/8": 1@0.05 , resto@0.25

10.2.1.6.3 Flexión

$M_u = 63.852$ ton.m*(0.38)-13.25

$M_u = 11.01$ ton x m, se requiere: $A_s = 4.59$ cm²/m

$A_{smin} = 3.86$ cm²/m < 4.59 cm²/m

Se utilizarán: **3 ϕ 5/8"(Superior)**.

10.2.1.7 Sección final

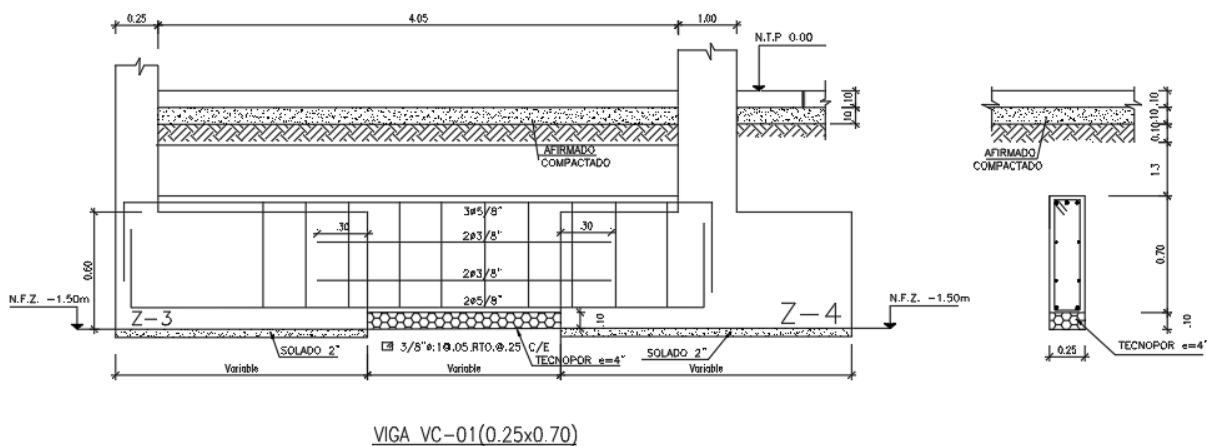


Figura N°64 : Distribución de refuerzos final de viga de cimentación (vista en planta)

11 DISEÑO DE LA CISTERNA

En este capítulo, que compete el diseño de este elemento estructural, debemos diseñar de manera independiente la losa base, la losa de techo y las paredes.

En este caso la losa de techo es una losa en dos direcciones; por ello, se utilizará el programa SAP200 para obtener su diagrama de momentos.

11.1 DISEÑO DE LA LOSA BASE

Diseño por Flexión:

Para el diseño de la base de la cisterna, se procederá a diseñar con el acero mínimo para ambos lados, esto se debe a que el peso que aporta el líquido y el peso propio se contrarresta con el aporte del suelo.

$$A_s \text{ mín} = 0.0018 * b * h = 3.55 \text{ cm}^2 (\phi 3/8 @ 0.20)$$

Diseño por Cortante:

Para este análisis se tomarán los valores más críticos de ambos casos

$$Vu_{\text{diseño}} = Vu - wu * d$$

$$\phi Vc = 0.85 * 0.53 * \sqrt{f'c} * bw * d$$

Tabla N°42 Valores para diseño por cortante de cisterna

d(cm)	Vu(ton)	w(ton/m)	Vu.diseño(ton)	ϕVc (ton)
17.00	1.50	2.24	1.11	11.1

$Vu_{\text{diseño}} < \phi Vc$. Debido a que $Vu < \phi Vc$ no será necesario subir la sección.

11.2 DISEÑO DE LA TAPA (LOSA DE TECHO)

o Metrado de Cargas:

- Carga Muerta:
Peso Propio= $2.4 * 0.2 = 0.48 \text{ ton/m}^2$
- Carga Viva:
CV= 2.50 ton/m^2
- Carga de Líquido:
C.L= $1 \text{ ton/m}^3 * 1.6 = 1.6 \text{ ton/m}^2$

Calculando la carga última: $CU=1.4CM++1.7CV+1.4CL$

○ **Diagrama de momentos:**

Ingresando las cargas obtenidas anteriormente, se obtiene el siguiente diagrama.

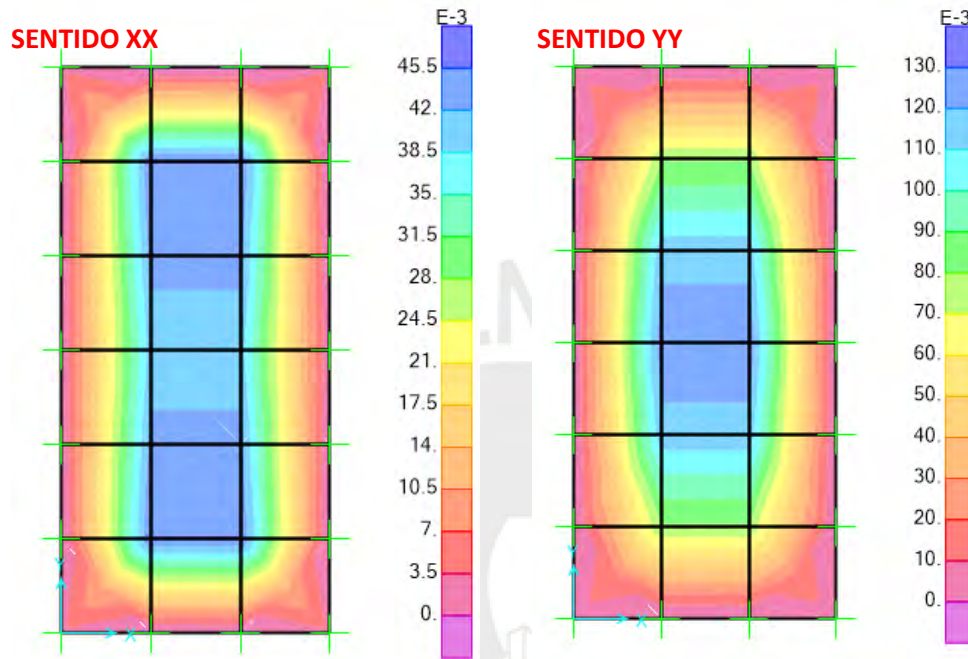


Figura N°65 Diagrama de momentos en el eje XX y eje YY

○ **Diseño por Flexión:**

Debido a que es una losa con una relación de 1 a 2 entre sus dimensiones, se puede diseñar considerando que es una losa en una dirección; sin embargo, para efectos de este tipo de elemento se diseña en 2 direcciones. Los momentos a utilizar en el diseño son los más críticos.

$$M = 0.044 \text{ ton/m}$$

$$As_{\text{mín}} = 0.0018 * b * h = 3.55 \text{ cm}^2 (\phi 3/8 @ 0.20)$$

$$a = d - \sqrt{d^2 - \frac{2 * Mu}{\phi * 0.85 * f_c * b * e}} = 0.016 \text{ cm}$$

$$As = \frac{Mu}{\phi * f_y * x \left(d - \frac{a}{2}\right)} = 0.069 \text{ cm}^2 < As_{\text{mín}}. \text{ Se usa acero mínimo.}$$

Se colocará $\phi 3/8 @ 0.20$.

$$M + = 0.126 \text{ ton/m}$$

$$As \text{ m\u00edn} = 0.0018 * b * h = 3.55 \text{ cm}^2 (\phi 3/8 @ 0.20)$$

$$a = 0.046 \text{ cm}$$

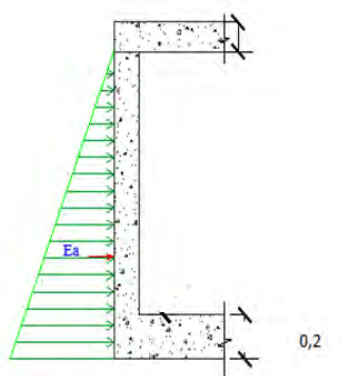
$$As = 0.196 \text{ cm}^2 < As \text{ m\u00edn}. \text{ Se usa acero m\u00ednimo.}$$

Se colocará $\phi 3/8 @ 0.20$.

11.3 DISE\u00d1O DE LAS PAREDES

Con respecto al dise\u00f1o de las paredes, este elemento se tomar\u00e1 a la pared como un muro s\u00f3tano con espesor 0.20 m.

- o **An\u00e1lisis del Elemento:**
- ✓ **Caso donde solo existe empuje de suelo (cisterna vac\u00eda y enterrada):**



$$E_{\text{suelo}} = \gamma_s * H^2 / 2 * K_a$$

$$E_{\text{suelo}} = 2 \text{ ton/m}^3 * 2.40^2 / 2 * 0.33$$

$$E_{\text{suelo}} = 1.90 \text{ ton/m}$$

$$E_u = 1.7 * E_{\text{suelo}} = 3.23 \text{ ton}$$

Figura N\u00b066 : An\u00e1lisis bajo presi\u00f3n de suelo

$$M_u = 1.19 \text{ ton.m}$$

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

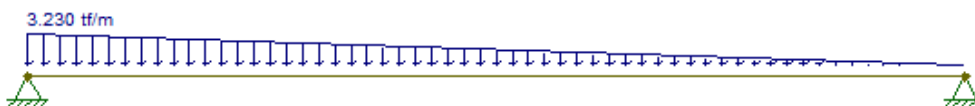


Figura N\u00b067 : Distribuci\u00f3n de cargas, con cisterna vac\u00eda, sobre pared de cisterna

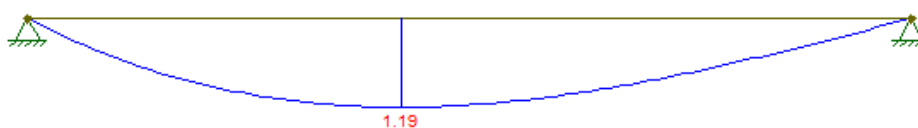


Figura N\u00b068 : Diagrama de momentos flectores, con cisterna vac\u00eda, en pared de cisterna

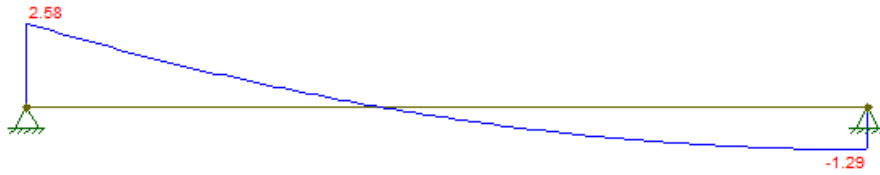
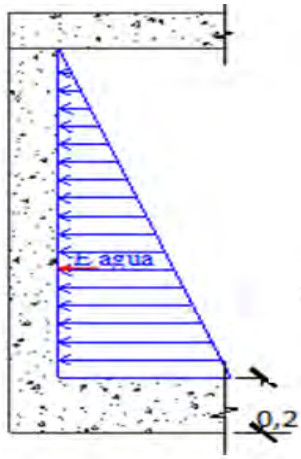


Figura N°69 : Diagrama de fuerzas cortantes, con cisterna vacía, en pared de cisterna

✓ **Caso donde solo existe empuje de agua (Prueba hidráulica):**



$$E_{\text{agua}} = \gamma_{\text{agua}} \left(\frac{h^2}{2} \right)$$

$$E_{\text{agua}} = 1 \text{ ton/m}^2 \cdot (1.4 \cdot 1.4 / 2)$$

$$E_{\text{agua}} = 0.98 \text{ ton/m}$$

$$E_u = 1.4 \cdot E_{\text{agua}} = 1.372 \text{ ton/m}$$

Figura N°70 : Análisis de pared bajo presión de agua

$$M_u = 0.26 \text{ ton.m}$$

$$V_u = 0.77 \text{ ton}$$

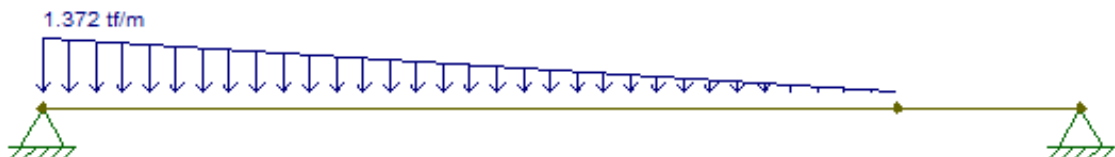


Figura N°71 : Distribución de cargas de pared de cisterna bajo presión de agua

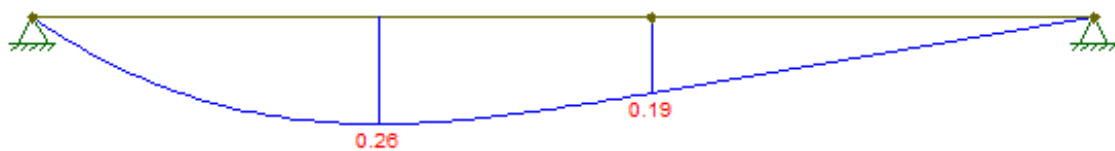


Figura N°72 : Diagrama de momento flector sobre pared de cisterna, bajo presión de agua

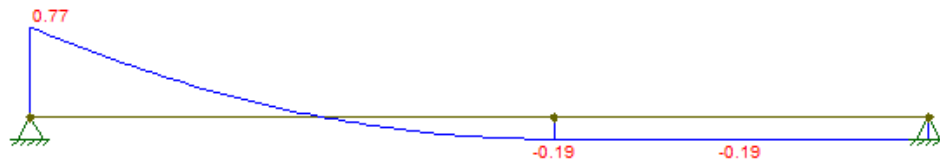


Figura N°73 : Diagrama de fuerza cortante sobre pared de cisterna, bajo presión de agua

○ **Diseño por Flexión:**

Este análisis requiere de los momentos más críticos de ambos casos

$$M + = 1.19 \text{ ton.m}$$

$$A_s \text{ mín} \pm = \frac{0.7 \times \sqrt{f_c} \times b \times d}{f_y} = 3.6 \text{ cm}^2/\text{m} \text{ (3/8" @0.20m)}$$

$$a = d - \sqrt{d^2 - \frac{2 \times M_u}{\phi \times 0.85 \times f_c \times b}} = 0.44 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{M_u}{\phi \times f_y \times \left(d - \frac{a}{2}\right)} = 1.875 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}} < A_s \text{ min.}$$

Se colocará $5\phi 3/8" = 3.55 \text{ cm}^2$ equivalente a $\phi 3/8" @ 0.20 \text{ m}$

○ **Diseño por Cortante:**

Para este análisis se tomarán los valores más críticos de ambos casos

$$V_{u \text{ diseño}} = V_u - w_u \times d$$

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

Tabla N°43 Valores para diseño por cortante de cisterna

d(cm)	Vu(ton)	w(ton/m)	Vu.diseño(ton)	ϕV_c (ton)
17.00	2.58	3.323	2.015	11.10

$$V_{u \text{ diseño}} < \phi V_c.$$

Debido a que $V_u < \phi V_c$ la sección es suficiente.

12 DISEÑO DE ESCALERAS

Las escaleras de los edificios se modelan, normalmente, como losas armadas en una dirección, apoyadas en los muros de las cajas de escaleras, las cuales son diseñadas bajo cargas de gravedad únicamente, debido a que no proporcionan ninguna rigidez lateral.

El diseño de las escaleras es muy similar al diseño de losas macizas; para ello se aplicarán los mismos criterios de diseño por flexión y cortante. Sin embargo, para esta viga, que en realidad no es horizontal, sino inclinada, y su carga repartida se puede calcular de la siguiente manera: Se supone un espesor de garganta $e=15\text{cm}$ ($\text{Luz libre} < 4.5\text{m}$), que permite calcular el peso de la losa inclinada junto con los pasos y contrapasos mediante la presente expresión (San Bartolomé 1998):

$$P_p = \gamma_{\text{concreto}} \times \left[\frac{cp}{2} + t \sqrt{1 + \left(\frac{cp}{P}\right)^2} \right]$$

Dónde:

Cp: Contrapaso

P: Paso

T: Espesor garganta

Diseño de la escalera DUPLEX:

La escalera tiene las siguientes dimensiones:

- Paso 25.00 cm.
- Contrapaso 17.50 cm.
- Garganta 15.00 cm.
- Descanso 15.00 cm
- Longitud entre apoyos 3.65 m

Metrado de cargas:

$$W_u. \text{ Escale.} = 1.4 \times (0.65 + 0.10) + 1.7 \times 0.20 = 1.39 \text{ ton/m}$$

$$W_u. \text{ Descanso.} = 1.4 \times (0.36 + 0.10) + 1.7 \times 0.20 = 0.984 \text{ ton/m}$$

MODELO ESTRUCTURAL DEL ELEMENTO:



Figura N°74 : Modelo de escalera (punto de quiebre)

Tramo 1:

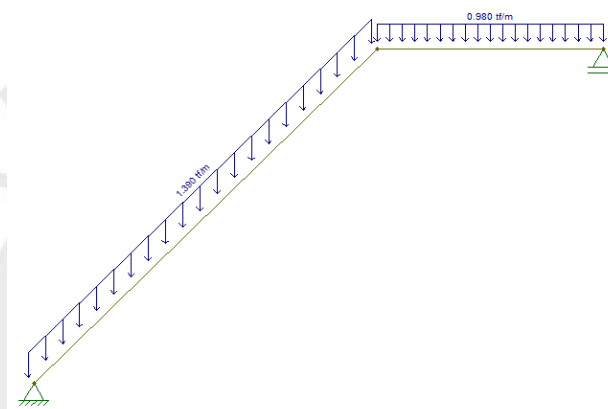


Figura N°75 : Análisis del tramo 1 de escalera

Tramo 2-4-6-8:

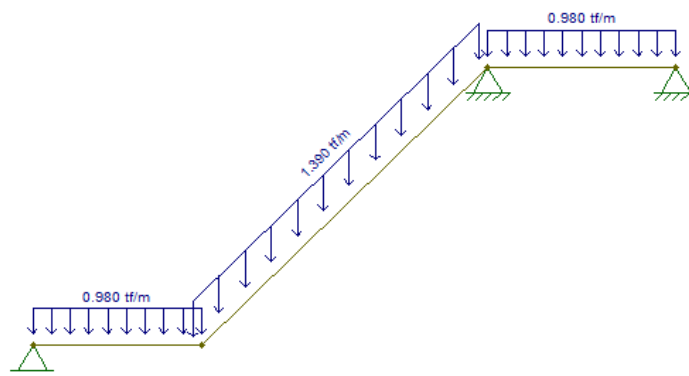


Figura N°76 : Análisis del tramo 2-4-6-8 de escalera

Tramo 3-5-7:

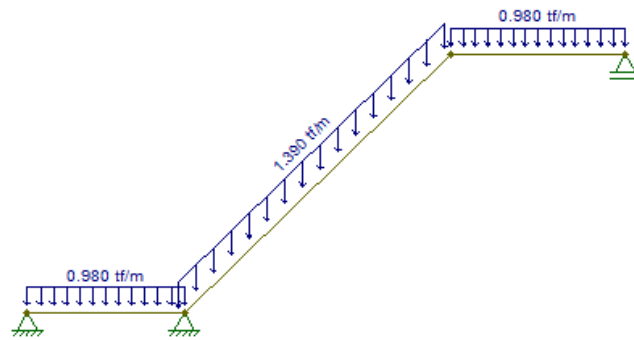


Figura N°77 : Análisis del tramo 3-5-7 de escalera

DIAGRAMAS DE MOMENTOS:

Para el cálculo de los diagramas de la escalera asimilamos el elemento a una viga simplemente apoyada.

Tramo 1:

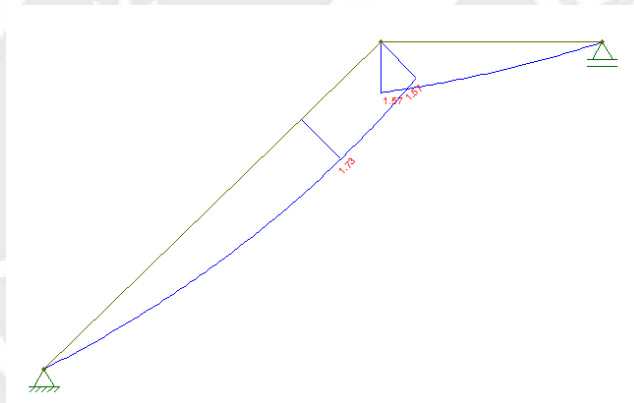


Figura N°78 : Diagrama de momentos del tramo 1

Tramo 2-4-6-8:

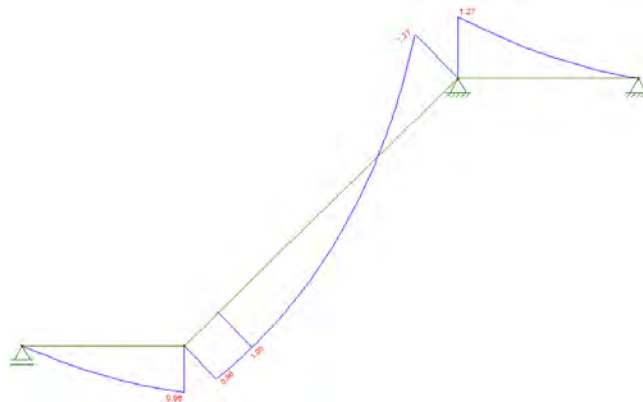


Figura N°79 Figura 13.0.5. Diagrama de momentos del tramo 2-4-6-8

Tramo 3-5-7:

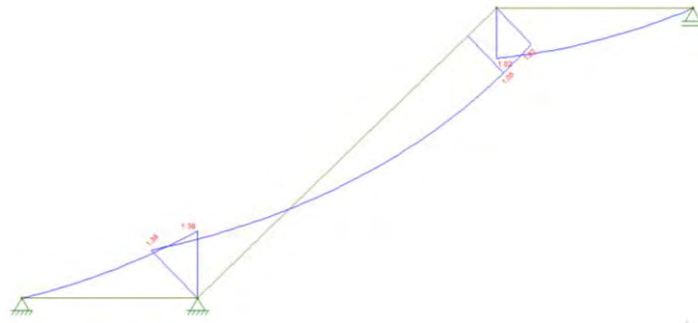


Figura N°80 : Diagrama de momentos del tramo 3-5-7

12.1 DISEÑO POR FLEXIÓN

Para el diseño de momento positivo y negativo vamos a aplicar el capítulo 5.1 del presente documento.

TRAMO 1:

$$M_{u+} = 1.73 \text{ ton.m}$$

$$b = 100 \text{ cm.}$$

$$d = 12 \text{ cm. (Considerando un recubrimiento de 3 cm)}$$

$$A_{s \text{ mín}} = 0.0018b * h = 2.7 \text{ cm}^2$$

$$a = d - \sqrt{d^2 - \frac{2 * M_u}{\phi * 0.85 * f_c * b * e}} = 0.934 \text{ cm}$$

$$A_s(+)= \frac{M_u}{\phi * f_y * x \left(d - \frac{a}{2} \right)} = 0.40 \text{ cm}^2 < A_{s \text{ mín}}$$

Se colocará $\phi 3/8'' @ 0.175 \text{ m}$ equivalente a 3.986 cm^2

TRAMO 3:

$$M_{u-} = 1.38 \text{ ton.m}$$

$$b = 100 \text{ cm.}$$

$$d = 12 \text{ cm. (Considerando un recubrimiento de 3 cm)}$$

$$A_{s \text{ mín}} = 0.0018b * h = 2.7 \text{ cm}^2$$

$$a = 0.739 \text{ cm}$$

$$A_s(-) = 3.139 \text{ cm}^2 < A_{s \text{ mín}}$$

Se colocará $\phi 3/8'' @ 0.20 \text{ m}$ equivalente a 3.55 cm^2

$$Mu+= 1.05 \text{ ton.m}$$

$$b = 100 \text{ cm.}$$

$$d = 12\text{cm. (Considerando un recubrimiento de 3cm)}$$

$$As_{\text{mín}} = 0.0018b * h = 2.7 \text{ cm}^2$$

$$a = 0.558 \text{ cm}$$

$$As(+)= 2.37 \text{ cm}^2 < As_{\text{mín}}$$

Se colocará $\phi 3/8'' @ 0.25 \text{ m}$ equivalente a 2.84 cm^2 .

DESCANSO:

$$Mu-= 1.38 \text{ ton.m}$$

$$b = 100 \text{ cm.}$$

$$d = 17\text{cm. (Considerando un recubrimiento de 3cm)}$$

$$As_{\text{mín}} = 0.0018b * h = 3.6 \text{ cm}^2$$

$$a = 0.513 \text{ cm}$$

$$As(-)= 2.18 \text{ cm}^2 < As_{\text{mín}}$$

Se colocará $\phi 3/8'' @ 0.20 \text{ m}$ equivalente a 3.55 cm^2

$$Mu+= 1.05 \text{ ton.m}$$

$$b = 100 \text{ cm.}$$

$$d = 17\text{cm. (Considerando un recubrimiento de 3cm)}$$

$$As_{\text{mín}} = 0.0018b * h = 3.6 \text{ cm}^2$$

$$a = 0.389 \text{ cm}$$

$$As(+)= 1.653 \text{ cm}^2 < As_{\text{mín}}$$

Se colocará $\phi 3/8'' @ 0.20 \text{ m}$ equivalente a 3.55 cm^2

12.2 DISEÑO POR CORTANTE

Escalera:

Tabla N°44: Valores para diseño por cortante de tramo inclinado de escalera

d(cm)	Vu(ton)	w(ton/m)	Vu.diseño(ton)	$\phi Vc(\text{ton})$
12.00	2.20	1.39	2.03	7.834

$Vu_{\text{diseño}} < \phi Vc$. Debido a que $Vu < \phi Vc$ es suficiente.

Descanso:

Tabla N°45 : Valores para diseño por cortante de tramo de descanso de escalera

d(cm)	Vu(ton)	w(ton/m)	Vu.diseño(ton)	ϕVc (ton)
17	1.84	1.39	1.60	11.098

$Vu_{diseño} < \phi Vc$. Debido a que $Vu < \phi Vc$ es suficiente.



13 PRESUPUESTO DEL CASCO

13.1 METRADO DE MATERIALES

Se puede concluir como cálculo o cuantificación por partidas de la cantidad de obra a ejecutar. Para efectos de este cálculo se utilizará el programa Excel donde se detallará de forma ordenada cada uno de los valores obtenidos en el presente proyecto.

13.2 ÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS (APU)

Es la determinación del precio unitario de una actividad o partida a ejecutar en una obra. En este se debe determinar las unidades de medida y los precios unitarios donde se toma en consideración no solo los materiales, equipos y mano de obra, sino también las circunstancias especiales en las que se va a realizar la obra.

Para efectos de este análisis se utilizará el programa S10 donde se detallará de forma ordenada cada uno de los valores obtenidos en el presente proyecto.

13.3 ANÁLISIS DE LOS COSTOS DIRECTOS DEL PROYECTO

Los costos directos son aquellos costos vinculados con la producción, de modo que su relación con el producto se ve inmersa en su valoración final. Este valor es calculado como la suma de los costos de materiales, equipos y mano de obra necesarios para la realización del proceso constructivo.

Para efectos de este análisis se utilizará el programa Excel donde se detallará de forma ordenada cada uno de los valores obtenidos en el presente proyecto.

13.4 ANÁLISIS DE LOS COSTOS INDIRECTOS DEL PROYECTO

Los costos indirectos son aquellos costos que no son directamente imputables a la producción de un bien o servicio particular. Es decir, los costos indirectos son aquellos en los que la empresa incurre durante el ejercicio de su actividad, cuya asignación es más complicada.

Este valor es calculado como la suma de los gastos y beneficios que se agregan a los costos directos y no están contenidas en estas. Estos gastos se representan en la necesidad de evaluar la administración de la obra, administración de campo y utilidad de la obra.

Para efectos de este análisis se utilizará el programa Excel donde se detallará de forma ordenada cada uno de los valores obtenidos en el presente proyecto.

13.5 IDENTIFICAR UTILIDAD DEL PROYECTO

Es el beneficio que se puede obtener al realizar una transacción económica. En el A.P.U se le asigna un porcentaje de utilidad a los costos derivados: Costos directos + Administrativos, generalmente se le da un rango de 5-10%.

Para efectos de este análisis se utilizará el programa S10 donde se detallará de forma ordenada cada uno de los valores obtenidos en el presente proyecto.



RESUMEN DE METRADOS

Proyecto : PROYECTO DE TESIS - LUIS ANGEL CALDERON CORDOVA /JHAYR ANTONY GIRALDO CHAVEZ

Fecha : 22/05/2023

ITEM	DESCRIPCION	UND.	METRADO
01	ESTRUCTURAS		
01.01	OBRAS PRELIMINARES		
01.01.01	TRAZO, NIVEL Y REPLANTEO DURANTE LA OBRA	m2	1,303.50
01.02	TRANSPORTE VERTICAL Y HORIZONTAL DE MATERIALES		
01.02.01	TRANSPORTE VERTICAL Y HORIZONTAL DE MATERIALES EN OBRA	glb	1.00
01.03	MOVIMIENTO DE TIERRAS		
01.03.01	EXCAVACION MASIVA CON MAQUINARIA	m3	190.11
01.03.02	ELIMINACION DE MATERIAL EXCEDENTE CON EQUIPO HASTA 10 km	m3	237.64
01.04	CONCRETO SIMPLE		
01.04.01	SOLADOS		
01.04.01.01	SOLADOS CONCRETO $f_c=100$ kg/cm ² $h=2$ "	m2	92.89
01.04.02	CIMIENTOS CORRIDOS		
01.04.02.01	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO NORMAL PARA CIMIENTOS CORRIDOS	m2	24.07
01.04.02.01	CIMIENTOS CORRIDOS MEZCLA 1:10 CEMENTO-HORMIGON 30% PIEDRA	m3	21.45
01.04.03	SOBRECIMENTOS		
01.04.03.01	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO NORMAL PARA SOBRECIMIENTO HASTA 0.30 m	m2	68.50
01.04.03.01	CONCRETO 1:8+25% PM PARA SOBRECIMENTOS	m3	3.75
01.04.04	FALSO PISO		
01.04.04.01	CONCRETO EN FALSOPISO MEZCLA 1:8 CEMENTO-HORMIGON $E=4$ "	m2	133.18
01.05	CONCRETO ARMADO		
01.05.01	ZAPATAS Y VIGAS DE CIMENTACION		
01.05.01.01	ENCOFRADO DE ZAPATAS	m2	82.20
01.05.01.02	ACERO $f_y=4200$ kg/cm ² GRADO 60 en ZAPATAS	kg	2,233.73
01.05.01.03	CONCRETO PARA ZAPATAS $f_c=210$ kg/cm ²	m3	54.02
01.05.01.04	CURADO CON AGUA PARA ZAPATAS	m2	82.11
01.05.01.05	ENCOFRADO DE VIGAS DE CIMENTACION	m2	73.28
01.05.01.06	ACERO $f_y=4200$ kg/cm ² GRADO 60 en VIGAS DE CIMENTACION	kg	1,103.84
01.05.01.07	CONCRETO EN VIGAS DE CIMENTACION $f_c=210$ kg/cm ²	m3	16.13
01.05.01.08	CURADO CON AGUA PARA VIGAS DE CIMENTACION	m2	30.38
01.05.02	COLUMNAS		
01.05.02.01	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO NORMAL EN COLUMNAS	m2	326.38
01.05.02.02	ACERO $f_y=4200$ kg/cm ² GRADO 60 en COLUMNAS	kg	11,097.62
01.05.02.03	CONCRETO PARA ZAPATAS $f_c=210$ kg/cm ²	m3	29.96
01.05.02.04	CURADO CON AGUA PARA COLUMNAS	m2	326.38
01.05.03	PLACAS		
01.05.03.01	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO NORMAL EN PLACAS	m2	1,051.42
01.05.03.02	ACERO $f_y=4200$ kg/cm ² GRADO 60 en PLACAS	kg	16,236.60
01.05.03.03	VCONCRETO EN PLACAS $f_c=210$ kg/cm ²	m3	129.75
01.05.03.04	CURADO CON AGUA	m2	1,051.42
01.05.04	VIGAS		
01.05.04.01	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO NORMAL EN VIGAS	m2	442.78
01.05.04.02	ACERO $f_y=4200$ kg/cm ² GRADO 60 en VIGAS	kg	10,567.34
01.05.04.03	CONCRETO EN VIGAS $f_c=210$ kg/cm ²	m3	63.48
01.05.04.04	CURADO CON AGUA	m2	744.73
01.05.05	LOSA ALIGERADA		
01.05.05.01	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO NORMAL EN LOSAS ALIGERADAS	m2	658.87
01.05.05.02	LADRILLO HUECO DE ARCILLA $h=15$ cm PARA TECHO ALIGERADO	pza	5,488.37
01.05.05.03	ACERO $f_y=4200$ kg/cm ² GRADO 60 en LOSAS ALIGERADAS	kg	2,540.18
01.05.05.04	CONCRETO EN LOSAS ALIGERADAS $f_c=210$ kg/cm ²	m3	59.30
01.05.05.05	CURADO CON AGUA	m2	658.87
01.05.06	LOSA MACIZA		
01.05.06.01	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO NORMAL EN LOSAS MACIZAS	m2	95.62
01.05.06.02	ACERO $f_y=4200$ kg/cm ² GRADO 60 en LOSAS MACIZAS	kg	1,150.06
01.05.06.03	CONCRETO EN LOSAS MACIZAS $f_c=210$ kg/cm ²	m3	19.12

ITEM	DESCRIPCION	UND.	METRADO
01.05.06.04	CURADO CON AGUA	m2	95.62
01.05.07	ESCALERAS		
01.05.07.01	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO NORMAL EN ESCALERAS	m2	66.19
01.05.07.02	ACERO $f_y=4200$ kg/cm2 GRADO 60 en ESCALERAS	kg	1,390.25
01.05.07.03	CONCRETO EN ESCALERAS $f_c=210$ kg/cm2	m3	13.10
01.05.07.04	CURADO CON AGUA	m2	62.55
01.05.08	CISTERNA		
01.05.08.01	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO NORMAL EN CISTERNA	m2	29.94
01.05.08.02	ACERO $f_y=4200$ kg/cm2 GRADO 60 en CISTERNA	kg	305.06
01.05.08.03	CONCRETO EN CISTERNA $f_c=210$ kg/cm2	m3	8.48
01.05.08.04	CURADO CON AGUA	m2	32.94
01.05.09	MURO DE CONCRETO e=0.10m		
01.05.09.01	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO NORMAL EN MUROS DE CONCRETO	m2	15.12
01.05.09.02	ACERO $f_y=4200$ kg/cm2 GRADO 60 en MUROS DE CONCRETO	kg	49.72
01.05.09.03	CONCRETO EN MUROS DE CONCRETO $f_c=210$ kg/cm2	m3	0.74
01.05.09.04	CURADO CON AGUA	m2	15.12
01.05.10	MUROS DE ALBAÑILERIA ARMADA		
01.05.10.01	MUROS DE ALBAÑILERIA ARMADA CON BLOQUES DE CONCRETO P-14		
01.05.10.01.01	MUROS DE ALBAÑILERIA ARMADA CON BLOQUES DE CONCRETO P-14	m2	62.38
01.05.10.02	MUROS DE ALBAÑILERIA ARMADA CON BLOQUES DE CONCRETO P-10		
01.05.10.02.01	MUROS DE ALBAÑILERIA ARMADA CON BLOQUES DE CONCRETO P-14	m2	937.95
01.05.11	PARAPETOS DE ALBAÑILERIA ARMADA		
01.05.11.01	PARAPETOS DE ALBAÑILERIA ARMADA	m2	73.80



ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

Proyecto : PROYECTO DE TESIS - LUIS ANGEL CALDERON CORDOVA /JHAYR ANTONY GIRALDO CHAVEZ
 Fecha : 22/05/2023

Partida	01.05.02.01	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO NORMAL EN COLUMNAS						
Rendimiento	m2/DIA	MO. 8.0000	EQ. 8.0000			Costo unitario por: m2	70.21	
Código	Descripción Recurso		Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.	
Mano de Obra								
0101010002	CAPATAZ		hh	0.1000	0.1000	31.46	3.15	
0101010003	OPERARIO		hh	1.0000	0.0320	26.22	26.22	
0101010004	OFICIAL		hh	1.0000	0.0320	20.60	18.65	
Materiales								
0201040001	PETROLEO D-2		gal		0.0500	20.99	1.05	
02040100010001	ALAMBRE NEGRO RECOCIDO N° 8		kg		0.3050	7.19	2.19	
02041200010005	CLAVOS PARA MADERA CON CABEZA DE 3"		kg		0.1500	4.00	0.60	
02041200010007	CLAVOS PARA MADERA CON CABEZA DE 4"		kg		0.1000	4.00	0.40	
0231010001	MADERA TORNILLO		p2		5.1600	3.20	16.51	
Equipos								
0301010006	HERRAMIENTAS MANUALES		%mo		3.000	48.020	1.44	
Partida	01.05.02.02	ACERO fy=4200 kg/cm2 GRADO 60 en COLUMNAS						
Rendimiento	kg/DIA	MO. 250.0000	EQ. 250.0000			Costo unitario por: kg	6.46	
Código	Descripción Recurso		Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.	
Mano de Obra								
0101010002	CAPATAZ		hh	0.2000	0.0064	31.46	0.20	
0101010003	OPERARIO		hh	1.0000	0.0320	26.22	0.84	
0101010004	OFICIAL		hh	1.0000	0.0320	20.60	0.66	
Materiales								
02040100010002	ALAMBRE NEGRO RECOCIDO N° 16		kg		0.0300	11.44	0.34	
0204030001	ACERO CORRUGADO fy = 4200 kg/cm2 GRADO 60		kg		1.0700	4.05	4.33	
Equipos								
0301010006	HERRAMIENTAS MANUALES		%mo		3.0000	48.02	1.44	
Partida	01.05.02.03	CONCRETO EN COLUMNAS f'c=210 kg/cm2						
Rendimiento	m3/DIA	MO. 12.0000	EQ. 12.0000			Costo unitario por : m3	486.98	
Código	Descripción Recurso		Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.	
Mano de Obra								
0101010002	CAPATAZ		hh	0.1000	0.0667	31.46	2.10	
0101010003	OPERARIO		hh	1.0000	0.6667	26.22	17.48	
0101010004	OFICIAL		hh	1.0000	0.6667	20.60	13.73	
0101010005	PEON		hh	8.0000	5.3333	18.65	99.47	
01010100060002	OPERADOR DE EQUIPO LIVIANO		hh	3.0000	2.0000	27.12	54.24	
Materiales								
02070100010002	PIEDRA CHANCADA 1/2"		m3		0.9000	54.15	48.74	
02070200010002	ARENA GRUESA		m3		0.4000	60.00	24.00	
0207070001	AGUA PUESTA EN OBRA		m3		0.1800	13.56	2.44	
0213010001	CEMENTO PORTLAND TIPO I (42.5 kg)		bol		9.0000	22.50	202.50	
0231010001	MADERA TORNILLO		p2		0.0833	3.20	0.27	

Equipos

03012900010002	VIBRADOR DE CONCRETO 4 HP 1.25"	hm	1.0000	0.6667	7.00	4.67
03012900030001	MEZCLADORA DE CONCRETO 11 P3 (23 HP)	hm	1.0000	0.6667	16.00	10.67
03013400010009	ANDAMIO METALICO	hm	1.0000	0.6667	10.00	6.67

Partida	01.05.10.01.01	MUROS DE ALBAÑILERIA ARMADA CON BLOQUES DE CONCRETO P-14				
Rendimiento	m2/DIA	MO. 15.0000	EQ. 15.0000	Costo unitario por : m2	71.73	

Código	Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.
Mano de Obra						
0101010003	OPERARIO	hh	0.7000	0.3733	26.2200	9.79
0101010005	PEON	hh	0.6000	0.3200	18.6500	5.97
Materiales						
0204030001	ACERO CORRUGADO fy = 4200 kg/cm2 GRADO 60	kg		0.7900	4.05	3.20
0216030002	LADRILLO SILICOCALCAREO P14	und		7.8000	4.55	35.49
02220900010005	SIKADUR 31 MORTERO EPOXICO	kg		0.0100	147.06	1.47
0297010001	MORTERO GRUESO	bol		0.4200	6.40	2.69
0297010002	MORTERO FINO	kg		0.1500	6.00	0.90
0298010001	CONCRETO LIQUIDO	m3		0.4000	6.70	2.68
Equipos						
0301010006	HERRAMIENTAS MANUALES	%mo		3.0000	48.02	1.44
03013400010009	ANDAMIO METALICO	hm	1.7000	0.9067	10.00	9.07

Partida	01.05.10.01.01	MUROS DE ALBAÑILERIA ARMADA CON BLOQUES DE CONCRETO P-10				
Rendimiento	m2/DIA	MO. 15.0000	EQ. 15.0000	Costo unitario por : m2	71.73	

Código	Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.
Mano de Obra						
0101010003	OPERARIO	hh	0.7000	0.3733	26.2200	9.79
0101010005	PEON	hh	0.6000	0.3200	18.6500	5.97
Materiales						
0204030001	ACERO CORRUGADO fy = 4200 kg/cm2 GRADO 60	kg		0.7900	4.05	3.20
0216030003	LADRILLO SILICOCALCAREO P10	und		7.8000	4.55	35.49
02220900010005	SIKADUR 31 MORTERO EPOXICO	kg		0.0100	147.06	1.47
0297010001	MORTERO GRUESO	bol		0.4200	6.40	2.69
0297010002	MORTERO FINO	kg		0.1500	6.00	0.90
0298010001	CONCRETO LIQUIDO	m3		0.4000	6.70	2.68
Equipos						
0301010006	HERRAMIENTAS MANUALES	%mo		3.0000	48.02	1.44
03013400010009	ANDAMIO METALICO	hm	1.7000	0.9067	10.00	9.07

GASTOS GENERALES

Proyecto	: PROYECTO DE TESIS - LUIS ANGEL CALDERON CORDOVA /JHAYR ANTONY GIRALDO CHAVEZ
Fecha	: 22/05/2023

GASTOS VARIABLES**PERSONAL NECESARIO EN OBRA**

a) Personal de obra	Cantidad	Tiempo	Costo	Participación	Parcial	Total
Ing. Residente de Obra	1.0	3.00	6000.00	100.00%	18,000.00	
Ing. Costos y Presupuestos	1.0	3.00	3500.00	100.00%	10,500.00	
Ing. Asistente de Obra(campo)	1.0	3.00	2500.00	100.00%	7,500.00	
Especialista Prevencionista en Seguridad	1.0	3.00	3500.00	100.00%	10,500.00	57,900.00
Almacenero	1.0	3.00	1900.00	100.00%	5,700.00	
Guardian	1.0	3.00	1900.00	100.00%	5,700.00	
b) Leyes laborales			57,900.00	13.00%	7,527.00	7,527.00
c) Otros gastos						
Elementos de prevención COVID19		3.00	500.00	100.00%	1,500.00	
Implementos de Seguridad para staff		3.00	500.00	100.00%	1,500.00	
Implementos de Seguridad anti covid		3.00	750.00	100.00%	2,250.00	
Alquiler de Laptop		3.00	100.00	100.00%	300.00	8,400.00
Alquiler de Proyector		3.00	200.00	100.00%	600.00	
Ensayos de materiales en obra		3.00	750.00	100.00%	2,250.00	
Total en obra:						73,827.00

PERSONAL NECESARIO EN OFICINAS

a) Personal en oficina del contratista	Cantidad	Tiempo	Costo	Participación	Parcial	Total
Administrador	1.0	3.00	500.00	50.00%	750.00	1,500.00
Secretaría	1.0	3.00	500.00	50.00%	750.00	
b) Leyes laborales			1,500.00	13.00%	195.00	195.00
c) Otros gastos						
Consumo de agua potable		3.0	200.00	100.00%	600.00	
Consumo de luz eléctrica		3.0	200.00	100.00%	600.00	
Útiles de oficina y dibujo, Telefonía		3.0	200.00	100.00%	600.00	2,400.00
Muebles y enseres		3.0	200.00	100.00%	600.00	
Total en obra:						4,095.00

GASTOS FINANCIEROS

a) Cartas fianza	Cantidad	Tiempo	Costo	Participación	Parcial	Total
Cartas Fianzas		1.00	324,853.60	0.25%	812.13	
Ad. Directo+Ad. Mat.+Fiel cumplimiento				40.00%		812.13
b) Poliza CAR		1.00	2,801.71	100.00%	2,801.71	2,801.71
Total en obra:						3,613.84

GASTOS FIJOS

GASTOS DE LICITACION

a) Gastos de licitación	Costo	Participación	Parcial	Total
Gastos de licitación	1,130.53	100.00%	1,130.53	2,754.80
Sencico (0.2% del C.D.)	1,624.27	100.00%	1,624.27	
			Total en obra:	2,754.80

CUADRO RESUMEN

Costo Directo	=	812,134.01	
Gastos Generales Variables	=	81,535.84	
Total personal de obra	=	73,827.00	
Total personal de oficina	=	4,095.00	
Total gastos financieros	=	3,613.84	
Gastos Generales Fijos	=	2,754.80	
Total gastos de licitación	=	2,754.80	
Total Gastos Generales	=	84,290.64	(10.3789%)



PRESUPUESTO

Proyecto : PROYECTO DE TESIS - LUIS ANGEL CALDERON CORDOVA /JHAYR ANTONY GIRALDO CHAVEZ

Fecha : 22/05/2023

ITEM	DESCRIPCION	UND.	METRADO	P.U.	PARCIAL
01	ESTRUCTURAS				
01.01	OBRAS PRELIMINARES				
01.01.01	TRAZO, NIVEL Y REPLANTEO DURANTE LA OBRA	m2	1,303.50	1.82	2,372.37
01.02	TRANSPORTE VERTICAL Y HORIZONTAL DE MATERIALES				
01.02.01	TRANSPORTE VERTICAL Y HORIZONTAL DE MATERIALES EN OBRA	glb	1.00	12,000.00	12,000.00
01.03	MOVIMIENTO DE TIERRAS				
01.03.01	EXCAVACION MASIVA CON MAQUINARIA	m3	190.11	18.18	3,456.20
01.03.02	ELIMINACION DE MATERIAL EXCEDENTE CON EQUIPO HASTA 10 km	m3	237.64	12.34	2,932.48
01.04	CONCRETO SIMPLE				
01.04.01	SOLADOS				
01.04.01.01	SOLADOS CONCRETO $f_c=100$ kg/cm ² h=2"	m2	92.89	16.00	1,486.24
01.04.02	CIMIENTOS CORRIDOS				
01.04.02.01	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO NORMAL PARA CIMIENTOS CORRIDOS	m2	24.07	48.87	1,176.30
01.04.02.01	CIMIENTOS CORRIDOS MEZCLA 1:10 CEMENTO-HORMIGON 30% PIEDRA	m3	21.45	223.06	4,784.64
01.04.03	SOBRECIMENTOS				
01.04.03.01	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO NORMAL PARA SOBRECIMIENTO HASTA 0.30 m	m2	68.50	48.87	3,347.60
01.04.03.01	CONCRETO 1:8+25% PM PARA SOBRECIMENTOS	m3	3.75	280.75	1,052.81
01.04.04	FALSO PISO				
01.04.04.01	CONCRETO EN FALSOPISO MEZCLA 1:8 CEMENTO-HORMIGON E=4"	m2	133.18	32.50	4,328.35
01.05	CONCRETO ARMADO				
01.05.01	ZAPATAS Y VIGAS DE CIMENTACION				
01.05.01.01	ENCOFRADO DE ZAPATAS	m2	82.20	48.03	3,948.07
01.05.01.02	ACERO $f_y=4200$ kg/cm ² GRADO 60 en ZAPATAS	kg	2,233.73	6.46	14,429.90
01.05.01.03	CONCRETO PARA ZAPATAS $f_c=210$ kg/cm ²	m3	54.02	383.30	20,705.87
01.05.01.04	CURADO CON AGUA PARA ZAPATAS	m2	82.11	1.63	133.84
01.05.01.05	ENCOFRADO DE VIGAS DE CIMENTACION	m2	73.28	55.40	4,059.71
01.05.01.06	ACERO $f_y=4200$ kg/cm ² GRADO 60 en VIGAS DE CIMENTACION	kg	1,103.84	6.46	7,130.81
01.05.01.07	CONCRETO EN VIGAS DE CIMENTACION $f_c=210$ kg/cm ²	m3	16.13	390.02	6,291.02
01.05.01.08	CURADO CON AGUA PARA VIGAS DE CIMENTACION	m2	30.38	1.63	49.52
01.05.02	COLUMNAS				
01.05.02.01	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO NORMAL EN COLUMNAS	m2	326.38	70.21	22,915.14
01.05.02.02	ACERO $f_y=4200$ kg/cm ² GRADO 60 en COLUMNAS	kg	11,097.62	6.46	71,690.63
01.05.02.03	CONCRETO PARA ZAPATAS $f_c=210$ kg/cm ²	m3	29.96	486.98	14,589.92
01.05.02.04	CURADO CON AGUA PARA COLUMNAS	m2	326.38	1.63	532.00
01.05.03	PLACAS				
01.05.03.01	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO NORMAL EN PLACAS	m2	1,051.42	70.21	73,820.20
01.05.03.02	ACERO $f_y=4200$ kg/cm ² GRADO 60 en PLACAS	kg	16,236.60	6.46	104,888.44
01.05.03.03	VCONCRETO EN PLACAS $f_c=210$ kg/cm ²	m3	129.75	486.98	63,185.66
01.05.03.04	CURADO CON AGUA	m2	1,051.42	1.63	1,713.81
01.05.04	VIGAS				
01.05.04.01	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO NORMAL EN VIGAS	m2	442.78	92.38	40,904.02
01.05.04.02	ACERO $f_y=4200$ kg/cm ² GRADO 60 en VIGAS	kg	10,567.34	6.46	68,265.02
01.05.04.03	CONCRETO EN VIGAS $f_c=210$ kg/cm ²	m3	63.48	376.81	23,919.90
01.05.04.04	CURADO CON AGUA	m2	744.73	1.63	1,213.91
01.05.05	LOSA ALIGERADA				
01.05.05.01	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO NORMAL EN LOSAS ALIGERADAS	m2	658.87	61.87	40,764.29
01.05.05.02	LADRILLO HUECO DE ARCILLA h=15 cm PARA TECHO ALIGERADO	pza	5,488.33	3.30	18,111.49
01.05.05.03	ACERO $f_y=4200$ kg/cm ² GRADO 60 en LOSAS ALIGERADAS	kg	2,540.18	6.46	16,409.56
01.05.05.04	CONCRETO EN LOSAS ALIGERADAS $f_c=210$ kg/cm ²	m3	59.30	422.95	25,080.94
01.05.05.05	CURADO CON AGUA	m2	658.87	1.63	1,073.96
01.05.06	LOSA MACIZA				
01.05.06.01	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO NORMAL EN LOSAS MACIZAS	m2	95.62	61.87	5,916.01

PRESUPUESTO

Proyecto : PROYECTO DE TESIS - LUIS ANGEL CALDERON CORDOVA /JHAYR ANTONY GIRALDO CHAVEZ

Fecha : 22/05/2023

ITEM	DESCRIPCION	UND.	METRADO	P.U.	PARCIAL
01.05.06.02	ACERO fy=4200 kg/cm2 GRADO 60 en LOSAS MACIZAS	kg	1,150.06	6.46	7,429.39
01.05.06.03	CONCRETO EN LOSAS MACIZAS fc=210 kg/cm2	m3	19.12	422.95	8,086.80
01.05.06.04	CURADO CON AGUA	m2	95.62	1.63	155.86
01.05.07	ESCALERAS				
01.05.07.01	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO NORMAL EN ESCALERAS	m2	66.19	87.29	5,777.73
01.05.07.02	ACERO fy=4200 kg/cm2 GRADO 60 en ESCALERAS	kg	1,390.25	6.46	8,981.02
01.05.07.03	CONCRETO EN ESCALERAS fc=210 kg/cm2	m3	13.10	422.95	5,540.65
01.05.07.04	CURADO CON AGUA	m2	62.55	1.63	101.96
01.05.08	CISTERNA				
01.05.08.01	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO NORMAL EN CISTERNA	m2	29.94	87.29	2,613.46
01.05.08.02	ACERO fy=4200 kg/cm2 GRADO 60 en CISTERNA	kg	305.06	6.46	1,970.69
01.05.08.03	CONCRETO EN CISTERNA fc=210 kg/cm2	m3	8.48	463.09	3,927.00
01.05.08.04	CURADO CON AGUA	m2	32.94	1.63	53.69
01.05.09	MURO DE CONCRETO e=0.10m				
01.05.09.01	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO NORMAL EN MUROS DE CONCRETO	m2	15.12	70.21	1,061.58
01.05.09.02	ACERO fy=4200 kg/cm2 GRADO 60 en MUROS DE CONCRETO	kg	49.72	6.46	321.19
01.05.09.03	CONCRETO EN MUROS DE CONCRETO fc=210 kg/cm2	m3	0.74	486.98	360.37
01.05.09.04	CURADO CON AGUA	m2	15.12	1.63	24.65
01.05.10	MUROS DE ALBAÑILERIA ARMADA				
01.05.10.01	MUROS DE ALBAÑILERIA ARMADA CON BLOQUES DE CONCRETO P-14				
01.05.10.01.01	MUROS DE ALBAÑILERIA ARMADA CON BLOQUES DE CONCRETO P-14	m2	62.38	71.73	4,474.52
01.05.10.02	MUROS DE ALBAÑILERIA ARMADA CON BLOQUES DE CONCRETO P-10				
01.05.10.02.01	MUROS DE ALBAÑILERIA ARMADA CON BLOQUES DE CONCRETO P-14	m2	937.95	71.73	67,279.15
01.05.11	PARAPETOS DE ALBAÑILERIA ARMADA				
01.05.11.01	PARAPETOS DE ALBAÑILERIA ARMADA	m2	73.80	71.73	5,293.67

COSTO DIRECTO	S/.	812,134.01
GASTOS GENERALES (10.3789%)	S/.	84,290.64
UTILIDAD (5%)	S/.	40,606.70
SUB TOTAL	S/.	937,031.35
IGV (18%)	S/.	168,665.64
TOTAL	S/.	1,105,697.00

14 COMENTARIOS Y CONCLUSIONES

- El sistema estructural establecido al inicio del análisis estructural para ambos sentidos fue el correcto. Estos se pueden verificar cuando se calculó el porcentaje de fuerza cortante en el base absorbido por las placas los cuales se acercan al 96% en el eje X-X y 91% en el eje Y-Y.
- Durante el cálculo inelástico para ambos ejes, se obtuvieron los siguientes resultados: la deriva inelástica máxima del edificio correspondiente al eje "X" asciende a un valor de 5.18 %, mientras tanto, la deriva inelástica máxima del edificio correspondiente al eje "Y" asciende a un valor de 2.64 %. De los resultados que se obtuvieron en este trabajo, se puede señalar que los mayores desplazamientos realizados por nuestra edificación se obtienen en la dirección "X". Esto se debe a que la dirección "X" cuenta con una menor longitud de muros estructurales(placas) en comparación de las visualizadas en la dirección "Y", lo cual conlleva a la obtención de una menor rigidez lateral del primero respecto al segundo.
- De los resultados obtenidos, se calculó el valor de la fuerza de diseño para ambos ejes cartesianos. Mientras que para la dirección "X" se obtuvo una fuerza sísmica equivalente al 17.7% del peso total de la estructura, para la dirección "Y" se obtuvo una fuerza sísmica correspondiente al 20.8% del peso total de la misma. Podemos concluir que los valores obtenidos durante el presente análisis se encuentran dentro de los rangos esperados para las edificaciones con periodos cortos, los cuales menciona la NTE E.030, como el presente caso de estudio. Para la corroboración de esta información, se desprenden los resultados obtenidos correspondientes a los periodos de nuestra edificación en ambos ejes: para el eje "X" se cuenta con un periodo de 0.471 s. y para el eje "Y" se cuenta con un periodo de 0.346 s. Es preciso mencionar que una determinada estructura tiene un periodo corto cuando este es menor al valor de 0.5, de acuerdo a lo indicado en la Norma E.030 correspondiente al Reglamento Nacional de Edificaciones.
- Se realizó una comparación entre el metrado de cargas hecho por el programa computacional utilizado y uno hecho de forma manual. Al obtener similares resultados, se llegó a la conclusión de que dichos elementos cumplen con la hipótesis planteada

inicialmente. La que si tuve un poco más de diferencia fueron algunas vigas. Esto se debe a que los tabiques se modelan de forma simplificada.

- Para el diseño de vigas, en el caso de vigas sísmicas el espaciamiento del refuerzo transversal fue designado por los requisitos por confinamiento establecidos en el Capítulo 21 de la Norma E.060, los resultados obtenidos fueron mayores a los requerimientos por fuerza cortante del análisis.
- Para el diseño de columnas se utilizó la cuantía mínima. Esto se debe a que las cargas absorbidas por los elementos en mención era poca comparada con otros elementos verticales.
- El diseño de placas es variable en toda su altura. Esto se debe a que las solicitaciones del edificio afectan a cada piso de manera diferente. Por ello, se realizó un ajuste para poder optimizar la cuantía de acero y no obtener exceso en el diseño.
- Para el diseño de cimentaciones, se verificó que para algunos elementos la verificación por cortante y por punzonamiento cumplieran con un peralte menor al escogido. Sin embargo, se colocaron dichos peraltes debido a las consideraciones de desarrollo que necesitan las varillas de acero en tracción como en compresión.
- El uso de las unidades macizas silico-calcareas P-10 y P-14 comparadas con las unidades de arcilla utilizada para el asentado en muros de albañilería poseen un mejor comportamiento en cuanto a resistencia, aislamiento acústico, mayor resistencia a las sales y mayor resistencia térmica, debido a que la cantidad de vacíos es menor.
- El uso de las unidades macizas silico-calcareas P-10 y P-14 necesita mayor mano de obra calificada, sin embargo, comparado con las unidades de arcilla, solo necesita el solaqueo, empastado o tarrajeo de 1cm máximo como acabado final, lo que implica menor costo en acabados y una reducción en el presupuesto en las partidas de albañilería.
- Los muros de albañilería con unidades macizas silico-calcareas P-10 y P-14, pueden tener un acabado cara vista lo que implica un menor costo en acabados.
- La eficiencia para el asentado del muro de albañilería con unidades macizas silico-calcareas P-10 y P-14 es mayor debido a que todo material a utilizar se compra ya listo

para su uso, además, se pueden asentar muros de hasta 3m de altura debido a que el curado es mucho más rápido.

- Toda la información referente a los cotos de mano de obra, materiales y maquinarias utilizadas en el presente presupuesto de obra fueron extraídos de la revista de costos y presupuestos propuestos por CAPECO, sin embargo, cabe mencionar que los materiales varían su precio dependiendo de la ubicación y la demanda en el mercado.
- El presente proyecto se estructuro de manera que se cumpla con los requisitos que se especifican en las normas técnicas peruanas sin dejar de lado el factor costo, lo que género que se redujeran los más posible el uso de elementos estructurales verticales



15 REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

1. BLANCO BLASCO, Antonio
1997 Estructuración y Diseño de Edificaciones de Concreto Armado.
Tercera edición
Lima: Colegio de Ingenieros del Perú
2. SAN BARTOLOMÉ RAMOS, Ángel
1999 Análisis de Edificios. Primera edición.
Lima: Pontificia Universidad Católica del Perú, Publicaciones para la docencia
3. HARMSEN, Teodoro
2005 Diseño de Estructuras de Concreto Armado. Cuarta edición
Lima: Pontificia Universidad Católica del Perú
4. MUÑOZ PELAEZ, Alejandro
2009 Apuntes del Curso Ingeniería Antisísmica 1.
Lima: Pontificia Universidad Católica del Perú, Publicaciones para la docencia
5. OTTAZZI PASINO, GIANFRANCO
2015 Apuntes del Curso de Concreto Armado.
Lima: Pontificia Universidad Católica del Perú, Publicaciones para la docencia
6. Torres Balbín, Rudy Daniel
2019 Diseño estructural de un edificio de viviendas de Concreto Armado.
Lima: Pontificia Universidad Católica del Perú, Tesis para optar título de
Ingeniero civil, Facultad de Ciencias e Ingeniería
7. Gervasi Cam, Bruno Felipe; Nuñez Aima, Paulo Marco
2020 Diseño estructural de un edificio multifamiliar de concreto armado de 6
niveles.
Lima: Pontificia Universidad Católica del Perú, Tesis para optar título de
Ingeniero civil, Facultad de Ciencias e Ingeniería

8. Gómez Retamoso, Mayra Sheyla
2022 Diseño estructural en Concreto Armado de un edificio de vivienda multifamiliar de 5 pisos,
Lima: Pontificia Universidad Católica del Perú, Tesis para optar título de Ingeniero civil, Facultad de Ciencias e Ingeniería

9. Roncal Jaico, Juan Pablo
2017 Diseño estructural de un edificio multifamiliar de concreto armado de siete pisos en el distrito de San Isidro,
Lima: Pontificia Universidad Católica del Perú, Tesis para optar título de Ingeniero civil, Facultad de Ciencias e Ingeniería

10. NORMA TÉCNICA DE EDIFICACIONES E.020 - Cargas
2006 Reglamento nacional de edificaciones. SENCICO,2006

11. NORMA TÉCNICA DE EDIFICACIONES E.030 – Diseño Sismoresistente
2019 Reglamento nacional de edificaciones. SENCICO,2019

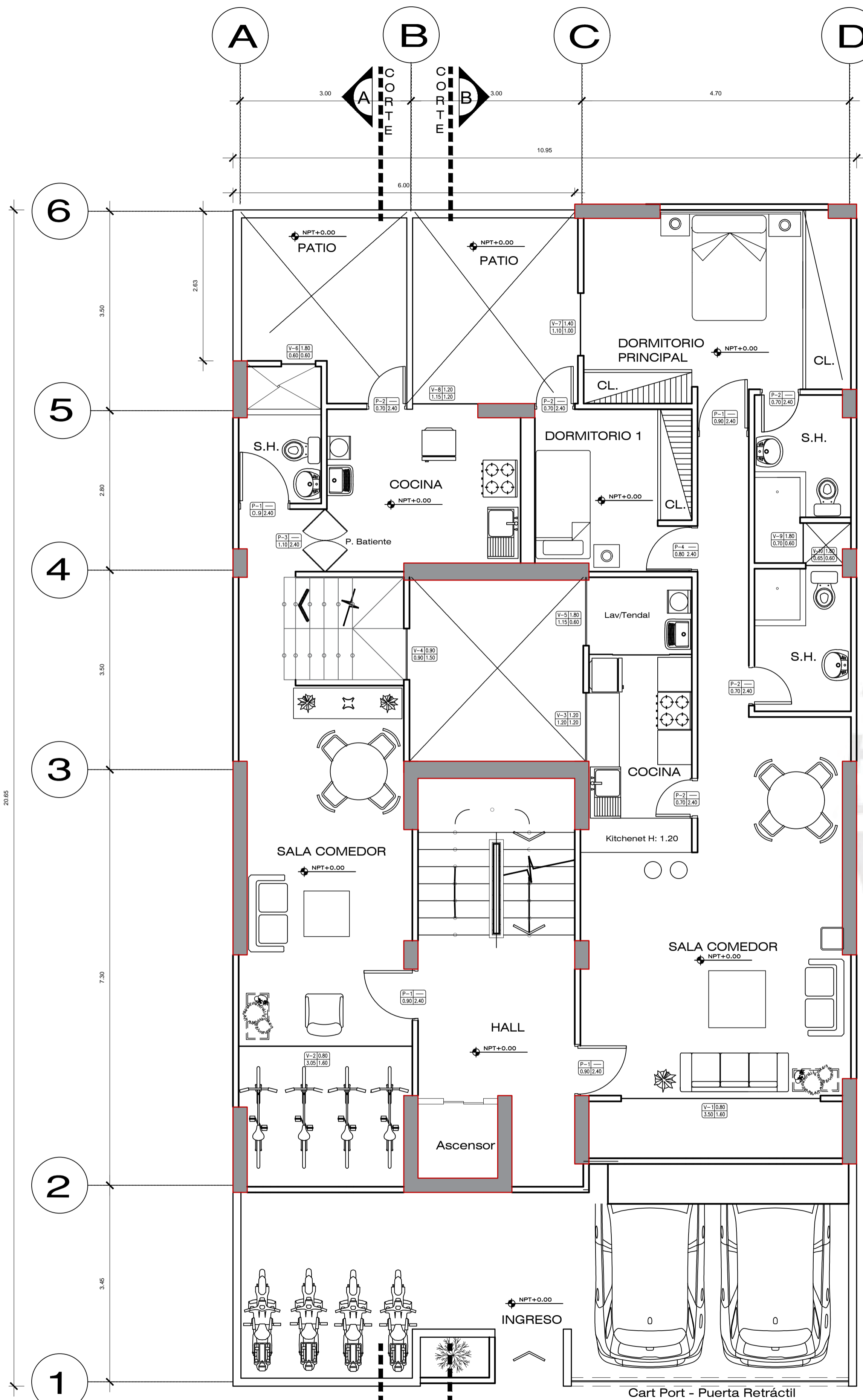
12. NORMA TÉCNICA DE EDIFICACIONES E.050 – Suelos y cimentaciones
2006 Reglamento nacional de edificaciones. SENCICO,2006

13. NORMA TÉCNICA DE EDIFICACIONES E.060 – Concreto armado 2009
Reglamento nacional de edificaciones. SENCICO,2009

14. MANUAL DE INSTALACION PARA MUROS NO PORTANTES CON PLACAS P-7, P-10, P-12 y P-14 – DECIMO SEGUNDA VERSION
2011 COMPAÑÍA MINERA LUREN(CML) – LA CASA

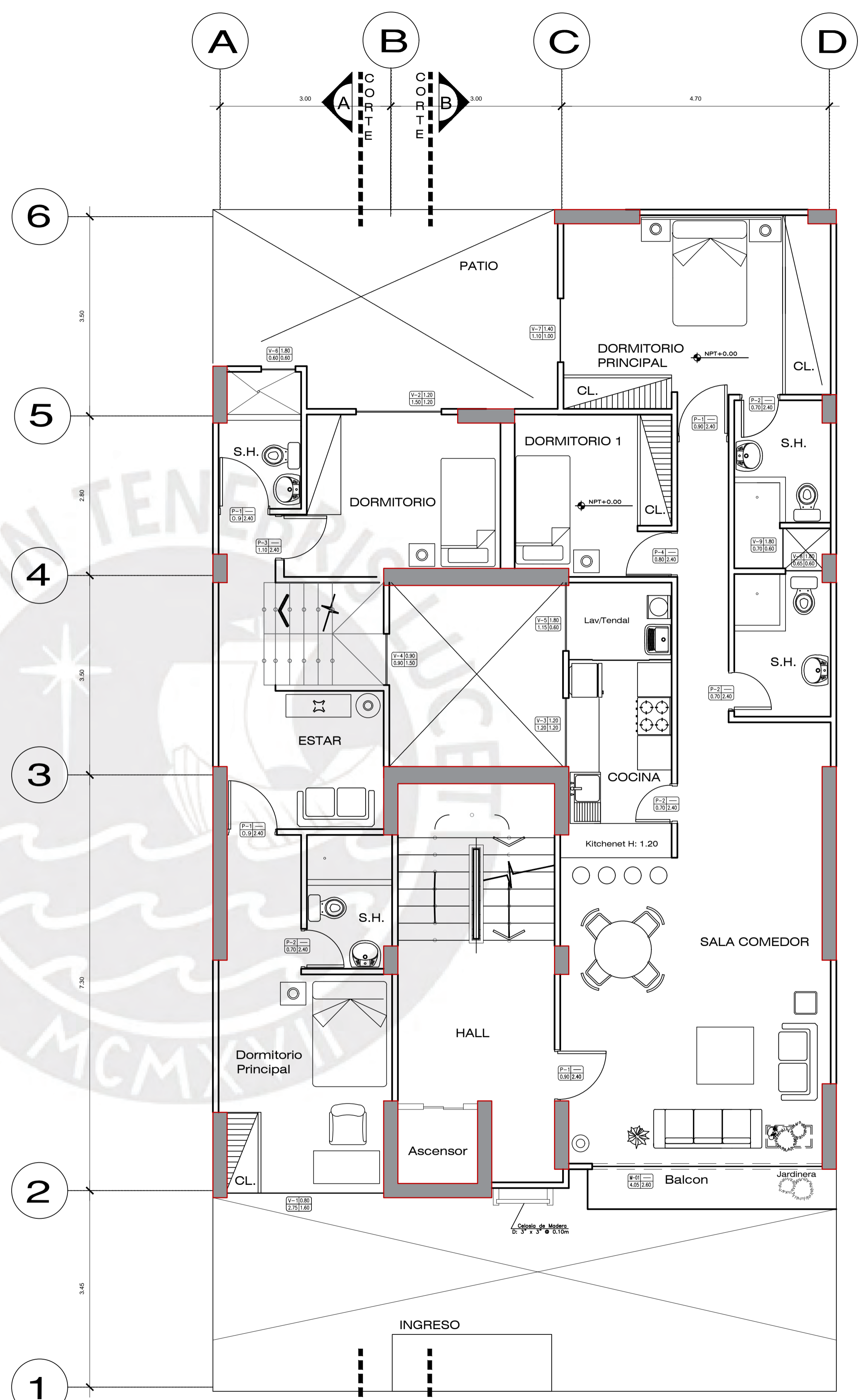
16 ANEXOS





Planta 1° Nivel

Esc. = 1/50
 NPT + 0.00 ml.



Planta 2°, 4° y 6° Nivel

Esc. = 1/50
 2° NPT + 2.80 ml.
 4° NPT + 8.40 ml.
 6° NPT + 14.00 ml.

CUADRO DE VANOS - 1er Nivel

Tipo de Vano	Ancho	Altura	Alfeizer
P-01	0.90	2.40	-----
P-02	0.70	2.40	-----
P-03	1.10	2.40	-----
P-04	0.80	2.40	-----
V-01	3.50	1.60	0.80
V-02	3.05	1.60	0.80
V-03	1.20	1.20	1.20
V-04	0.90	1.50	0.90
V-05	1.15	0.60	1.80
V-06	0.60	0.60	1.80
V-07	1.10	1.00	1.40
V-08	1.15	1.20	1.20
V-09	0.70	0.60	1.80
V-10	0.65	0.60	1.80

CUADRO DE VANOS - 2,4y6 Nivel

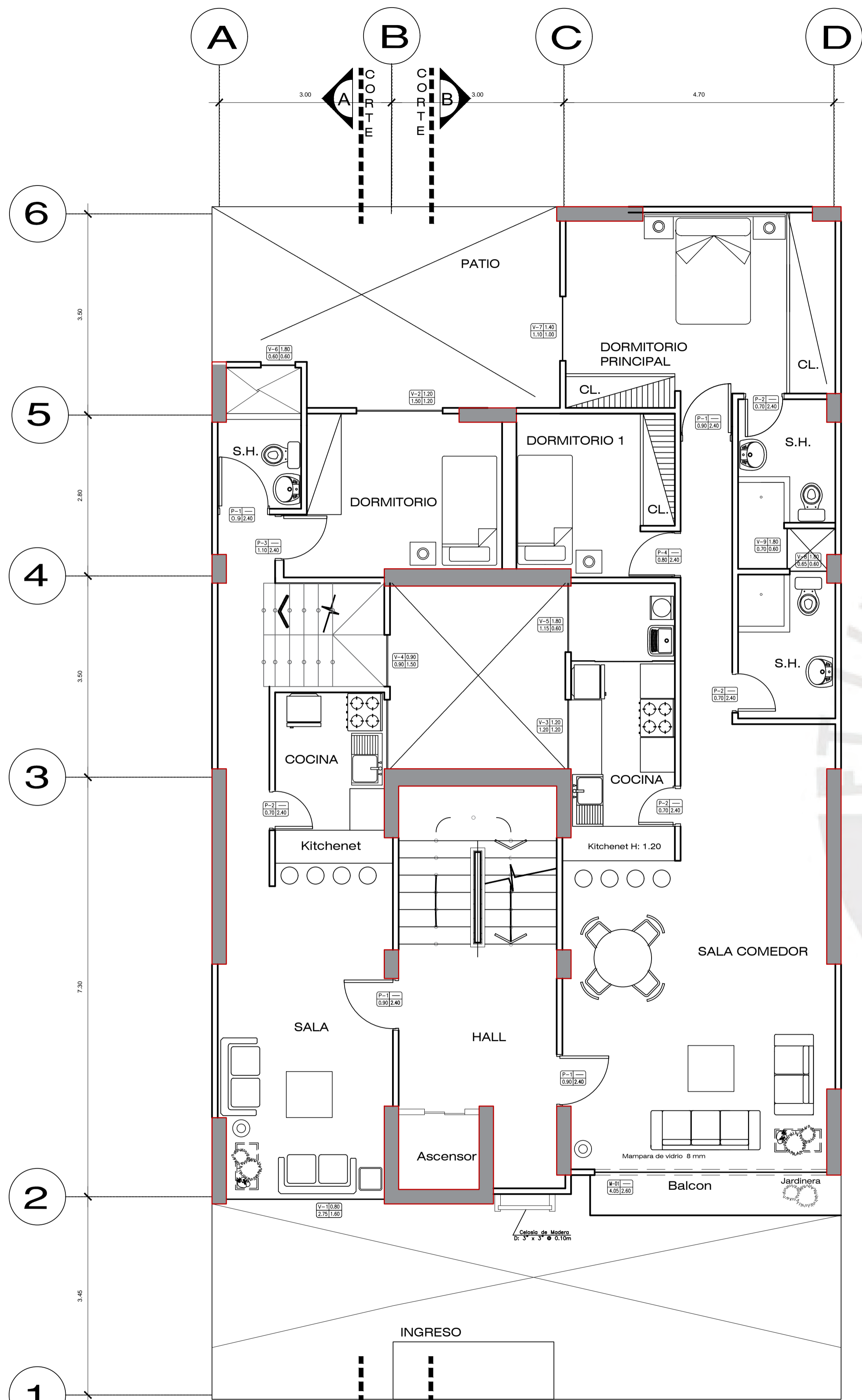
Tipo de Vano	Ancho	Altura	Alfeizer
P-01	0.90	2.40	-----
P-02	0.70	2.40	-----
P-03	1.10	2.40	-----
P-04	0.80	2.40	-----
M-01	4.0500	2.60	-----
V-01	2.75	1.60	0.80
V-02	1.50	1.20	1.20
V-03	1.20	1.20	1.20
V-04	0.90	1.50	0.90
V-05	1.15	0.60	1.80
V-06	0.60	0.60	1.80
V-07	1.10	1.00	1.40
V-08	0.65	0.60	1.80
V-09	0.70	0.60	1.80

TEMA DE TESIS:
 "DISEÑO Y PRESUPUESTO DEL CASCO DE UNA VIVIENDA MULTIFAMILIAR DE 6 PISOS HECHO EN CONCRETO ARMADO"

PLANO: ARQUITECTURA-PLANTAS CÓDIGO: A-01

UBICACIÓN: MAGDALENA DEL MAR ESC: INDICADA

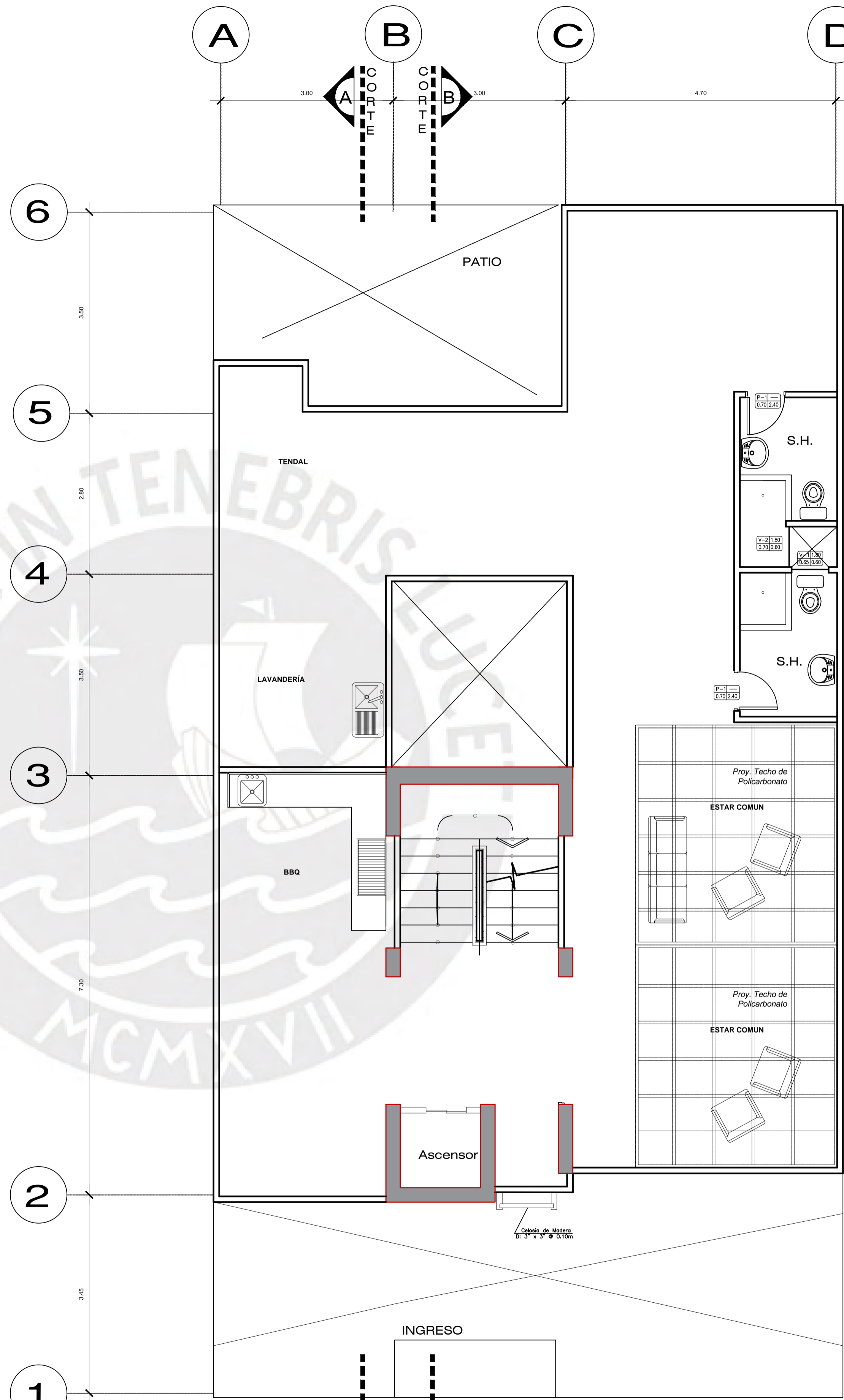
PROFESIONALES: LUIS ANGEL CALDERON CORDOVA ASESOR: D.R.Q.W.
 JHAYR ANTHONY GIRALDO



Planta 3° y 5° Nivel

Esc. = 1/50

3° NPT + 5.60ml.
5° NPT + 11.20ml.



Planta AZOTEA

Esc. = 1/50

NPT + 16.80ml.

CUADRO DE VANOS - 3 Y 5 Nivel			
Tipo de Vano	Ancho	Altura	Alfeizer
P-01	0.90	2.40	-----
P-02	0.70	2.40	-----
P-03	1.10	2.40	-----
P-04	0.80	2.40	-----
M-01	4.0500	2.60	-----
V-01	2.75	1.60	0.80
V-02	1.50	1.20	1.20
V-03	1.20	1.20	1.20
V-04	0.90	1.50	0.90
V-05	1.15	0.60	1.80
V-06	0.60	0.60	1.80
V-07	1.10	1.00	1.40
V-08	0.65	0.60	1.80
V-09	0.70	0.60	1.80

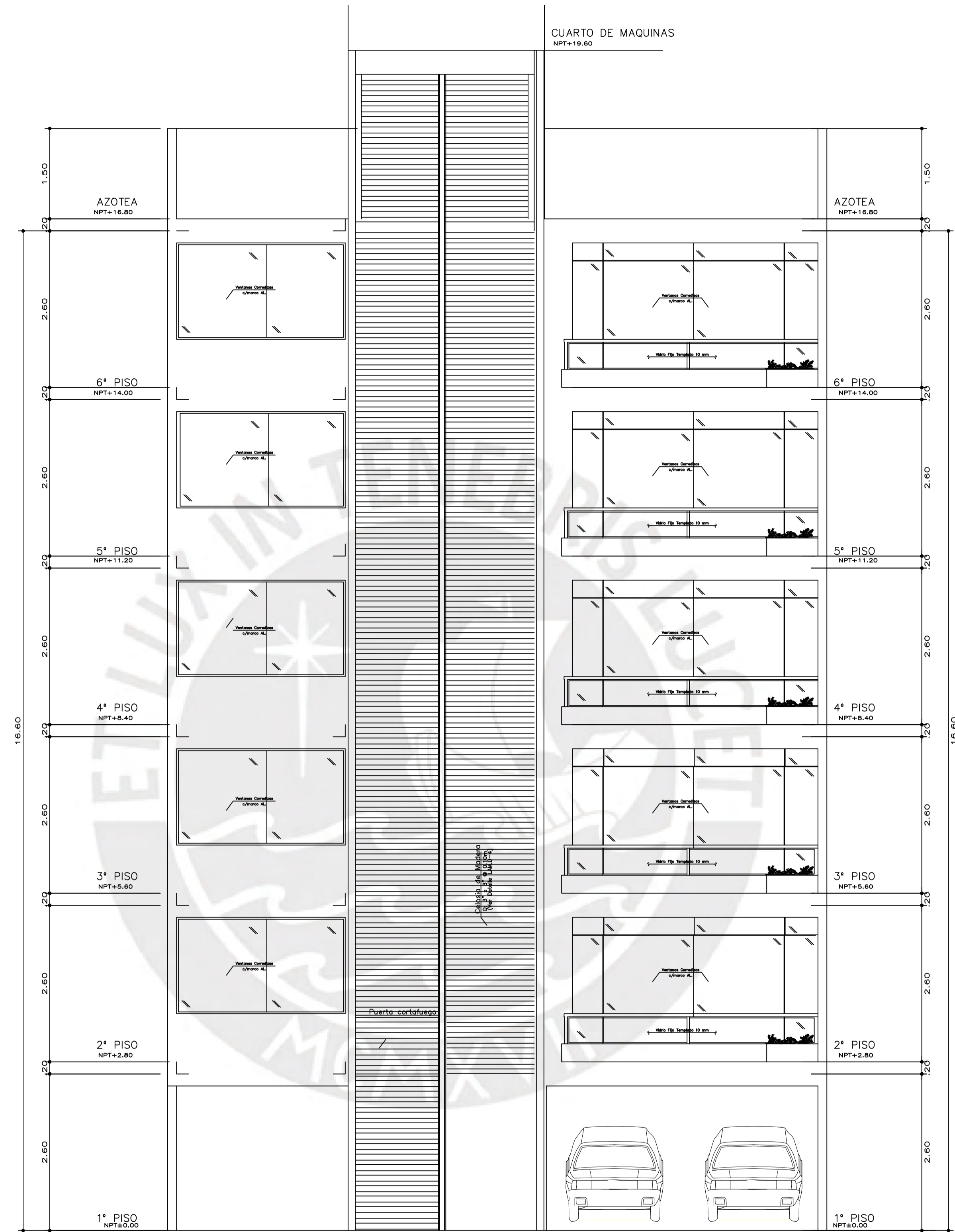
CUADRO DE VANOS - AZOTEA			
Tipo de Vano	Ancho	Altura	Alfeizer
P-01	0.70	2.40	-----
V-01	0.65	0.60	1.80
V-02	0.70	0.60	1.80

TEMA DE TESIS:
"DISEÑO Y PRESUPUESTO DEL CASCO DE UNA VIVIENDA MULTIFAMILIAR DE 6 PISOS HECHO EN CONCRETO ARMADO"

PLANO: ARQUITECTURA-PLANTAS **CÓDIGO:** A-02

UBICACIÓN: MAGDALENA DEL MAR **ESC:** INDICADA

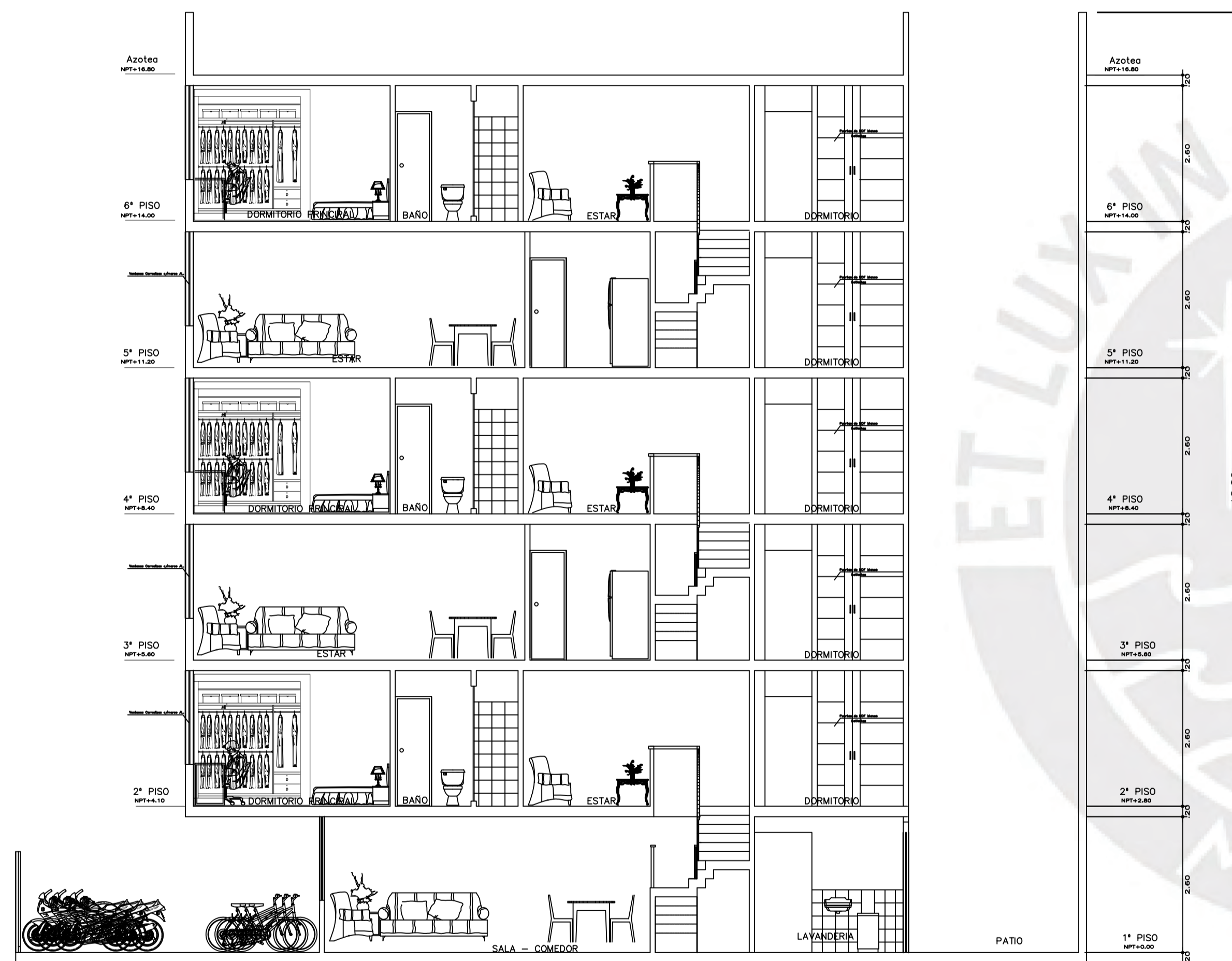
PROFESIONALES: LUIS ANGEL CALDERON CORDOVA **ASESOR:** D.R.Q.W.
JHAYR ANTHONY GIRALDO



ELEVACION FRONTAL

Esc. = 1/50

TEMA DE TESIS: " DISEÑO Y PRESUPUESTO DEL CASCO DE UNA VIVIENDA MULTIFAMILIAR DE 6 PISOS HECHO EN CONCRETO ARMADO		CÓDIGO: A-03
PLANO: ARQUITECTURA-CORTES Y ELEVACIONES		
UBICACIÓN: MAGDALENA DEL MAR	ESC: INDICADA	
PROFESIONALES: LUIS ANGEL CALDERON CORDOVA JHAYR ANTHONY GIRALDO	ASESOR: D.R.Q.W.	

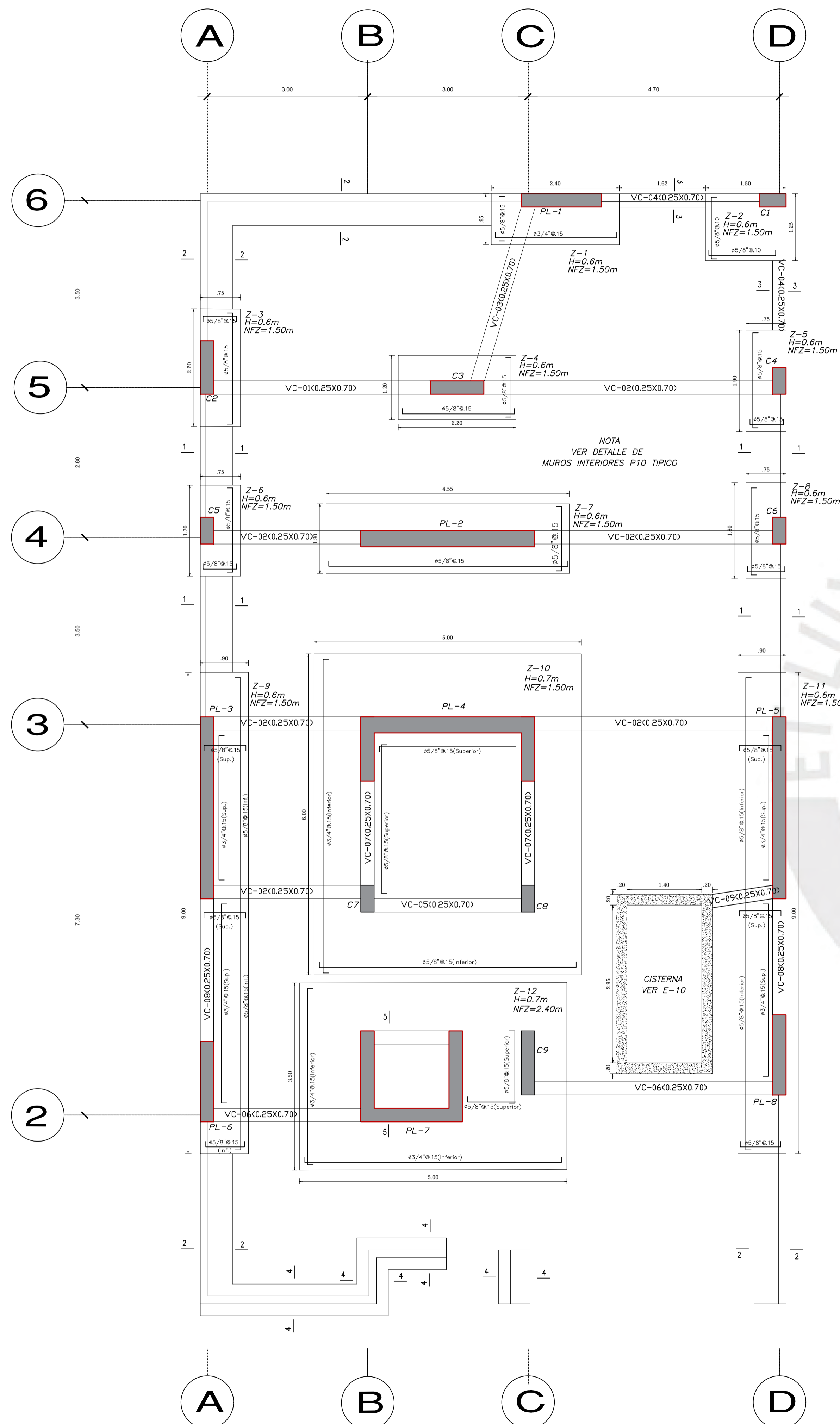


CORTE LONGITUDINAL A - A
Esc. 1:75

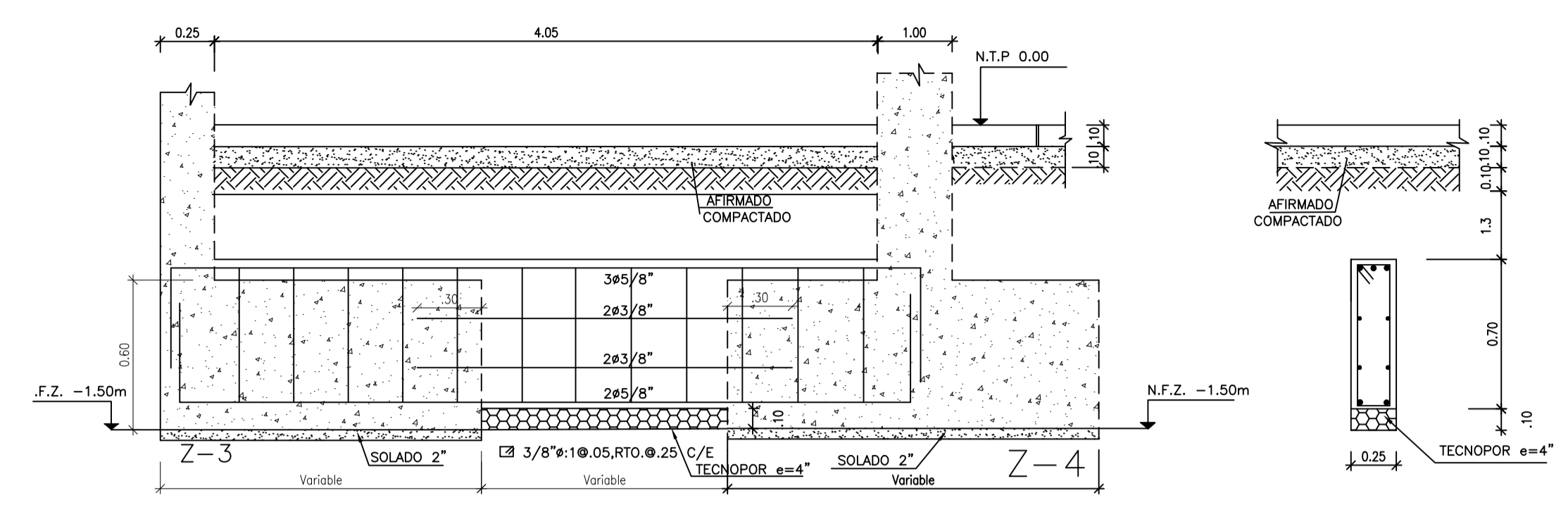


CORTE LONGITUDINAL B - B
Esc. 1:75

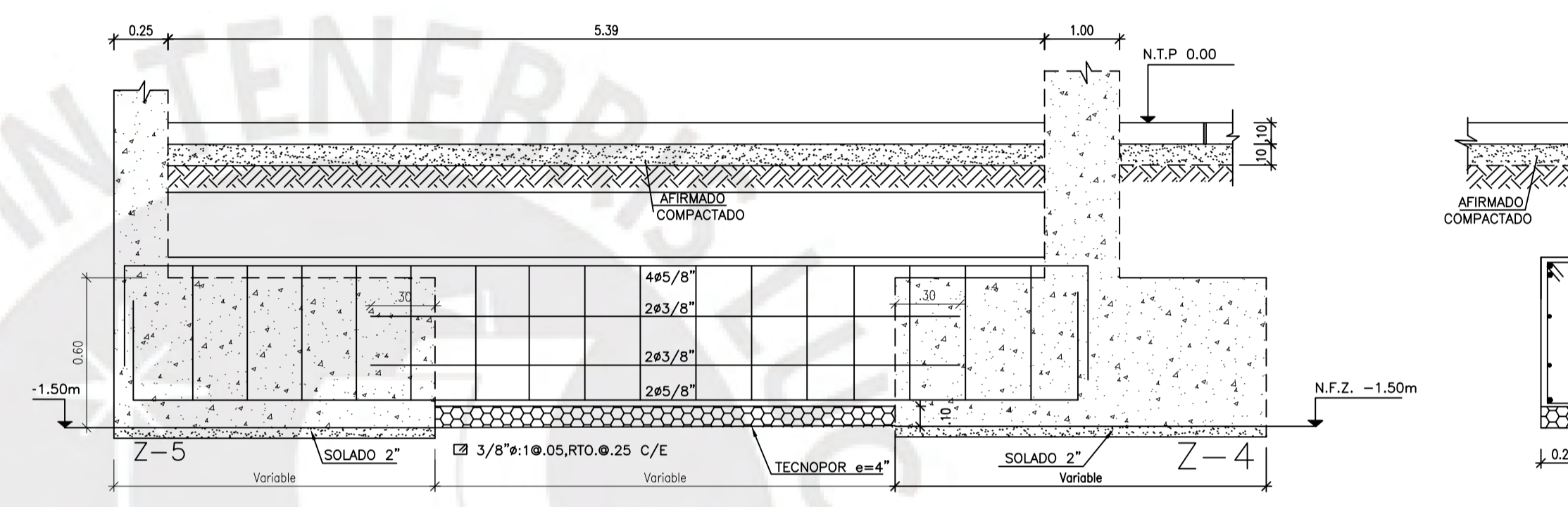
TEMA DE TESIS: " DISEÑO Y PRESUPUESTO DEL CASCO DE UNA VIVIENDA MULTIFAMILIAR DE 6 PISOS HECHO EN CONCRETO ARMADO		CÓDIGO: A-04
PLANO: ARQUITECTURA-CORTES Y ELEVACIONES		
UBICACIÓN: MAGDALENA DEL MAR	ESC: INDICADA	
PROFESIONALES: LUIS ANGEL CALDERON CORDOVA JHAYR ANTHONY GIRALDO	ASESOR: D.R.Q.W.	



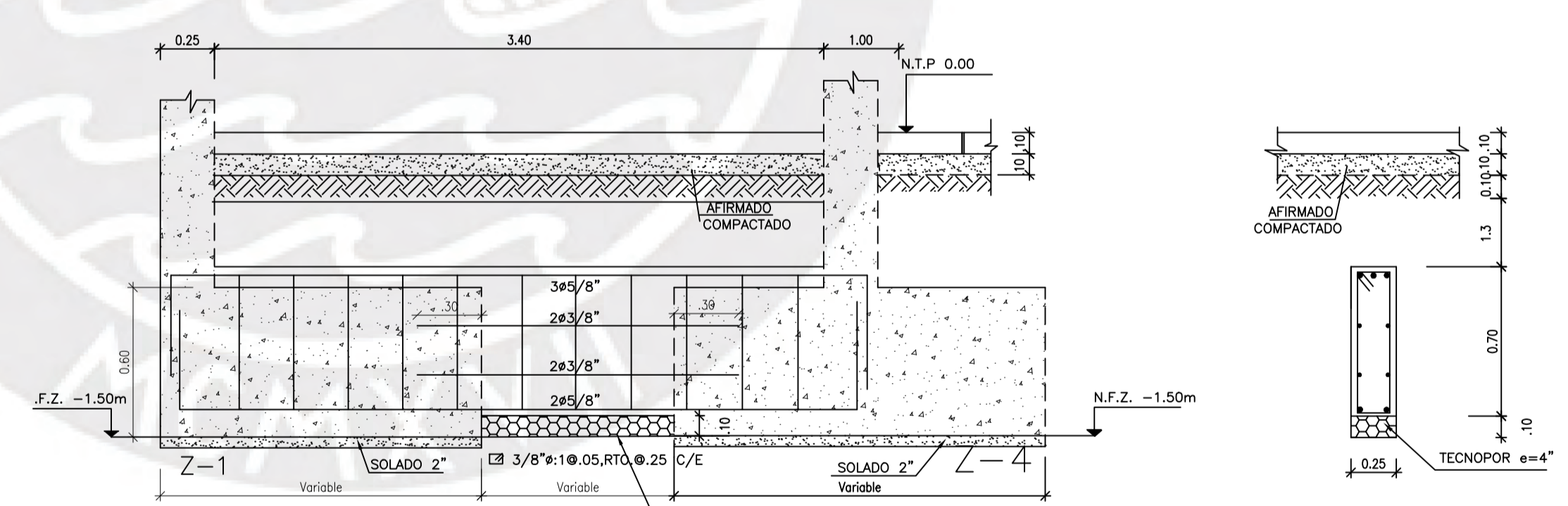
Esc. = 1/50



VIGA VC-01(0.25x0.70)
Esc. = 1/50



VIGA VC-02(0.25x0.70)
Esc. = 1/50



VIGA VC-03(0.25x0.70)
Esc. = 1/50

ESPECIFICACIONES TECNICAS

CONCRETO ARMADO	
CONCRETO	f'c = 210 kg/cm ²
RESISTENCIA MINIMA DEL CONCRETO	f'c = 210 kg/cm ² (Cisterna)
	f'c = 210 kg/cm ² (Placas y columnas)
	f _y = 4200 kg/cm ²
FIERRO CORRUGADO	
CONCRETO SIMPLE	f'c = 175 kg/cm ²
SOBRECIMIENTO	f'c = 175 kg/cm ²
FALSA ZAPATA	f'c = 100 kg/cm ² + 25% DE PIEDRA GRANDE (6" MAXIMO)
ALBAÑILERIA	
CERCOS	
LADRILLO CLASE IV SOLIDO, TIPO KING-KONG	f'm = 65 kg/cm ²
RESISTENCIA MINIMA DEL LADRILLO	f'b = 145 kg/cm ²
% MAXIMO DE VACIOS	25
MORTERO P1 (CEMENTO/ARENA)	1/4
ESPESOR JUNTA ENTRE HILADAS	1.0 cm (Min.) 1.5 cm (Max.)
LA ALBAÑILERIA EN EL CASO DE EMPLEARSE UNA CONEXIÓN DENTADA, LA LONGITUD DE LA UNIDAD SALIENTE NO EXCEDERÁ DE 5cm Y DEBERÁ LIMPIARSE DE LOS DESPERDICIOS DE MORTERO Y PARTICULAS SUELTAS ANTES DE VACIAR EL CONCRETO DE LA COLUMNA DE CONFINAMIENTO.	
EN EL CASO DE EMPLEARSE UNA CONEXIÓN A RAS, DEBERÁ ADICIONARSE "CHICOTES" O "MECHAS" DE ANCLAJE COMPUESTO POR 2 VARILLAS DE 6mm CADA 3 HILADAS, QUE PENETREN POR LO MENOS 40cm AL INTERIOR DE LA ALBAÑILERIA Y 12.5cm AL INTERIOR DE LA COLUMNA MÁS UN DOBLEZ VERTICAL A 90° DE 10cm.	
TABICERIA INTERIOR (AISLADA DE ESTRUCTURA PRINCIPAL)	
LADRILLO TIPO PANDERETA CON COLUMNAS DE ARRIOSTRAMIENTO (VER DETALLE)	
MORTERO (CEMENTO/ARENA)	1/5
ESPESOR JUNTA ENTRE HILADAS	1.0 cm (Min.) 1.5 cm (Max.)
* OPCIONALMENTE SE PODRA USAR BLOQUES APILABLES SILICO-CALCAREOS TIPO PLACA P-7 ó P-10 SEGUN ESPESORES DE ARQUITECTURA Y SIGUIENDO RECOMENDACIONES DEL FABRICANTE PARA SU INSTALACION	
RECUBRIMIENTOS	
ALIGERADOS, LOSA Y VIGAS CHATAS	2.0 cm
COLUMNAS, PLACAS Y VIGAS	4.0 cm
VIGAS e=15 cm.	3.0 cm
COLUMNETAS DE CONFINAMIENTO	2.0 cm
ZAPATAS	7.0 cm
MURO DE CISTERNA	CARA EN CONTACTO CON AGUA 5cm CARA SECA 4cm
NORMAS : E-060 : CONCRETO ARMADO E-070 : ALBAÑILERIA	

PARAMETROS SISMO-RESISTENTES

a) SISTEMA ESTRUCTURAL SISMO-RESISTENTE:
 XX: MUROS DE CONCRETO, R_{ox}=6.00
 YY: MUROS DE CONCRETO, R_{oy}=6.00

b) PARAMETROS PARA DEFINIR FUERZA SISMICA O ESPECTRO DE DISEÑO:
 -FACTOR DE ZONA (ZONA 4) : Z=0.45
 -FACTOR DE SUELO (TIPO S1) : S=1.00 T_p=0.4s T_L=2.5s
 -FACTOR DE CATEGORIA (CAT. C) : U=1.0
 -FACTOR DE REDUCCION :
 R_x=5.40, (ESTRUCTURA IRREGULAR, I_a=1.0, I_p=0.9)
 R_y=5.40, (ESTRUCTURA IRREGULAR, I_a=1.0, I_p=0.9)
 -COEFICIENTE DE AMPLIFICACION SISMICA
 EDIFICIO : C_x=2.5 C_y=2.50
 C/R ≠ 0.125
 -SEPARACION DEL LIMITE DE PROPIEDAD:
 EDIFICIO : S_x=6.0 cm S_y=6.0 cm

RESUMEN DE LAS CONDICIONES DE CIMENTACION

DE ACUERDO AL ESTUDIO DE SUELOS DESARROLLADO

TIPO DE CIMENTACION: Zapatas aisladas, Zapatas combinadas y cimientos corridos ESTRATO DE APOYO A LA CIMENTACION: Anillo ligeramente arenoso de plasticidad media orientada.

PROFUNDIDAD DE LA CIMENTACION: 1.50m (respecto al nivel de cota +0.00)

PRESION ADMISIBLE: 4.00 kg/cm²

AGRESIVIDAD DEL SUELO A LA CIMENTACION: No agresivo (usar cemento tipo I)

NIVEL NAPA FREATICA: No detectado

RECOMENDACIONES ADICIONALES:

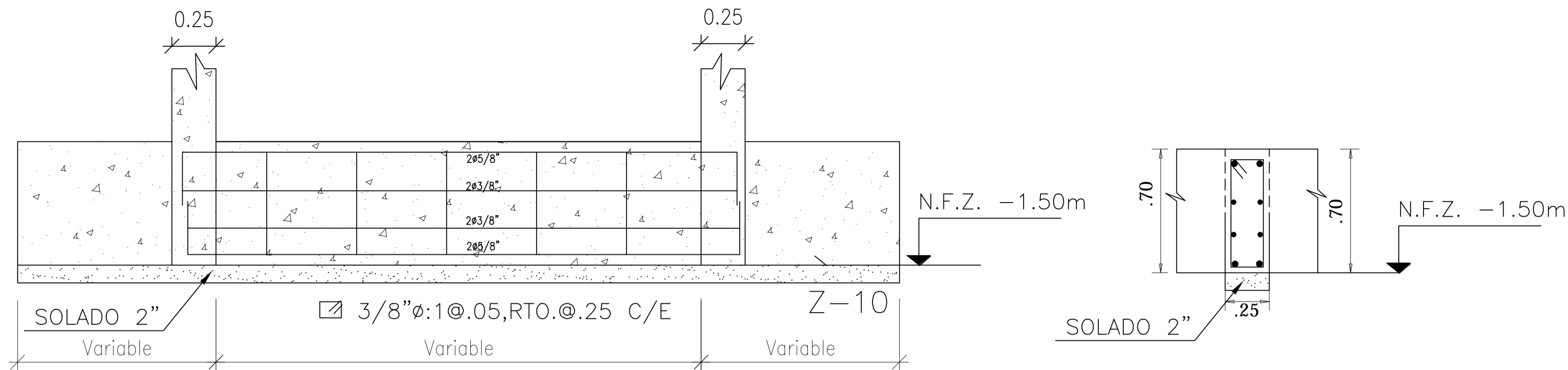
- No debe cimentarse sobre turba, suelo orgánico, tierra vegetal, desmonte, relleno sanitario o relleno artificial. Estos materiales inadecuados deberán ser removidos en su totalidad antes de construir la edificación y ser reemplazados con materiales adecuados debidamente compactados.
- En caso de que a la profundidad indicada se encuentre material suelto o relleno profunde excavar por lo menos 30cm. en terreno natural y vaciar falsa zapata.
- En donde se requiera rellenar para conformar el falso piso se deberá usar hormigón compactado al 100% de arroyo medido, si la compactación deberá ser con plancha vibradora en capas no más de 10cm.

CIMENTACION

- PARA EL TRAZADO DE CIMENTACION VER ARQUITECTURA
- PARA CONFORMAR EL RELLENO USAR AFIRMADO COMPACTADO AL 100% PROCTOR MODIFICADO EN CAPAS DE 20cm.
- EN CASO QUE A LA PROFUNDIDAD INDICADA AUN NO SE ENCUENTRE LA GRASA PROFUNDIDAD DICACION HASTA PENETRAR 30cm. EN DICHO ESTRATO Y VACIAR FALSA ZAPATA PARA LA FALSA ZAPATA SE EMPLEARA CEMENTO HORMIGON: 1:12+308P.C.(formato maximo 8")
- TOODOS LOS #S INDICADOS EN LAS ZAPATAS SON INFERIORES SALVO INDICADOS (Sup.) QUE ES # SUPERIOR
- SE DEBE COLGAR 5cm. DE SOLADO BAJO CUALQUIER ESTRUCTURA EN CONTACTO CON EL TERRENO

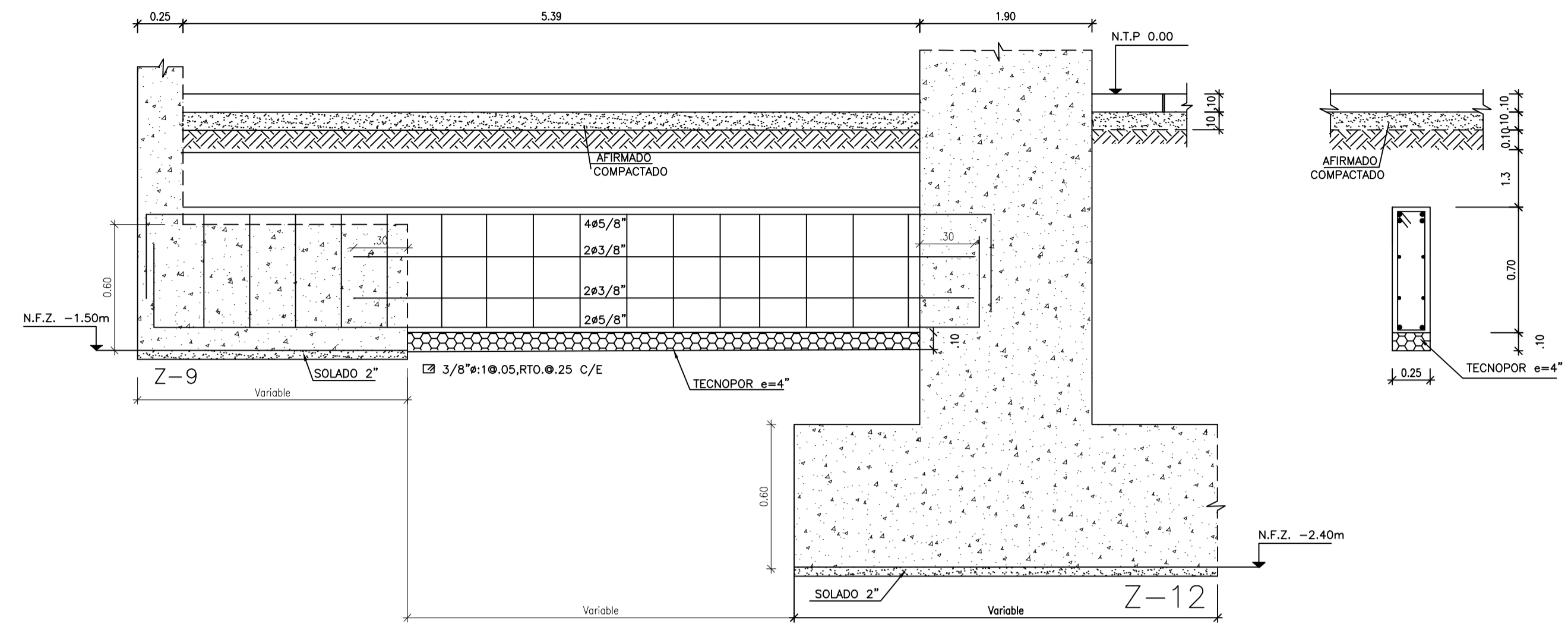
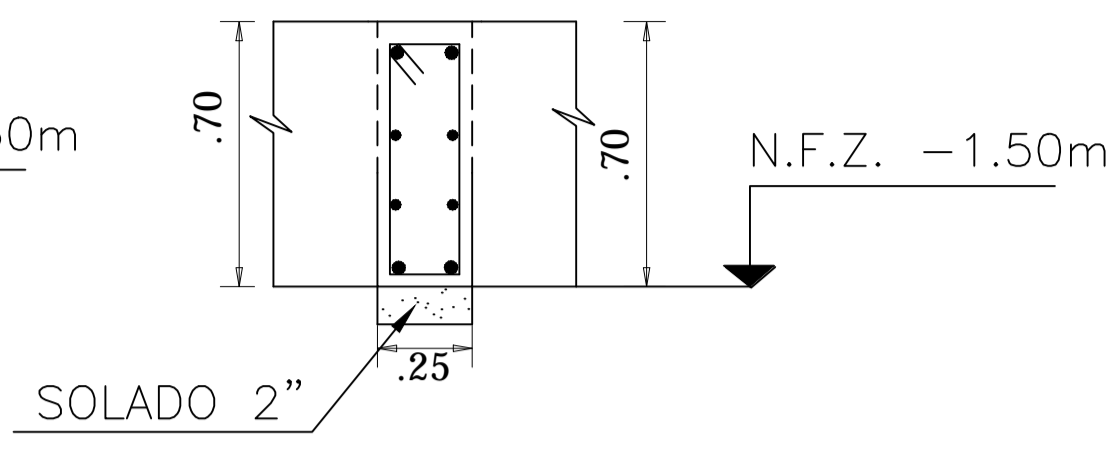
TEMA DE TESIS: " DISEÑO Y PRESUPUESTO DEL CASCO DE UNA VIVIENDA MULTIFAMILIAR DE 6 PISOS HECHO EN CONCRETO ARMADO		
PLANO:	ESTRUCTURAS - CIMENTACIONES	CÓDIGO:
UBICACIÓN:	MAGDALENA DEL MAR	ESC:
		1/50
PROFESIONALES:	LUIS ANGEL CALDERON CORDOVA JHAYR ANTHONY GIRALDO	ASESOR:
		D.R.Q.W.

E-01



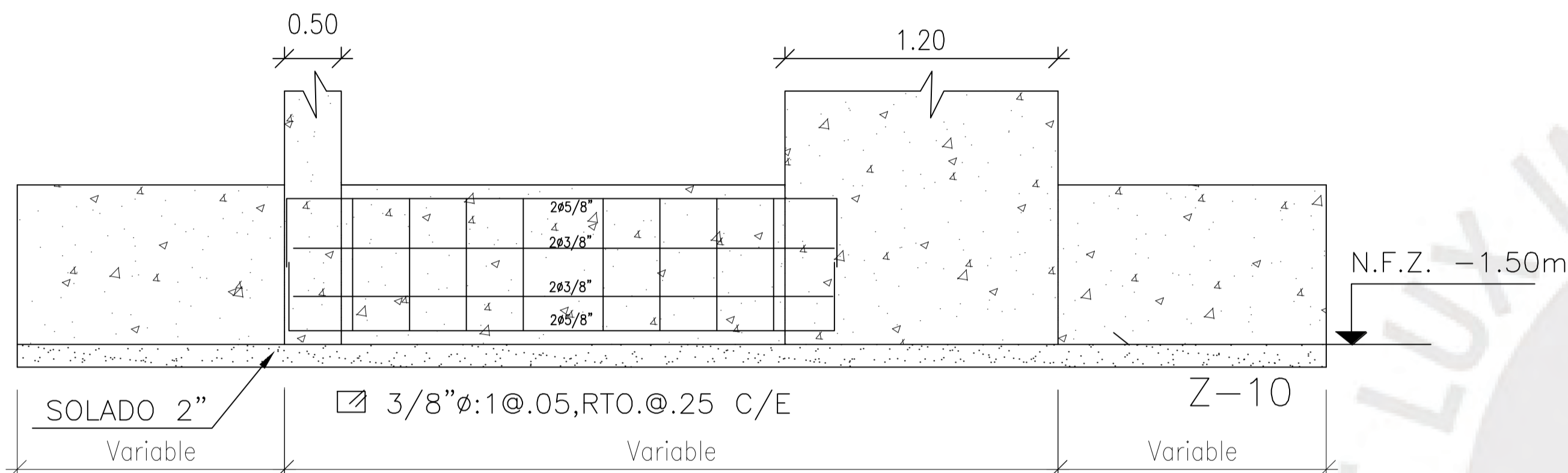
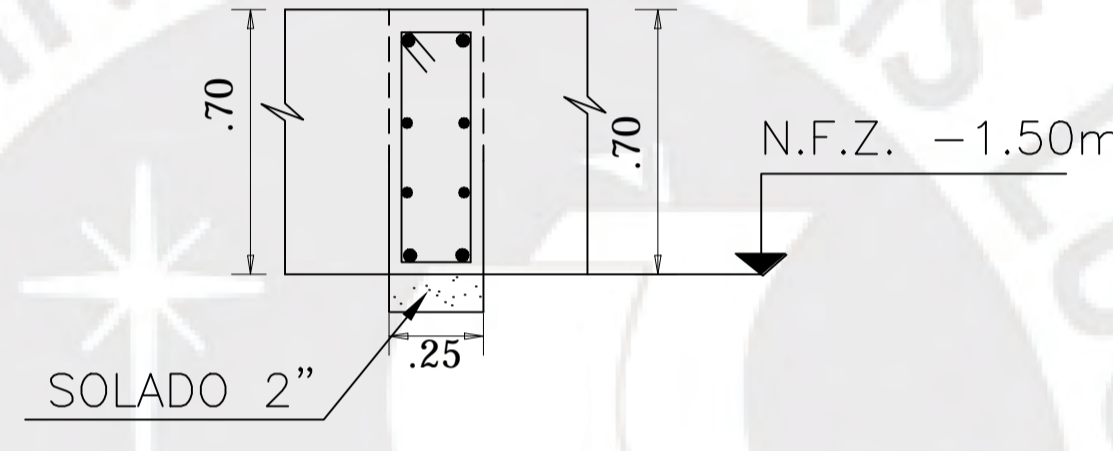
VIGA VC-05(0.25x0.70)

Esc.=1/20



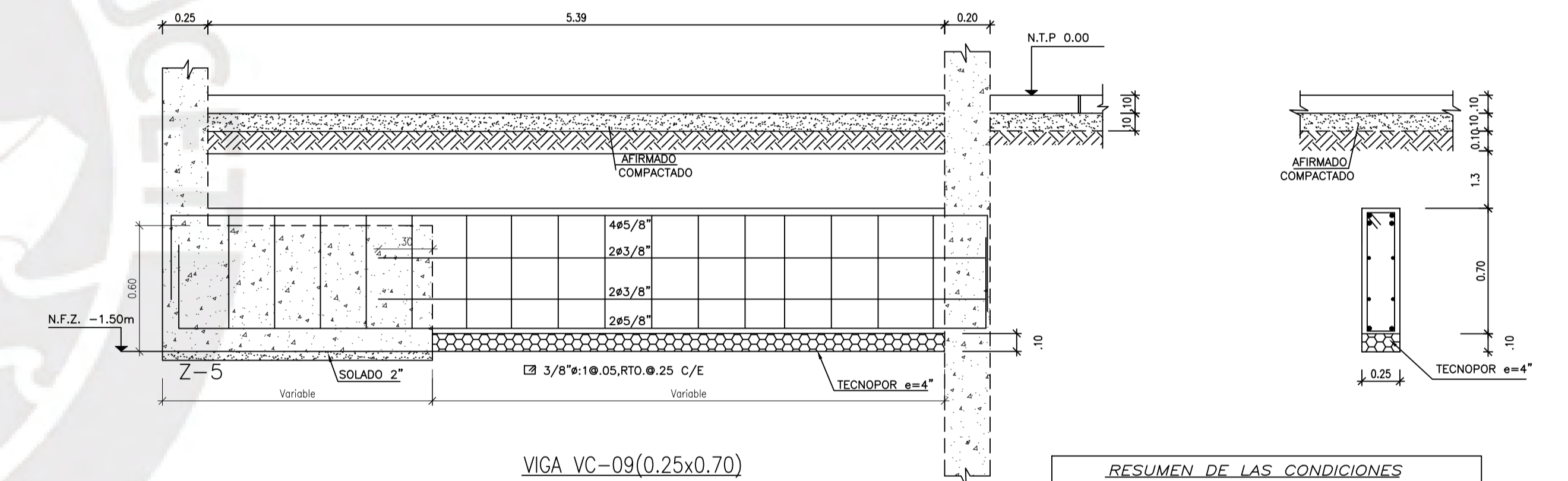
VIGA VC-06(0.25x0.70)

Esc.=1/50



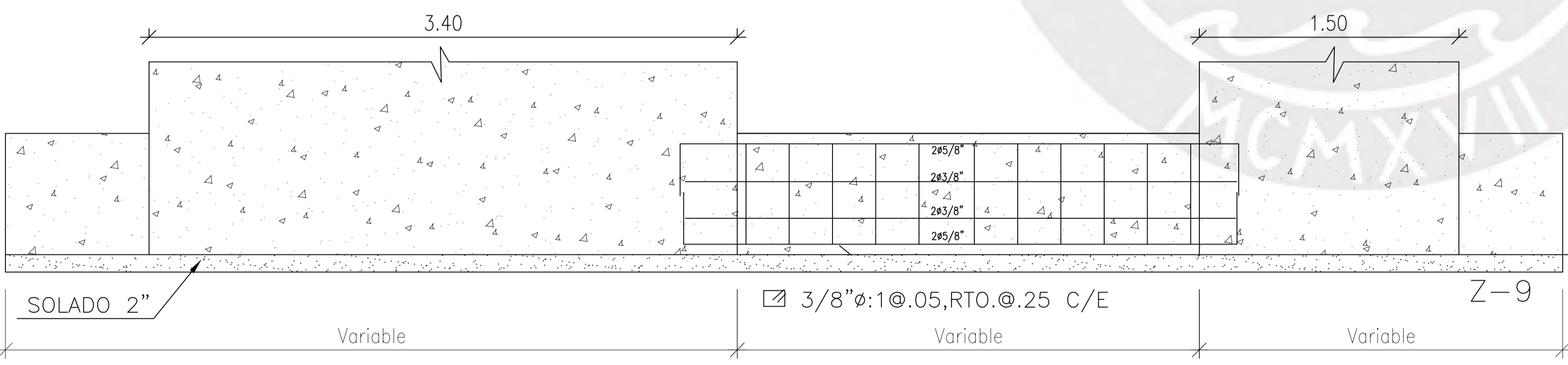
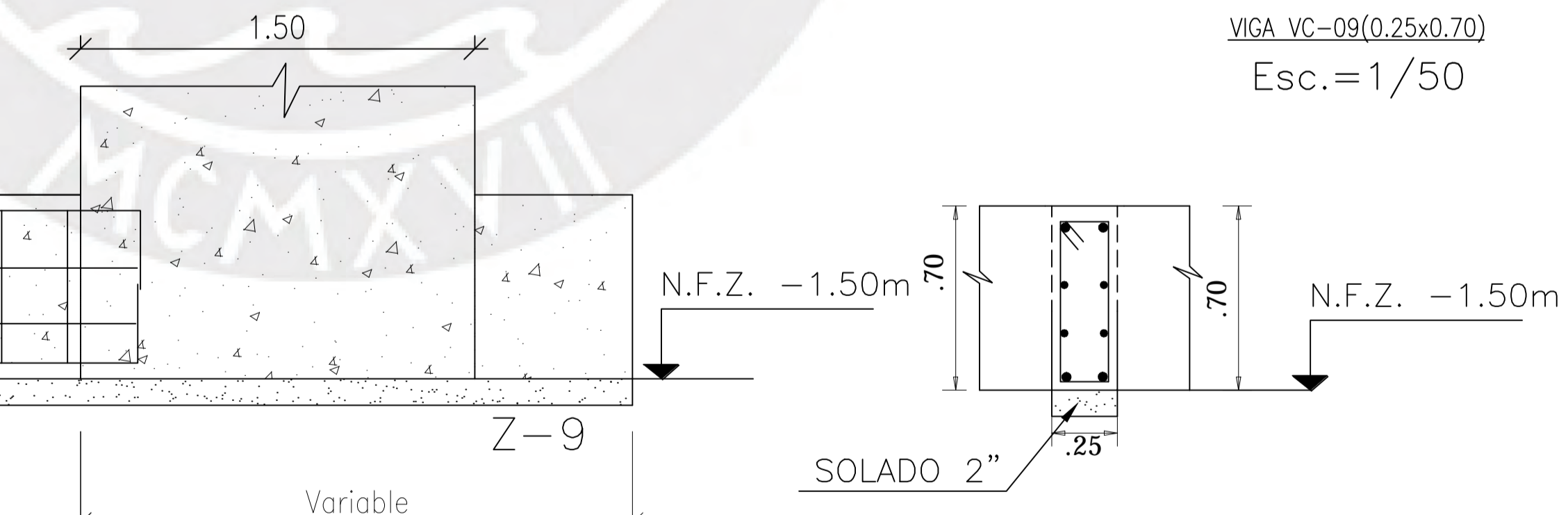
VIGA VC-07(0.25x0.70)

Esc.=1/20



VIGA VC-09(0.25x0.70)

Esc.=1/50



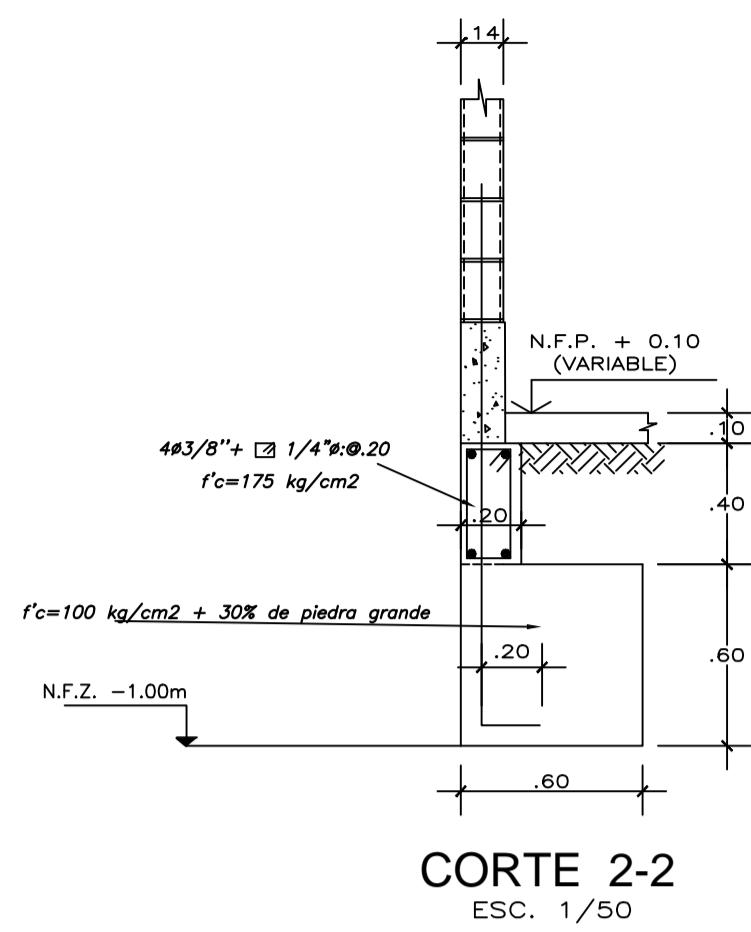
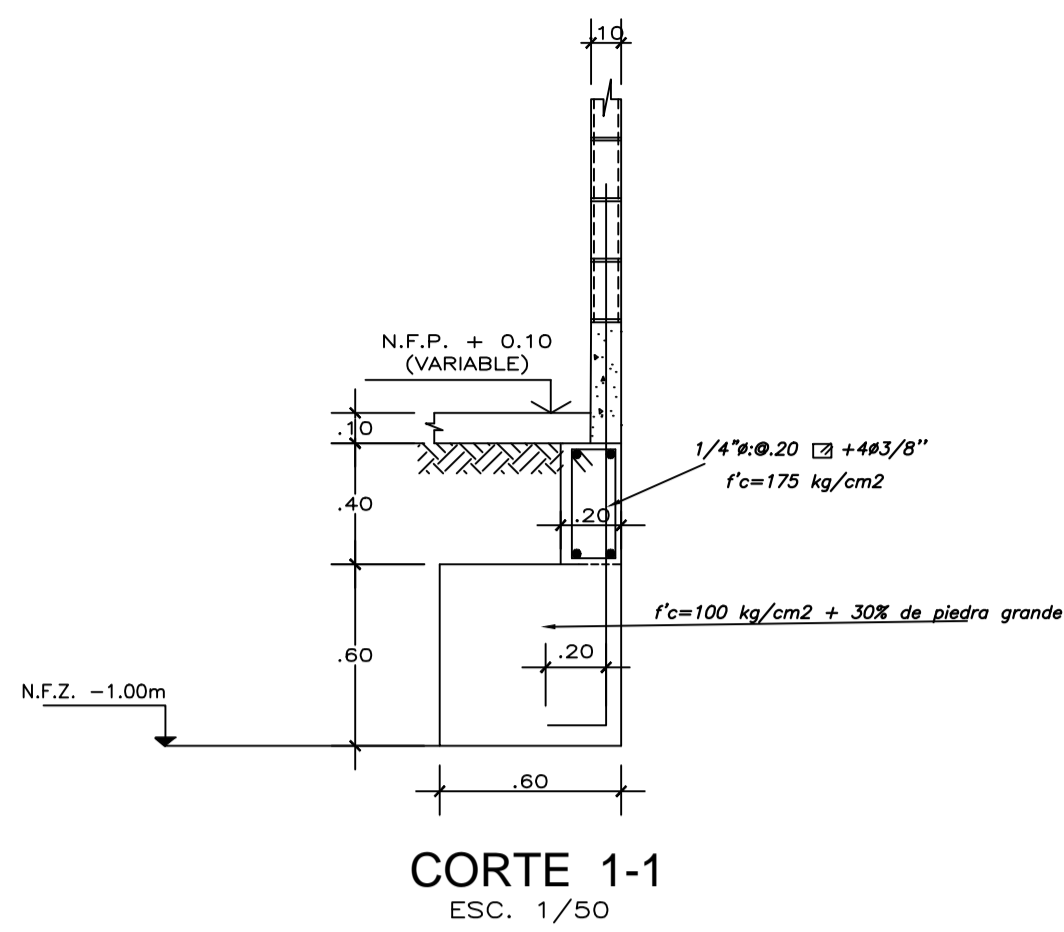
VIGA VC-08(0.25x0.70)

Esc.=1/20

RESUMEN DE LAS CONDICIONES DE CIMENTACION
 DE ACUERDO AL ESTUDIO DE SUELOS DESARROLLADO
 TIPO DE CIMENTACION: Zapatas aisladas, Zapatas combinadas y cimientos corridos
 ESTRATO DE APOYO A LA CIMENTACION: Arcilla ligeramente arenosa de plasticidad alta, compacta ligeramente humeda márcas amarillentas.
 PROFUNDIDAD DE LA CIMENTACION: 1.50m (respecto al nivel de cota +0.00)
 PRESION ADMISIBLE: 4.00 kg/cm²
 AGRESIVIDAD DEL SUELO A LA CIMENTACION: No agresiva (usar cemento tipo I)
 NIVEL NAPE FREATICA: No detectada
 RECOMENDACIONES ADICIONALES:
 1) No debe cimentarse sobre turba, suelo orgánico, tierra vegetal, desmoron, relleno sanitario o relleno artificial. Estos materiales inadecuados deberán ser removidos en su totalidad antes de construir la edificación y ser remplazados con material seleccionados debidamente compactados.
 2) En caso de que a la profundidad indicada se encuentre material suelto, se deberá profundizar excavación por lo menos 50cm, en terreno rocoso y vaciar falsa zapata.
 3) En donde se requiera relleno para conformar el falso piso se deberá usar afirmado compactado al 90% de proctor modificado, la compactación deberá ser con alanche vibradora en capas no más de 10cm.

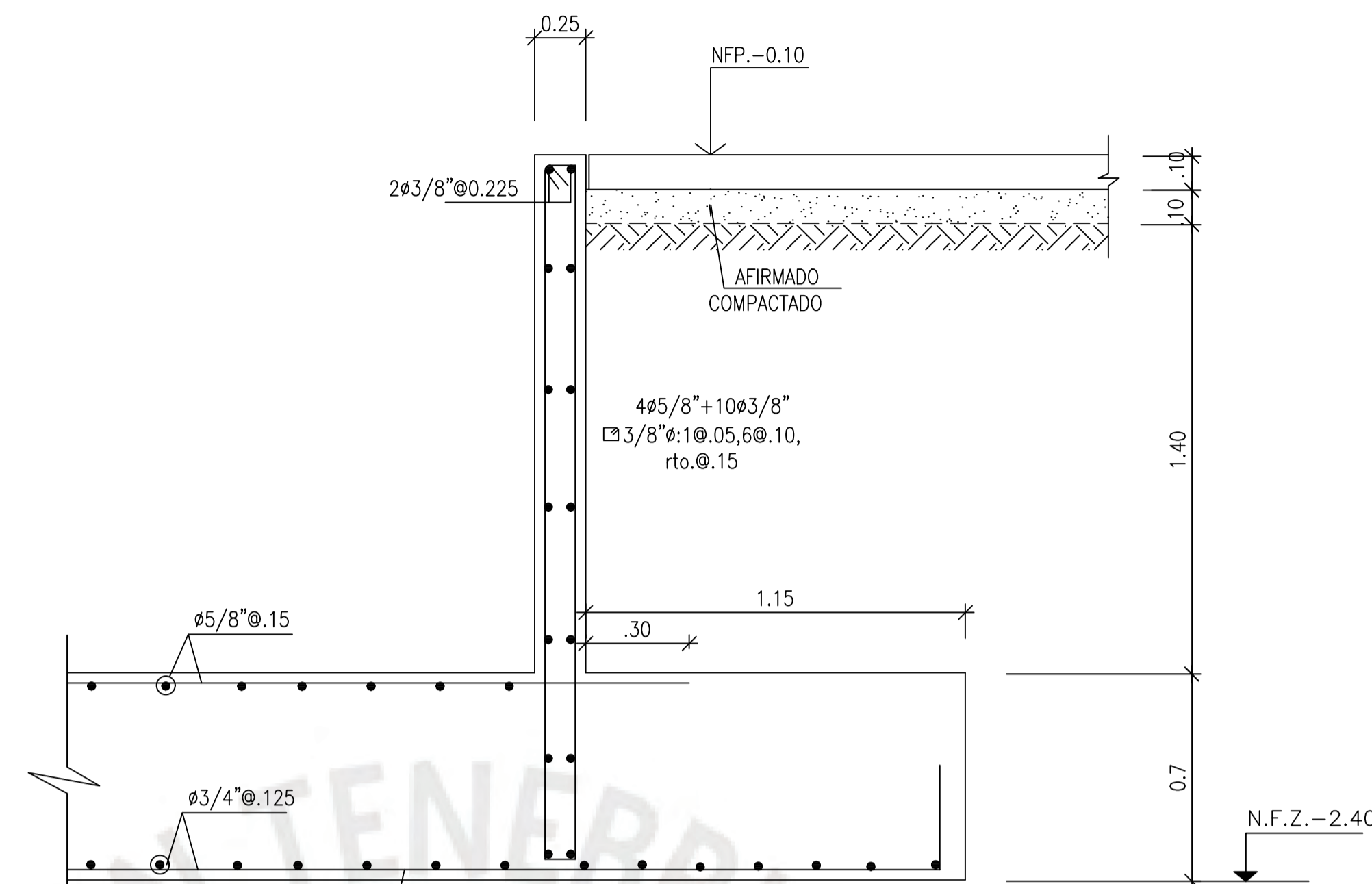
CIMENTACION
 1) PARA EL TRAZADO DE CIMENTACION VER ARQUITECTURA
 2) PARA CONFORMAR EL RELLENO USAR AFIRMADO COMPACTADO AL 90% PROCTOR MODIFICADO EN CAPAS DE 20cm.
 3) EN CASO QUE A LA PROFUNDIDAD INDICADA AUN NO SE ENCUENTRE LA GRASA PROYECTADA EXCAVACION HASTA PENETRAR 20cm EN DICHO ESTRATO Y VACIAR FALSA ZAPATA PARA LA FALSA ZAPATA SE EMPLEARA CEMENTO NOROCCIDENTAL 1:1.25-3.00P.G.(Termino máximo 8") TODOS LOS #S INDICADOS EN LAS ZAPATAS SON INFERIORES SALVO INDICADOS (Sup.) QUE ES # SUPERIOR
 4) SE DEBE COLOCAR 5cm. DE SOLADO BAJO CUALQUIER ESTRUCTURA EN CONTACTO CON EL TERRENO

TEMA DE TESIS: " DISEÑO Y PRESUPUESTO DEL CASCO DE UNA VIVIENDA MULTIFAMILIAR DE 6 PISOS HECHO EN CONCRETO ARMADO		CÓDIGO: E-02
PLANO: ESTRUCTURAS - CIMENTACIONES	ESC: 1/20	
UBICACIÓN: MAGDALENA DEL MAR	ASISOR: D.R.Q.W.	
PROPORCIONALES: LUIS ANGEL CALDERON CORDOVA JHAYR ANTHONY GIRALDO		

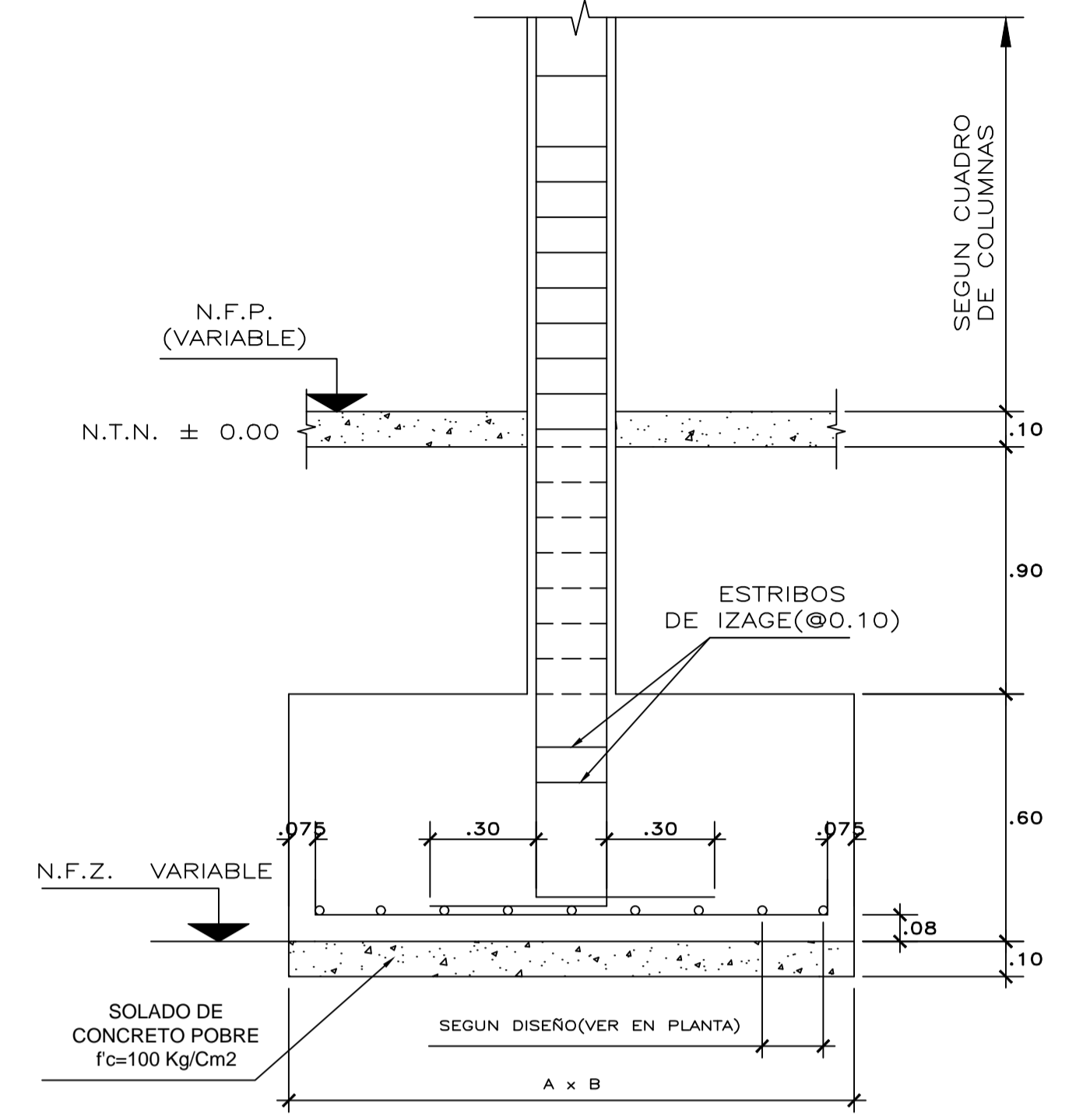


CORTE 1-1
ESC. 1/50

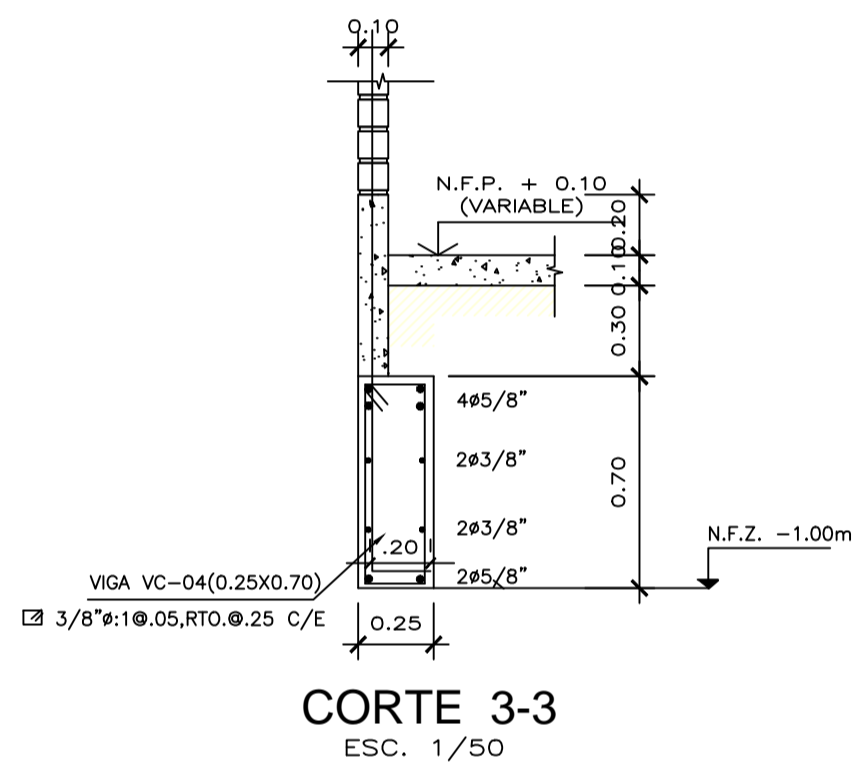
CORTE 2-2
ESC. 1/50



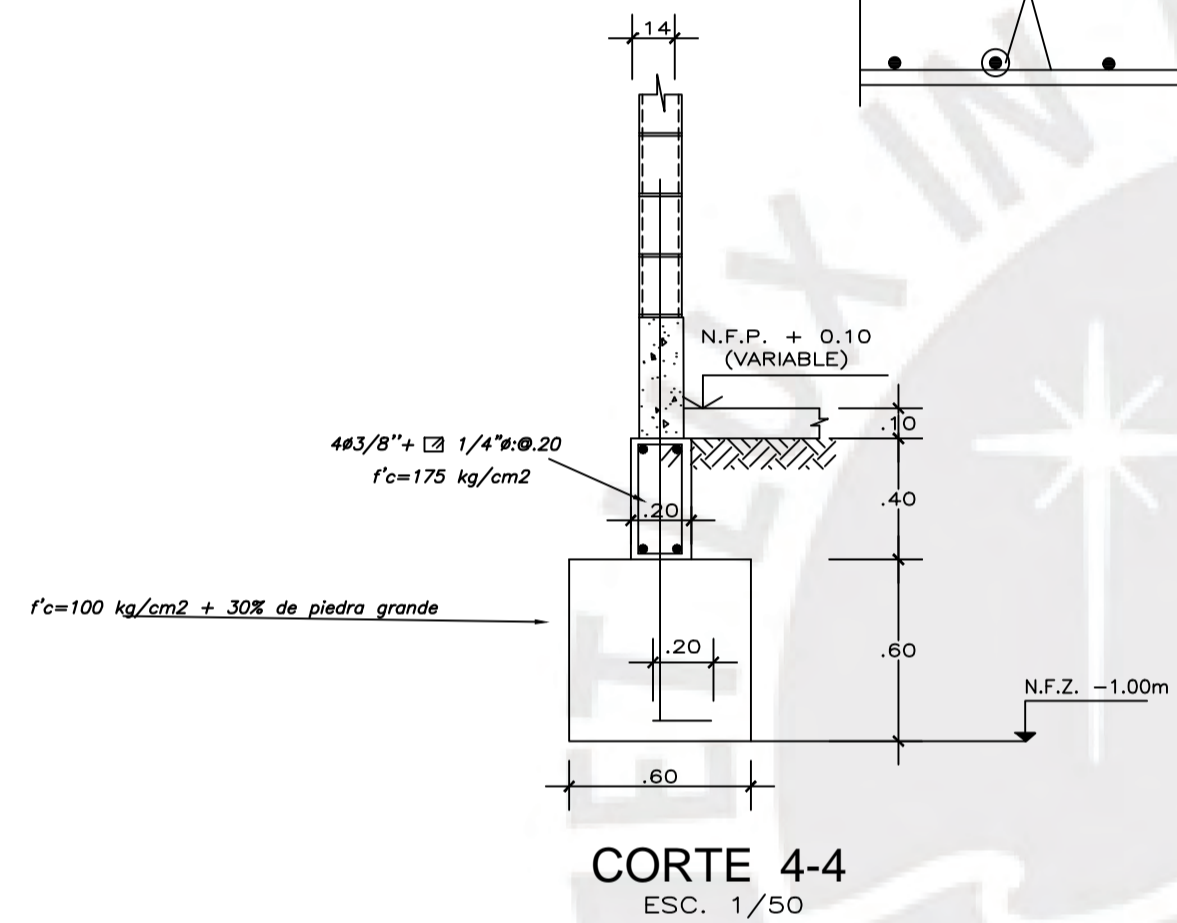
CORTE 5-5
ESC. 1/30



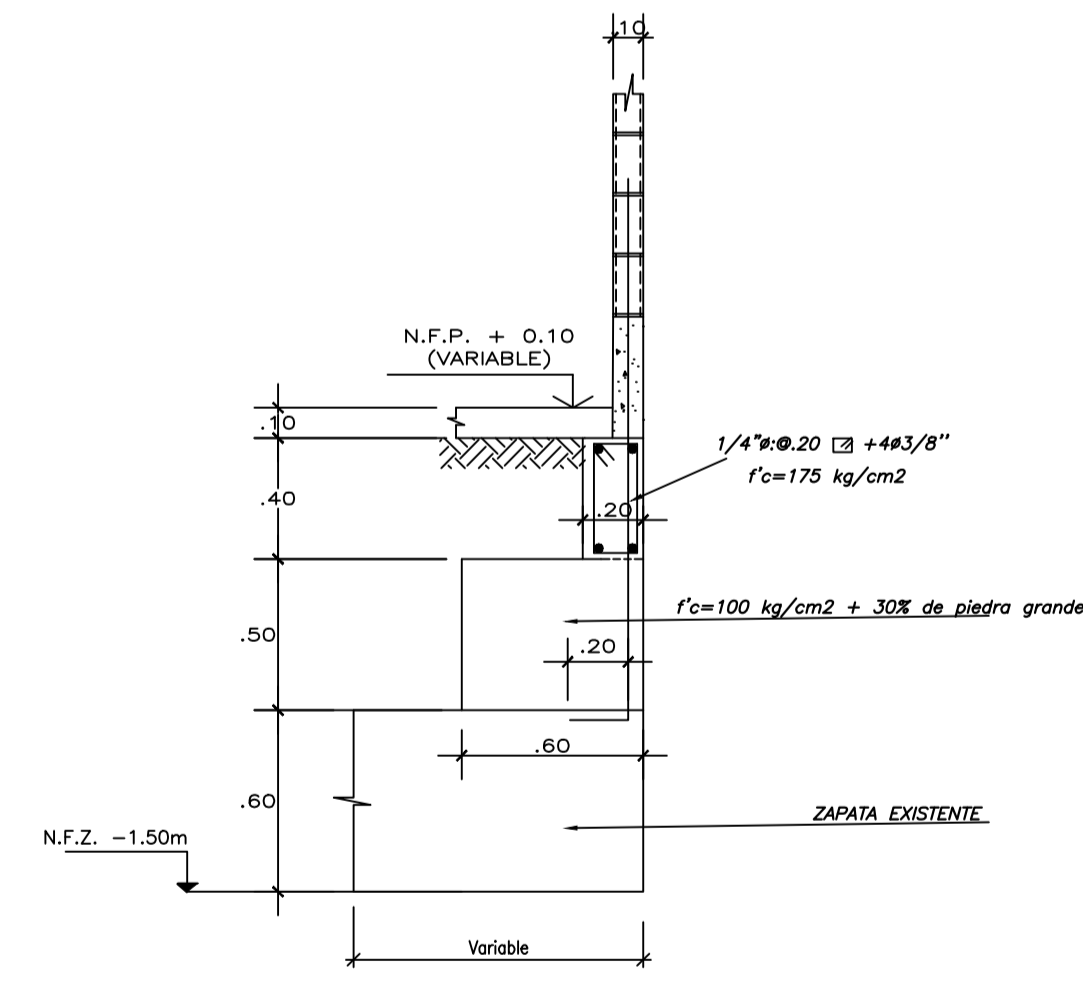
DETALLE TÍPICO DE ZAPATA
ESC. 1/25



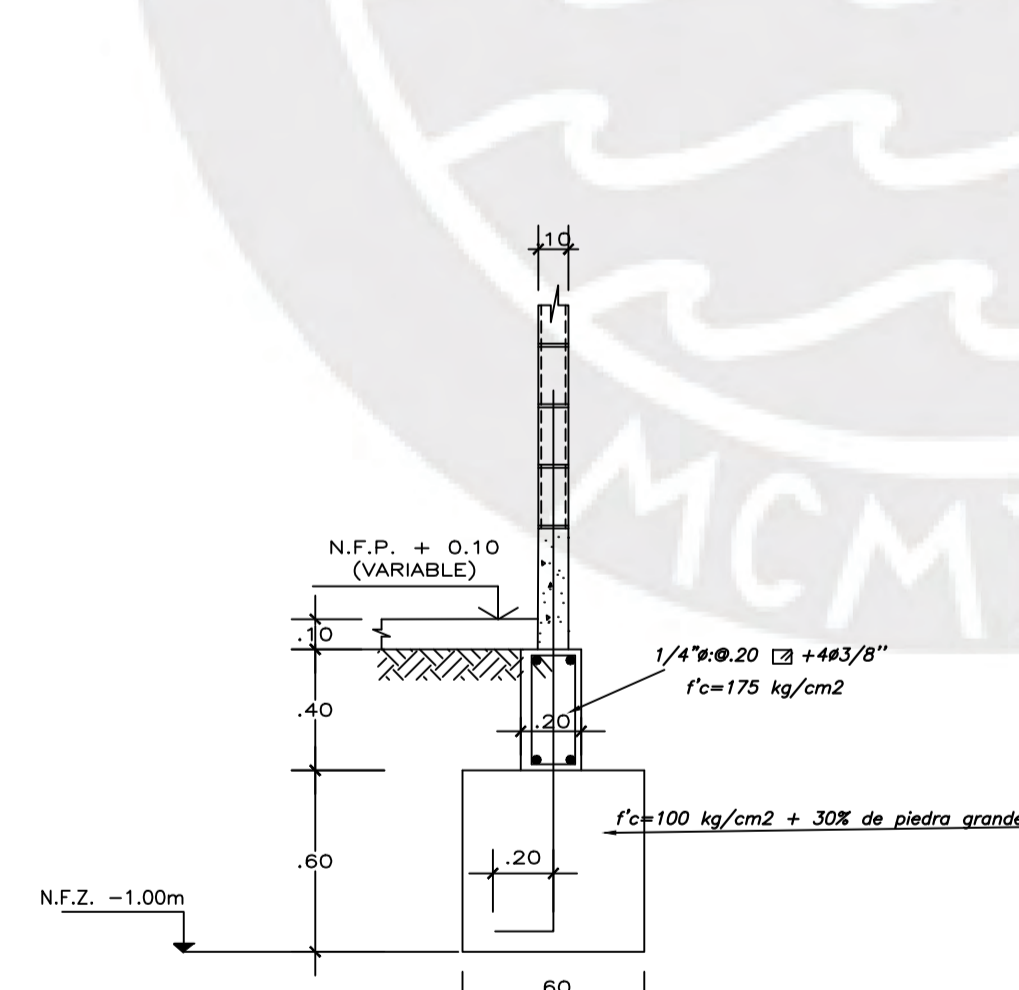
CORTE 3-3
ESC. 1/50



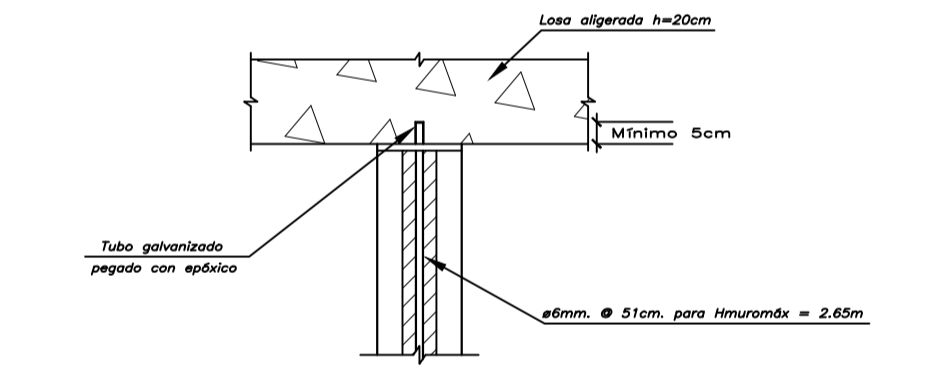
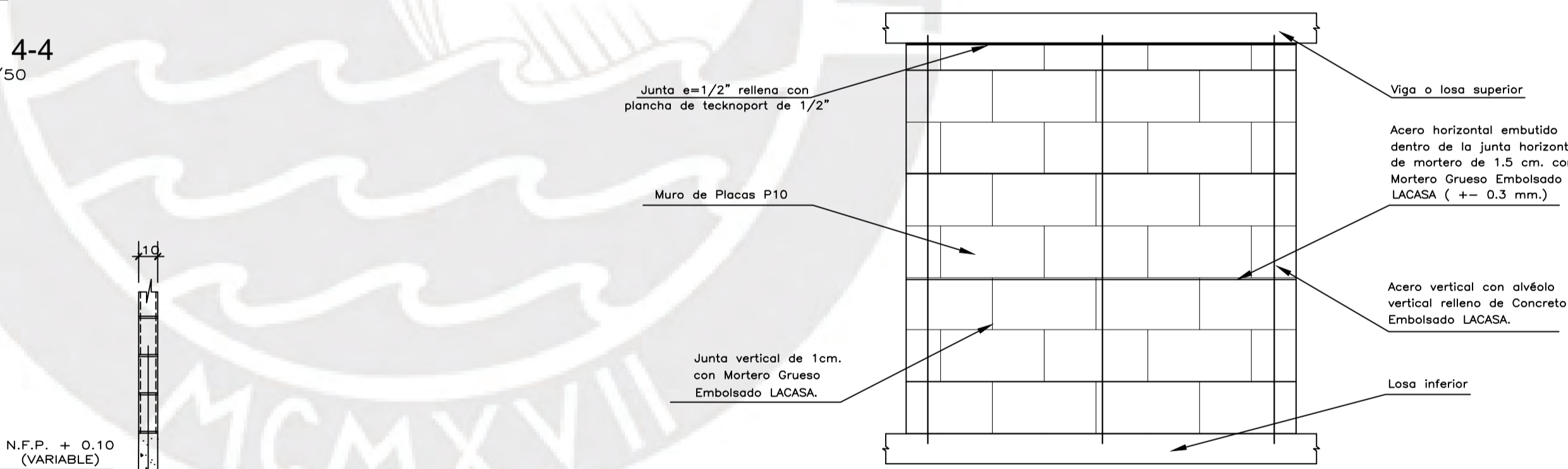
CORTE 4-4
ESC. 1/50



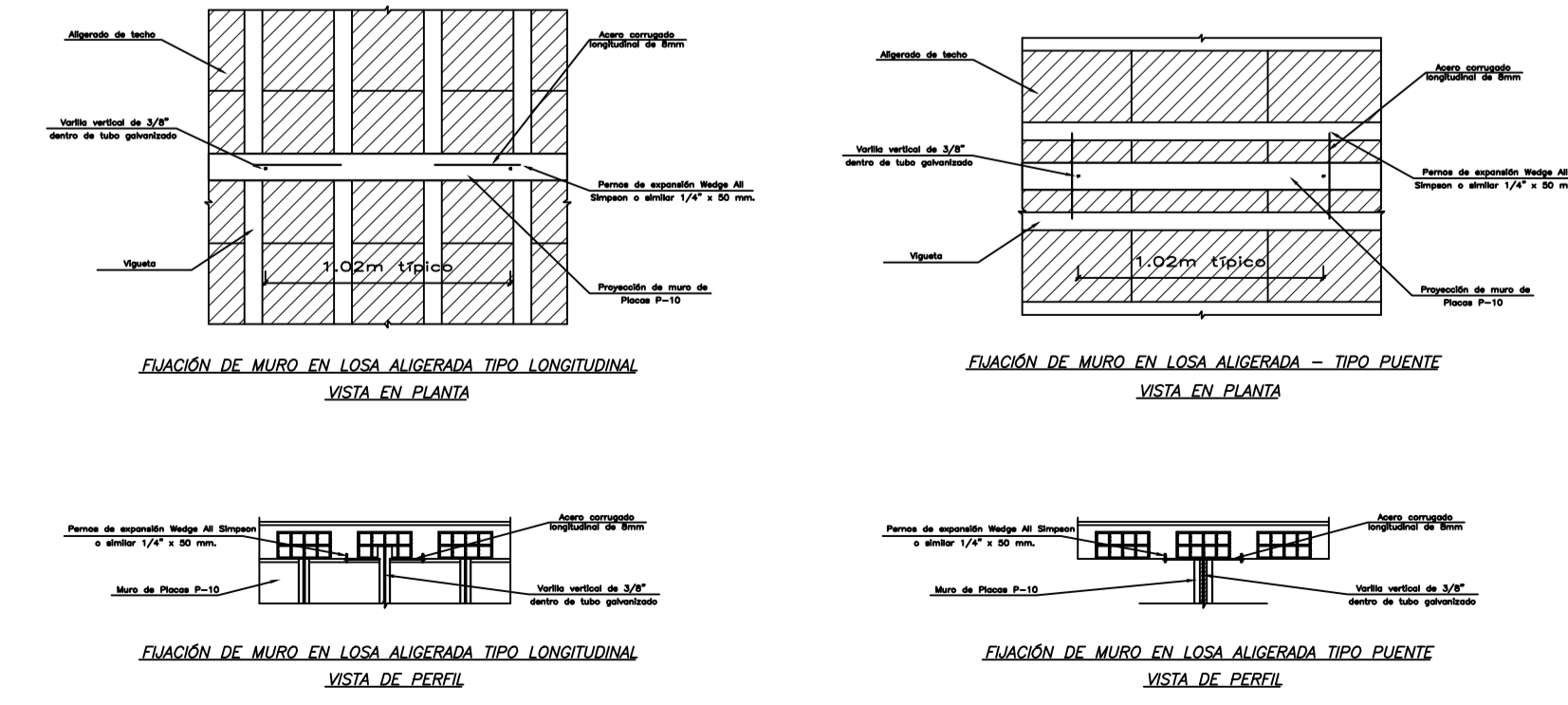
DETALLE DE MUROS SOBRE ZAPATA
ESC. 1/50



DETALLE DE MUROS INTERNOS
ESC. 1/50



VARILLAS VERTICALES PARA MUROS AISLADOS



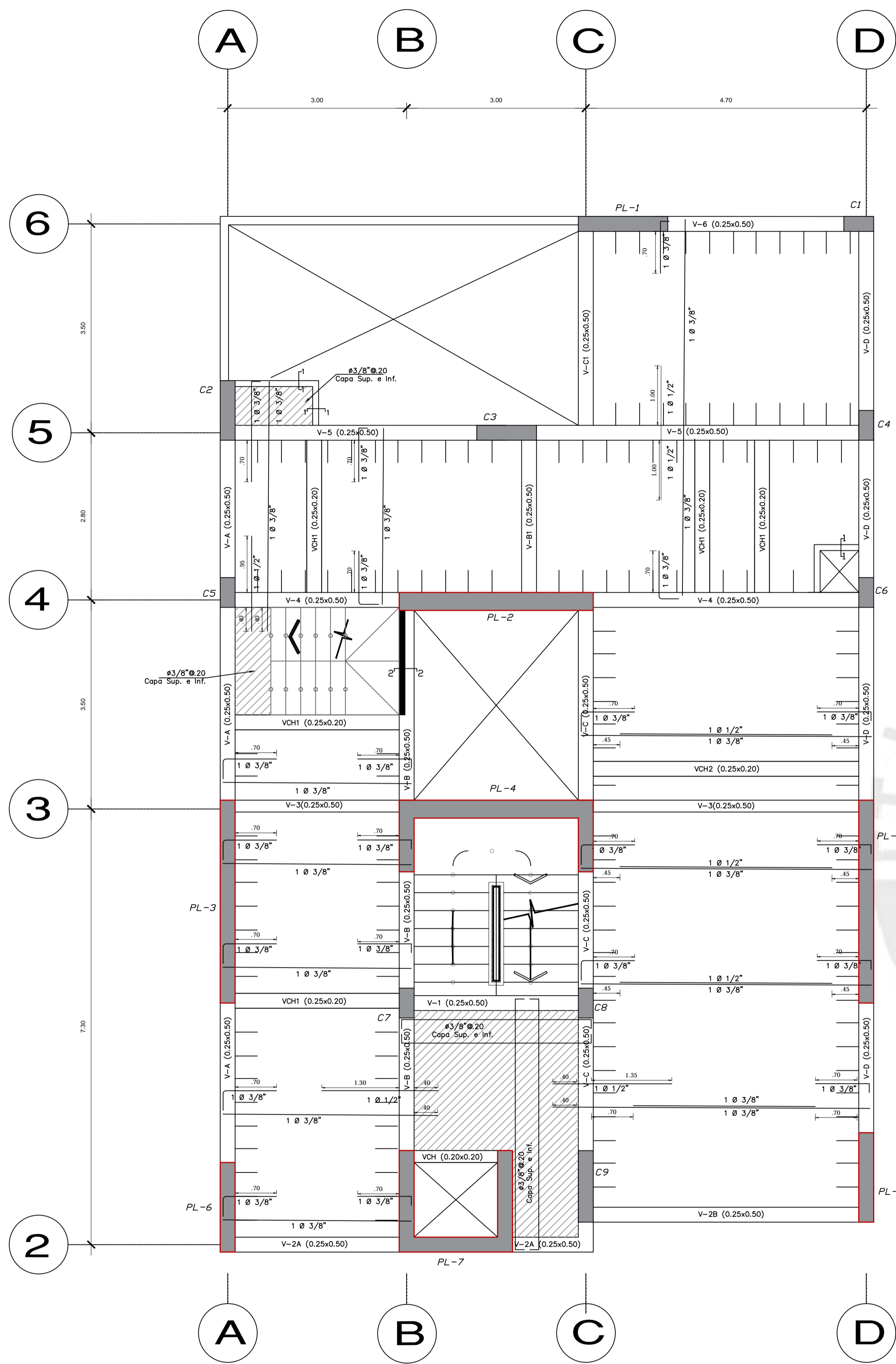
ESPECIFICACIONES TÉCNICAS PARA MUROS
CONCRETO ARMADO $f'c=175 \text{ Kg/cm}^2$.
ACERO $f_y = 4,200 \text{ Kg/cm}^2$
TERRENO = 4.0 Kg/cm^2 (ver estudio de suelos)
SOBRECARGA S/C = INDICADO
RECUBRIMIENTOS ALIGERADO 2cm.
ALBAÑILERIA $f'm = 100 \text{ Kg/cm}^2$
UNIDAD DE ALBAÑILERIA: BLOQUE DE CONCRETO 8 III
 $f'b = 70 \text{ Kg/cm}^2$ (medio sobre área bruta)
MORTERO : CEMENTO: ARENA 1 : 1/2 : 4
CONCRETO LÍQUIDO : CEMENTO: ARENA: PIEDRA (TAMARZO MAX. 3/8") 1 : 2 1/2 : 1 1/4
SLUMP = 9 PULGADAS
EMPALMES HORIZONTALES
 +.40 PARA #3/8"
 +.50 PARA #1/2"
 +.60 PARA #5/8"

RESUMEN DE LAS CONDICIONES DE CIMENTACIÓN
 DE ACUERDO AL ESTUDIO DE SUELOS DESARROLLADO
 TIPO DE CIMENTACIÓN: Zapatas aisladas, Zapatas combinadas y cimientos corridos
 ESTRATO DE APOYO A LA CIMENTACIÓN: Arena ligeramente arenosa de plasticidad baja, compacta ligeramente húmeda marón amarillento.
 PROFUNDIDAD DE LA CIMENTACIÓN: 1.50m (respecto al nivel de cota +0.00)
 PRESIÓN ADMISIBLE: 4.00 kg/cm²
 ADESIÓN DEL SUELO A LA CIMENTACIÓN: No adhesiva (usar cemento tipo I)
 NIVEL NAPE FREÁTICA: No detectada
 RECOMENDACIONES ADICIONALES:
 1) No debe cimentarse sobre turba, suelo orgánico, tierra vegetal, desmonte, relleno arenoso o relleno asfáltico. Estas materias inadecuadas deberán ser removidas en su totalidad antes de construir la edificación y ser remplazadas con materiales adecuados debidamente compactados.
 2) En caso de que a la profundidad indicada se encuentre material suelto o relleno profundar excavación por lo menos 30cm. en terreno natural y vaciar faja zapata.
 3) En donde se requiera relleno para conformar el faja zapata se deberá usar afirmado compactado al 95% de proctor modificado. La compactación deberá ser con plancha vibradora en capas no más de 10cm.

CIMENTACIÓN
 1) PARA EL TRAZADO DE CIMENTACIÓN VER ARQUITECTURA
 2) PARA CONFORMAR EL RELLENO USAR AFIRMADO COMPACTADO AL 95% PROCTOR MODIFICADO EN CAPAS DE 20cm.
 3) EN CASO QUE A LA PROFUNDIDAD INDICADA AUN NO SE ENCUENTRE LA GRASA PROFUNDIDAD INDICADA HASTA PENETRAR 20cm. EN DICHO ESTRATO Y VACEAR FALSA ZAPATA PARA LA FALSA ZAPATA SE EMPLEARÁ CEMENTO MORTERÓN: 1:12+30%P.C.(tamaño máximo 8")
 4) TODOS LOS #S INDICADOS EN LAS ZAPATAS SON INFERIORES SALVO INDICADOS (Sup.) QUE ES # SUPERIOR
 5) SE DEBE COLOCAR 5cm. DE SOLADO BAJO CUALQUIER ESTRUCTURA EN CONTACTO CON EL TERRENO

NOTAS
 1.- EL CERCO, LOS TABIQUE Y PARAPETOS SERÁN INDEPENDIZADOS DE LA ESTRUCTURA MEDIANTE JUNTAS LIMPIAS DE 1 cm.
 2.- EL REFUERZO VERTICAL DE LOS TABIQUE NO ANCLA EN EL TECHO, TERMINANDO 2 HILADAS ANTES.
 3.- EL REFUERZO HORIZONTAL; SOLAMENTE EN LOS PARAPETOS, ES DE #3/8" Y SE ALOJA EN LA ÚLTIMA HILADA.

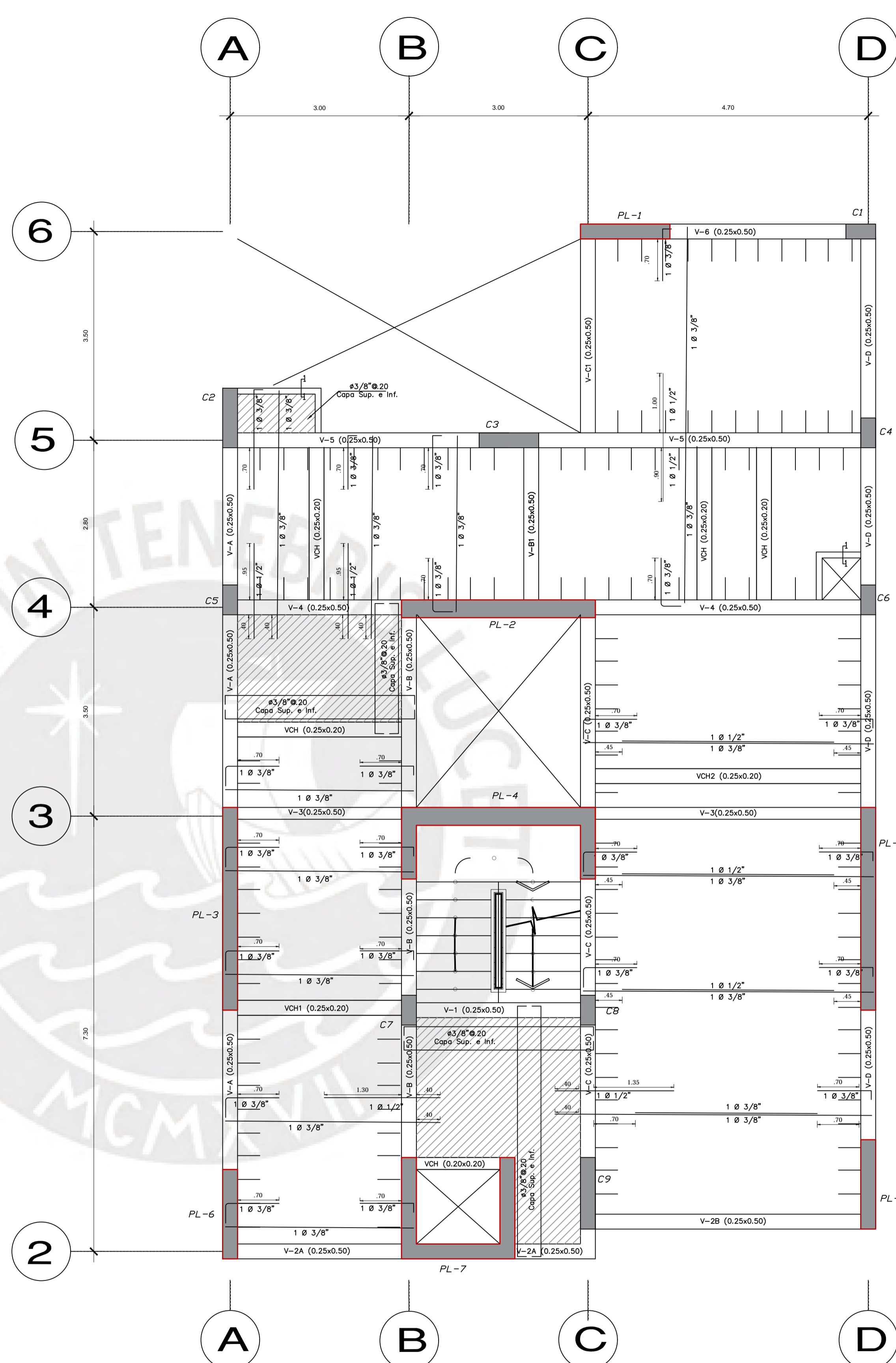
TEMA DE TESIS: " DISEÑO Y PRESUPUESTO DEL CASO DE UNA VIVIENDA MULTIFAMILIAR DE 6 PISOS HECHO EN CONCRETO ARMADO		CÓDIGO: E-03
PLANO: ESTRUCTURAS - CIMENTACIONES Y DETALLES	ESC: 1/20	
UBICACIÓN: MAGDALENA DEL MAR	PROFESIONALES: LUIS ANGEL CALDIERON CORDOVA JHAYR ANTHONY GIRALDO	ARESOR: D.R.Q.W.



TECHO 1°, 3° y 5° Nivel
Esc.=1/50

2° NPT + 2.80 ml.
4° NPT + 8.40 ml.
6° NPT + 14.00 ml.

 LOSA ALIGERADA DE h=0.20m
 LOSA MACIZA DE h=0.20m



TECHO 2° Y 4° Nivel
Esc.=1/50

3° NPT + 5.60ml.
5° NPT + 11.20ml.

ESPECIFICACIONES TECNICAS

CONCRETO ARMADO
CONCRETO $f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$
 $f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$ (Cisterna)
 $f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$ (Placas y columnas)
FIERRO CORRUGADO $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$

CONCRETO SIMPLE
SOBRECIMIENTO $f'c = 175 \text{ kg/cm}^2$
FALSA ZAPATA $f'c = 100 \text{ kg/cm}^2 + 25\% \text{ DE PIEDRA GRANDE (6" MAXIMO)}$

ALBAÑILERIA
CERCOS
LADRILLO CLASE IV SOLIDO, TIPO KING-KONG $f'm = 65 \text{ kg/cm}^2$
RESISTENCIA MINIMA DEL LADRILLO $f'b = 145 \text{ kg/cm}^2$
% MAXIMO DE VACIOS 25
MORTERO P1 (CEMENTO/ARENA) 1/4
ESPESOR JUNTA ENTRE HILADAS 1.0 cm (Min.)
1.5 cm (Max.)

LA ALBAÑILERIA EN EL CASO DE EMPLEARSE UNA CONEXIÓN DENTADA, LA LONGITUD DE LA UNIDAD SALIENTE NO EXCEDERÁ DE 5cm Y DEBERÁ LIMPIARSE DE LOS DESPERDICIOS DE MORTERO Y PARTICULAS SUELTAS ANTES DE VACIAR EL CONCRETO DE LA COLUMNA DE CONFINAMIENTO.

EN EL CASO DE EMPLEARSE UNA CONEXIÓN A RAS, DEBERÁ ADICIONARSE "CHICOTES" O "MECHAS" DE ANCLAJE COMPUESTO POR 2 VARILLAS DE 6mm CADA 3 HILADAS, QUE PENETREN POR LO MENOS 40cm AL INTERIOR DE LA ALBAÑILERÍA Y 12.5cm AL INTERIOR DE LA COLUMNA MÁS UN DOBLEZ VERTICAL A 90° DE 10cm.

TABICUERIA INTERIOR (AISLADA DE ESTRUCTURA PRINCIPAL)
LADRILLO TIPO PANDERETA CON COLUMNAS DE ARRIOSTRAMIENTO (VER DETALLE)
MORTERO (CEMENTO/ARENA) 1/5
ESPESOR JUNTA ENTRE HILADAS 1.0 cm (Min.)
1.5 cm (Max.)

* OPCIONALMENTE SE PODRA USAR BLOQUES APILABLES SILICO-CALCAREOS TIPO PLACA P-7 ó P-10 SEGUN ESPESORES DE ARQUITECTURA Y SIGUIENDO RECOMENDACIONES DEL FABRICANTE PARA SU INSTALACION

RECUBRIMIENTOS
ALIGERADOS, LOSA Y VIGAS CHATAS 2.0 cm
COLUMNAS, PLACAS Y VIGAS 4.0 cm
VIGAS e=15 cm. 3.0 cm
COLUMNETAS DE CONFINAMIENTO 2.0 cm
ZAPATAS 7.0 cm
MURO DE CISTERNA CARA EN CONTACTO CON AGUA 5cm
CARA SECA 4cm

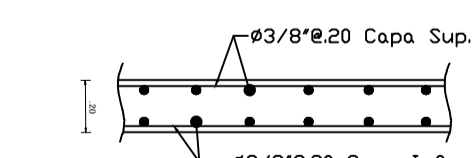
NORMAS : E-060 : CONCRETO ARMADO
E-070 : ALBAÑILERIA

PARAMETROS SISMO-RESISTENTES

- a) SISTEMA ESTRUCTURAL SISMO-RESISTENTE:
XX: MUROS DE CONCRETO, $R_{ox}=6.00$
YY: MUROS DE CONCRETO, $R_{oy}=6.00$
- b) PARAMETROS PARA DEFINIR FUERZA SISMICA O ESPECTRO DE DISEÑO:
-FACTOR DE ZONA (ZONA 4) : $Z=0.45$
-FACTOR DE SUELO (TIPO S1) : $S=1.00$ $T_p=0.4s$ $T_L=2.5s$
-FACTOR DE CATEGORIA (CAT. C) : $U=1.0$
-FACTOR DE REDUCCION :
 $R_x=5.40$, (ESTRUCTURA IRREGULAR, $la=1.0$, $lp=0.90$)
 $R_y=5.40$, (ESTRUCTURA IRREGULAR, $la=1.0$, $lp=0.90$)
-COEFICIENTE DE AMPLIFICACION SISMICA
EDIFICIO : $C_x=2.5$ $C_y=2.50$
 $C/R \leq 0.125$
-SEPARACION DEL LIMITE DE PROPIEDAD:
EDIFICIO : $S_x=6.0$ $S_y=6.0$ cm



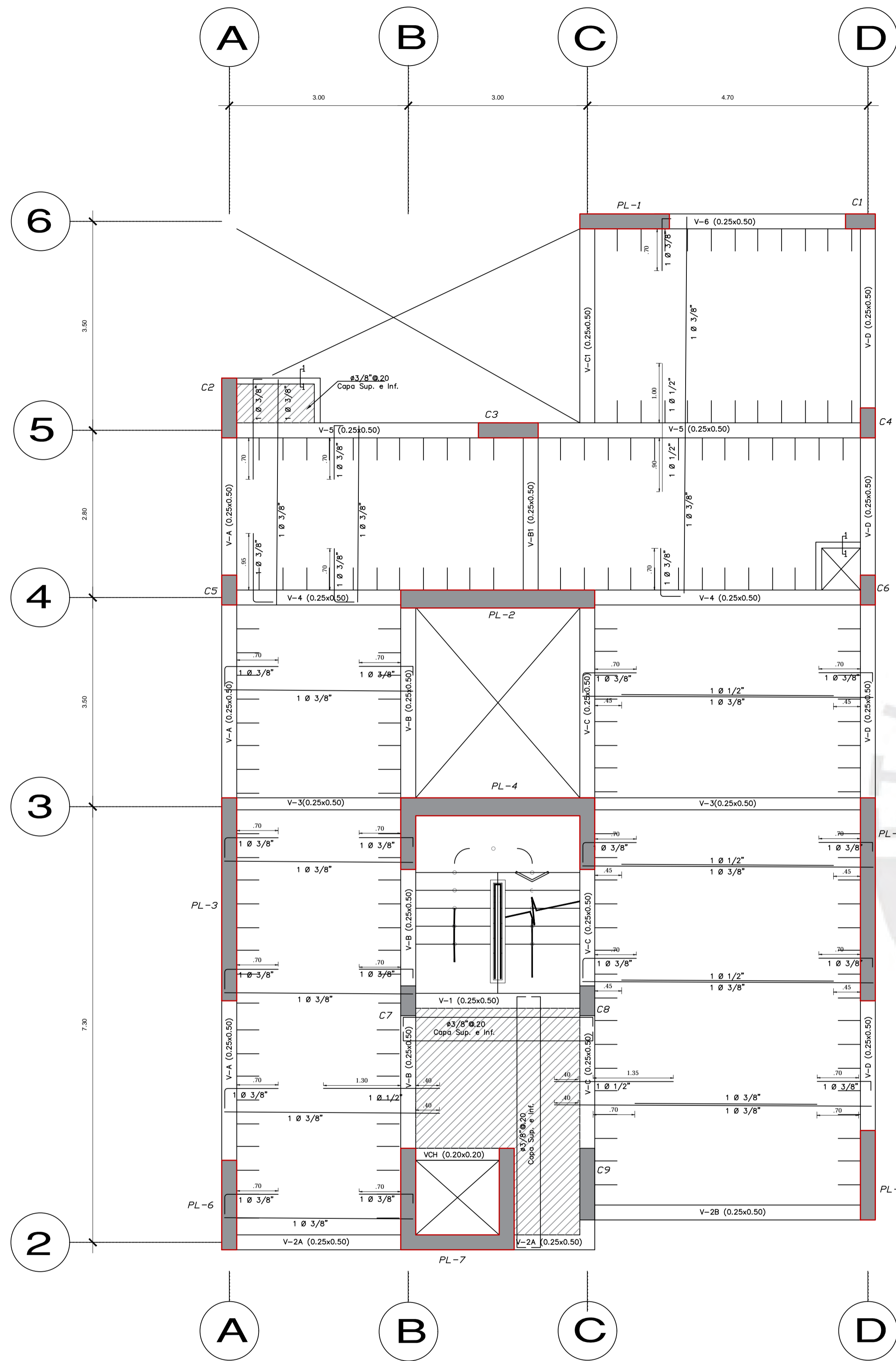
ALIGERADO H = 0.20m.
Esc.=1/15



DETALLE DE LOSA MACIZA
Esc.=1/15

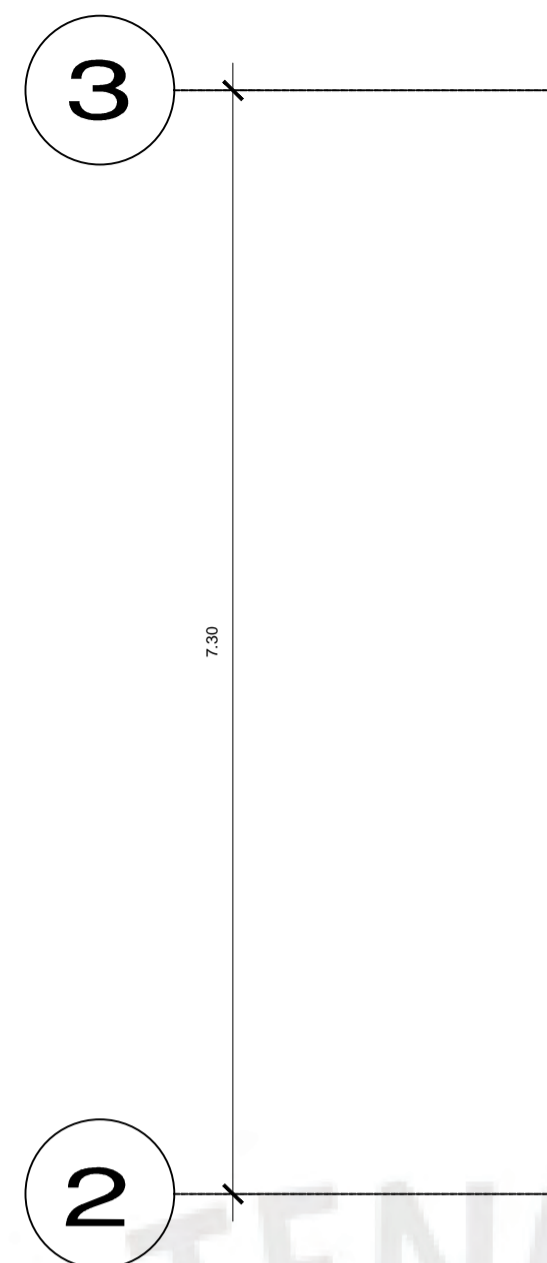
TEMA DE TESIS:
" DISEÑO Y PRESUPUESTO DEL CASO DE UNA VIVIENDA MULTIFAMILIAR DE 6 PISOS HECHO EN CONCRETO ARMADO

PLANO:	ESTRUCTURAS - ENCOFRADO	CÓDIGO:	E-05
UBICACIÓN:	MAGDALENA DEL MAR	ESC:	INDICADA
PROFESIONALES:	LUIS ANGEL CALDERON CORDOVA JHAYR ANTHONY GIRALDO	ASESOR:	D.R.Q.W.



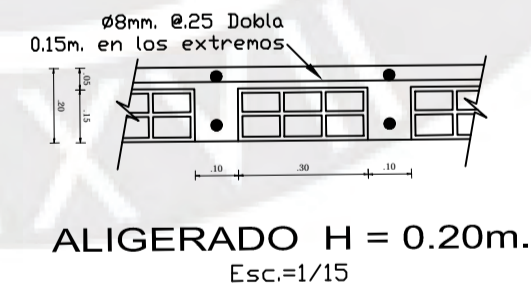
TECHO 6° Nivel
Esc.=1/50

NPT + 16.80ml.

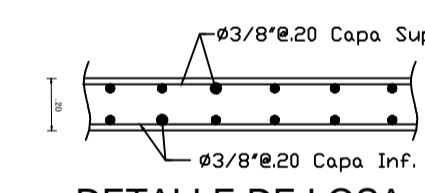


TECHO AZOTEA
Esc.=1/50

NPT + 19.60ml.



ALIGERADO H = 0.20m.
Esc=1/15



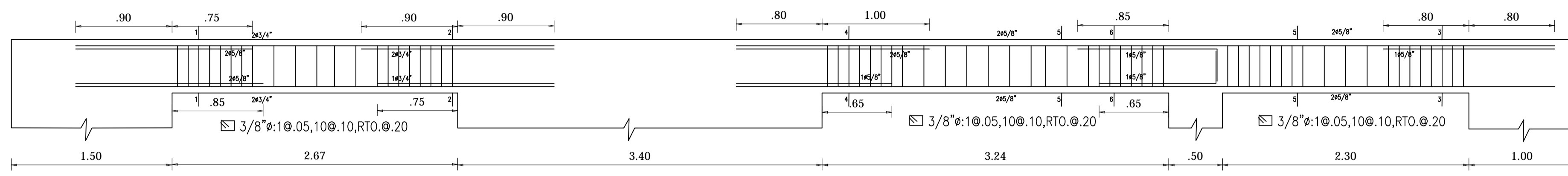
DETALLE DE LOSA MACIZA
Esc=1/15

 LOSA ALIGERADA DE h=0.20m
 LOSA MACIZA DE h=0.20m

ESPECIFICACIONES TECNICAS	
CONCRETO ARMADO	
CONCRETO	$f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$ $f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$ (Cisterna) $f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$ (Placas y columnas) $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$
CONCRETO SIMPLE	
SOBRECIMIENTO	$f'c = 175 \text{ kg/cm}^2$
FALSA ZAPATA	$f'c = 100 \text{ kg/cm}^2 + 25\% \text{ DE PIEDRA GRANDE (6" MAXIMO)}$
ALBAÑILERIA	
CERCOS	
LADRILLO CLASE IV SOLIDO, TIPO KING-KONG	$f'm = 65 \text{ kg/cm}^2$
RESISTENCIA MINIMA DEL LADRILLO	$f'b = 145 \text{ kg/cm}^2$
% MAXIMO DE VACIOS	25
MORTERO P1 (CEMENTO/ARENA)	1/4
ESPOSOR JUNTA ENTRE HILADAS	1.0 cm (Min.) 1.5 cm (Max.)
LA ALBAÑILERIA EN EL CASO DE EMPLEARSE UNA CONEXIÓN DENTADA, LA LONGITUD DE LA UNIDAD SALIENTE NO EXCEDERÁ DE 5cm Y DEBERÁ LIMPIARSE DE LOS DESPERDICIOS DE MORTERO Y PARTICULAS SUELTAS ANTES DE VACIAR EL CONCRETO DE LA COLUMNA DE CONFINAMIENTO.	
EN EL CASO DE EMPLEARSE UNA CONEXIÓN A RAS, DEBERÁ ADICIONARSE "CHICOTES" O "MECHAS" DE ANCLAJE COMPUESTO POR 2 VARILLAS DE 6mm CADA 3 HILADAS, QUE PENETREN POR LO MENOS 40cm AL INTERIOR DE LA ALBAÑILERIA Y 12.5cm AL INTERIOR DE LA COLUMNA MÁS UN DOBLEZ VERTICAL A 90° DE 10cm.	
TABICQUERIA INTERIOR (AISLADA DE ESTRUCTURA PRINCIPAL)	
LADRILLO TIPO PANDERETA CON COLUMNAS DE ARRIOSTRAMIENTO (VER DETALLE)	
MORTERO (CEMENTO/ARENA)	1/5
ESPOSOR JUNTA ENTRE HILADAS	1.0 cm (Min.) 1.5 cm (Max.)
* OPCIONALMENTE SE PODRA USAR BLOQUES APILABLES SILICO-CALCAREOS TIPO PLACA P-7 6 P-10 SEGUN ESPESORES DE ARQUITECTURA Y SIGUIENDO RECOMENDACIONES DEL FABRICANTE PARA SU INSTALACION	
RECUBRIMIENTOS	
ALIGERADOS, LOSA Y VIGAS CHATAS	2.0 cm
COLUMNAS, PLACAS Y VIGAS	4.0 cm
VIGAS e=15 cm.	3.0 cm
COLUMNETAS DE CONFINAMIENTO	2.0 cm
ZAPATAS	7.0 cm
MURO DE CISTERNA	CARA EN CONTACTO CON AGUA 5cm CARA SECA 4cm
NORMAS : E-060 : CONCRETO ARMADO E-070 : ALBAÑILERIA	

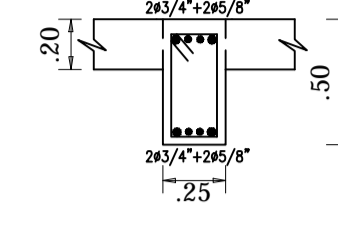
PARAMETROS SISMO-RESISTENTES	
a) SISTEMA ESTRUCTURAL SISMO-RESISTENTE:	
XX: MUROS DE CONCRETO, $R_{ov}=6.00$	
YY: MUROS DE CONCRETO, $R_{oy}=6.00$	
b) PARAMETROS PARA DEFINIR FUERZA SISMICA O ESPECTRO DE DISEÑO:	
-FACTOR DE ZONA (ZONA 4) :	$Z=0.45$
-FACTOR DE SUELO (TIPO S1) :	$S=1.00 \quad T_p=0.4s \quad T_L=2.5s$
-FACTOR DE CATEGORIA (CAT. C) :	$U=1.0$
-FACTOR DE REDUCCION :	
$R_x=5.40$, (ESTRUCTURA IRREGULAR, $l_a=1.0$, $l_p=0.90$)	
$R_y=5.40$, (ESTRUCTURA IRREGULAR, $l_a=1.0$, $l_p=0.90$)	
-COEFICIENTE DE AMPLIFICACION SISMICA	
EDIFICIO : $C_x=2.5 \quad C_y=2.50$	
$C/R \geq 0.125$	
-SEPARACION DEL LIMITE DE PROPIEDAD:	
EDIFICIO : $S_x=6.0 \text{ cm} \quad S_y=6.0 \text{ cm}$	

TEMA DE TESIS: " DISEÑO Y PRESUPUESTO DEL CASCO DE UNA VIVIENDA MULTIFAMILIAR DE 6 PISOS HECHO EN CONCRETO ARMADO	
PLANO: ESTRUCTURAS - ENCOFRADO	CÓDIGO: E-06
UBICACIÓN: MAGDALENA DEL MAR	ESC: INDICADA
PROFESIONALES: LUIS ANGEL CALDERON CORDOVA JHAYR ANTHONY GIRALDO	ASESOR: D.R.Q.W.

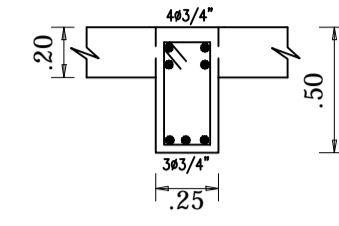


VIGA V-A(0.25X0.50)

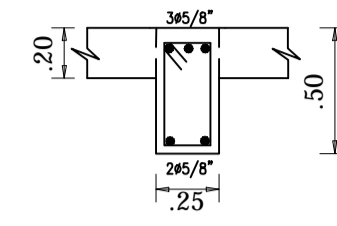
CORTE 1-1



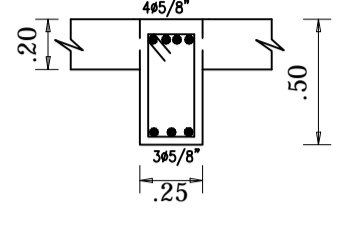
CORTE 2-2



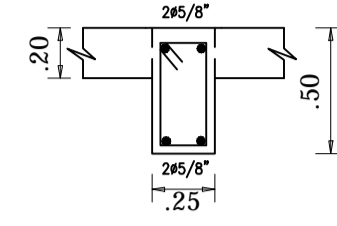
CORTE 3-3



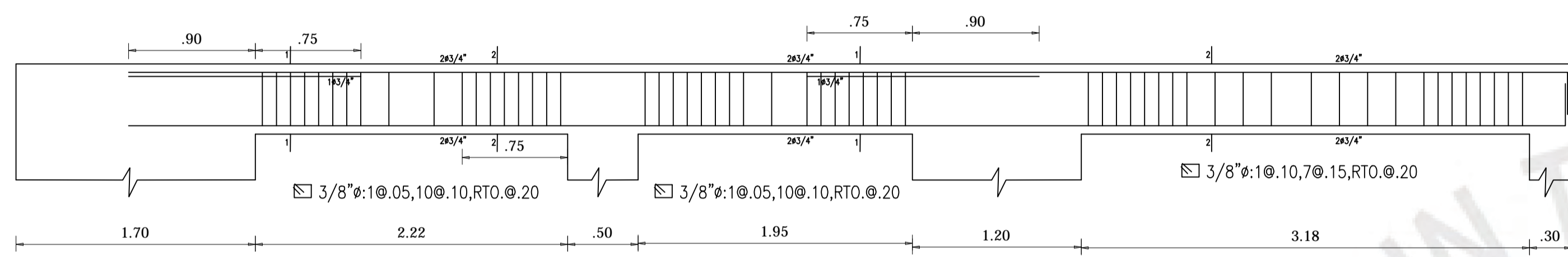
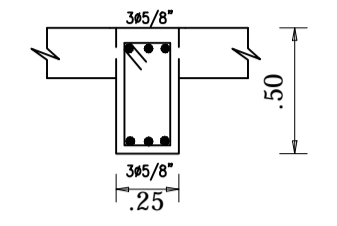
CORTE 4-4



CORTE 5-5

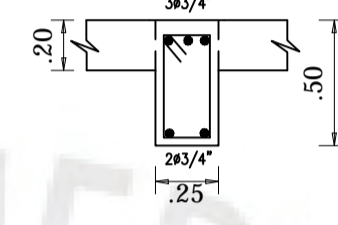


CORTE 6-6

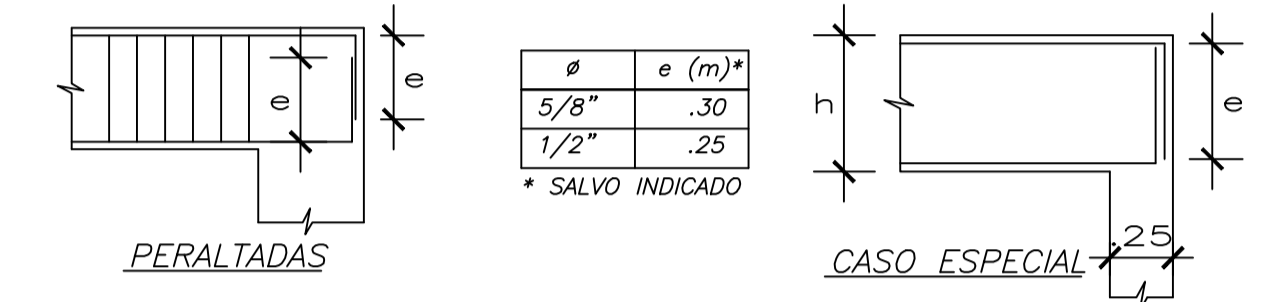
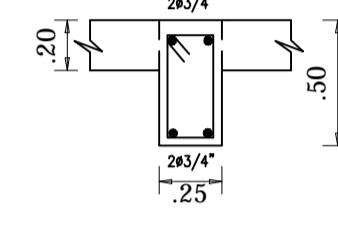


VIGA V-B(0.25X0.50)

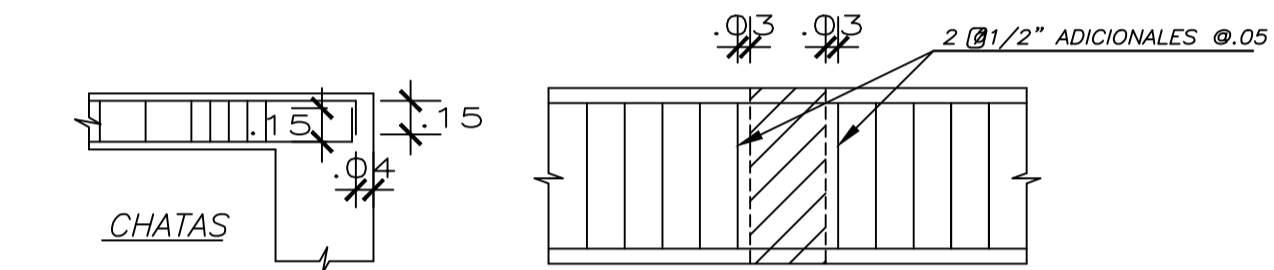
CORTE 1-1



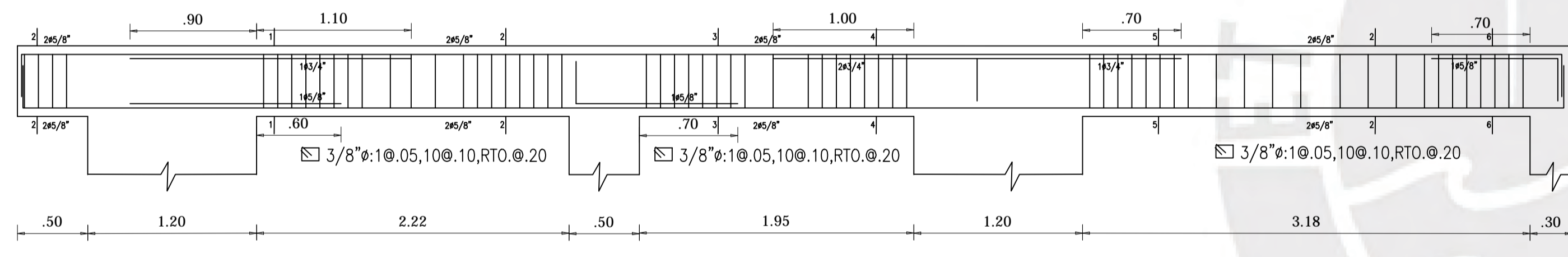
CORTE 2-2



ANCLAJE TIPICO DE VIGAS

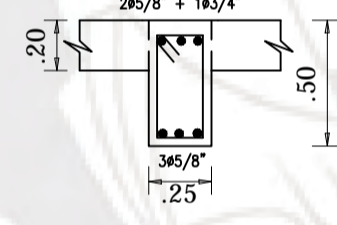


DETALLE DE ESTRIBOS ADICIONALES EN APOYO DE VIGA SOBRE VIGA

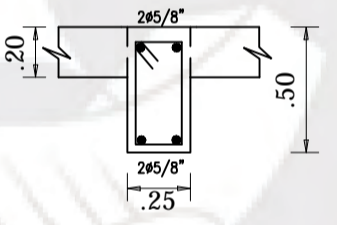


VIGA V-C(0.25X0.50)

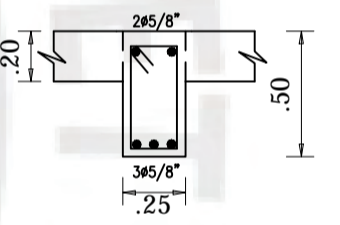
CORTE 1-1



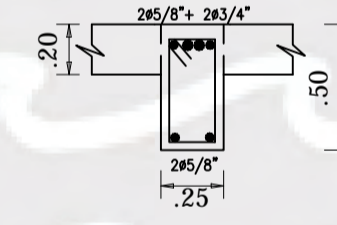
CORTE 2-2



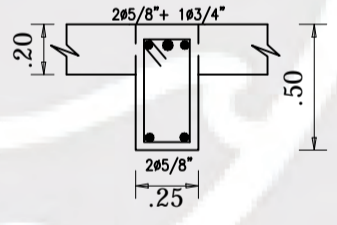
CORTE 3-3



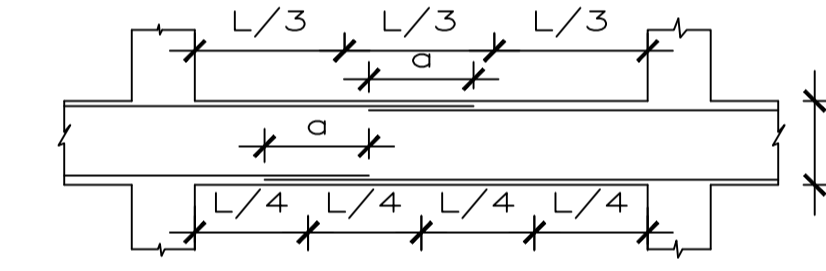
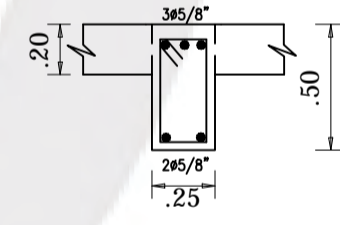
CORTE 4-4



CORTE 5-5



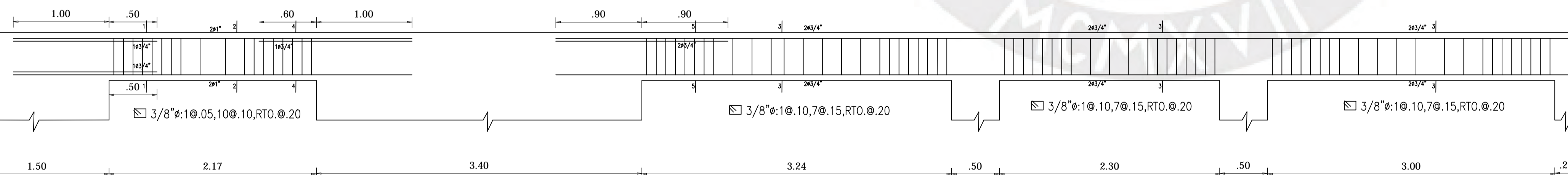
CORTE 6-6



VALORES DE a		
φ	REFUERZO INFERIOR	REFUERZO SUPERIOR
3/8"	.40	.45
1/2"	.40	.50
5/8"	.50	.60

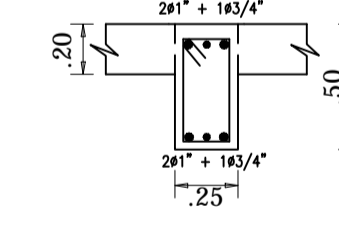
EMPALMES TRASLAPADOS PARA VIGAS, LOSAS y ALIGERADOS

NOTA.- (a) NO EMPALMAR MAS DEL 50 % DEL AREA TOTAL EN UNA MISMA SECCION.
 (b) EN CASO DE NO EMPALMARSE EN LAS ZONAS INDICADAS o CON LOS PORCENTAJES ESPECIFICADOS, AUMENTAR LA LONGITUD EN UN 70 % o CONSULTAR AL PROYECTISTA.
 (c) PARA ALIGERADOS Y VIGAS CHATAS EL ACERO INFERIOR SE EMPALMARA SOBRE LOS APOYOS SIENDO LA LONGITUD DE EMPALME IGUAL A 25 cms. PARA FIERROS DE 3/8" Y 35 cms. PARA 1/2" o 5/8".

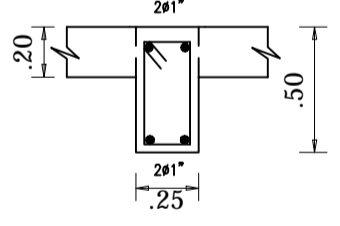


VIGA V-D(0.25X0.50)

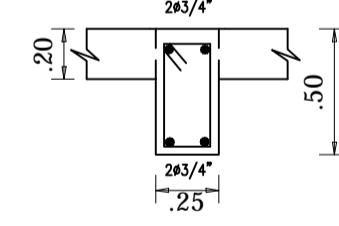
CORTE 1-1



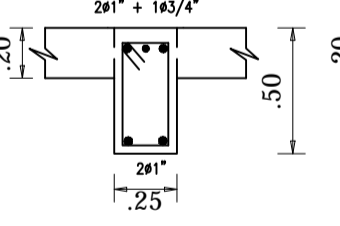
CORTE 2-2



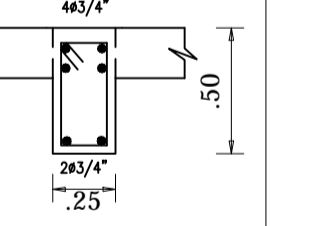
CORTE 3-3



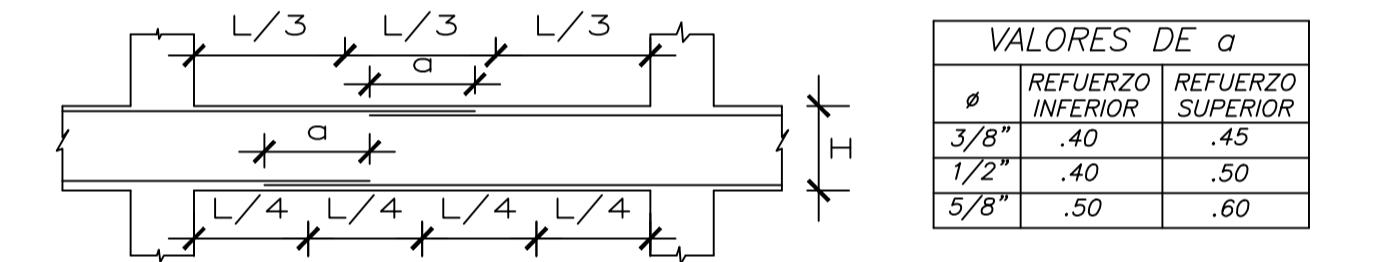
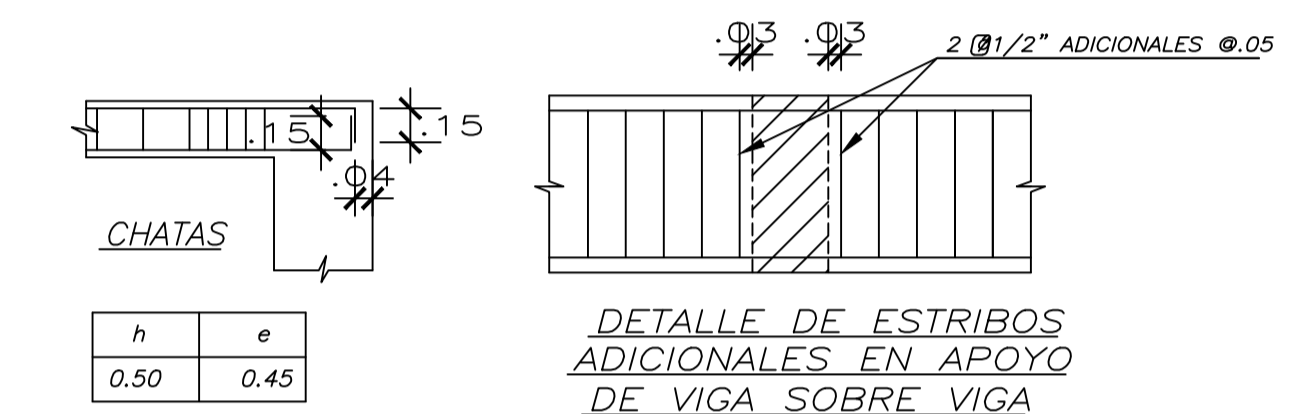
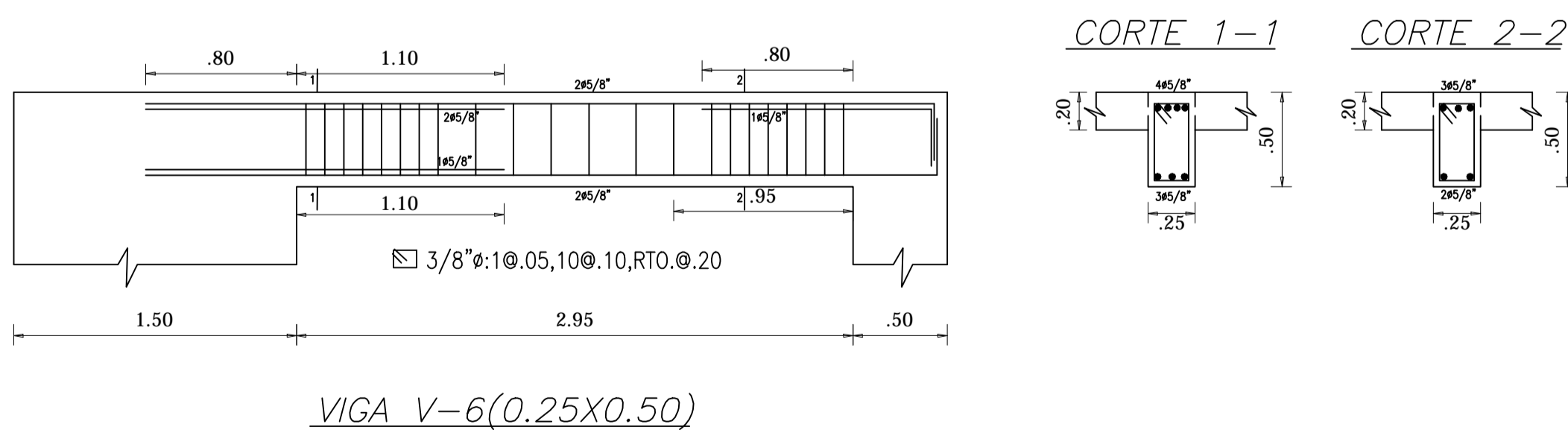
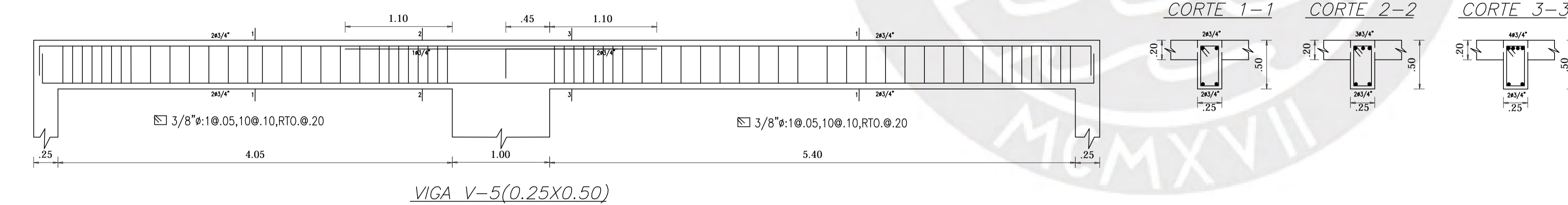
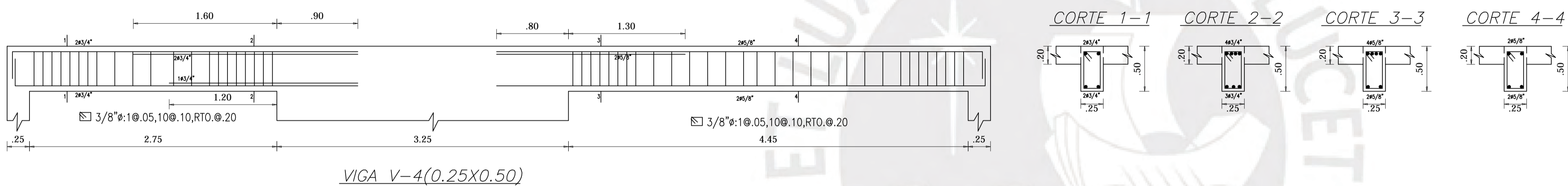
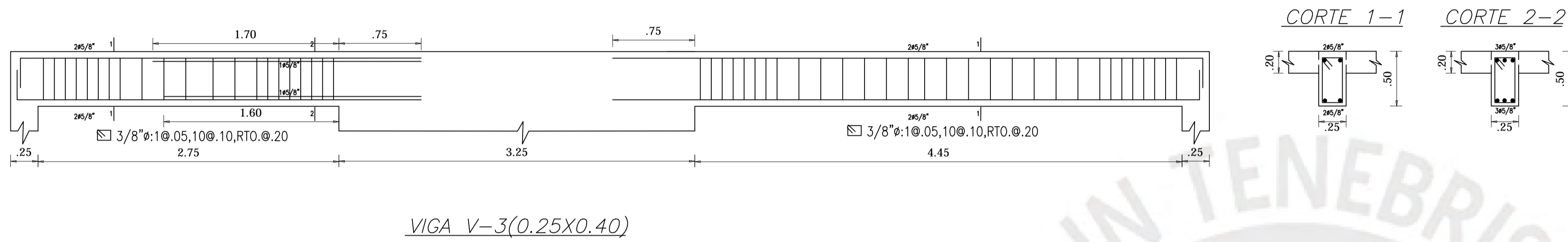
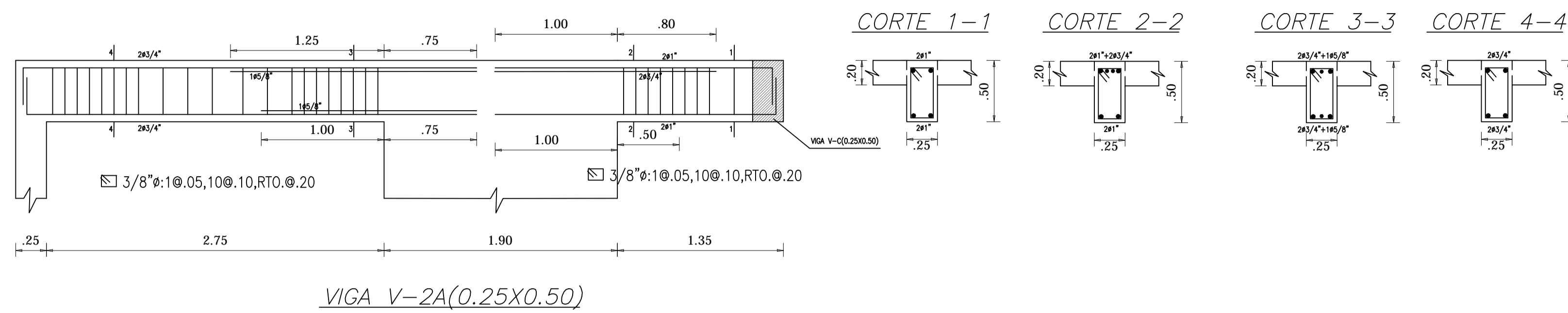
CORTE 4-4



CORTE 5-5



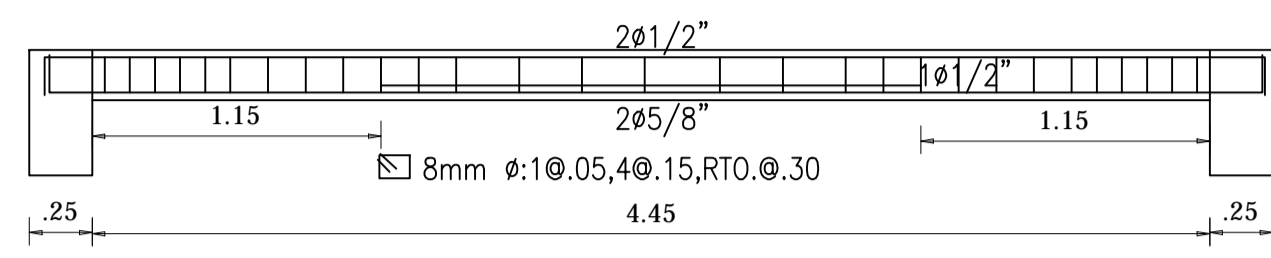
TEMA DE TESIS: " DISEÑO Y PRESUPUESTO DEL CASCO DE UNA VIVIENDA MULTIFAMILIAR DE 6 PISOS HECHO EN CONCRETO ARMADO		
PLANO:	ESTRUCTURAS - VIGAS	CÓDIGO: E-07
UBICACIÓN: MAGDALENA DEL MAR	ESC: 1/30	
PROFESIONALES: LUIS ANGEL CALDERON CORDOVA JHAYR ANTHONY GIRALDO	ASESOR: D.R.Q.W.	



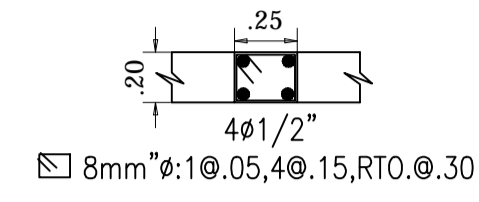
EMPALMES TRASLAPADOS PARA VIGAS, LOSAS y ALIGERADOS

- NOTA-(a) NO EMPALMAR MAS DEL 50 % DEL AREA TOTAL EN UNA MISMA SECCION.
 (b) EN CASO DE NO EMPALMARSE EN LAS ZONAS INDICADAS o CON LOS PORCENTAJES ESPECIFICADOS, AUMENTAR LA LONGITUD EN UN 70 % o CONSULTAR AL PROYECTISTA.
 (c) PARA ALIGERADOS Y VIGAS CHATAS EL ACERO INFERIOR SE EMPALMARA SOBRE LOS APOYOS SIENDO LA LONGITUD DE EMPALME IGUAL A 25 cms. PARA FIERROS DE 3/8" Y 35 cms. PARA 1/2" o 5/8".

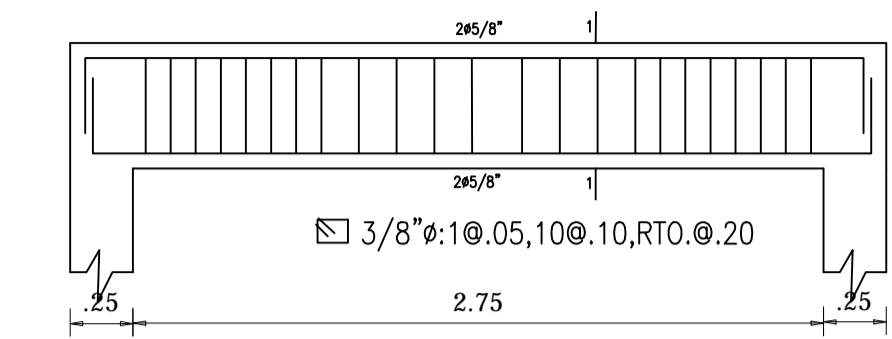
TEMA DE TESIS: " DISEÑO Y PRESUPUESTO DEL CASCO DE UNA VIVIENDA MULTIFAMILIAR DE 6 PISOS HECHO EN CONCRETO ARMADO		
PLANO: ESTRUCTURAS - VIGAS		CÓDIGO: E-08
UBICACIÓN: MAGDALENA DEL MAR	ESC: 1/30	
PROFESIONALES: LUIS ANGEL CALDERON CORDOVA JHAYR ANTHONY GIRALDO	ASESOR: D.R.Q.W.	



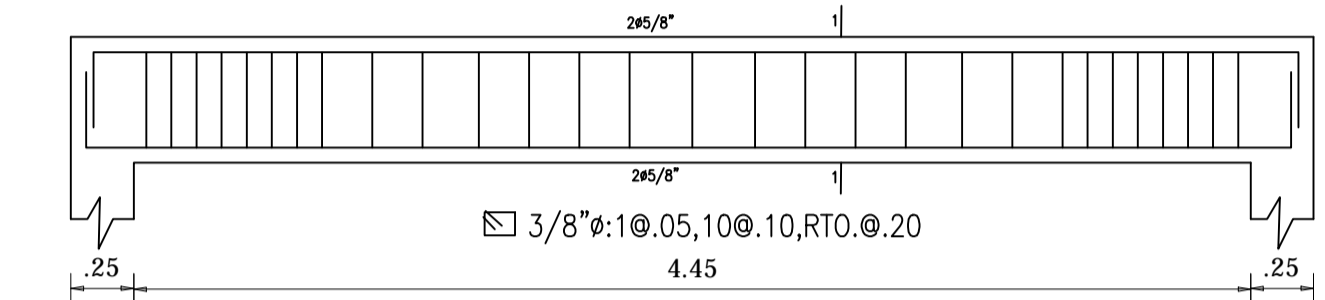
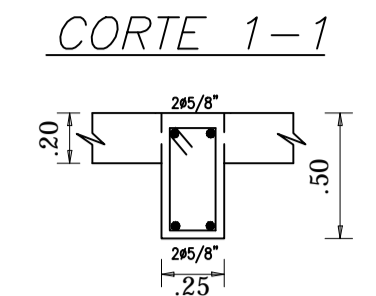
VIGA VCH-2(0.25X0.20)



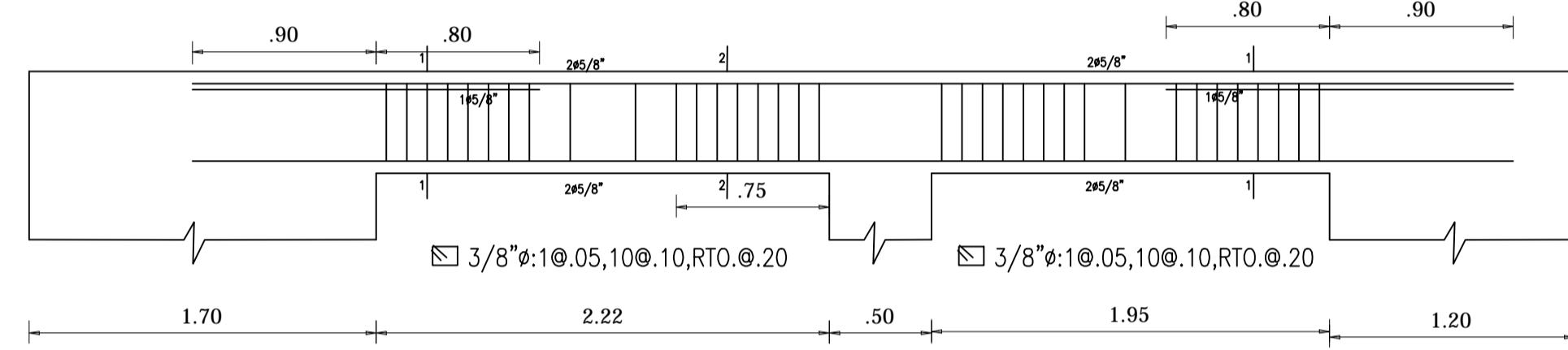
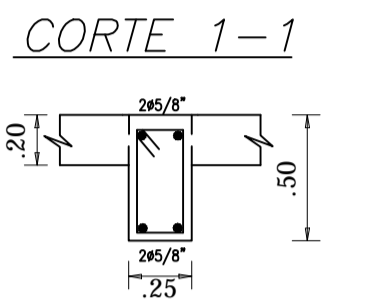
VIGA VCH-1(0.25X0.20)



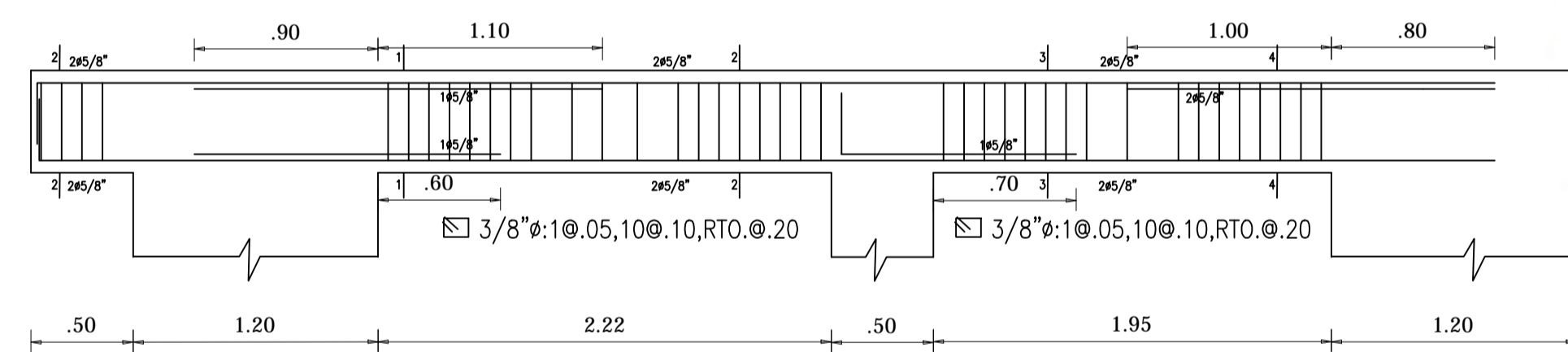
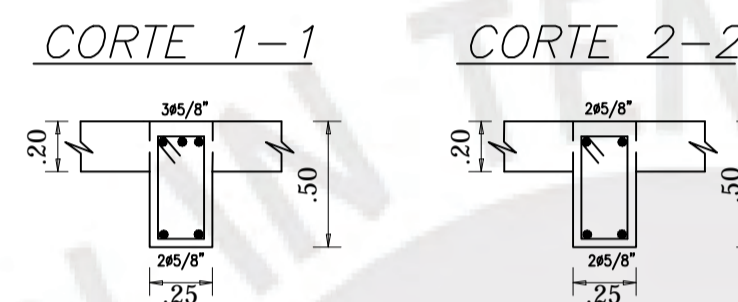
VIGA V-1 (0.25X0.50)



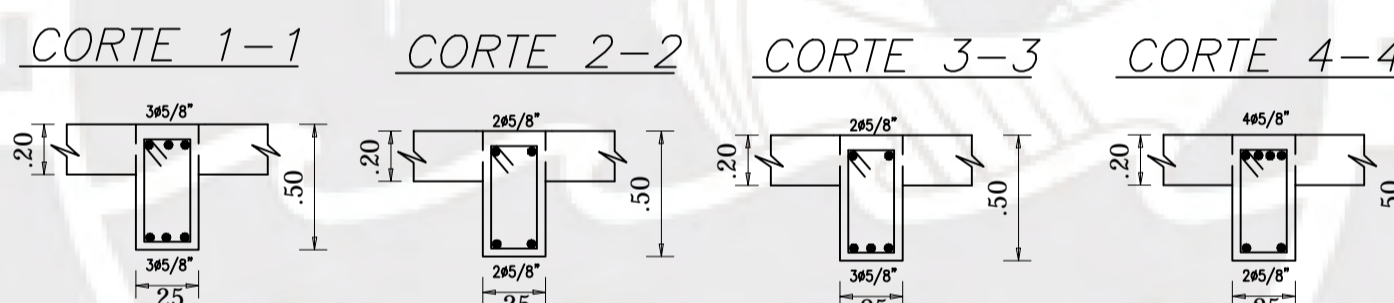
VIGA V-2B(0.25X0.50)



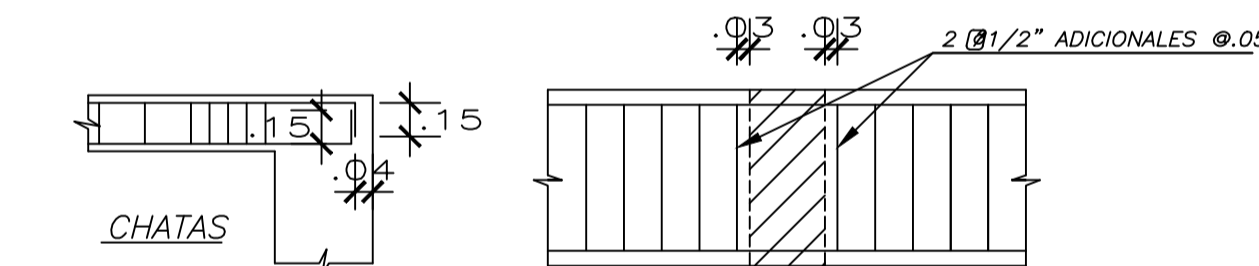
VIGA V-B2(0.25X0.50)



VIGA V-C2(0.25X0.50)

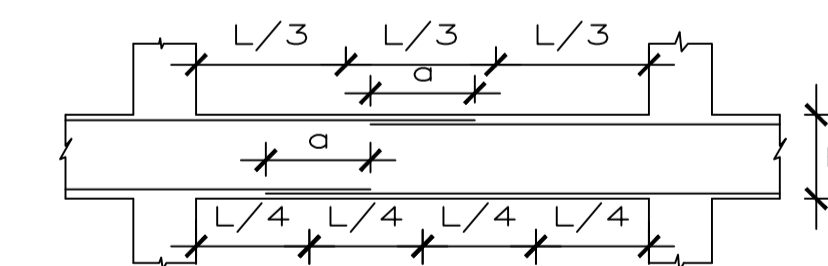


ANCLAJE TIPICO DE VIGAS

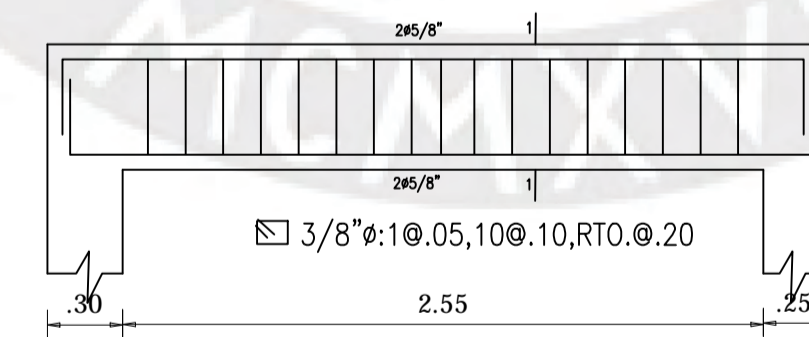


DETALLE DE ESTIBOS ADICIONALES EN APOYO DE VIGA SOBRE VIGA

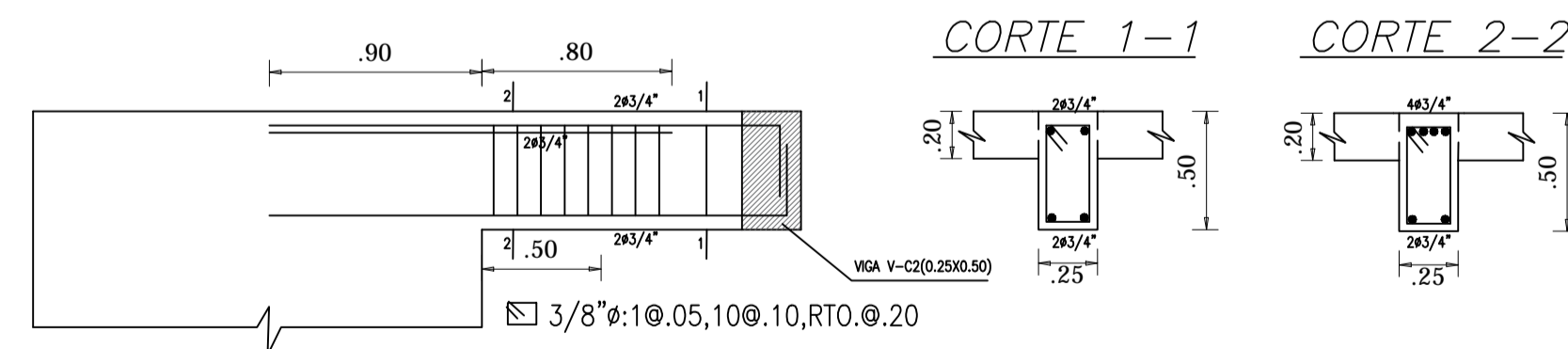
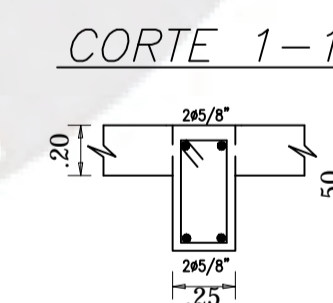
h	e
0.50	0.45



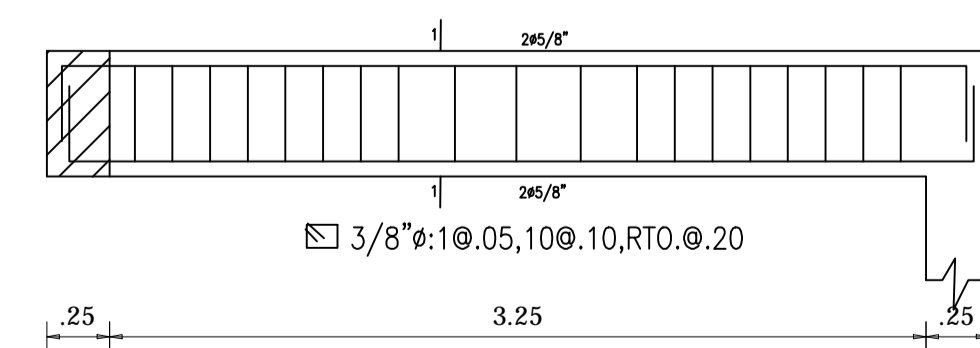
Ø	VALORES DE a	
	REFUERZO INFERIOR	REFUERZO SUPERIOR
3/8"	.40	.45
1/2"	.40	.50
5/8"	.50	.60



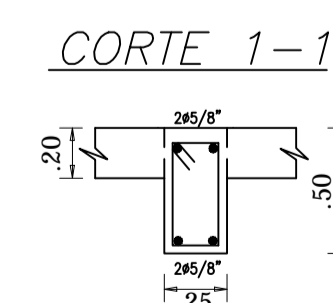
VIGA V-B1 (0.25X0.50)



VIGA V-3A(0.25X0.50)



VIGA V-C1(0.25X0.50)



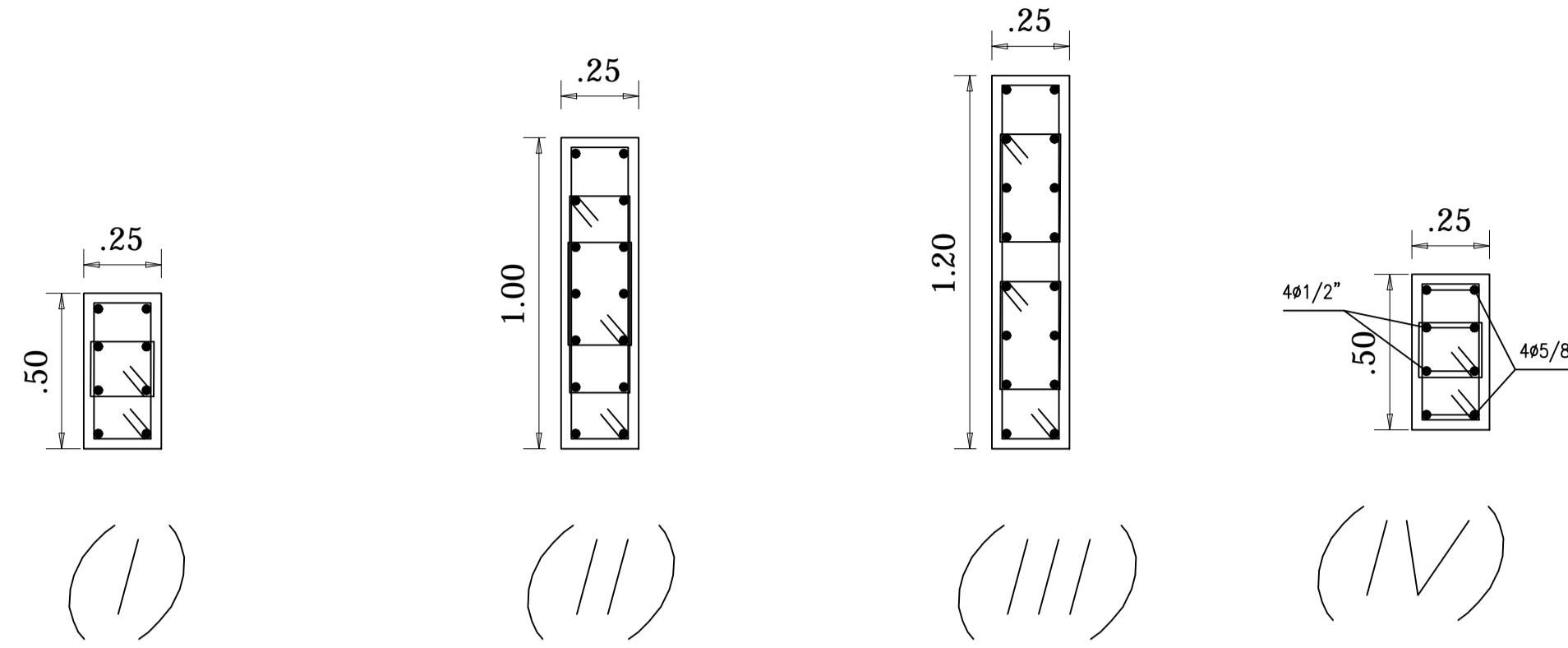
EMPALMES TRASLAPADOS PARA VIGAS, LOSAS y ALIGERADOS

- NOTA-(a) NO EMPALMAR MAS DEL 50 % DEL AREA TOTAL EN UNA MISMA SECCION.
 (b) EN CASO DE NO EMPALMARSE EN LAS ZONAS INDICADAS o CON LOS PORCENTAJES ESPECIFICADOS, AUMENTAR LA LONGITUD EN UN 70 % o CONSULTAR AL PROYECTISTA.
 (c) PARA ALIGERADOS Y VIGAS CHATAS EL ACERO INFERIOR SE EMPALMARA SOBRE LOS APOYOS SIENDO LA LONGITUD DE EMPALME IGUAL A 25 cms. PARA FIERROS DE 3/8" Y 35 cms. PARA 1/2" o 5/8".

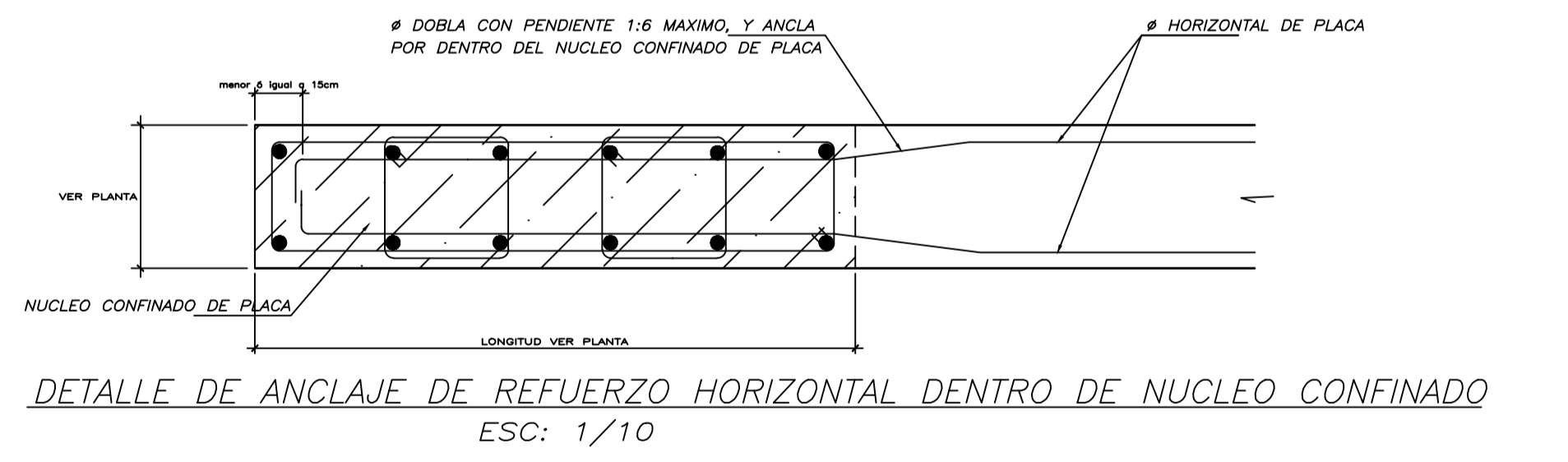
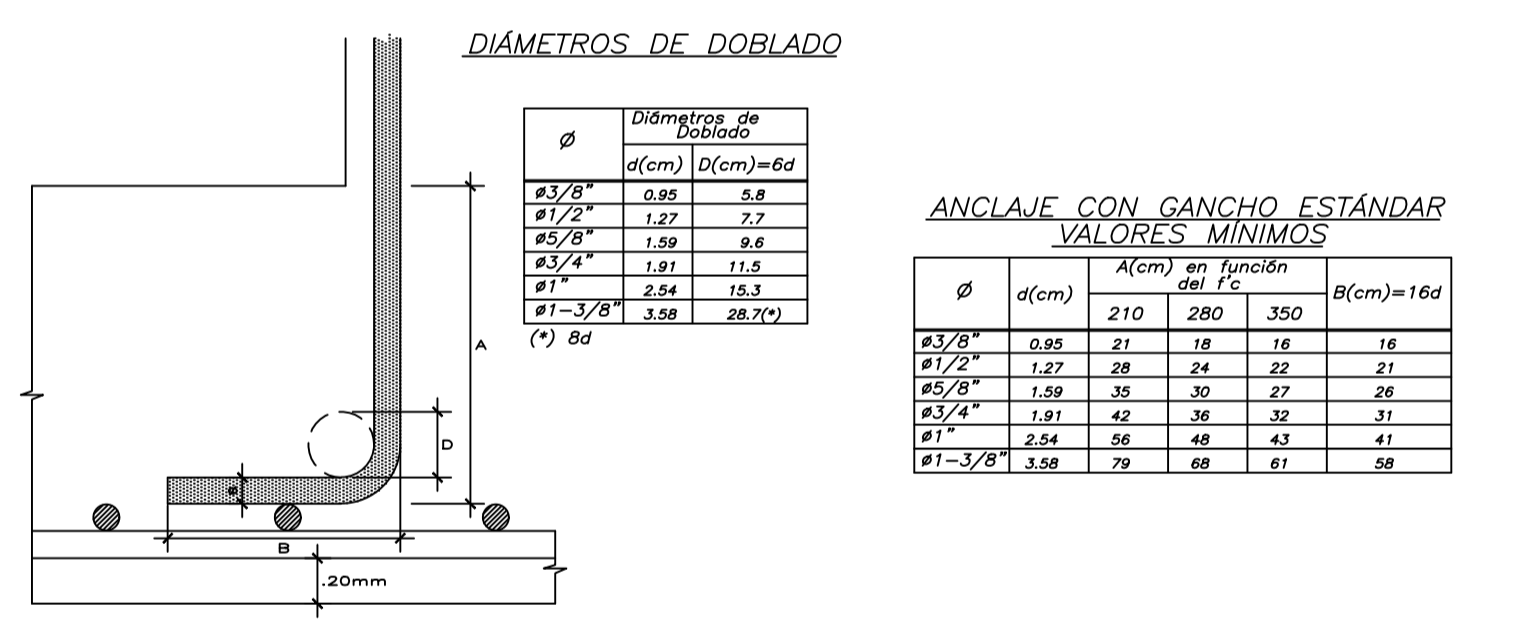
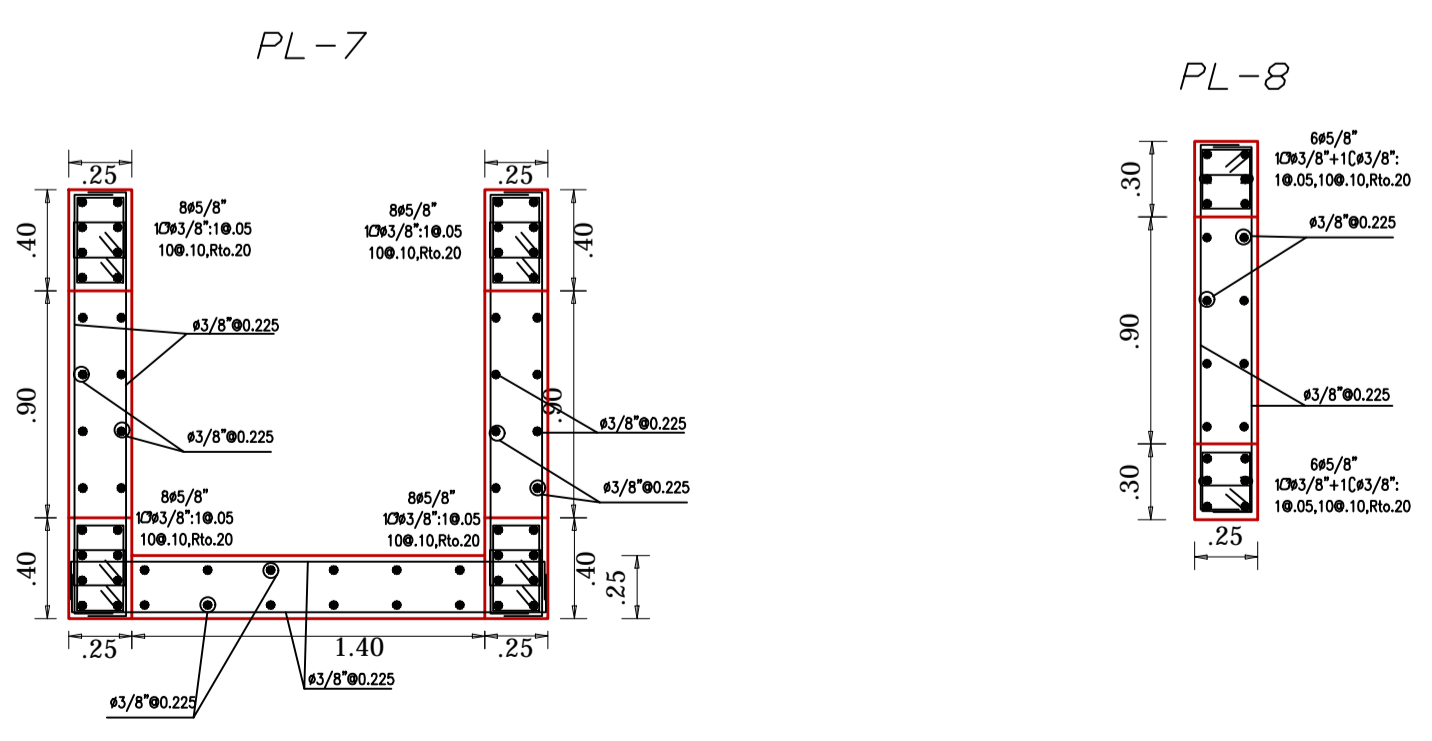
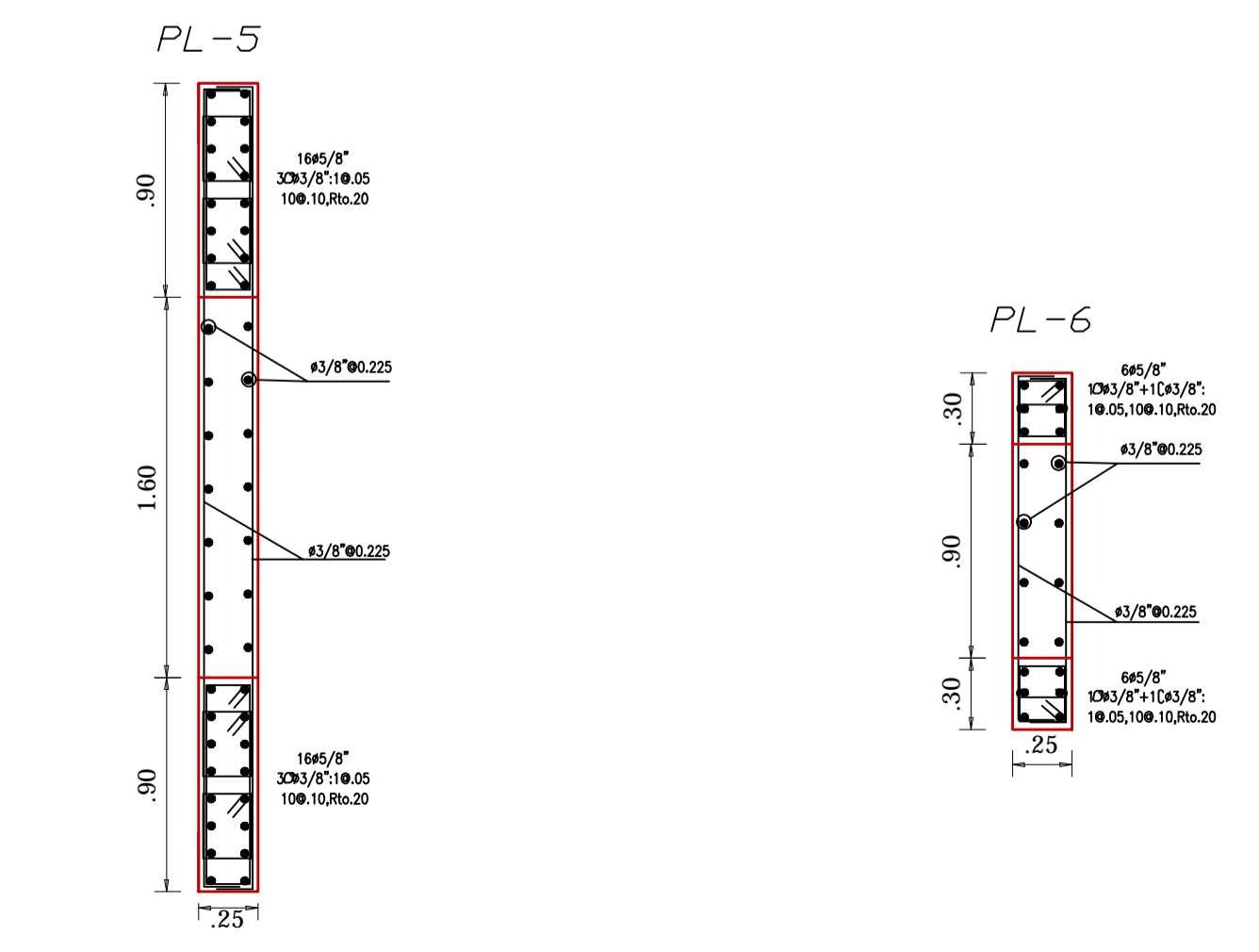
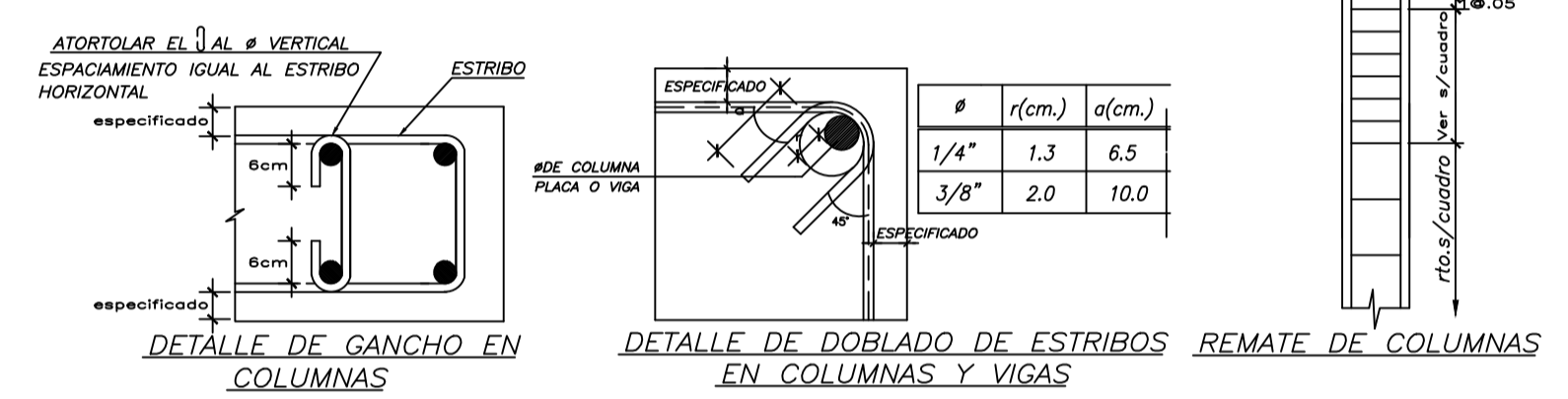
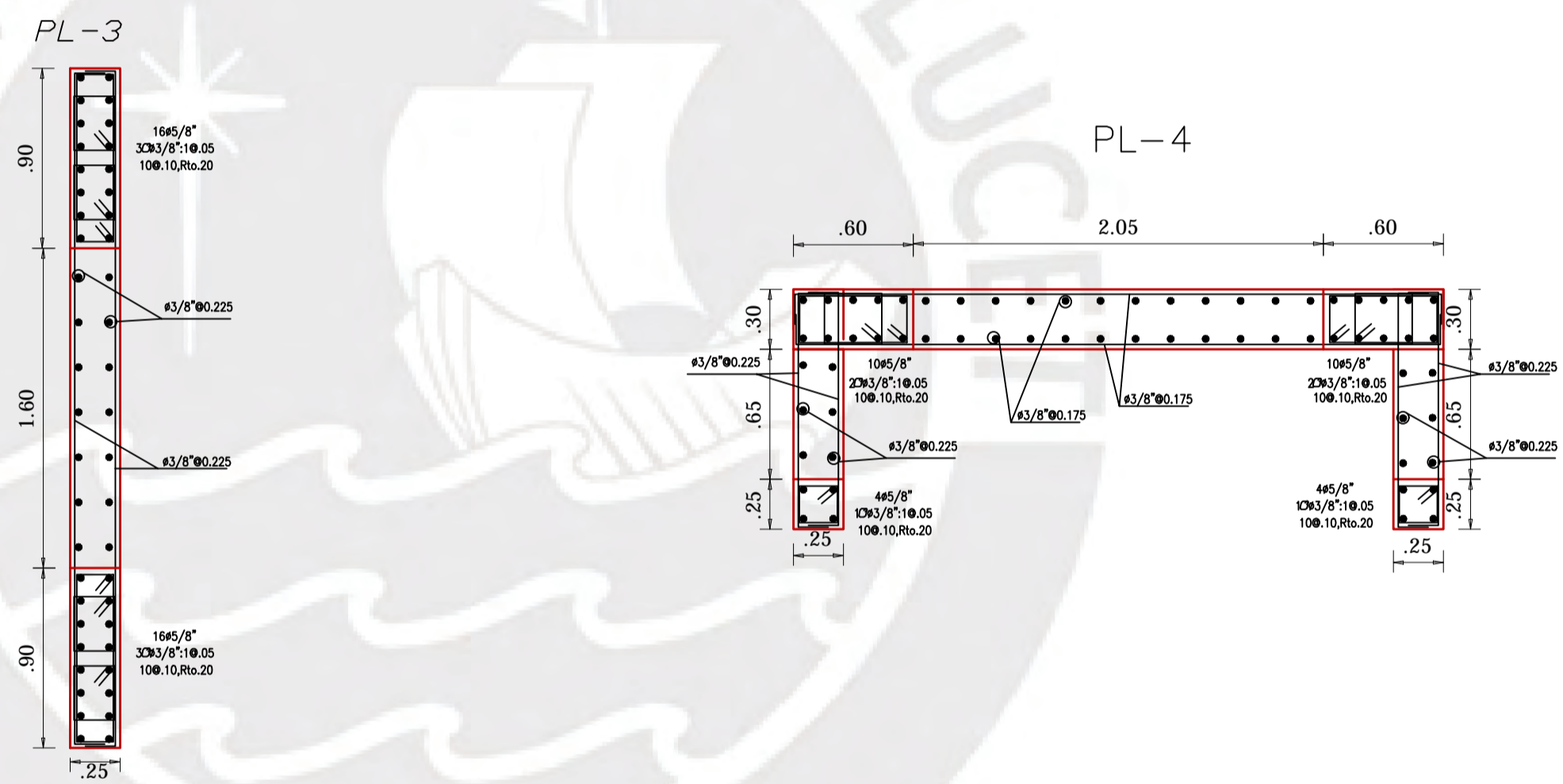
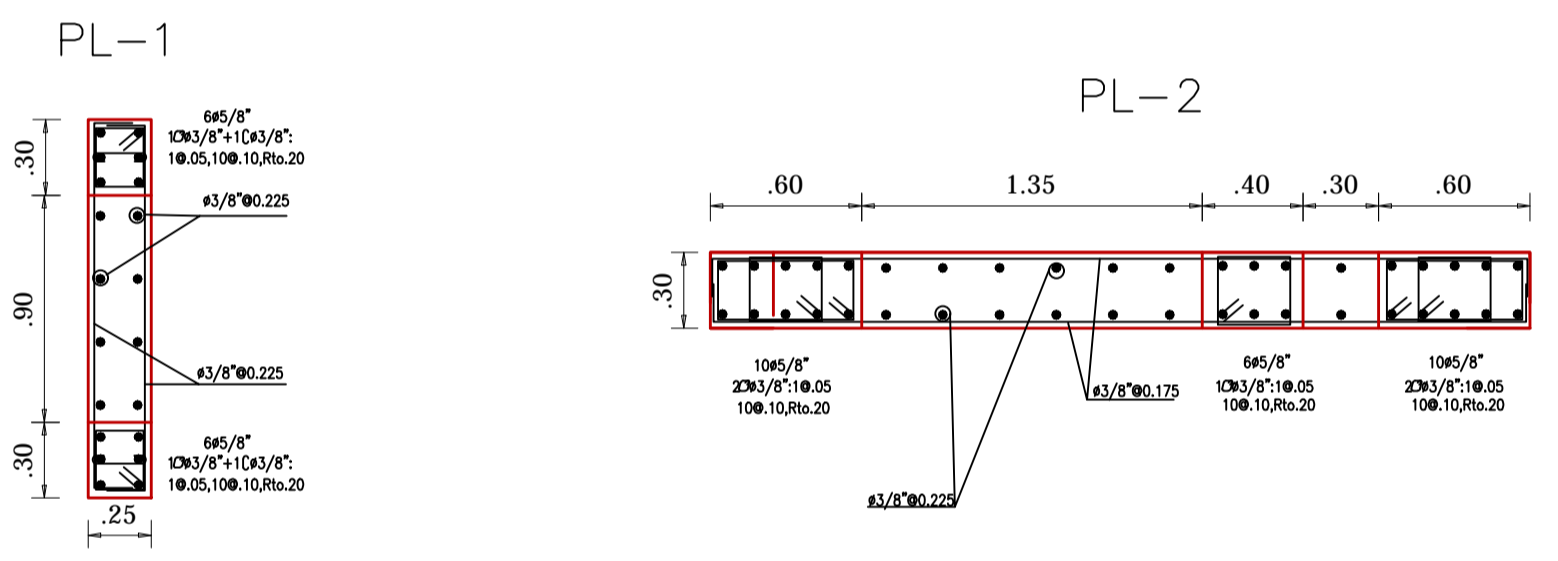
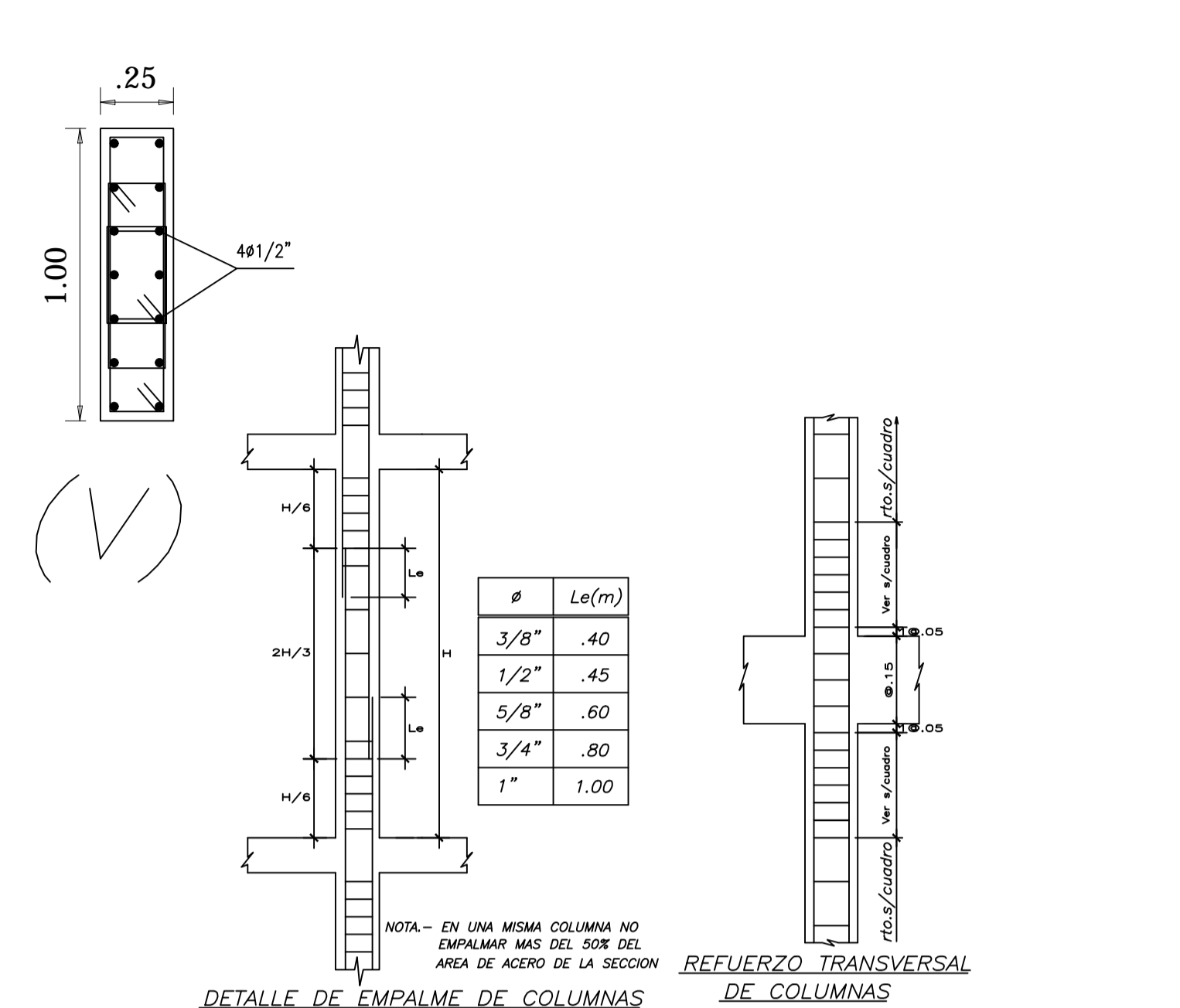
TEMA DE TESIS: " DISEÑO Y PRESUPUESTO DEL CASCO DE UNA VIVIENDA MULTIFAMILIAR DE 6 PISOS HECHO EN CONCRETO ARMADO		
PLANO:	ESTRUCTURAS - VIGAS	CÓDIGO:
UBICACIÓN:	MAGDALENA DEL MAR	ESC:
PROFESIONALES:	LUIS ANGEL CALDERON CORDOVA JHAYR ANTHONY GIRALDO	ASESOR:
		1/30
		D.R.Q.W.
		E-09

CUADRO DE COLUMNAS

NIVEL	C1 C4 C5 C6	C2 C3	C9	C7 C8
PISO 1 al 4	0.25X0.50 8ø5/8" 20ø3/8":1@.05 5@.10,Rto.25 (I)	0.25X1.00 14ø5/8" 30ø3/8":1@.05 10@.10,Rto.25 (II)	0.25X1.20 16ø5/8" 30ø3/8":1@.05 12@.10,Rto.25 (III)	0.25X0.50 8ø5/8" 20ø3/8":1@.05 5@.10,Rto.25 (I)
PISO 5 al 6	0.25X0.50 4ø5/8"+4ø1/2" 20ø3/8":1@.05 5@.10,Rto.25 (IV)	0.25X1.00 10ø5/8"+4ø1/2" 30ø3/8":1@.05 10@.10,Rto.25 (V)	0.25X1.20 16ø5/8" 30ø3/8":1@.05 12@.10,Rto.25 (III)	0.25X0.50 4ø5/8"+4ø1/2" 20ø3/8":1@.05 5@.10,Rto.25 (IV)
Azotea			0.25X1.20 16ø5/8" 30ø3/8":1@.05 12@.10,Rto.25 (III)	0.25X0.50 4ø5/8"+4ø1/2" 20ø3/8":1@.05 5@.10,Rto.25 (IV)

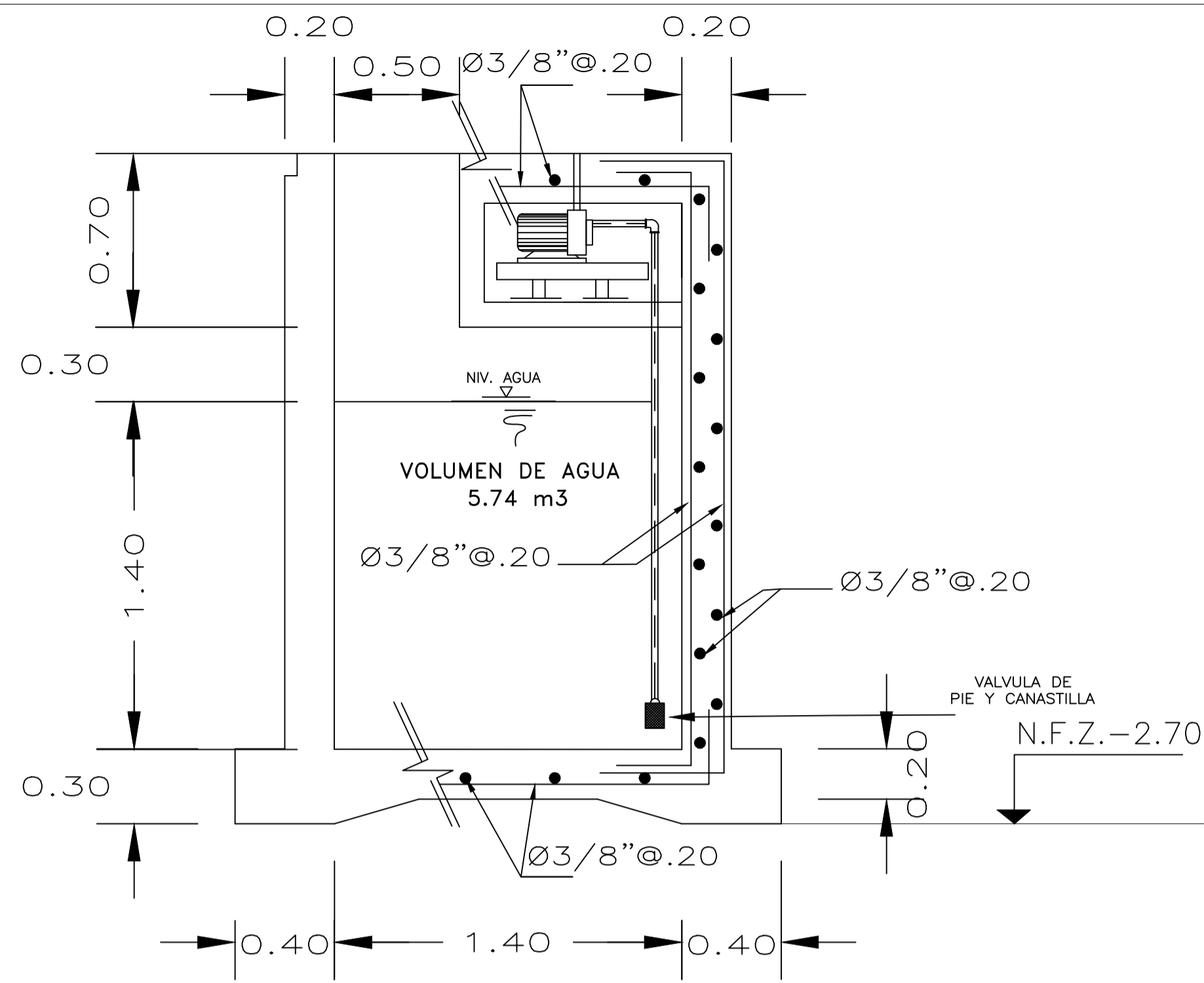


Esc. = 1/20



Esc. = 1/30

TEMA DE TESIS: " DISEÑO Y PRESUPUESTO DEL CASCO DE UNA VIVIENDA MULTIFAMILIAR DE 6 PISOS HECHO EN CONCRETO ARMADO		
PLANO:	ESTRUCTURAS - COLUMNAS Y PLACAS	CÓDIGO:
UBICACIÓN:	MAGDALENA DEL MAR	ESC:
PROFESIONALES:	LUIS ANGEL CALDERON CORDOVA JHAYR ANTHONY GIRALDO	ASESOR:
		D.R.Q.W.
		E-04



TANQUE CISTERNA

Esc.=1/20

RESUMEN DE LAS CONDICIONES DE LA CISTERNA
 DE ACUERDO AL ESTUDIO DE SUELOS DESARROLLADO

ESTRATO DE APOYO A LA CISTERNA: Ancho ligeramente oneroso de plasticidad alta, compacto ligeramente humedo muy arenoso.

PROFUNDIDAD DE LA CISTERNA: 2.70m (respecto al nivel de cota +0.00)

PRESION ADMISIBLE: 4.00 kg/cm²

ADHESION DEL SUELO: No aplica (se recomienda usar cemento tipo V)

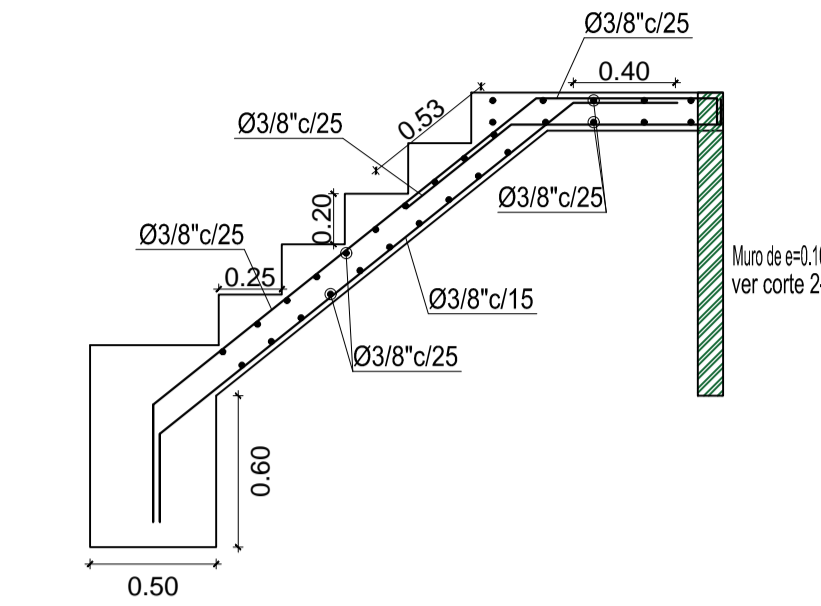
ANCLAJE: No detectado

RECOMENDACIONES ADICIONALES:

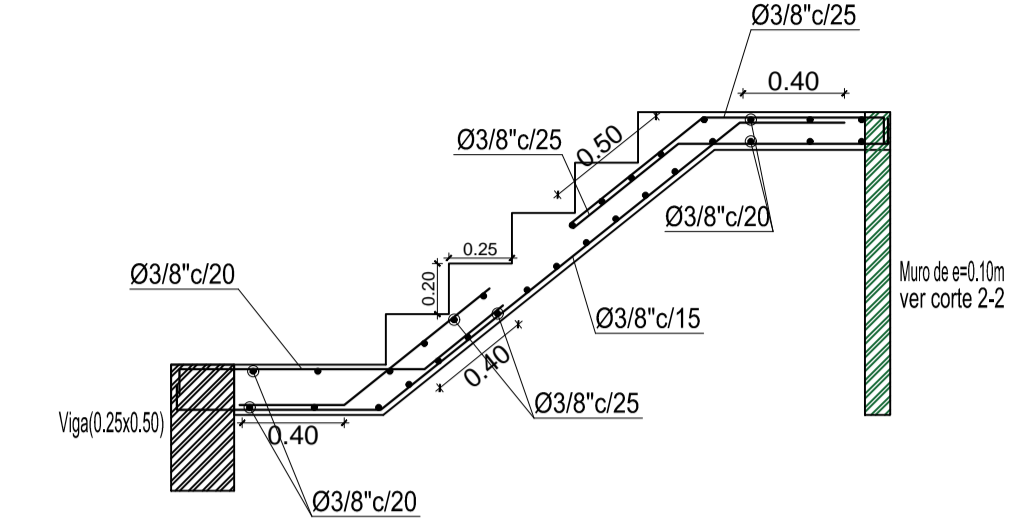
- 1) No debe cimentarse sobre turba, suelo orgánico, tierra vegetal, diatomita, relleno blando o arena atenuada. Estas condiciones deben ser removidas en su totalidad antes de construir la cisterna y ser reemplazadas con material bien drenado y compactado.
- 2) En caso de que a la profundidad indicada se encuentre material suelto, se deberá profundizar excavación por lo menos 30cm, en terreno natural y volver a compactar.
- 3) En caso de que se requiera mayor profundidad para confirmar el tipo de suelo se deberá usar sistema compuesto de BSE de prueba modificada, si la composición deberá ser con plancha vibradora en espesor no más de 15cm.

ESCALERA DUPLEX	
Geometría	Ancho 0.900 m
	Espesor 0.15 m
	Paso 0.250 m
	Contrapaso 0.200 m
	Nº de escalones 14
	Planta final 1ER PISO
	Planta inicial CIMENTACION
Cargas	Peso propio 0.000 t/m²
	Piso terminado 0.100 t/m²
	Sobrecarga 0.200 t/m²
Materiales	Hormigón f'c=210kg/cm²
	Acero Grado 60
	Rec. geométrico 3.0 cm

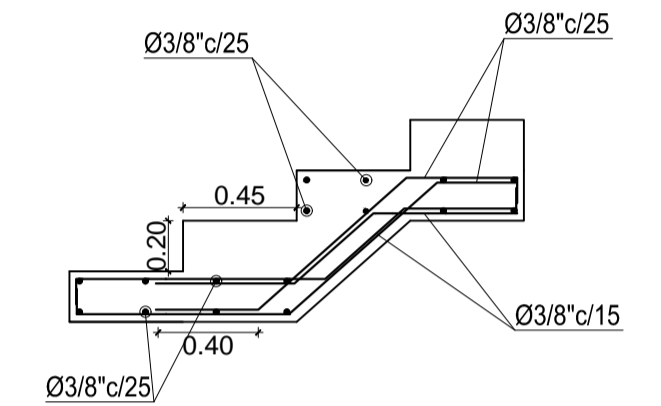
Corte A - A Cimentación



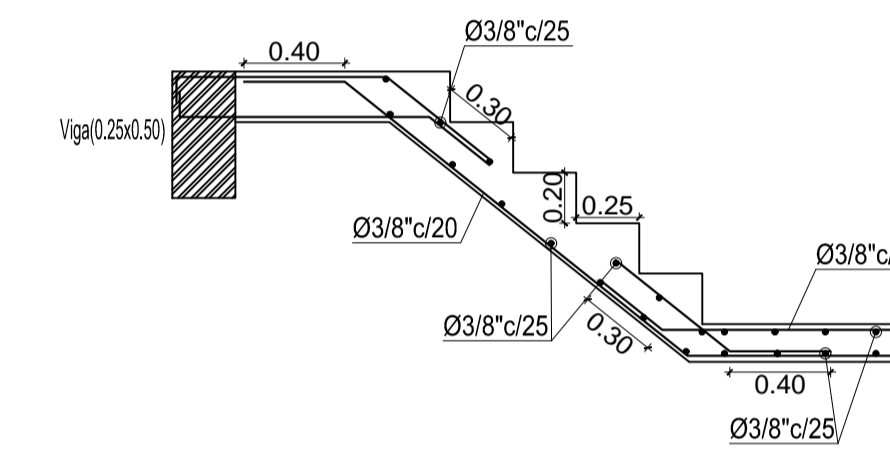
Corte A - A Piso típico



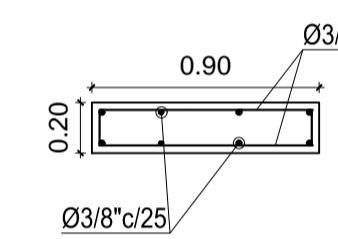
Sección B - B



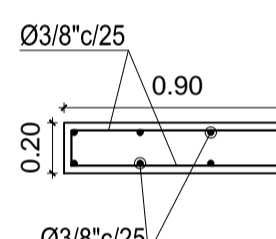
Sección C - C



Sección D - D

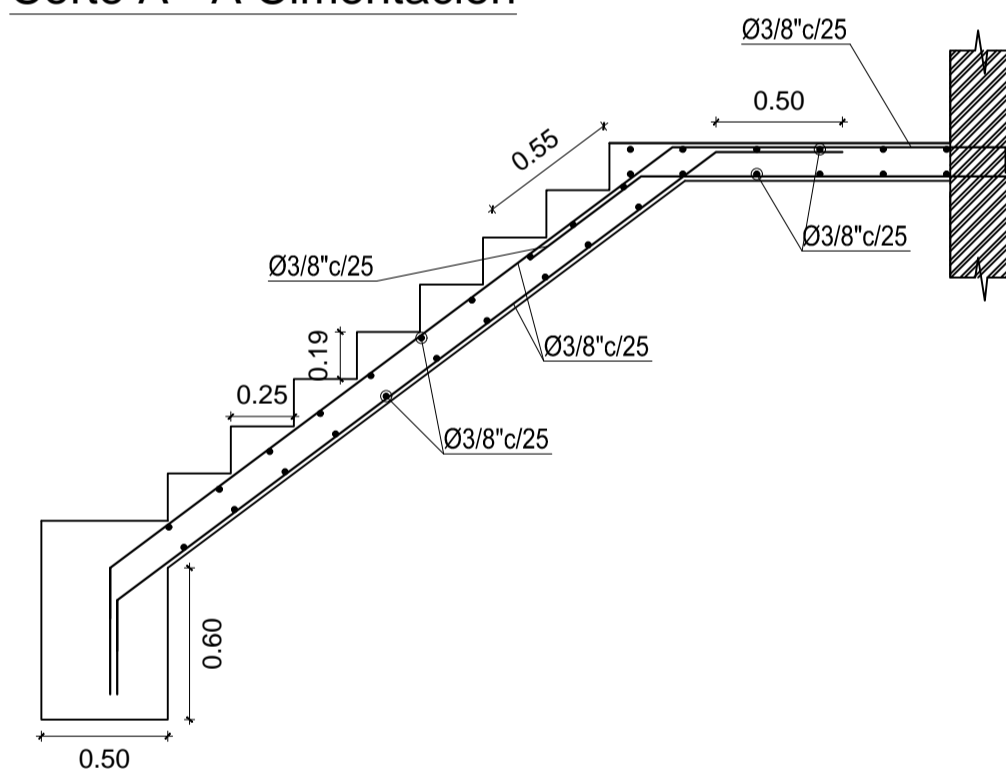


Sección E - E

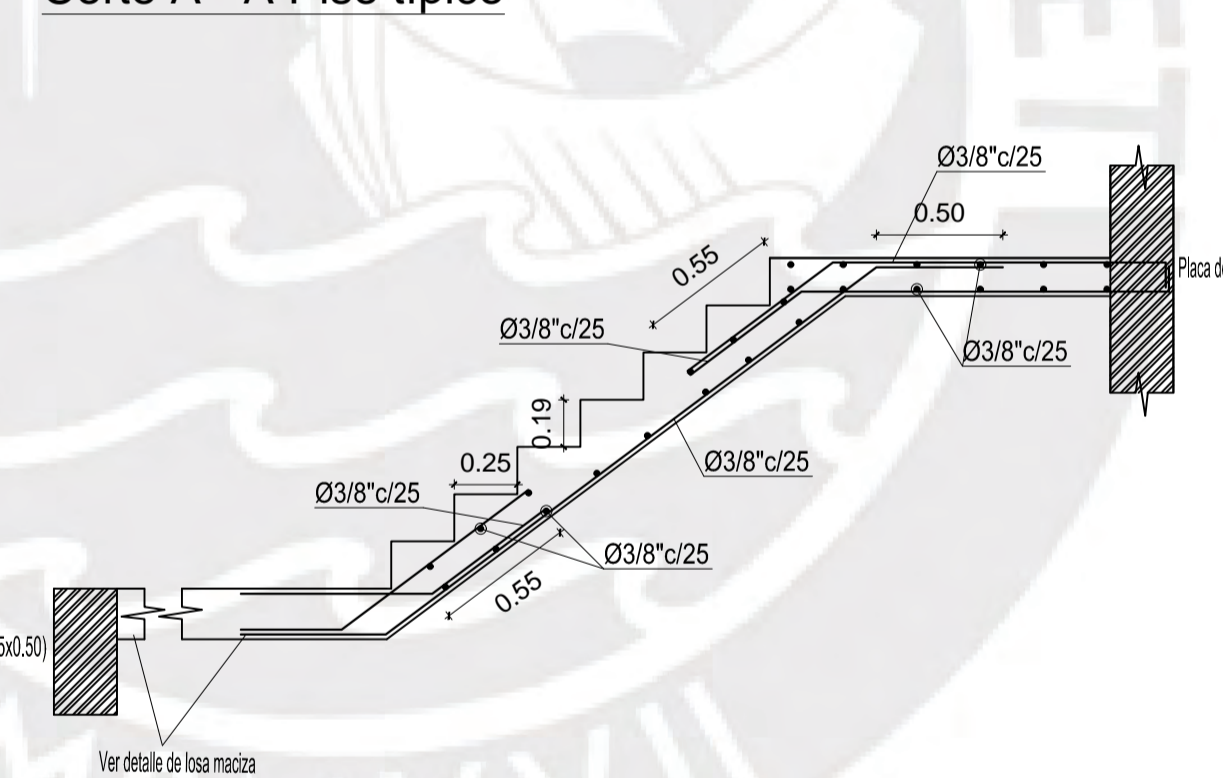


ESCALERA PRINCIPAL	
Geometría	Ancho 0.900 m
	Espesor 0.15 m
	Paso 0.250 m
	Contrapaso 0.187 m
	Nº de escalones 15
	Planta final 1ER PISO
	Planta inicial CIMENTACION
Cargas	Peso propio 0.000 t/m²
	Piso terminado 0.100 t/m²
	Sobrecarga 0.200 t/m²
Materiales	Hormigón f'c=210kg/cm²
	Acero Grado 60
	Rec. geométrico 3.0 cm

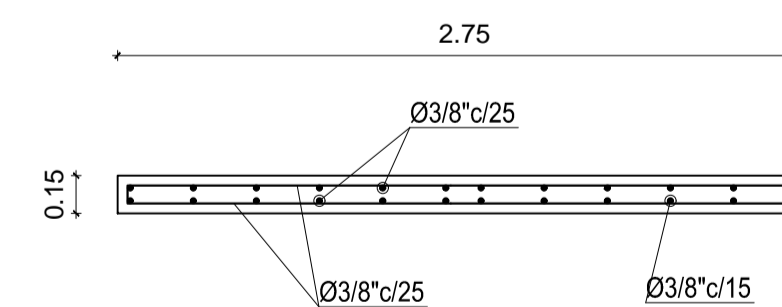
Corte A - A Cimentacion



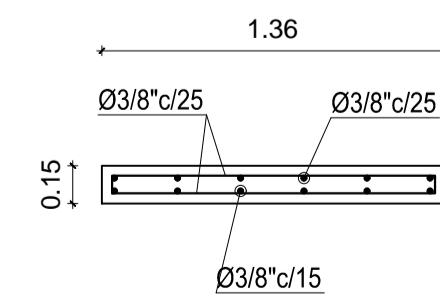
Corte A - A Piso típico



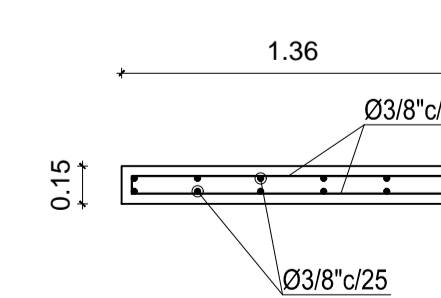
Sección B - B



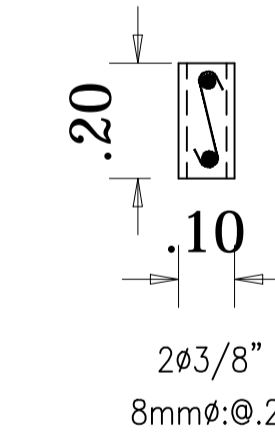
Sección D - D



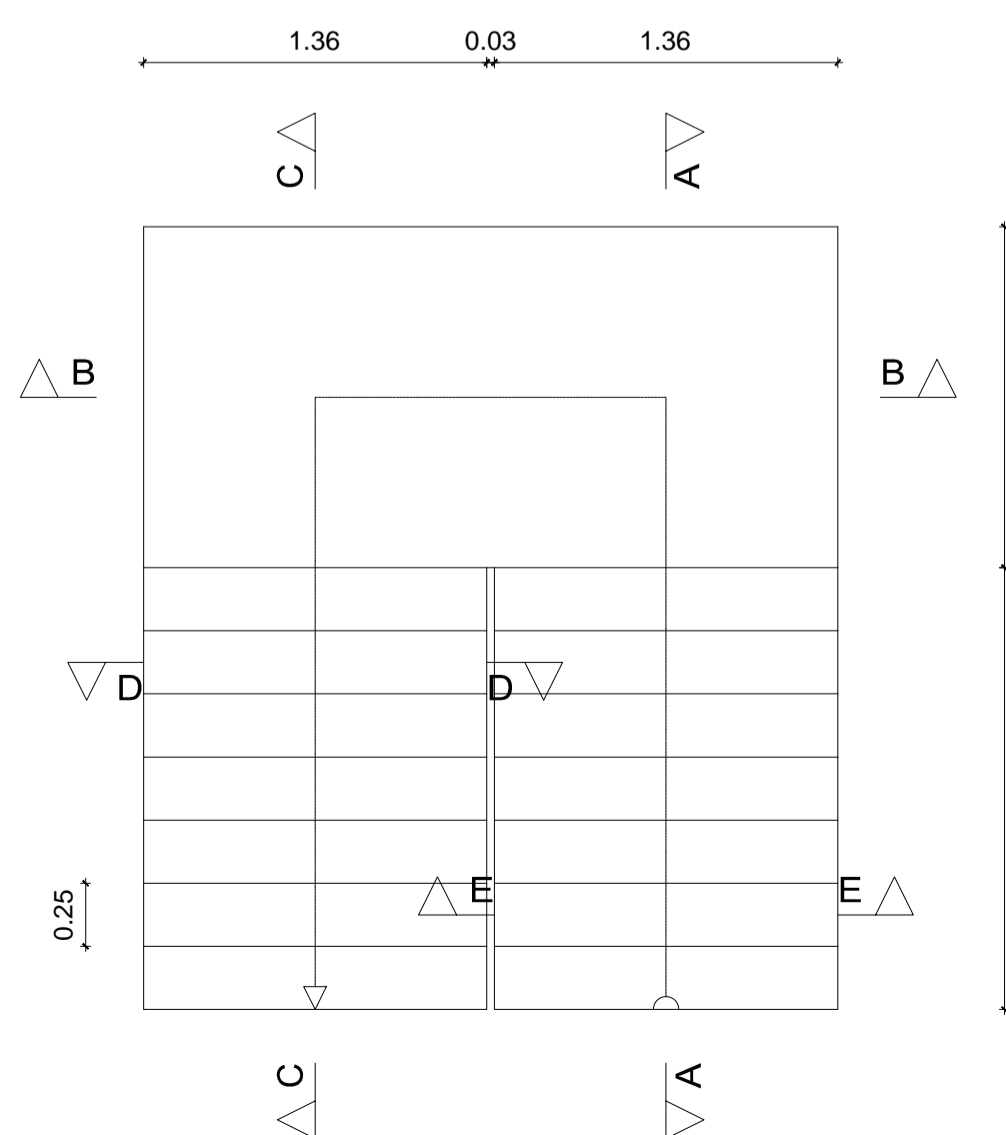
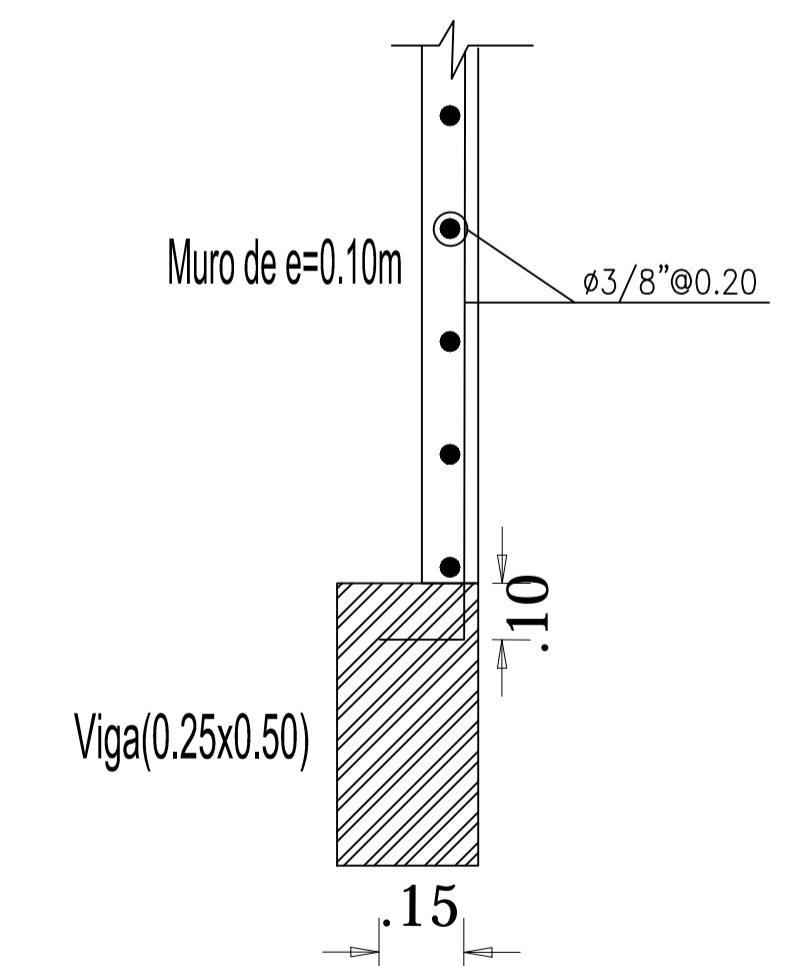
Sección E - E



Corte 1-1



Corte 2-2



TEMA DE TESIS: " DISEÑO Y PRESUPUESTO DEL CASCO DE UNA VIVIENDA MULTIFAMILIAR DE 6 PISOS HECHO EN CONCRETO ARMADO		
PLANO:	ESTRUCTURAS - ESCALERAS Y CISTERNA	CÓDIGO:
UBICACIÓN:	MAGDALENA DEL MAR	ESC:
		1/30
PROFESIONALES:	LUIS ANGEL CALDERON CORDOVA JHAYR ANTHONY GIRALDO	ASESOR:
		D.R.Q.W.
		E-10