

**PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ**

**FACULTAD DE CIENCIAS E INGENIERÍA**



**PONTIFICIA  
UNIVERSIDAD  
CATÓLICA  
DEL PERÚ**

**DISEÑO DE UN EDIFICIO DE SEIS PISOS DE CONCRETO ARMADO  
CON SISTEMA DE MUROS ESTRUCTURALES**

Tesis para optar el Título de **Ingeniero Civil**, que presenta el bachiller:

**Luigi Giuseppe Caffo Temoche**

**ASESOR: Ing. César Antonio Huapaya Huapaya**

Lima, setiembre del 2019

## RESUMEN

Este proyecto comprende el análisis y diseño estructural de una edificación de concreto armado de seis pisos sin sótanos. El edificio está destinado a viviendas. Se ubica en el distrito de Miraflores en Lima, Perú.

El área techada de cada uno de los pisos es de  $361 \text{ m}^2$ , lo que da un total de  $2166 \text{ m}^2$  de área construida. El terreno consta de grava típica del distrito de Miraflores, cuya capacidad portante es de  $4.0 \text{ kg/cm}^2$  para una profundidad de cimentación de  $1.20 \text{ m}$ .

Para la estructuración se usaron elementos de concreto armado. Se colocaron placas en ambas direcciones y se alinearon las columnas en la dirección perpendicular a la fachada de manera que se puedan controlar los desplazamientos generados por acción del sismo. Los techos están conformados por losas aligeradas y macizas. La cimentación consta de zapatas aisladas y conectadas. Cabe recalca que se trató de lograr la simplicidad y simetría en la estructura, ya que con esto se obtendrían resultados más parecidos al comportamiento real de la estructura.

Se procedió a realizar el modelamiento tridimensional de la estructura, considerando como diafragmas rígidos a las losas para reducir los grados de libertad a tres por piso. Solamente se incluyeron los elementos estructurales sismorresistentes y se asignó el peso involucrado durante el sismo. Por último, con el modelo realizado se procedió a verificar que este cumpla con los requisitos establecidos por la Norma de Diseño Sismorresistente E.030.

Posteriormente, se realizó el metrado de cargas para los distintos elementos estructurales. Finalmente, con las envolventes obtenidas por dichos metrados de cargas, se realizó el diseño final de todos los elementos estructurales con la finalidad de que estos puedan cumplir con las exigencias de la Norma E.060 de Concreto armado.



*A mi tía Ruth, mi mamá y mi papá  
quien siempre me apoyaron en todos mis estudios.*

## TEMA DE TESIS

<b>PARA OPTAR</b>	: Título profesional de Ingeniero Civil
<b>TEMA</b>	: Diseño de un edificio de seis pisos de concreto armado con sistema de muros estructurales
<b>ÁREA</b>	: Estructuras
<b>ASESOR</b>	: Cesar Huapaya Huapaya
<b>ALUMNO(S)</b>	: Luigi Giuseppe Caffo Temoche - 20125120
<b>FECHA</b>	: 3 de abril de 2019
<b>MÁXIMO</b>	: 100 páginas

---

### DESCRIPCIÓN Y OBJETIVOS:

El proyecto consiste en el diseño estructural de una edificación de concreto armado de seis pisos sin sótanos, los cuales serán destinados para departamentos multifamiliares. Se ubicará en el distrito de Miraflores en la provincia de Lima. El área del terreno es de 703.5 m<sup>2</sup>. Todos los pisos tienen un área techa de 361m<sup>2</sup>.

Los techos serán construidos utilizando losas aligeradas y losas macizas que descansarán sobre un sistema de vigas, columnas y placas que trasladarán las cargas de gravedad hasta el suelo soportante. El sistema sismorresistente consistirá en diafragmas rígidos que se apoyan en los pórticos compuesto por vigas, columnas y placas de concreto armado. La presencia de muros de corte es predominante en el sistema sismorresistente de este edificio.

El objetivo principal de este trabajo es realizar el diseño estructural de la edificación de acuerdo con lo indicado en el Reglamento Nacional de Edificaciones y elaborar sus respectivos planos estructurales para su construcción en obra.

Los objetivos específicos son los siguientes:

- Estructuración del edificio de acuerdo con lo indicado por el proyecto arquitectónico
- Predimensionamiento de los principales elementos estructurales de la edificación.
- Análisis estructural del edificio tanto para cargas de gravedad como para cargas sísmicas.
- Diseño de los diferentes tipos de elementos estructurales cumpliendo con los requerimientos del Reglamento Nacional de Edificaciones.



Cesar Huapaya

## ÍNDICE

<b>CAPÍTULO 1: Introducción y estructuración</b> .....	<b>1</b>
1.1. Arquitectura de la edificación.....	1
1.2. Objetivos del proyecto .....	3
1.3. Normativa aplicable.....	3
1.4. Cargas de diseño .....	3
1.5. Propiedades Mecánicas de los materiales.....	4
1.6. Condiciones de cimentación.....	4
1.7. Diseño por resistencia .....	5
<b>CAPÍTULO 2: ESTRUCTURACIÓN Y PREDIMENSIONAMIENTO</b> .....	<b>6</b>
2.1. Estructuración .....	6
2.2. Predimensionamiento.....	7
2.2.1. Losas Aligeradas .....	7
2.2.2. Losas Macizas .....	8
2.2.3. Vigas Peraltadas.....	9
2.2.4. Predimensionamiento de columnas .....	10
2.2.5. Predimensionamiento de placas .....	11
2.2.6. Predimensionamiento de escaleras .....	12
<b>CAPÍTULO 3: ANÁLISIS SÍSMICO</b> .....	<b>13</b>
3.1. Modelo estructural.....	13
3.2. Parámetros sísmicos.....	15
3.3. Análisis Estático Traslacional .....	16
3.4. Análisis estático en las direcciones X e Y con 3GDL .....	20
3.4.1. Verificación de irregularidades y coeficiente de reducción sísmica .....	22
3.5. Análisis dinámico espectral (3GDL por piso) .....	24
3.5.1. Verificación de irregularidades y coeficiente de reducción sísmica .....	26
3.6. Junta sísmica .....	28
<b>CAPÍTULO 4: DISEÑO DE LOSAS</b> .....	<b>29</b>
4.1. Definición del elemento estructural.....	29

4.2. Ejemplo del diseño de una losa aligerada .....	30
4.3. Ejemplo de diseño de losas maciza.....	38
<b>CAPÍTULO 5: DISEÑO DE VIGAS.....</b>	<b>41</b>
5.1. Definición del elemento .....	41
5.2. Ejemplo de diseño de viga peraltada (Viga V-02).....	41
5.3. Ejemplo de diseño Viga V-04 .....	49
<b>CAPÍTULO 6: DISEÑO DE COLUMNAS .....</b>	<b>63</b>
6.1. Definición del elemento .....	63
6.2. Ejemplo de diseño de columna (ejes B-1) .....	63
<b>CAPÍTULO 7: DISEÑO DE PLACAS .....</b>	<b>70</b>
7.1. Definición .....	70
7.2. Ejemplo de diseño Placa 1 .....	70
7.3. Ejemplo de diseño Placa 2 .....	77
<b>CAPÍTULO 8: DISEÑO DE CIMENTACIÓN.....</b>	<b>82</b>
8.1. Definición del elemento .....	82
8.2. Ejemplo de diseño de zapata aislada (Columna ejes B-1).....	82
8.3. Zapatas conectadas .....	86
8.4. Ejemplo de diseño de una viga de cimentación (VIGA VC-01) .....	90
<b>CAPÍTULO 9: DISEÑO DE ELEMENTOS SECUNDARIOS.....</b>	<b>93</b>
9.1. Diseño de escaleras.....	93
9.1.1. Ejemplo de diseño de escalera .....	93
<b>CAPÍTULO 10: COMENTARIOS Y CONCLUSIONES .....</b>	<b>96</b>
<b>Bibliografía.....</b>	<b>97</b>
<b>ANEXOS .....</b>	<b>99</b>



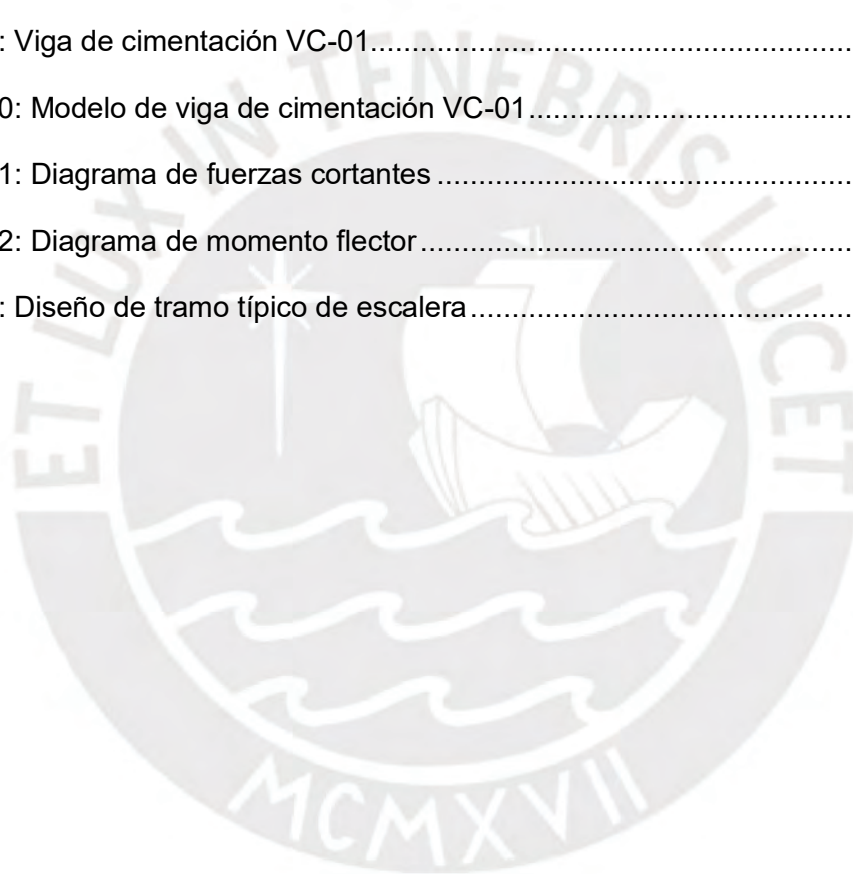
## LISTADO DE FIGURAS

Figura 1-1: Planta del primer piso del edificio.....	1
Figura 1-2: Planta típica del segundo a quinto piso.....	2
Figura 1-3: Corte transversal de la edificación .....	2
Figura 2-1: Planteamiento estructural del proyecto .....	7
Figura 2-2: Área tributaria columna eje 1-B.....	10
Figura 3-1: Modelo visto en planta .....	13
Figura 3-2: Modelo tridimensional en ETABS.....	14
Figura 3-3: Modelo tridimensional del edificio .....	19
Figura 3-4: Espectro inelástico.....	25
Figura 4-1: Dimensión de aligerado típico.....	29
Figura 4-2: Dimensión de losa maciza típica.....	29
Figura 4-3: Imagen de aligerado a diseñar.....	30
Figura 4-4: Metrado de cargas para una vigueta.....	31
Figura 4-5: Envoltorio de momentos por carga muerta.....	31
Figura 4-6: Envoltorio de momentos por carga viva .....	31
Figura 4-7: Envoltorio de fuerzas cortantes por carga muerta .....	32
Figura 4-8: Envoltorio de fuerzas cortantes por carga viva.....	32
Figura 4-9: Longitudes de corte de bastones .....	33
Figura 4-10: Diagrama de momento flector final .....	35
Figura 4-11: Diagrama de fuerza cortante final .....	36
Figura 4-12: Diseño final de losa aligerada .....	38
Figura 4-13: Diseño final de losa maciza .....	40
Figura 5-1: Área tributaria de viga V-02 (Arreglar imagen).....	41
Figura 5-2: Diagrama de momento flector por carga muerta .....	43
Figura 5-3: Diagrama de momento flector por carga viva.....	43
Figura 5-4: Diagrama de momento flector por sismo.....	43
Figura 5-5: Diagrama de fuerza cortante por carga muerta.....	44

Figura 5-6: Diagrama de fuerza cortante por carga viva.....	44
Figura 5-7: Diagrama de fuerza cortante por sismo .....	44
Figura 5-8: Diagrama de envolvente de momentos flectores .....	46
Figura 5-9: Diseño final de viga V-02 .....	49
Figura 5-10: Área tributaria de viga V-02 .....	49
Figura 5-11: Modelo de viga V-04 .....	52
Figura 5-12: Diagrama de momento flector por carga muerta .....	53
Figura 5-13: Diagrama de momento flector por carga viva.....	53
Figura 5-14: Diagrama de momento flector por sismo.....	53
Figura 5-15: Diagrama de fuerza cortante por carga muerta.....	54
Figura 5-16: Diagrama de fuerza cortante por carga viva.....	54
Figura 5-17: Diagrama de fuerza cortante por sismo .....	54
Figura 5-18: Diagrama de envolvente de momentos flectores .....	56
Figura 5-19: Diagrama de fuerza cortante.....	59
Figura 5-20: Diseño final de viga V-04 .....	62
Figura 6-1: Área tributaria de la columna a analizar .....	63
Figura 6-2: Ejes locales de la columna.....	64
Figura 6-3: Distribución de acero vista en planta .....	64
Figura 6-4: Diagrama de interacción en la dirección X .....	65
Figura 6-5: Diagrama de interacción en la dirección Y .....	66
Figura 6-6: Diseño final de la columna eje B-1 .....	69
Figura 7-1: Área tributaria de placa 1 .....	70
Figura 7-2: Diseño preliminar de placa 1.....	72
Figura 7-3: Diagrama de interacción de placa 1 .....	73
Figura 7-4: Diseño final de placa 1.....	76
Figura 7-5: Diseño preliminar de la placa del eje 2.....	78
Figura 7-6: Diagrama de interacción de placa 2 .....	79
Figura 7-7: Diseño final de placa 2.....	81



Figura 8-1: Sección típica de zapata aislada.....	82
Figura 8-2: Sección crítica para punzonamiento .....	84
Figura 8-3: Detalle del armado de la zapata aislada .....	86
Figura 8-4: Zapata conectada por vigas de cimentación a columnas .....	86
Figura 8-5: Modelo tridimensional de zapata conectada .....	88
Figura 8-6: Diagrama de momentos en zapata conectada en dirección larga .....	89
Figura 8-7: Diagrama de momentos de zapata conectada en dirección corta .....	89
Figura 8-8: Diseño final de zapata conectada .....	89
Figura 8-9: Viga de cimentación VC-01.....	90
Figura 8-10: Modelo de viga de cimentación VC-01.....	91
Figura 8-11: Diagrama de fuerzas cortantes .....	91
Figura 8-12: Diagrama de momento flector.....	91
Figura 9-1: Diseño de tramo típico de escalera.....	95



## LISTADO DE TABLAS

Tabla 1-1: Pesos unitarios de los elementos.....	4
Tabla 1-2: Factores de reducción de resistencia de diseño.....	5
Tabla 1-3: Combinaciones de carga según la Norma E.060 .....	5
Tabla 3-1: Metrado de masas manual de un piso típico .....	14
Tabla 3-2: Metrado de masa sísmica de la estructura .....	15
Tabla 3-3: Centros de masa de la estructura .....	15
Tabla 3-4: Periodo fundamental en la dirección paralela a la fachada (X-X) .....	16
Tabla 3-5: Periodo fundamental en la dirección perpendicular a la fachada (Y-Y) .....	17
Tabla 3-6: Fuerza cortante en la base para traslación pura .....	17
Tabla 3-7: Fuerza cortante en la base para traslación pura .....	18
Tabla 3-8: Desplazamientos y derivas por análisis estático Traslacional en X .....	18
Tabla 3-9: Desplazamientos y derivas por análisis estático Traslacional en Y .....	18
Tabla 3-10: Distribución de fuerzas cortantes en la dirección X .....	19
Tabla 3-11: Distribución de fuerzas cortantes en la dirección Y .....	20
Tabla 3-12: Centro de rigidez del edificio .....	20
Tabla 3-13: Distribución de fuerzas por piso para el análisis estático con 3GDL.....	21
Tabla 3-14: Desplazamientos y derivas por análisis estático con 3GDL en X .....	21
Tabla 3-15: Desplazamientos y derivas por análisis estático con 3GDL en Y .....	21
Tabla 3-16: Verificación de esquinas entrantes en dirección X .....	22
Tabla 3-17: Verificación de esquinas entrantes en dirección Y .....	22
Tabla 3-18: Verificación de irregularidad torsional para análisis estático en la dirección X-X .....	23
Tabla 3-19: Verificación de irregularidad torsional para análisis estático en la dirección Y-Y .....	23
Tabla 3-20: Verificación de irregularidad de rigidez lateral para análisis estático en la dirección X.....	23
Tabla 3-21: Verificación de irregularidad de rigidez lateral para análisis estático en la dirección Y .....	24

Tabla 3-22: Verificación de irregularidad de rigidez lateral para análisis estático en la dirección Y .....	25
Tabla 3-23: Desplazamientos y derivas para el análisis dinámico en X.....	26
Tabla 3-24: Desplazamientos y derivas para el análisis dinámico en Y.....	26
Tabla 3-25: Factor de amplificación de fuerzas sísmicas .....	26
Tabla 3-26: Desplazamientos y derivas para el análisis dinámico en X.....	27
Tabla 3-27: Desplazamientos y derivas para el análisis dinámico en Y.....	27
Tabla 3-28: Verificación de irregularidad de rigidez lateral para análisis dinámico en la dirección X.....	27
Tabla 3-29: Verificación de irregularidad de rigidez lateral para análisis dinámico en la dirección X.....	28
Tabla 4-1: Resumen de aceros requeridos y colocados.....	34
Tabla 4-2: Longitud de cortes en el tramo 1 .....	34
Tabla 4-3: Longitud de cortes en el tramo 2 .....	35
Tabla 4-4: Valores requeridos para hallar landa.....	36
Tabla 4-5: Tabla resumen de inercias efectivas .....	37
Tabla 4-6: Tabla resumen de deflexiones máximas .....	37
Tabla 4-7: Tabla resumen de acero requerido y colocado.....	39
Tabla 5-1: Resumen de acero requerido y acero colocado .....	45
Tabla 5-2: Resumen de longitudes de corte de bastones.....	45
Tabla 5-3: Aceros utilizados para diseño por capacidad .....	46
Tabla 5-4: Cortantes promedios por CM y CV.....	46
Tabla 5-5: Espaciamiento para estribos .....	47
Tabla 5-6: Tabla de inercia fisurada para momento positivo .....	48
Tabla 5-7: Tabla de inercia fisurada para momento negativo .....	48
Tabla 5-8: Deflexión total de viga V-02 .....	49
Tabla 5-9: Resumen de acero requerido y colocado .....	55
Tabla 5-10: Longitud de cortes de bastones tramo 1 .....	55
Tabla 5-11: Longitud de cortes de bastones tramo 2 .....	55

Tabla 5-12: Acero para diseño por capacidad .....	56
Tabla 5-13: Cortante promedio por CM y CV .....	56
Tabla 5-14: Espaciamiento para estribos .....	57
Tabla 5-15: Acero para diseño por capacidad .....	57
Tabla 5-16: Cortante promedio por CM y CV .....	58
Tabla 5-17: Espaciamiento para estribos .....	58
Tabla 5-18: Tabla de inercia fisurada para momento positivo .....	59
Tabla 5-19: Tabla de inercia fisurada para momento negativo .....	60
Tabla 5-20: Tabla de inercia fisurada para momento positivo .....	60
Tabla 5-21: Tabla de inercia fisurada para momento negativo .....	61
Tabla 5-22: Tabla de inercia fisurada para momento negativo .....	61
Tabla 5-23: Deflexiones total de viga V-04 .....	61
Tabla 6-1: Metrado de cargas de la columna .....	63
Tabla 6-2: Metrado de cargas de la columna .....	64
Tabla 6-3: Metrado de cargas de la columna .....	64
Tabla 6-4: Combinaciones de cargas en la dirección X .....	65
Tabla 6-5: Combinaciones de carga en la dirección Y .....	65
Tabla 6-6: Cargas en servicio en la dirección 2 .....	66
Tabla 6-7: Cargas en servicio en la dirección X .....	66
Tabla 6-8: Diseño por capacidad en la dirección X .....	67
Tabla 6-9: Diseño por capacidad en la dirección Y .....	67
Tabla 6-10: Longitud de zona de confinamiento .....	68
Tabla 6-11: Espaciamiento máximo entre estribos .....	68
Tabla 6-12: Separación de estribos en zona de confinamiento .....	68
Tabla 7-1: Resumen de metrado de cargas por gravedad .....	70
Tabla 7-2: Cargas de la placa 1 en la dirección X .....	71
Tabla 7-3: Cargas de la placa 1 en la dirección Y .....	71
Tabla 7-4: Cargas mayoradas de la placa 1 en la dirección X .....	71

Tabla 7-5: Cargas mayoradas de la placa 1 en la dirección Y.....	71
Tabla 7-6: características de la placa y altura del edificio.....	73
Tabla 7-7: Cálculo del c limite .....	74
Tabla 7-8: Separación de acero por cortante para las combinaciones de cargas.....	74
Tabla 7-9: Carga axial expresada en fuerza cortante ultima de viga V-02.....	75
Tabla 7-10 Resumen del metrado de cargas .....	77
Tabla 7-11 Metrado de cargas en servicio en la dirección X .....	77
Tabla 7-12 Metrado de cargas en servicio en la dirección Y .....	78
Tabla 7-13 Metrado de cargas ultimas en la dirección X.....	78
Tabla 7-14 Metrado de cargas ultimas en la dirección Y.....	78
Tabla 7-15: características de la edificación.....	79
Tabla 7-16: Cálculo del c limite .....	79
Tabla 7-17 Espaciamiento de aceros longitudinales .....	80
Tabla 7-18: Carga axial expresada en fuerza cortante ultima de viga V-09 o V-13 .....	81
Tabla 8-1: Metrado de la columna ejes B-1.....	82
Tabla 8-2: Diseño por flexión viga de cimentación .....	92
Tabla 8-3: Longitud de corte de bastones .....	92
Tabla 9-1: Diseño por flexión de escalera.....	95

## CAPÍTULO 1: INTRODUCCIÓN Y ESTRUCTURACIÓN

### 1.1. Arquitectura de la edificación

El área del terreno en el cual se construirá la edificación tiene una extensión de 704 m<sup>2</sup>, el cual se encuentra en el distrito de Miraflores. La presente edificación cuenta con un primer piso con un área de 704 m<sup>2</sup> y del segundo al sexto piso un área de 360 m<sup>2</sup>.

En el primero piso se encuentran ubicados los estacionamientos, los cuartos de depósitos, un gimnasio y la recepción, donde se encontrará el portero. En los pisos superiores se tendrán cuatro departamentos por nivel, lo cual da un total de 20 departamentos. Estos cuentan con dos habitaciones, tres baños, cocina, lavandería y sala de estar. Por último, se adjunta planos arquitectónicos vistos en planta.

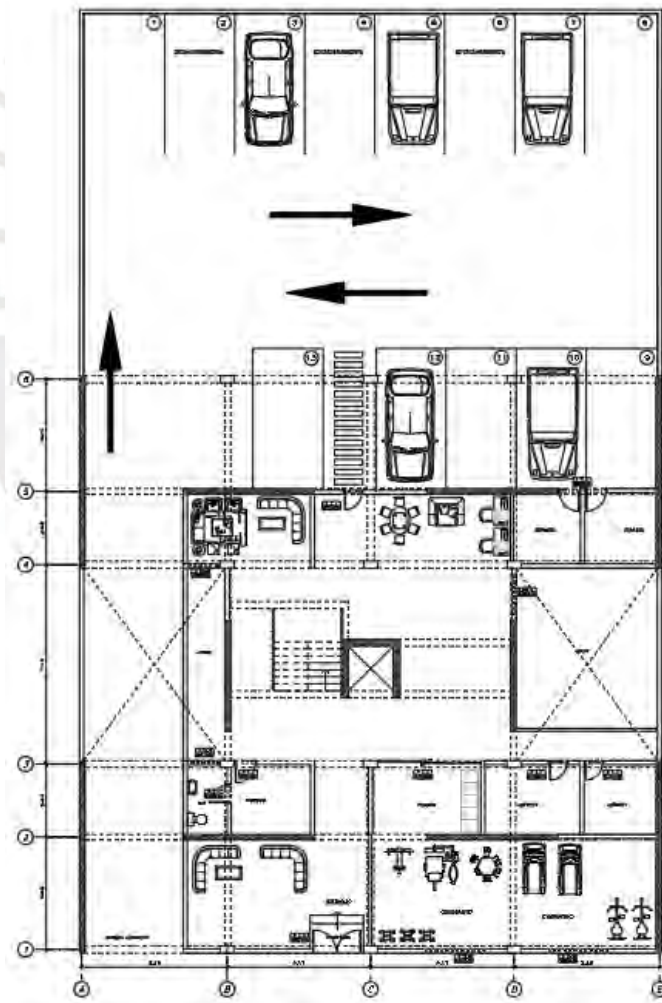


Figura 1-1: Planta del primer piso del edificio



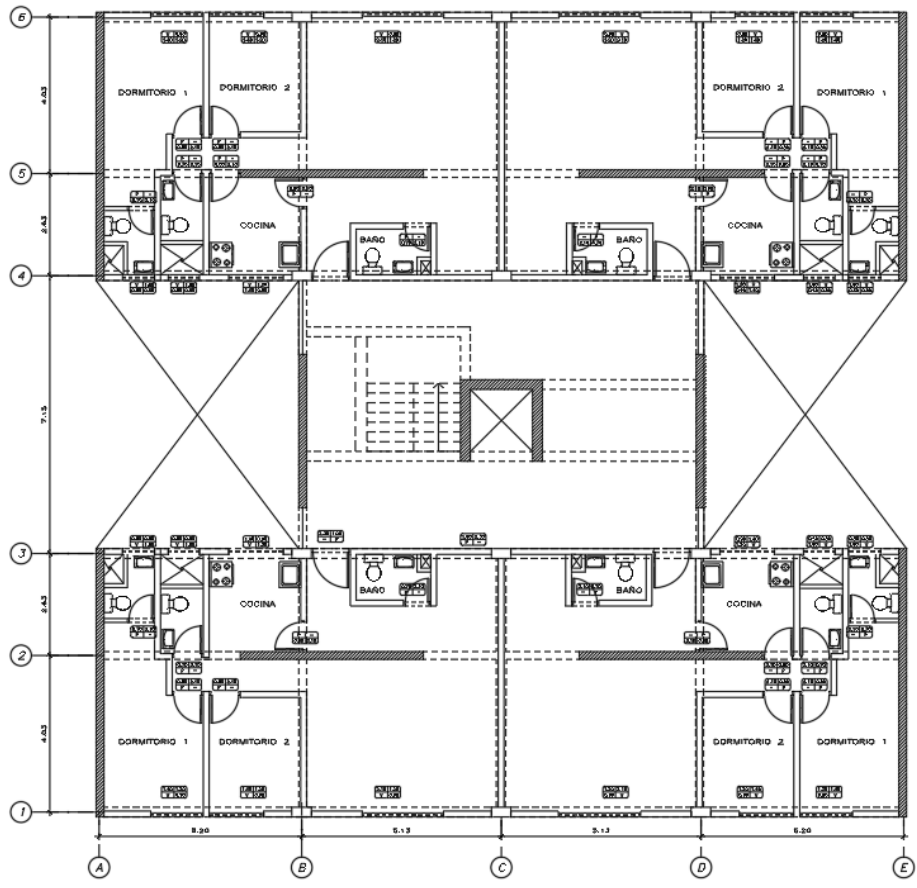


Figura 1-2: Planta típica del segundo a quinto piso

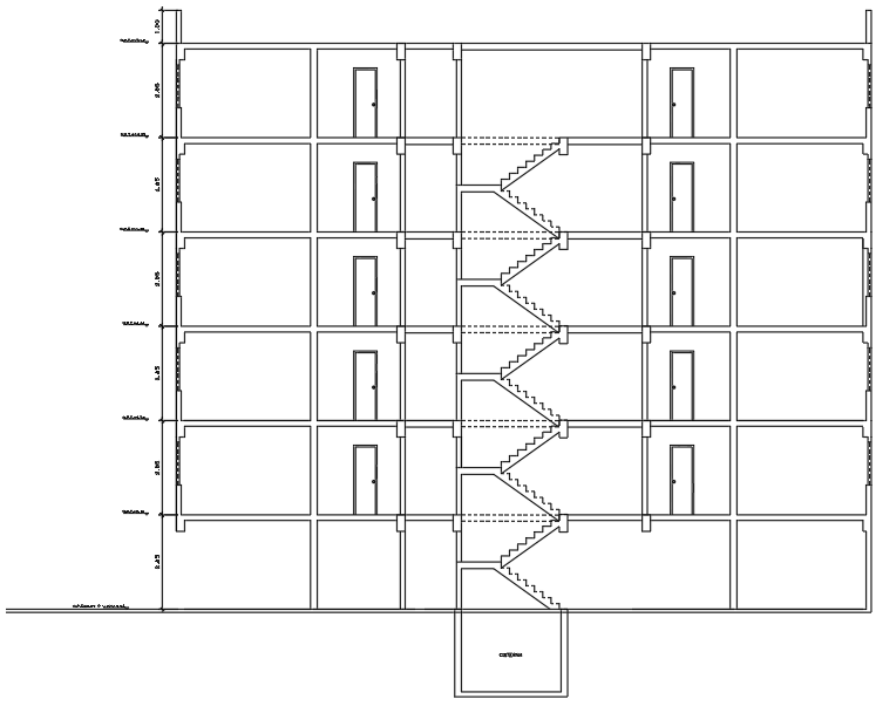


Figura 1-3: Corte transversal de la edificación

## **1.2. Objetivos del proyecto**

El presente trabajo tiene como objetivo realizar el análisis y diseño estructural de una edificación de concreto armado de seis pisos sin sótano, el cual está destinado a viviendas.

Se busca cumplir que, bajo los diferentes tipos de cargas, la estructura planteada pueda cumplir con los diversos requisitos que establecen la Norma de Concreto Armado (E.060) y la Norma de Diseño Sismorresistente (E.030)

Para lograr con los objetivos descritos anteriormente se deben de realizar los siguientes pasos:

- Planteamiento de la estructuración y predimensionamiento de los elementos estructurales, verificando que cumpla con los parámetros de la Norma de Diseño Sismorresistente (E.030) y que sea compatible con la arquitectura propuesta.
- Diseñar los elementos estructurales bajo las solicitaciones de cargas de gravedad y sísmicas.
- Verificar que el diseño de cada elemento cumpla con los requisitos de la Norma de Concreto Armado (E.060)

## **1.3. Normativa aplicable**

Para la realización del diseño estructural se utilizaron las distintas normas que presenta el reglamento Nacional de Edificaciones (RNE):

- Norma E.020 Cargas (2006)
- Norma E.030 Diseño Sismorresistente (2016)
- Norma E.050 Suelos y Cimentaciones (2018)
- Norma E.060 Concreto Armado (2009)
- Norma E.070 Albañilería

## **1.4. Cargas de diseño**

En los metrados de cargas se utilizarán los siguientes pesos unitarios.

Tabla 1-1: Pesos unitarios de los elementos

Tipo de Carga	Elemento	Peso unitario
Muerta	Concreto Armado	2.40 ton/m <sup>3</sup>
	Losa aligerado h= 0.17m	0.28 ton/m <sup>2</sup>
	Losa maciza h = 0.20m	0.48 ton/m <sup>2</sup>
	Piso Terminado e = 0.05m	0.10 ton/m <sup>2</sup>
	Tabiquería e = 0.15m	1.80 ton/m <sup>3</sup>
Viva	S/c piso típico	0.20 ton/m <sup>2</sup>
	S/c azotea	0.10 ton/m <sup>2</sup>

### 1.5. Propiedades Mecánicas de los materiales

Los materiales que se usarán en el diseño estructural son el concreto y el acero estructural de Grado 60 (ASTM A615). Las propiedades mecánicas del concreto son:

- Resistencia a la compresión del concreto ( $f_c$ ) 210 kg/cm<sup>2</sup>
- Resistencia a la tracción ( $f_r$ ) 29 kg/cm<sup>2</sup>
- Módulo de elasticidad ( $E_c$ ) 217000 kg/cm<sup>2</sup>
- Módulo de Poisson ( $\nu$ ) 0.15
- Deformación unitaria máxima ( $\epsilon_c$ ) 0.0030

Mientras que las propiedades del acero son:

- Resistencia a la fluencia ( $f_y$ ) 4200 kg/cm<sup>2</sup>
- Módulo de elasticidad ( $E_s$ ) 2000000 kg/cm<sup>2</sup>
- Deformación unitaria en fluencia ( $\epsilon_y$ ) 0.0021
- Deformación unitaria última ( $\epsilon_{su}$ ) 0.09

### 1.6. Condiciones de cimentación

Del estudio de suelos se obtiene lo siguiente:

- Profundidad de cimentación ( $D_f$ ) 1.20m
- Capacidad admisible del terreno 4.0 kg/cm<sup>2</sup>
- Peso específico del terreno 1.80 ton.m<sup>2</sup>

## 1.7. Diseño por resistencia

El diseño por resistencia es el método por el cual se diseñan los elementos estructurales de concreto armado. Se busca que la resistencia de diseño del elemento ( $\phi R_n$ ) se mayor o igual a la resistencia requerida ( $R_u$ ). La resistencia de diseño se calcula en base al tipo de sollicitación que pueda presentar el elemento, mientras que, la resistencia requerida se obtiene de las cargas que actúan sobre cada elemento estructural amplificadas según los factores que estipule la Norma E.060 (RNE, 2009). Esto se expresa de la siguiente manera

$$\phi R_n \geq R_u$$

La Norma E.060 indica los siguientes factores de reducción para la resistencia de diseño ( $\phi$ )

Tabla 1-2: Factores de reducción de resistencia de diseño

Tipo de sollicitación de carga	Factor de reducción ( $\phi$ )
Flexión	0.90
Tracción o Flexotracción	0.90
Compresión o Flexocompresión (espiral)	0.75
Compresión o Flexocompresión (estribos)	0.70
Cortante	0.75
Torsión	0.75

Además, indica los factores de amplificación para cada tipo de carga

Tabla 1-3: Combinaciones de carga según la Norma E.060

Cargas	Combinación de Carga
Carga muerta (CM) y Carga viga (CV)	1.4CM + 1.7CV
Sismo (S)	1.25(CM+CV) $\pm$ S
	0.9CM $\pm$ S

## CAPÍTULO 2: ESTRUCTURACIÓN Y PREDIMENSIONAMIENTO

### 2.1. Estructuración

El edificio mencionado cuenta con seis pisos y está ubicado en una zona con alta sismicidad; por ello, se estructuró en base al sistema de muros de concreto armado y pórticos. Este sistema se ha utilizado en ambas direcciones. Se utilizará concreto con una resistencia a la compresión de  $210 \text{ kg/cm}^2$ .

Se utilizó para el caso de los techos de los departamentos, losas aligeradas en una sola dirección con un espesor de 17 cm. Estos aligerados se colocaron en la dirección en la cual su paño es el más corto. Estas consisten en viguetas de 10 cm de ancho, las cuales se encuentran espaciadas cada 40 cm. Además, para la zona central, donde se encuentran el ascensor y la escalera, se optó por usar losas macizas de 20 cm de espesor. Estas losas transmitirán las cargas de gravedad hacia las vigas peltadas, las cuales a su vez transmitirán las cargas hacia los elementos estructurales verticales como las columnas y placas.

En el caso de las vigas, todas fueron diseñadas con un peralte de 50 cm. Estos peraltes se obtuvieron del pre-dimensionamiento, el cual depende de la longitud de luz libre que hay entre cada vano.

Como se aprecia en la figura 2-1, en los ejes 1, 3, 4 y 6, debido a la arquitectura del proyecto no se permiten placas en dicha dirección, por ende, se colocan columnas de  $25 \times 50 \text{ cm}$  conectadas mediante vigas para cumplir con los requisitos arquitectónicos.

Observando la figura 2-1, se ubican placas horizontales dentro de la estructura para controlar los desplazamientos en la dirección paralela a la fachada debido a las fuerzas sísmicas. Además, se colocan placas verticales en el perímetro del proyecto, para controlar la dirección perpendicular a la fachada. Por último, en la zona central se sitúa el ascensor rodeada por una placa en "C" y por placas verticales.

Asimismo, se utilizarán cimentaciones superficiales (zapatas aisladas, conectadas, combinada y cimientos corridos). La profundidad de cimentación será de 1.20 m. El suelo cuenta con una capacidad portante de  $4 \text{ kg/cm}^2$ .

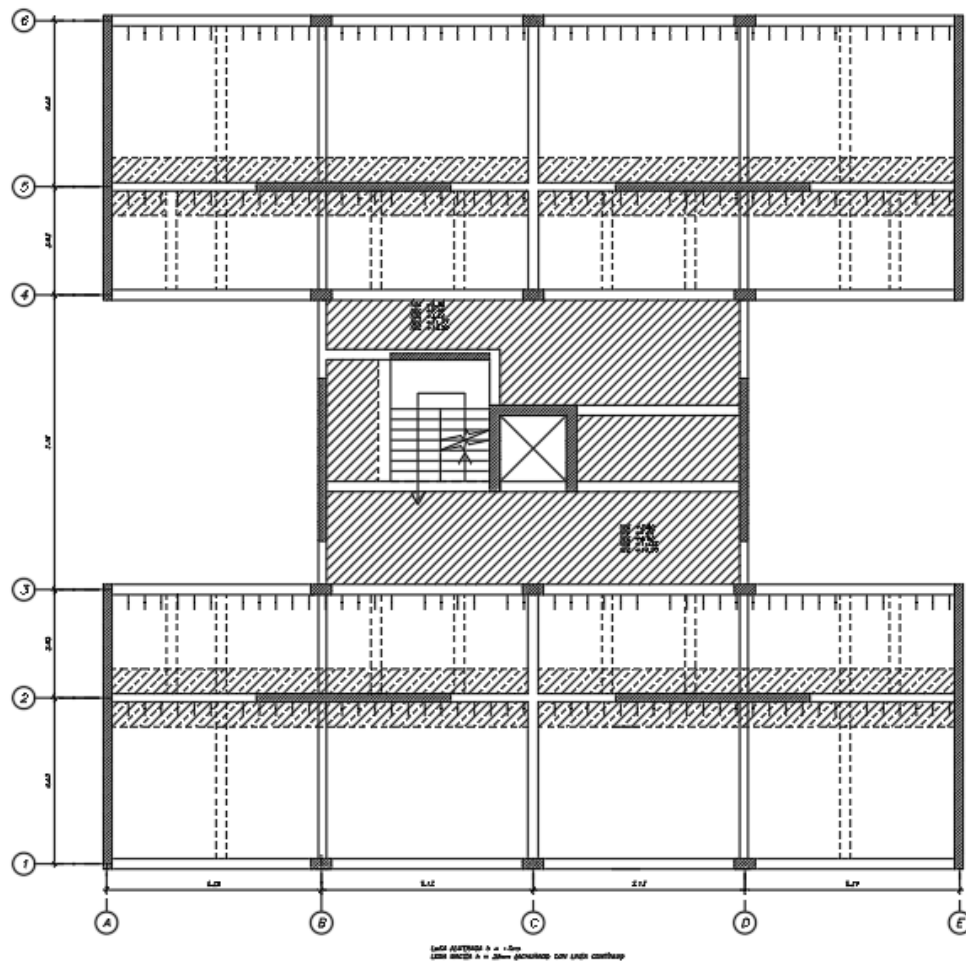


Figura 2-1: Planteamiento estructural del proyecto

## 2.2. Predimensionamiento

Se usaron los criterios obtenidos del libro Estructuración y Diseño de edificaciones de Concreto Armado (Blanco, 1944), además, de otros criterios para determinar si se realizó un predimensionamiento correcto, los cuales serán mencionados más adelante.

### 2.2.1. Losas Aligeradas

Para el predimensionamiento de losas aligeradas se usó el criterio basado en longitud de luces libres:

- $h = 0.17 \text{ m}$  para luces menores a 4 metros.
- $h = 0.20 \text{ m}$  para luces entre 4 y 5.5 metros.



Para este proyecto la luz entre apoyos para la losa aligerada fue de 3.80 m, por lo tanto, se utilizará un aligerado con un peralte de 17 cm. Se procederá a realizar una verificación por el método de coeficientes.

$$w_u = (1.40 \times (0.28 + 0.1) + 1.7 \times 0.2) \times 0.4 = 0.35 \text{ ton/m}$$

$$M_u = \frac{0.35 \times 3.8^2}{9} = 0.56 \text{ ton.m}$$

$$w_u = \frac{0.35 \times 3.8}{2} = 0.67 \text{ ton}$$

El acero requerido para el momento  $M_u$  es de  $1.17 \text{ cm}^2$ . Lo cual equivale a dos barras de  $3/8"$ . Por otro parte, la resistencia a la cortante ( $\phi V_c$ ) tiene un valor de 1.01 ton, lo cual supera al valor de  $V_u$ . Por lo tanto, con los resultados obtenidos se puede considerar que el peralte escogido es el correcto. Cabe recalcar que para el predimensionamiento de la losa aligerada no se tomó en consideración el peso de la tabiquería.

### 2.2.2. Losas Macizas

Para el predimensionamiento de losas macizas se usó un criterio similar al de las losas aligeradas; sin embargo, los espesores dependen de distintas longitudes de luces.

- $h = 0.12 \text{ m}$  para luces menores o iguales a 4 metros.
- $h = 0.15 \text{ m}$  para luces menores o iguales a 5.5 metros.

La dimensión máxima entre apoyos para la losa maciza es de 2.60m aproximadamente. Esto según las pautas previas se recomienda el uso de un espesor de 0.12m; sin embargo, debido a que se entra posicionada en el núcleo central, se usará una losa de 0.15m.

### 2.2.3. Vigas Peralgadas

Para el predimensionamiento de las vigas se empleó un criterio de la altura del peralte en función al 1/10 o 1/12 de la longitud de la luz libre. Esta longitud es de 4.80m aproximadamente.

$$0.40 \text{ m} = \frac{4.83}{12} \leq \text{Peralte} \leq \frac{4.83}{10} = 0.48$$

En base a este criterio se podría escoger un peralte intermedio, el cual sería de 0.45m. Así mismo, en el libro Estructuración y Diseño de Edificaciones de Concreto Armado del Ing. Antonio Blanco, se presentan distintas dimensiones en base a la longitud de la luz libre.

A continuación, se mencionan las dimensiones de vigas más usuales:

- $L \leq 5.5$  metros                      25x50 o 30x50 cm
- $L \leq 6.5$  metros                      25x60 o 30x60 o 40x60 cm

Por lo mencionado anteriormente se utilizarán vigas con dimensiones de 25x50cm. Además, se realizará una verificación similar al caso de la losa aligerada, asumiendo una viga con tramos continuos

$$w_u = 3.20 \text{ ton/m}$$

$$M_u = \frac{3.20 \times 4.83^2}{11} = 6.79 \text{ ton.m}$$

$$V_u = \frac{3.20 \times 4.83}{2} = 7.73 \text{ ton}$$

El acero requerido para el momento  $M_u$  es de 4.50 cm<sup>2</sup>, lo cual equivale a 3 barras de 5/8". Para la fuerza cortante, la resistencia de la viga  $\emptyset V_c$  es de 7.18 ton, por lo cual se necesitarían estribos de 3/8" espaciados cada 400 cm. Como dichos valores son razonables, se asume que la sección escogida es la correcta.

#### 2.2.4. Predimensionamiento de columnas

En el caso de las columnas, estas deben de soportar las cargas axiales, así como el momento flector y ambos casos deben de considerarse por simultaneo.

Dado que esta edificación cuenta con placas en ambos sentidos, los momentos que se originan debido a las cargas sísmicas son tomado casi en su totalidad por estas, lo cual ocasiona que las columnas sean diseñas para soportar solamente cargas de gravedad. Por esto, las columnas se pueden predimensionar en base a lo indicado por el Ing. Blanco (1994):

- Cuando la edificación tenga muros de corte en las dos direcciones, las cuales tengan una rigidez lateral y resistencia adecuada

$$\text{Area de Columna} = \frac{P \text{ servicio}}{0.45f'c}$$

- Para un tipo de edificación igual, las columnas esquineras o exteriores se podrán dimensionar con la siguiente expresión.

$$\text{Area de Columna} = \frac{P \text{ servicio}}{0.35f'c}$$

A modo de ejemplo se usará una columna de los ejes B-1

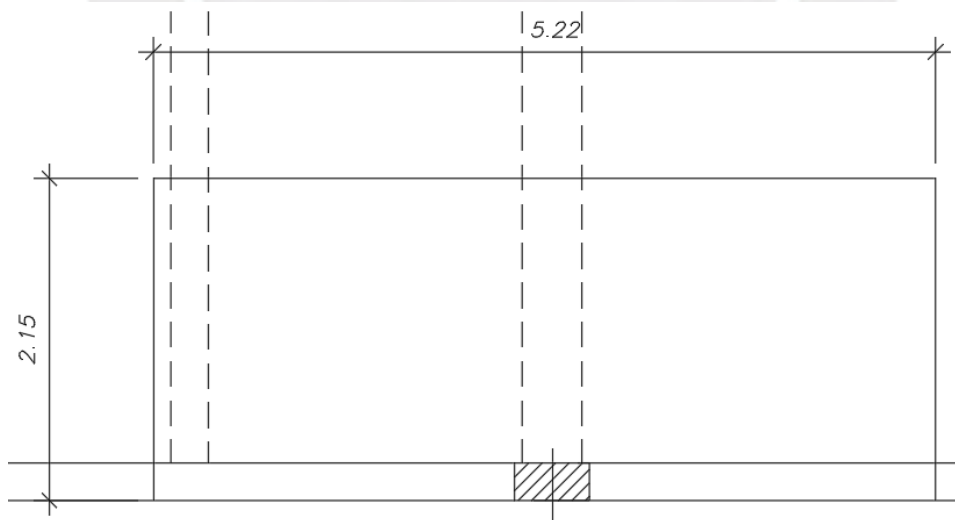


Figura 2-2: Área tributaria columna eje 1-B

Área tributaria	= 11.23 m <sup>2</sup>
Carga unitaria asumida	= 1.0 ton/m <sup>2</sup>
Número de pisos	= 6
Carga de servicio total	= 1 x 6 x 11.23 = 67.4 ton

El cual da un área de

$$Area\ de\ Columna = \frac{67.4 * 1000}{0.45 * 210} = 713\ cm^2$$

Para este caso se podrían usar columnas de 25x40 cm, la cual tiene un área equivalente a 1000 cm<sup>2</sup>; sin embargo, se usarán columnas de 25x50 cm.

### 2.2.5. Predimensionamiento de placas

Estos elementos tienen como función principal la de resistir las fuerzas horizontales en su plano, las cuales son originadas por la acción del sismo. También, la de proporcionar rigidez lateral a la estructura en el sentido en el cual estén orientadas, además de que, disminuyen los esfuerzos que se generan en los pórticos.

Según la Norma E.060, en el artículo 21.9.3 para los espesores mínimos se mencionan diversos criterios:

- El espesor debe de estar dimensionado considerando los efectos de pandeo lateral por flexión de los bordes de los muros.
- El espesor del alma de los muros no deberá de ser menor a 1/25 de la altura de los elementos que proporcionen apoyo lateral, ni que sean menores a 150mm, excepto para los sistemas estructurales de muros de ductilidad limitada.

Como en la dirección Y-Y, existe una gran cantidad de placas, se dimensionará una longitud para las placas en la dirección X-X en base a una fuerza cortante basal aproximada y la resistencia a las fuerzas cortantes  $\phi V_c$  de las placas.

Dado que aún no se ha elaborado un análisis sísmico, se asumirá que el periodo del edificio es de  $H_n/60 = 0.285s$  y la masa sísmica es de 1.0 ton/m<sup>2</sup> en todos los pisos. Con estos datos, el valor aproximado de la fuerza cortante basal es

$$V\ basal = 405\ ton$$

Asumiendo que la fuerza cortante basal se distribuirá uniformemente en las cuatro placas, la cortante para cada una es de 101 ton. Las placas tienen una dimensión de 0.20x4.70 m, con esto, tienen un valor de  $\phi V_c$  igual a 61 ton. Con esto datos y colocando refuerzo horizontal en dos cars de 3/8" se tendría que colocar como espaciamiento un valor de 60 cm. Como esto se puede observar que con una longitud de 4.70 m, las placas estarían sobredimensionadas respecto a la cortante. Posteriormente, en el capítulo tres de análisis sísmico, se obtendrán los resultados de las derivas para la estructuración planteada.

### **2.2.6. Predimensionamiento de escaleras**

Las escaleras son elementos que funcionan como una losa maciza en una dirección. El espesor de la garganta está definido por el diseño estructural, pues se considera que dicha porción de la escalera es la encargada de soportar los pasos y contrapasos planteados por arquitectura. Para el predimensionamiento se tiene en cuenta los valores planteados por el Ing. Higashi (2017)

- $L \leq 4.5$  metros  $g = 15$  cm

Para este proyecto, se cuenta con una sola escalera de tres tramos. El tramo de mayor dimensión tiene una longitud de 3.20 metros aproximadamente. Por ende, se usará una garganta de 15 cm de espesor.

## CAPÍTULO 3: ANÁLISIS SÍSMICO

### 3.1. Modelo estructural

El análisis sísmico permite estimar los valores de fuerza sísmica que se aplican a cada elemento estructural. Esto se realiza debido a la sismicidad del departamento de Lima. Dicho análisis se ejecutará en base a la norma E.030 Diseño Sismorresistente vigente.

El modelo se realizó en el programa ETABS. Este es un modelo en tres dimensiones con tres grados de libertad (uno rotacional y dos de translación). El modelo consta de seis pisos estructurados idénticamente. Todos los departamentos se encuentran ubicados a un mismo nivel y es simétrico respecto al eje perpendicular a la fachada. A continuación, se adjuntan figuras del modelo realizado.

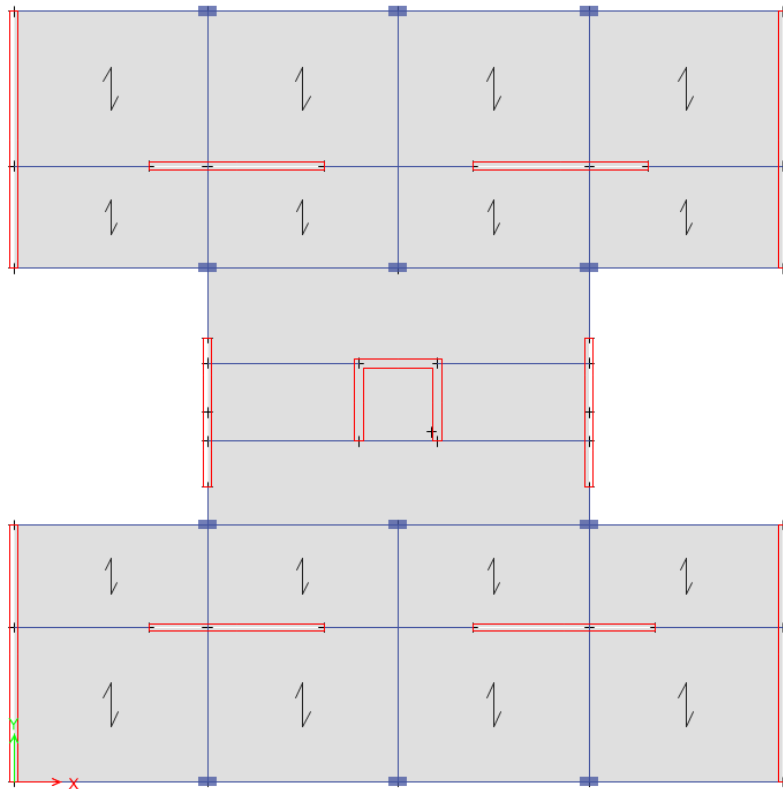


Figura 3-1: Modelo visto en planta



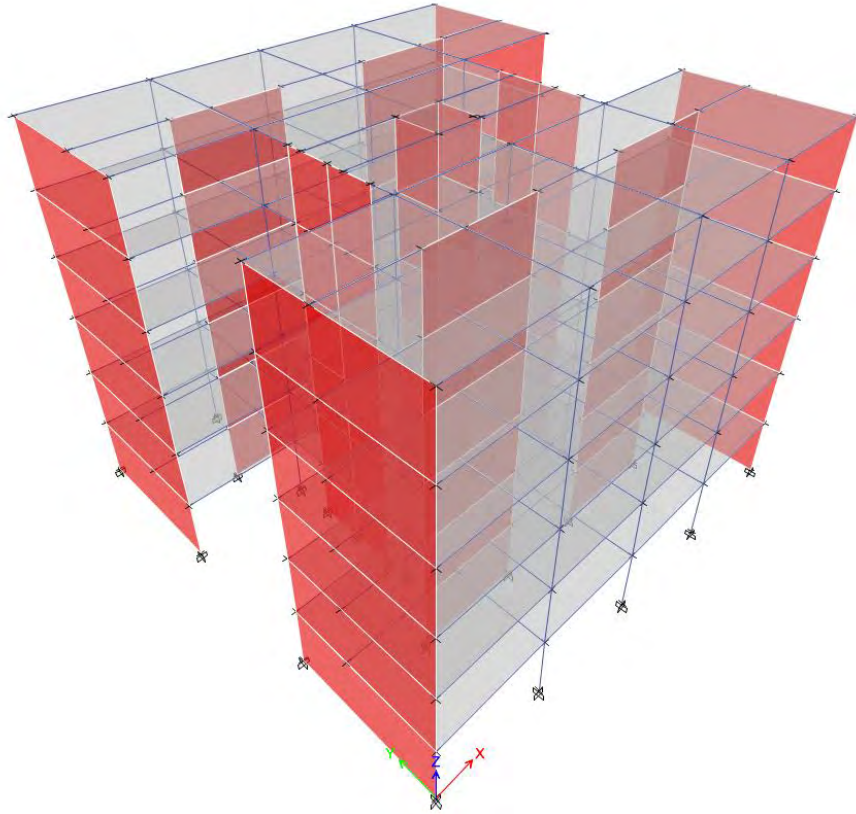


Figura 3-2: Modelo tridimensional en ETABS

Se realizó un metrado manual de la estructura y uno de masa sísmica, los cuales se muestran en las Tabla 3-1 y Tabla 3-2 respectivamente.

Tabla 3-1: Metrado de masas manual de un piso típico

Elemento	Peso (ton)	Peso total (ton)
Placa	84	372
Columna	10	
Viga	40	
Losa aligerada	70	
Losa maciza	27	
Tabiquería	104	
Piso terminado	36	

Tabla 3-2: Metrado de masa sísmica de la estructura

Piso	Cm (ton)	Cv (ton)	Área (m <sup>2</sup> )	Cm	Cv	Cv al 25%	Peso	Peso	Masas Sismica
				(ton/m <sup>2</sup> )	(ton/m <sup>2</sup> )	(ton/m <sup>2</sup> )	(ton/m <sup>2</sup> )	(ton)	(ton*s <sup>2</sup> /m)
Piso 1	372.0	72.0	360.0	1.03	0.20	0.05	1.08	390.0	39.8
Piso 2	372.0	72.0	360.0	1.03	0.20	0.05	1.08	390.0	39.8
Piso 3	372.0	72.0	360.0	1.03	0.20	0.05	1.08	390.0	39.8
Piso 4	372.0	72.0	360.0	1.03	0.20	0.05	1.08	390.0	39.8
Piso 5	372.0	72.0	360.0	1.03	0.20	0.05	1.08	390.0	39.8
Piso 6	272.0	36.0	360.0	0.76	0.10	0.03	0.79	281.0	28.6
								2231.0	227.6

A continuación, se muestran los valores de los centros de masa obtenidos por el ETABS sin excentricidad accidentada y con excentricidad accidentada. Además, se realiza una comprobación de los centros de masa con excentricidad accidentada.

Tabla 3-3: Centros de masa de la estructura

Piso	Sin excentricidad		Con excentricidad	
	Centros de masas		Centros de masas	
	X-X (m)	Y-Y (m)	X-X (m)	Y-Y (m)
Piso 6	10.3	10.34	11.33	9.31
Piso 5	10.3	10.34	11.33	9.31
Piso 4	10.3	10.34	11.33	9.31
Piso 3	10.3	10.34	11.33	9.31
Piso 2	10.3	10.34	11.33	9.31
Piso 1	10.3	10.34	11.33	9.31

- $X_{cm} \text{ con excentricidad} = 10.30 + 0.05 * 20.695 = 11.33$
- $Y_{cm} \text{ con excentricidad} = 10.34 - 0.05 * 20.800 = 9.31$

### 3.2. Parámetros sísmicos

- **Factor de zona (Z)**

El cual depende de la zona en la cual se encuentra ubicado el proyecto. Este se encuentra en el distrito de Miraflores, departamento de Lima

$$Z = 0.45$$

- **Condiciones geotécnicas (S) y periodo (Tp y TI)**

Depende del tipo de suelo sobre la cual está ubicada la estructura

$$S = 1 \quad T_p = 0.4 \quad T_I = 2.50$$

- **Factor de amplificación sísmica (C)**

Por las características del sitio, se define el factor de amplificación sísmica

$$\begin{aligned} T < T_p & C = 2.5 \\ T_p < T < T_I & C = 2.5 * (T_p/T) \\ T > T_I & C = 2.5 * \frac{(T_p * T_I)}{T^2} \end{aligned}$$

- **Factor de uso (U)**

La estructura se encuentra dentro de la categoría de edificaciones comunes

$$U = 1$$

- **Factor de reducción de fuerza sísmica (R)**

Por la presencia de una gran cantidad de muros estructurales para los ejes X e Y, se toma el valor de  $R_o = 6$ . Sin embargo, debido a que la edificación presenta irregularidad de esquinas entrantes, la cual se verificará más adelante, se usará un valor de  $R = 5.40$ .

### 3.3. Análisis Estático Traslacional

Para cada piso se aplican fuerzas horizontales las cuales representan los efectos sísmicos. Para este caso se considera solamente los movimientos de traslación pura.

- **Periodo de vibración**

Los periodos fundamentales de vibración se obtuvieron del programa Etabs

Tabla 3-4: Periodo fundamental en la dirección paralela a la fachada (X-X)

Modo	Periodo	UX (%)
	(seg)	
1	0.359	70.17
2	0.081	19.69
3	0.036	6.46

Tabla 3-5: Periodo fundamental en la dirección perpendicular a la fachada (Y-Y)

Modo	Periodo	UY (%)
	(seg)	
1	0.267	69.2
2	0.058	21.5
3	0.026	6

- **Fuerza Cortante en la base**

Se obtuvieron las cortantes basales en la base de la estructura para ambas direcciones

- Z = 0.45
- U = 1.00
- C = 2.50
- S = 1.00
- Peso = 2231 ton
- R = 5.4

$$V = \frac{Z * U * C * S}{R} * Peso = \frac{0.45 * 1 * 2.5 * 1}{5.4} * 2231 = 465 \text{ ton}$$

Tabla 3-6: Fuerza cortante en la base para traslación pura

Piso	Caso	V (ton)
Piso 1	Traslación Pura X	465
Piso 1	Traslación Pura Y	465

- **Distribución de fuerzas en altura**

En la tabla 3-6 se muestra el cálculo de la distribución de las fuerzas sísmicas. Estas se calcularon de acuerdo con las ecuaciones planteadas por la norma E.030

$$F_i = \alpha_i \times V$$

$$\alpha_i = \frac{P_i \times h_i^k}{\sum_{j=1}^n P_j \times h_j^k}$$

$$j = \begin{cases} 1.00 & T \leq 0.5 \\ 0.75 + 0.5T & T > 0.5 \end{cases}$$

Tabla 3-7: Fuerza cortante en la base para traslación pura

Piso	h (m)	h <sup>k</sup>	Pi (ton)	Pi*(h <sup>k</sup> )	Alfa	Fi (ton)
6	17.1	17.1	275	4702.5	0.22	102.7
5	14.25	14.25	388.1	5530.4	0.26	120.8
4	11.4	11.4	388.1	4424.3	0.21	96.6
3	8.55	8.55	388.1	3318.3	0.16	72.5
2	5.7	5.7	388.1	2212.2	0.1	48.3
1	2.85	2.85	388.1	1106.1	0.05	24.2
				21293.78		465

- **Desplazamientos y derivas**

Los desplazamientos y derivas inelásticos se calcularon al amplificar los valores elásticos por el factor de 0.85R, el cual es brindado por la norma E.030, ya que la estructura es considerada irregular

Tabla 3-8: Desplazamientos y derivas por análisis estático Traslacional en X

Piso	Desplazamiento inelástico (cm)	Δ/h max
Piso 6	5.85	0.0039
Piso 5	4.75	<b>0.0041</b>
Piso 4	3.57	0.0042
Piso 3	2.38	0.0039
Piso 2	1.28	0.0030
Piso 1	0.42	0.0015

Tabla 3-9: Desplazamientos y derivas por análisis estático Traslacional en Y

Piso	Desplazamiento inelástico (cm)	Δ/h max
Piso 6	3.50	0.0026
Piso 5	2.77	<b>0.0026</b>
Piso 4	2.03	0.0025
Piso 3	1.32	0.0022
Piso 2	0.69	0.0017
Piso 1	0.22	0.0008

Las derivas obtenidas son menores a la deriva permisible de 0.007 para edificaciones de concreto armado. En la dirección X-X la deriva máxima tiene un valor 0.0041, mientras que en la dirección Y-Y, 0.0026.

- **Desplazamientos y derivas**

En la figura 3-2, se muestra la distribución de los nombres de las placas para su entendimiento en las tablas 3-10 y 3-11. En dichas tablas se muestra la distribución de fuerzas cortantes en las placas, así como el porcentaje que representan en sus respectivas direcciones.

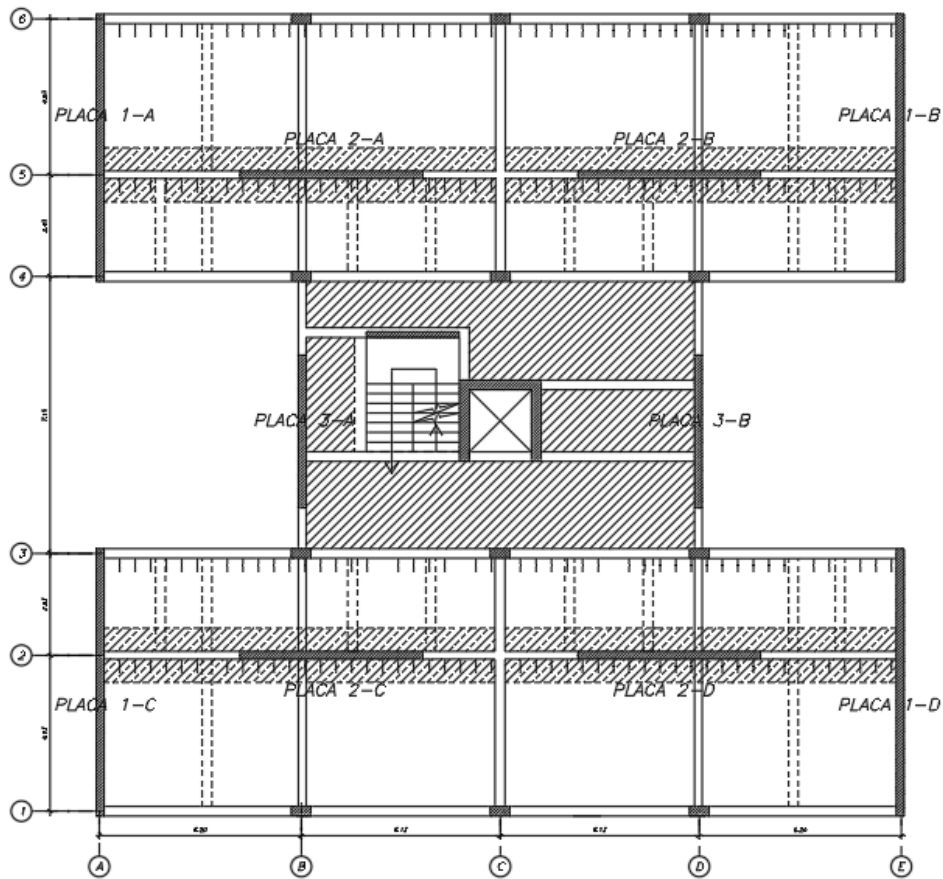


Figura 3-3: Modelo tridimensional del edificio

Tabla 3-10: Distribución de fuerzas cortantes en la dirección X

Piso	PLACA	V (ton)
Piso 1	2-A	94.86
Piso 1	2-B	94.86
Piso 1	2-C	94.86
Piso 1	2-D	94.86
Piso 1	Ascensor	55.85
	<b>CORTANTE DE PLACAS</b>	<b>435.29</b>
	<b>CORTANTE BASAL (ton)</b>	<b>465</b>
	<b>%</b>	<b>93.61</b>



Tabla 3-11: Distribución de fuerzas cortantes en la dirección Y

Piso	PLACA	V (ton)
Piso 1	1-A	86.73
Piso 1	1-B	86.73
Piso 1	1-C	86.73
Piso 1	1-D	86.73
Piso 1	Ascensor	37.06
Piso 1	3-A	38.52
Piso 1	3-B	38.52
	CORTANTE DE PLACAS	461.02
	CORTANTE BASAL (ton)	465
	%	99.14

### 3.4. Análisis estático en las direcciones X e Y con 3GDL

Para el análisis estático con tres grados de libertad, se aplican fuerzas estáticas en los centros de masa de casa piso. A diferencia del análisis traslacional, aquí se admitirán giros en las plantas, esto debido a la torsión ocasionada por la excentricidad entre el centro de masa y el de rigidez.

- **Distribución de fuerzas en altura**

Con las fuerzas obtenidas previamente en el análisis traslacional (tabla 3-7), se aplicará un momento generado por la excentricidad total, la cual equivale a la suma de las excentricidades natural y accidental. Previamente se muestra los centros de rigidez obtenidos por el ETABS.

Tabla 3-12: Centro de rigidez del edificio

Piso	Centro de	
	X-X (m)	Y-Y (m)
Piso 6	10.300	10.498
Piso 5	10.300	10.548
Piso 4	10.300	10.564
Piso 3	10.300	10.568
Piso 2	10.300	10.570
Piso 1	10.300	10.569

Tabla 3-13: Distribución de fuerzas por piso para el análisis estático con 3GDL

Piso	Fi (ton)	Excentricidad natural		Excentricidad Accidental		Excentricidad Total		M torsional x-x (ton.m)	M torsional y-y (ton.m)
		ex (m)	ey (m)	ex (m)	ey (m)	ex (m)	ey (m)		
Piso 6	102.7	0	0.158	1.03	1.188	1.03	1.345	138.2	105.8
Piso 5	120.8	0	0.208	1.03	1.238	1.03	1.447	174.7	124.4
Piso 4	96.6	0	0.224	1.03	1.254	1.03	1.477	142.7	99.5
Piso 3	72.5	0	0.228	1.03	1.258	1.03	1.486	107.7	74.7
Piso 2	48.3	0	0.23	1.03	1.26	1.03	1.489	71.9	49.7
Piso 1	24.2	0	0.229	1.03	1.259	1.03	1.488	36	24.9

- **Desplazamientos y derivas**

Los desplazamientos y derivas se muestran en las siguientes tablas

Tabla 3-14: Desplazamientos y derivas por análisis estático con 3GDL en X

Piso	Desplazamiento inelástico (cm)	$\Delta/h$ max
Piso 6	5.93	0.0039
Piso 5	4.82	0.0042
Piso 4	3.63	0.0042
Piso 3	2.42	0.0039
Piso 2	1.30	0.0031
Piso 1	0.42	0.0015

Tabla 3-15: Desplazamientos y derivas por análisis estático con 3GDL en Y

Piso	Desplazamiento inelástico (cm)	$\Delta/h$ max
Piso 6	4.25	0.0031
Piso 5	3.36	0.0032
Piso 4	2.46	0.0030
Piso 3	1.60	0.0027
Piso 2	0.84	0.0020
Piso 1	0.27	0.0010

Como se observa, las derivas tampoco superan el valor de 0.007 establecido por la Norma E0.30. En la dirección X-X, las derivas se mantienen casi iguales respecto a las derivas en traslación pura, mientras que en Y-Y, estas han aumentado en un máximo del 20%.

### 3.4.1. Verificación de irregularidades y coeficiente de reducción sísmica

Se verificarán las irregularidades por esquinas entrantes, torsión y piso blando. Además, se realizará la verificación sobre el coeficiente de reducción sísmica utilizado ( $R = 5.4$ )

- **Verificación por esquinas entrantes**

Tabla 3-16: Verificación de esquinas entrantes en dirección X

<b>En la dirección X-X</b>	
Longitud Total (m)	20.8
Longitud de esquina (m)	5.15
Porcentaje (%)	<b>24.76</b>

Tabla 3-17: Verificación de esquinas entrantes en dirección Y

<b>En la dirección Y-Y</b>	
Longitud Total (m)	20.7
Longitud de esquina (m)	6.9
Porcentaje (%)	<b>33.33</b>

Como en ambas direcciones la longitud de la esquina es mayor al 20% se corrobora que el proyecto presenta la irregularidad de esquinas entrantes. Por lo tanto, su  $I_p$  es de 0.9.

- **Verificación por torsión**

Según la Norma E0.60 (2018) para no considerar torsión en una edificación se deben de cumplir con las condiciones siguientes:

- 1) El desplazamiento relativo de entre piso en un extremo del edificio ( $\Delta_{max}$ ) no deberá ser mayor que 1.3 veces el promedio de los extremos del mismo nivel ( $\Delta_{prom}$ ).
- 2) Solo se podrá considerar la irregularidad si es que el desplazamiento máximo de entrepiso es mayor que el 50% del permitido (0.007)

A continuación, se muestran los resultados obtenido. Estos resultados se darán en derivas, ya que al tener la misma altura de entre piso se puede expresar de dicha forma.

Tabla 3-18: Verificación de irregularidad torsional para análisis estático en la dirección X-X

Piso	$\Delta/h$ max	$\Delta/h$ prom	$\Delta$ max / $\Delta$ prom	Resultado
Piso 6	0.0039	0.00387	1.013	Sin Torsión
Piso 5	0.0042	0.00412	1.013	Sin Torsión
Piso 4	0.0042	0.00418	1.013	Sin Torsión
Piso 3	0.0039	0.00388	1.012	Sin Torsión
Piso 2	0.0031	0.00304	1.012	Sin Torsión
Piso 1	0.0015	0.00147	1.011	Sin Torsión

Tabla 3-19: Verificación de irregularidad torsional para análisis estático en la dirección Y-Y

Piso	$\Delta/h$ max	$\Delta/h$ prom	$\Delta$ max / $\Delta$ prom	Resultado
Piso 6	0.0031	0.00263	1.190	Sin Torsión
Piso 5	0.0032	0.00265	1.191	Sin Torsión
Piso 4	0.0030	0.00254	1.192	Sin Torsión
Piso 3	0.0027	0.00223	1.193	Sin Torsión
Piso 2	0.0020	0.00167	1.195	Sin Torsión
Piso 1	0.0009	0.00079	1.198	Sin Torsión

En ambas direcciones se obtiene que el edificio no presenta irregularidad torsional.

- **Verificación de irregularidad de rigidez – piso blando**

Las condiciones para no considera irregularidad de rigidez según la Norma E.030 (2018) son:

- 1) La rigidez lateral de un entrepiso no deberá ser menor que el 70% de la del entrepiso inmediato superior.
- 2) La rigidez lateral de un entrepiso no deberá ser menor que el 80% del promedio de los tres niveles superiores adyacentes.

Tabla 3-20: Verificación de irregularidad de rigidez lateral para análisis estático en la dirección X

Piso	Vx (ton)	$\Delta$ x (mm)	Kx (ton/mm)	Condición 1	Condición 2
Piso 6	102.7	2.404	42.7	-	-
Piso 5	223.5	2.563	87.2	2.0	-
Piso 4	320.1	2.602	123	1.4	-
Piso 3	392.6	2.412	162.8	1.3	1.93
Piso 2	440.9	1.889	233.4	1.4	1.88
Piso 1	465.1	0.91	511.1	2.2	2.95

Tabla 3-21: Verificación de irregularidad de rigidez lateral para análisis estático en la dirección Y

Piso	Vy (ton)	Δy (mm)	Ky (ton/mm)	Condición 1	Condición 2
Piso 6	102.7	1.661	61.8	-	-
Piso 5	223.5	1.677	133.3	2.2	-
Piso 4	320.1	1.608	199.1	1.5	-
Piso 3	392.6	1.413	277.8	1.4	2.11
Piso 2	440.9	1.057	417.1	1.5	2.05
Piso 1	465.1	0.498	933.9	2.2	3.13

- **Verificación de coeficiente de reducción sísmica**

La verificación se realizará con los valores de cortantes obtenidas del análisis traslacional puro. Estas fuerzas cortantes se pueden observar en las tablas 3-10 y 3-11. Con esto se obtiene que el valor de  $R_o$  asumido es el correcto. Además, con la verificación se esquinas entrantes se obtuvo un  $I_p$  de 0.9. Por ende, el coeficiente de reducción sísmica ( $R = 5.4$ ) es correcto.

### 3.5. Análisis dinámico espectral (3GDL por piso)

El análisis modal espectral permite obtener la respuesta de un edificio ante un espectro de aceleraciones. Las edificaciones tienen diferentes modos de vibración, y a su vez, cada modo tiene una frecuencia y deformada asociada a este. Estos modos presentan diferentes respuestas ante un espectro de aceleraciones. La respuesta del edificio se obtiene al superponer la respuesta de cada uno de los modos por medio de una combinación cuadrática completa (CQC). El espectro inelástico de pseudo aceleraciones está definido por:

$$S_a = \frac{Z * U * C * S}{R} * g = \frac{0.45 * 1 * 2.5 * 1}{5.4} * g = 0.208g$$

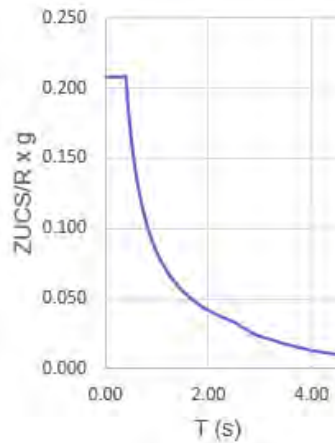


Figura 3-4: Espectro inelástico

- **Modos de vibración**

Los modos obtenidos a través del programa ETABS se muestran en la tabla siguiente:

Tabla 3-22: Verificación de irregularidad de rigidez lateral para análisis estático en la dirección Y

Modo	Periodo (s)	Masas Participativas					
		Ux (%)	Σ Ux	Uy (%)	Σ Uy	Rz	Σ Rz
1	0.353	0.71	0.71	0	0	0.01	0.01
2	0.275	0	0.71	0.69	0.69	0.08	0.09
3	0.237	0.01	0.72	0.08	0.77	0.6	0.7
4	0.084	0.18	0.9	0	0.77	0	0.7
5	0.059	0	0.9	0.1	0.87	0.04	0.73
6	0.052	0	0.9	0.04	0.91	0.11	0.91

Se utilizó una cantidad de modos de vibración de forma que en la sumatoria de las masas participativas se obtuviera al menos un 90%. El primer modo corresponde a la traslación en la dirección X-X, el segundo modo a la dirección Y-Y, mientras que el tercer modo corresponde a la rotación de la planta.



- **Desplazamientos y derivas**

Los desplazamientos y derivas se muestran en las siguientes tablas

Tabla 3-23: Desplazamientos y derivas para el análisis dinámico en X

Piso	Desplazamiento	$\Delta/h$ max
	inelástico (cm)	
Piso 6	5.03	0.0034
Piso 5	4.06	0.0036
Piso 4	3.03	0.0036
Piso 3	2.01	0.0033
Piso 2	1.07	0.0025
Piso 1	0.35	0.0012

Tabla 3-24: Desplazamientos y derivas para el análisis dinámico en Y

Piso	Desplazamiento inelástico (cm)	$\Delta/h$ max
Piso 6	3.30	0.0024
Piso 5	2.60	0.0025
Piso 4	1.90	0.0024
Piso 3	1.23	0.0021
Piso 2	0.64	0.0015
Piso 1	0.21	0.0007

- **Fuerza Cortante en la Base**

La fuerza cortante en la base obtenida se muestra en la tabla a continuación. También, se determina cual es el valor del factor de amplificación de las fuerzas sísmicas ya que la fuerza cortante de diseño será el 90% de la fuerza cortante obtenida del análisis estático.

Tabla 3-25: Factor de amplificación de fuerzas sísmicas

Fuerza Cortante	Sismo Estático (ton)	Análisis dinámico (ton)	Sismo Estático 90% (ton)	Factor de amplificación
Vx	465	324.1	418.5	1.29
Vy	465	318.7	418.5	1.31

### 3.5.1. Verificación de irregularidades y coeficiente de reducción sísmica

Se verificarán las irregularidades por torsión y piso blando.

- **Verificación por torsión**

La verificación por torsión sigue las mismas consideraciones que se mencionaron en el punto 3.4.1

Tabla 3-26: Desplazamientos y derivas para el análisis dinámico en X

Piso	$\Delta/h$ max	$\Delta/h$ prom	$\Delta$ max / $\Delta$ prom	Resultado
Piso 6	0.0034	0.003	1.14	Sin Torsión
Piso 5	0.0036	0.0032	1.13	Sin Torsión
Piso 4	0.0036	0.0032	1.13	Sin Torsión
Piso 3	0.0033	0.0029	1.12	Sin Torsión
Piso 2	0.0025	0.0023	1.12	Sin Torsión
Piso 1	0.0012	0.0011	1.12	Sin Torsión

Tabla 3-27: Desplazamientos y derivas para el análisis dinámico en Y

Piso	$\Delta/h$ max	$\Delta/h$ prom	$\Delta$ max / $\Delta$ prom	Resultado
Piso 6	0.0024	0.002	1.22	Sin Torsión
Piso 5	0.0025	0.002	1.22	Sin Torsión
Piso 4	0.0024	0.0019	1.22	Sin Torsión
Piso 3	0.0021	0.0017	1.22	Sin Torsión
Piso 2	0.0015	0.0013	1.22	Sin Torsión
Piso 1	0.0007	0.0006	1.22	Sin Torsión

En el análisis dinámico no se presenta irregularidad torsional para ninguna de las dos direcciones

- **Verificación de irregularidad de rigidez – piso blando**

La verificación por rigidez sigue las mismas consideraciones que se mencionaron en el punto 3.4.1

Tabla 3-28: Verificación de irregularidad de rigidez lateral para análisis dinámico en la dirección X

Piso	Vx (ton)	$\Delta$ x (mm)	Kx (ton/mm)	Condición 1	Condición 2
Piso 6	81.9	1.771	46.2	-	-
Piso 5	171.3	1.885	90.9	2	-
Piso 4	236	1.905	123.9	1.4	-
Piso 3	282.2	1.754	160.9	1.3	1.85
Piso 2	312	1.361	229.3	1.4	1.83
Piso 1	324.1	0.651	497.8	2.2	2.91

Tabla 3-29: Verificación de irregularidad de rigidez lateral para análisis dinámico en la dirección X

Piso	VY (ton)	$\Delta y$ (mm)	Ky (ton/mm)	Condición 1	Condición 2
Piso 6	82.18	1.126	73	-	-
Piso 5	170.49	1.137	149.9	2.1	-
Piso 4	232.28	1.085	214.1	1.4	-
Piso 3	276.12	0.947	291.6	1.4	2
Piso 2	304.98	0.702	434.4	1.5	1.99
Piso 1	318.7	0.327	974.6	2.2	3.11

No se presenta irregularidad de piso blando.

### 3.6. Junta sísmica

Una edificación al encontrarse rodeada por edificaciones colindantes se deberá separar mediante una junta sísmica, la cual está definida por:

- Separación entre edificios (se escoge el valor máximo entre)

$$se = \frac{2}{3} \times \Sigma \delta_{max} \text{ de Edificios adyacentes}$$

$$se = 0.006 h \geq 0.003$$

- Separación al límite de propiedad (se escoge el valor máximo entre)

$$junta = \frac{2}{3} \times \delta_{max} \text{ del edificio}$$

$$junta = se / 2$$

Como no se tienen los desplazamientos de los edificios colindantes, se asumirá que cumple con la separación establecida por la Norma de Diseño Sismorresistente E.030. Por lo tanto, la separación mínima será de:

$$junta = 0.006 \times 17.1 / 2 = 5.15 \text{ cm} \approx 5.0 \text{ cm}$$

## CAPÍTULO 4: DISEÑO DE LOSAS

### 4.1. Definición del elemento estructural

Las losas aligeradas y macizas son los elementos que sirven como diafragmas rígidos para las estructuras. Estos conforman los techos y los pisos de cada uno de los departamentos de la estructura. Estos transmiten las cargas, tales como su peso propio, piso terminado, tabiques, etc., hacia las vigas. Las losas aligeradas tienen una sección en forma de T, la cuales son denominadas viguetas.

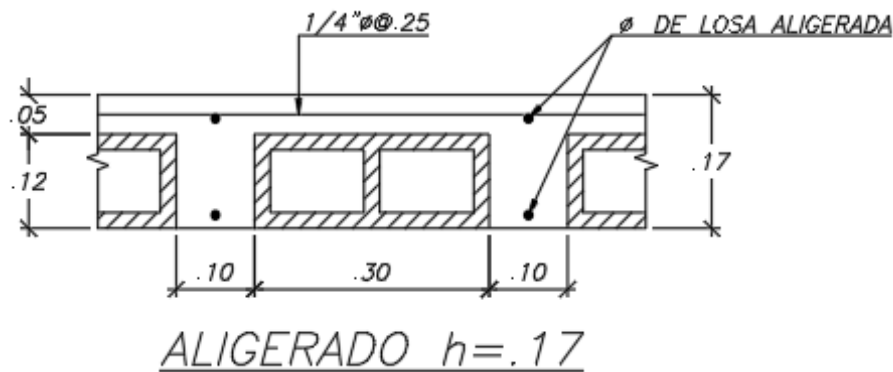


Figura 4-1: Dimensión de aligerado típico

En el caso de las losas macizas, como su nombre lo dice, son losas que no tienen ladrillos huecos dentro de ella. Estas actúan como un diafragma mucho más rígido que las losas aligerada y se diseñan tomando anchos generalmente de 100 cm.

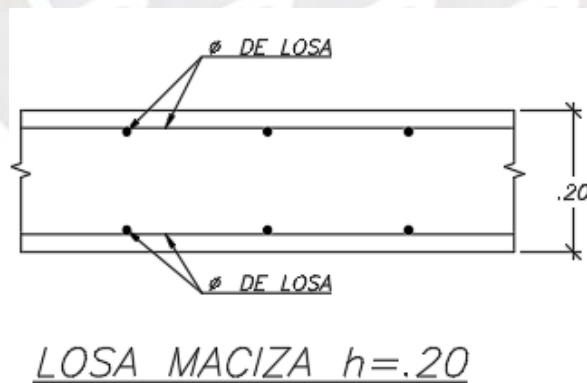


Figura 4-2: Dimensión de losa maciza típica

## 4.2. Ejemplo del diseño de una losa aligerada

Para el diseño de la losa aligerada se toma en cuenta cada diferente caso crítico a los cuales podría estar sometida. De esta forma se obtienen los mayores momentos negativos y positivos para cada caso. Se mostrará como ejemplo de metrado de cargas uno de los casos del aligerado entre los ejes A y B; sin embargo, se utilizarán los valores obtenidos de la envolvente para diseñar

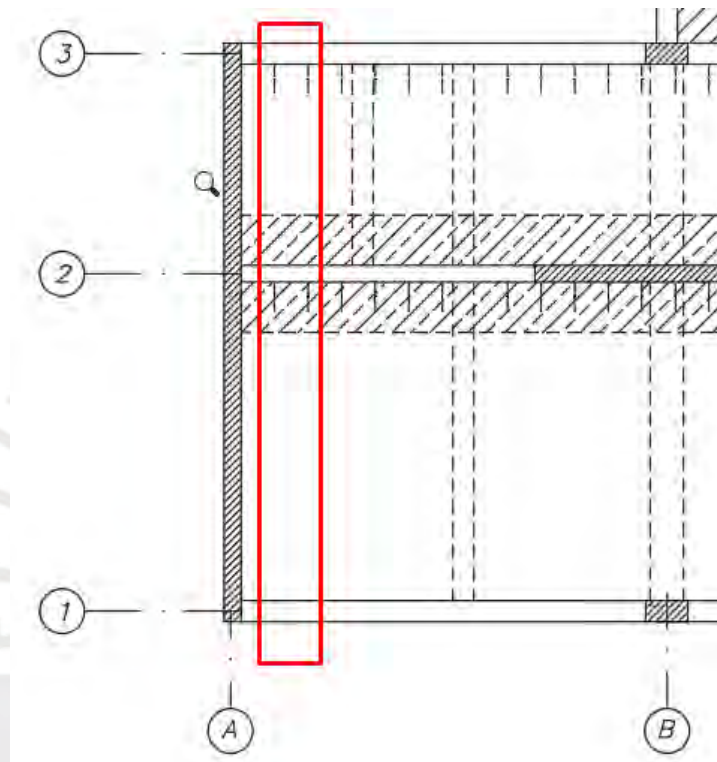


Figura 4-3: Imagen de aligerado a diseñar

### Carga muerta en servicio ( $W_{cm}$ )

- Peso propio del aligerado =  $0.28 \times 0.4$  = 0.112 ton/m
- Piso terminado =  $0.10 \times 0.4$  = 0.04 ton/m
- Tabique =  $1.80 \times 2.60 \times 0.15 \times 0.4$  = 0.28 ton

### Carga viva en Servicio ( $W_{cv}$ )

- S/C =  $0.2 \text{ ton/m}^2 \times 0.4 \text{ m}$  = 0.08 ton/m

Posteriormente, se realizó el modelo en el programa SAP2000 v19.1.1 (se muestra a de ejemplo uno de los casos de análisis para el aligerado)

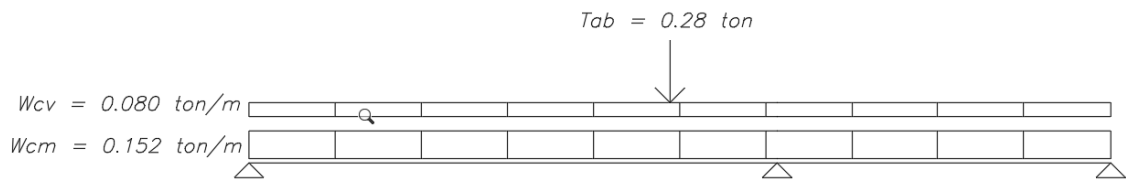


Figura 4-4: Metrado de cargas para una vigueta

A continuación, se muestra la envolvente de los momentos flectores y fuerzas cortantes para los distintos casos de análisis del aligerado.

Figura 4-5: Envolvente de momentos por carga muerta

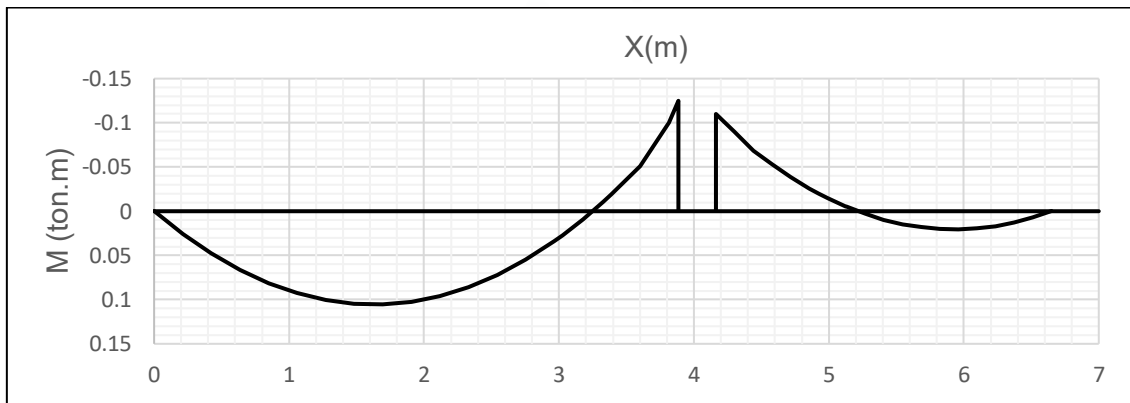


Figura 4-6: Envolvente de momentos por carga viva

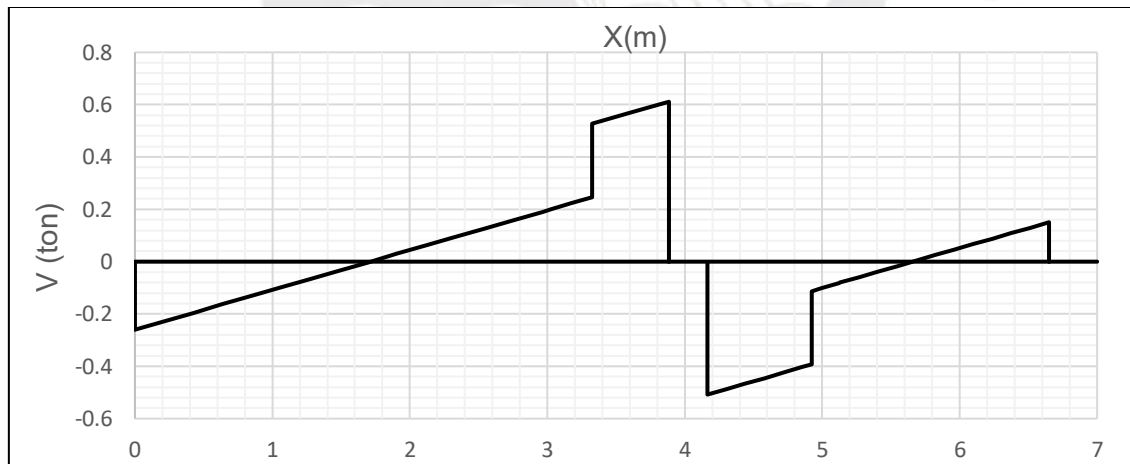




Figura 4-7: Envoltente de fuerzas cortantes por carga muerta

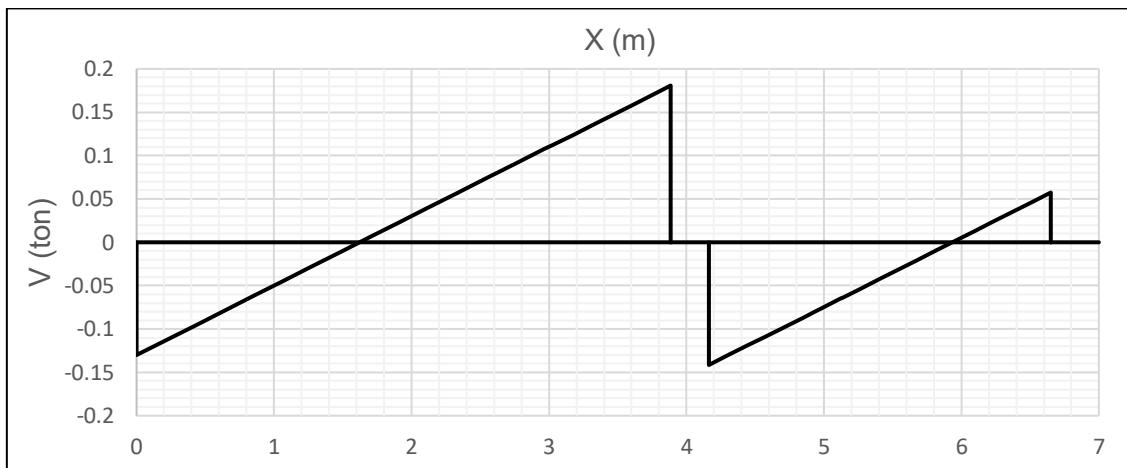


Figura 4-8: Envoltente de fuerzas cortantes por carga viva

- **Diseño por flexión**

El diseño consiste en determinar la cantidad de acero necesaria para resistir los momentos  $M_u$ .

En primer lugar, se debe determinar la cantidad de acero mínima, tanto para el acero positivo como para el acero negativo.

- Acero mínimo positivo

$$A_{s \min} = \frac{0.7 \times \sqrt{f'_c}}{f_y} \times b_w \times d$$

- Acero mínimo negativo

$$A_{s \min} = \frac{1.2 \times S^- \times fr}{0.9 \times f_y \times 0.95d}$$

Donde

$$S^- = \frac{I_g}{yt} \qquad fr = 2 \times \sqrt{f'_c}$$

También, se debe de calcular la cantidad máxima de acero en tracción. Esto se debe que se tiene que asegurar que el acero en tracción llegue a fluencia antes que la sección alcance su máxima capacidad. Este valor de acero máximo represente el 75% del acero obtenido de la falla balanceada de la sección.

$$A_{s \max} = 0.75 \times \frac{0.85 \times \beta \times f'_c}{f_y} \times \left( \frac{E_{cu}}{E_{cu} + E_y} \right) \times b \times d$$

Posteriormente, para determinar la cantidad de acero necesaria sin considerar el acero en compresión, se puede utilizar las siguientes formulas:

$$a = d - \sqrt{d^2 - \frac{2 \times |Mu|}{\phi \times 0.85 \times f'c \times b}} \quad A_s = \frac{|Mu|}{\phi \times f_y \times (d - \frac{a}{2})}$$

Por último, se debe determinar la longitud de los aceros de refuerzo (bastones). El corte de estos se realizará de acuerdo a la siguiente gráfica. (Fuente: APUNTES DEL CURSO DE CONCRETO ARMADO I)

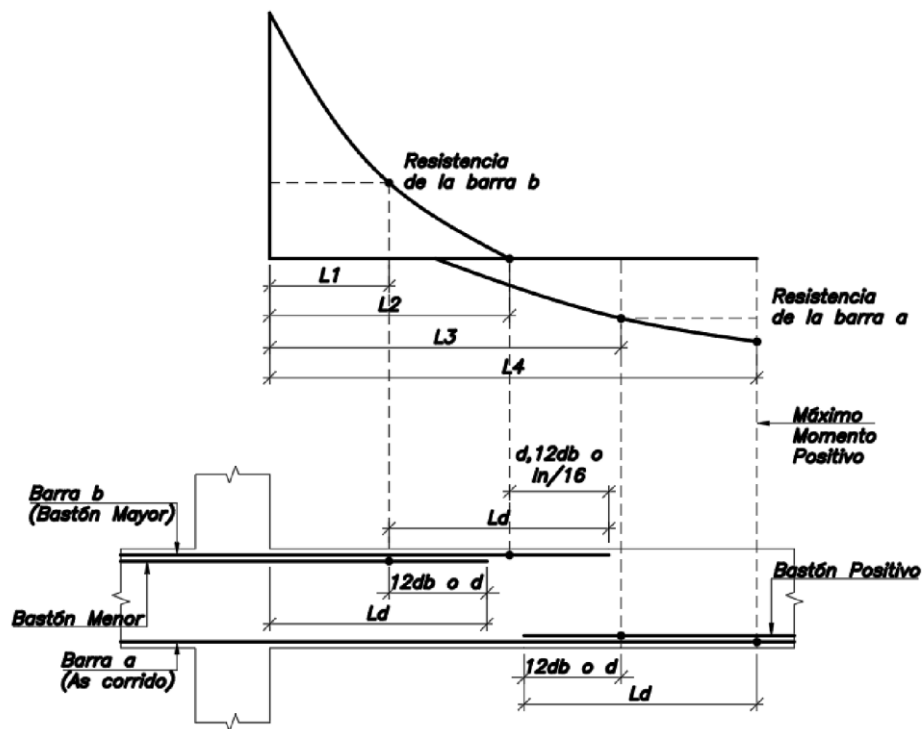


Figura 4-9: Longitudes de corte de bastones

Con lo mencionado anteriormente, se procede a realizar el diseño en flexión. Primero se determinarán los aceros mínimos y máximos.

- Acero mínimo positivo

$$A_{smin+} = \frac{0.7 \times \sqrt{210} \times 10 \times 14}{4200} = 0.34 \text{ cm}^2$$

- Acero mínimo negativo

Centroide de la sección bruta = 5.687 cm

Inercia bruta = 7275 cm<sup>4</sup>

S = 1279

$f_r = 2 * (210)^{1/2} = 28.92 \text{ kg/cm}^2$

$$A_{s \text{ min}} = \frac{1.2 * 1279 * 28.98}{0.9 * 4200 * 0.95 * 14} = 0.89 \text{ cm}^2$$

- Acero máximo positivo (75% del acero balanceado)

C balanceado = 8.232 cm

$$A_{sb} = \frac{0.85 * 210}{4200} * ((40 - 10) * 5 + 0.85 * 10 * 10) = 9.35 \text{ cm}^2$$

$$A_{s \text{ max}} = 0.75 * 9.35 = 7.01 \text{ cm}^2$$

- Acero máximo negativo (75% del acero balanceado)

$$A_{bs} = \frac{0.85 * 210 * b_w * c \text{ balanceado}}{4200} = 2.97 \text{ cm}^2$$

$$A_{s \text{ max}} = 0.75 * 2.97 = 2.23 \text{ cm}^2$$

En segundo lugar, se determinará la cantidad de acero necesaria.

Tabla 4-1: Resumen de aceros requeridos y colocados

	Tramo 1			Tramo 2		
	Izquierda	Centro	Derecha	Izquierda	Centro	Derecha
b (cm)	10	40	10	10	40	10
d (cm)	14	14	14	14	14	14
Mu (ton.m)	0	0.6	-0.54	-0.71	-0.3	0
Acero requerido (cm <sup>2</sup> )	0	1.16	1.13	1.54	0.57	0
Acero colocado (cm <sup>2</sup> )	Ø3/8"	Ø3/8"+Ø3/8"	Ø1/2"+Ø3/8"	Ø1/2"+Ø3/8"	Ø3/8"	0

Por último, se determinarán los puntos teóricos de corte de los bastones.

Tabla 4-2: Longitud de cortes en el tramo 1

	Tramo 1	Tipo de fierro	L1 (m)	L2 (m)	L3 (m)	L4 (m)	Ld (m)	L total (cm)	L colocada (cm)
Momento positivo	3/8"	Corrido	-	-	-	-	-	-	-
	3/8"	Bastón (Long Izq.)	-	-	0.62	-	0.14	0.48	0.4
	3/8"	Bastón (Long Der.)	-	-	0.67	-	0.14	0.53	0.5
Momento negativo	3/8"	Bastón mayor	0	0.62	-	-	0.24	0.86	0.9
	3/8"	Bastón menor	0	-	-	-	0.24	0.24	0.3

Tabla 4-3: Longitud de cortes en el tramo 2

	Tramo 2	Tipo de fierro	L1 (m)	L2 (m)	L3 (m)	L4 (m)	Ld (cm)	L total (cm)	L colocada (cm)
Momento positivo	3/8"	Corrido	-	-	-	-	-	-	-
	3/8"	Bastón	-	-	-	-	-	-	-
Momento negativo	3/8"	Bastón mayor	0.21	1.1	-	-	0.25	1.25	1.3
	3/8"	Bastón menor	0.21	-	-	-	0.14	0.35	0.4

Finalmente, el diagrama de momento flector es el siguiente

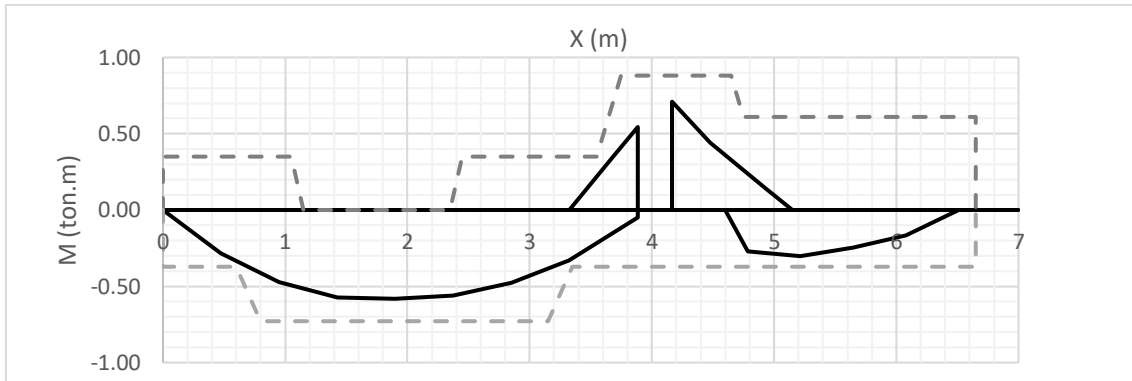


Figura 4-10: Diagrama de momento flector final

Siendo las líneas punteadas el  $\phi M_n$  del acero colocado

- **Diseño por cortante**

Para el diseño por cortante se debe de cumplir lo siguiente

$$\phi V_c \geq V_u$$

Para el caso de las viguetas, el concreto es el único material que soporta los efectos de las fuerzas cortantes. Esta resistencia proporcionada por el concreto se puede incrementar en un 10%. Si se requiere mayor resistencia que la proporcionada por el concreto, se deberá usar ensanches en la zona necesaria. El aporte del concreto como resistencia por cortante se determina mediante

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

Para el diseño por cortante se tiene lo siguiente

$$V_u = 1150 \text{ kg}$$

$$V_c = 1.1 \times 0.53 \times \sqrt{210} \times 10 \times 14 = 1183 \text{ kg}$$

$$\phi V_c = 0.85 \times 1183 = 1006 \text{ kg}$$

Como la máxima fuerza cortante es de 1150 kg, se debe de usar ensanche alternado. Estos tendrán una longitud de 60 cm. Por último, se muestra el diagrama de cortante.

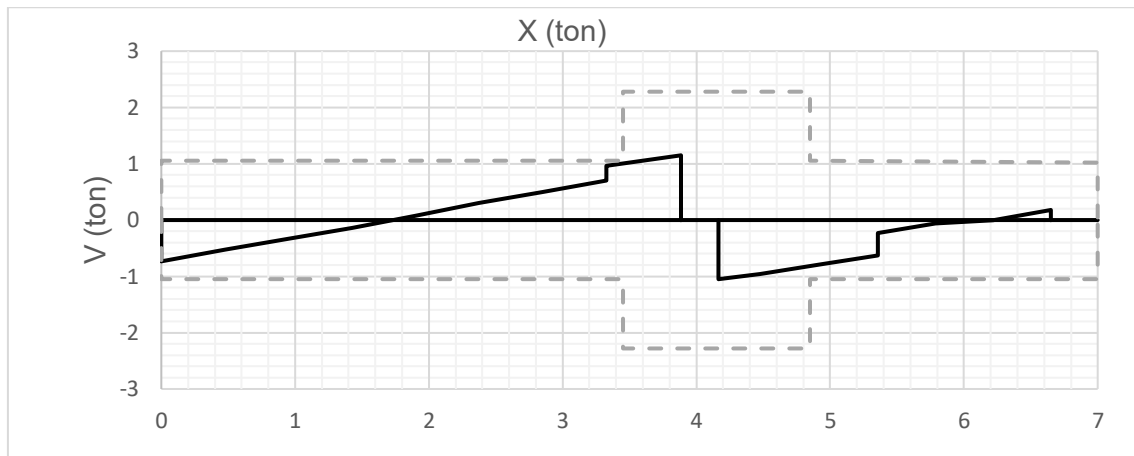


Figura 4-11: Diagrama de fuerza cortante final

Siendo las líneas punteadas la resistencia del concreto  $\phi V_c$

- **Verificación de deflexiones**

Las deflexiones para las losas o vigas estas compuestas por las deflexiones inmediata y diferidas. La primera deflexión ocurre al desencofrar los elementos, mientras que la segunda ocurre a medida que el tiempo pasa.

Las deflexiones inmediatas se calculan haciendo usos de las fórmulas y métodos de resistencia de materiales. Se calcula obteniendo un promedio ponderado de las inercias de las secciones fisuradas de cada tramo. Esto se realiza en base al artículo 9.6.2.4 de la Norma de Concreto Armado E.060. Mientras que la deflexión diferida se obtiene al multiplicar la instantánea por el factor  $\lambda$ .

$$\lambda = \frac{\xi}{1 + 50 x \rho'}$$

Donde:

Tabla 4-4: Valores requeridos para hallar  $\lambda$

$\xi$	Tiempo
2	5 años o mas
1.4	12 meses
1.2	6 meses
1	3 meses

Además, se utilizará como tope máximo el valor de  $L_n/480$ , el cual corresponde a pisos que soporten o estén ligados a elementos no estructurales susceptibles a sufrir daños por las deflexiones excesivas (no se toma en cuenta la deflexión inmediata ocasionada por la carga muerta).

Con lo mencionado anteriormente, se procede a calcular las deflexiones en los dos tramos correspondientes. En primer lugar, se calcula las inercias efectivas y, por último, se determina la deflexión total sin sobre pasar el límite de  $L_n/480$ .

Tabla 4-5: Tabla resumen de inercias efectivas

Tramo	Mcr + (ton.m)	Mcr - (ton.m)	M- izq (ton.m)	M+ (ton.m)	M- der (ton.m)	Ig (cm <sup>4</sup> )	I efectiva (cm <sup>4</sup> )
1	0.19	0.37	0	0.38	0.35	7275	3715
2	0.19	0.37	0.45	0.18	0	7275	5479

Tabla 4-6: Tabla resumen de deflexiones máximas

Tramo	$\lambda$	Deflexión inmediata (cm)		Deflexión diferida (cm)		Deflexión Total (cm)	L/480 (cm)
		Para CM	Para CV	Para CM	Para CV (30%)		
1	2	0.32	0.14	0.64	0.084	0.86	0.87
2	2	0.06	0.03	0.12	0.02	0.14	0.55

Para ambos tramos no se sobre pasa el límite de  $L_n/480$ , por lo tanto, se tiene un correcto comportamiento ante las deflexiones.

Finalmente, se muestra el diseño final del aligerado



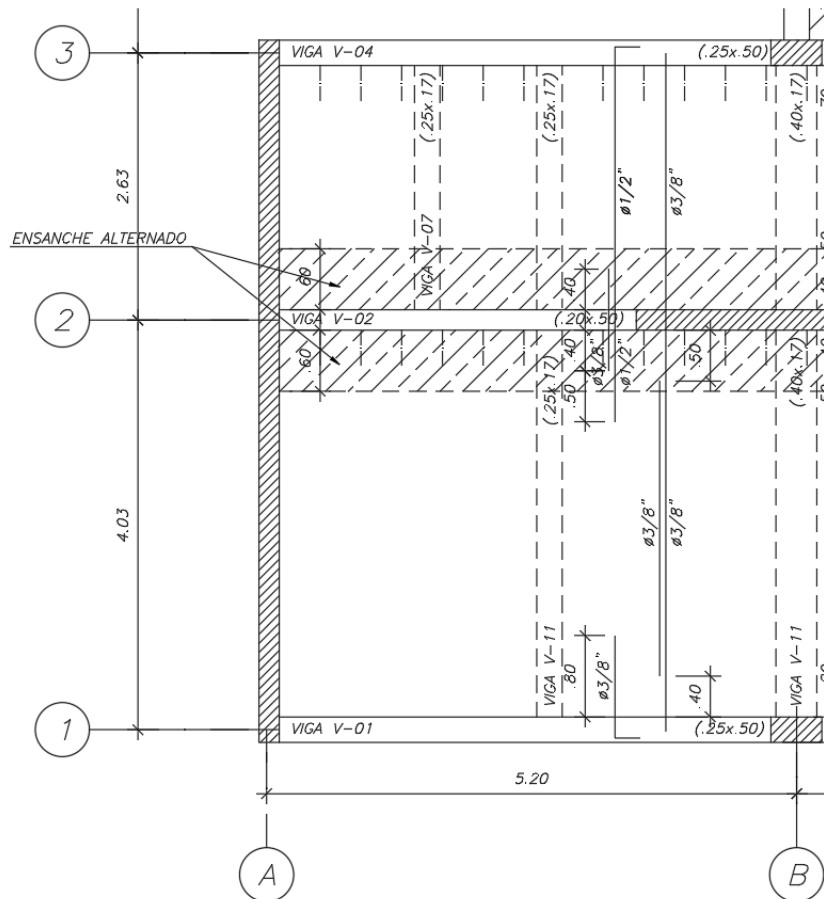


Figura 4-12: Diseño final de losa aligerada

### 4.3. Ejemplo de diseño de losas maciza

Se procederá a diseñar la losa de la parte inferior de la parte central del edificio

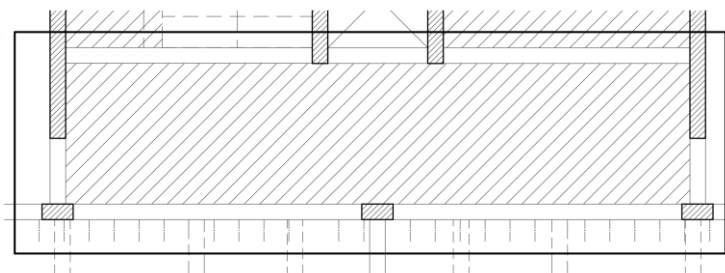


Ilustración 4-1 Losa maciza parte inferior

La longitud de la losa maciza es de 2.25 x 10 m, por lo cual está losa será analizada en una sola dirección. Además, debido a que no presenta una continuidad a lo largo de parte superior de esta losa, se procederá a analizar como simplemente apoyada en todos sus lados. El valor que se tomara para el momento positivo es de  $w \times L_n^2 / 11$ .

En primer lugar, se realiza el metrado de cargas.

Carga muerta en servicio (Wcm)

- Peso propio = 2.4 ton/m<sup>3</sup> \* 0.2 m = 0.48 ton/m<sup>2</sup>
- Piso terminado = 0.1 ton/m<sup>2</sup>

Carga viva en servicio (Wcv)

- S/C = 0.2 ton/m<sup>2</sup>

En segundo lugar, asumiendo que es continua en ambos lados, se realiza el diseño por flexión y por fuerza cortante.

- **Diseño por flexión**

Primero se calcularán los aceros máximos y mínimos

- Acero máximo

$$As \text{ max} = \frac{1.59}{100} * 100 * 17 = 27.03 \text{ cm}^2$$

- Acero mínimo

$$As \text{ min} = 0.0018 * b * h = 3.06 \text{ cm}^2$$

Además, se determinará la cantidad de acero requerido

Tabla 4-7: Tabla resumen de acero requerido y colocado

	Tramo único
	Centro
b (cm)	100
d (cm)	17
Mu (ton.m)	0.53
Acero requerido (cm <sup>2</sup> )	0.83
Acero colocado (cm <sup>2</sup> )	Ø3/8"@.20

Como el acero requerido es menos al valor de acero mínimo, se procederá a colocar varillas de 3/8" ubicadas cada 0.40m en el acero superior y 3/8" ubicadas cada 0.20m en el acero inferior.

- **Diseño por corte**

Para el diseño por cortante se debe de verificar que  $\phi V_c$  sea mayor que el  $V_u$ , ya que para el diseño de losas no se toma el aporte del acero. Al termino de las ecuaciones se verifica que cumple con el diseño por fuerza cortante.

$$\frac{W_u * L_n}{2} = \frac{1.15 * 2.25}{2} = 1.30 \text{ ton}$$

$$V_c = 0.53 * \sqrt{210} * 100 * 17 = 13057 \text{ kg} = 13.06 \text{ ton}$$

$$\phi V_c = 0.85 * 13.06 = 11.1 \text{ ton}$$

Finalmente se muestra el diseño final de la losa maciza

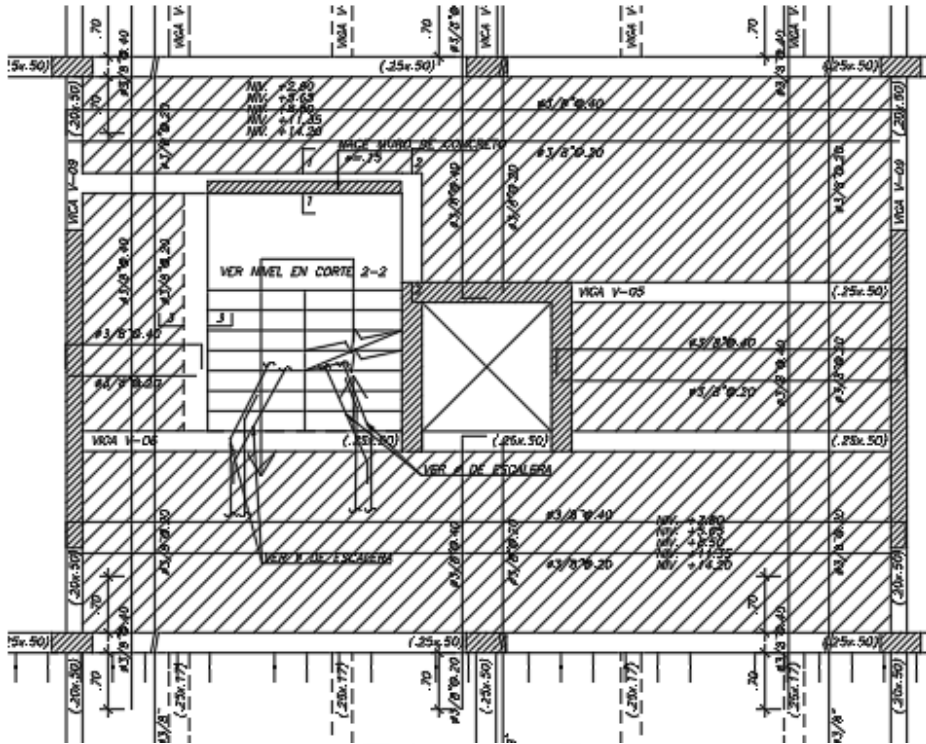


Figura 4-13: Diseño final de losa maciza

## CAPÍTULO 5: DISEÑO DE VIGAS

### 5.1. Definición del elemento

Son aquellos elementos estructurales que se encargan de recibir las losas y de transmitir sus cargas más su propio peso hacia los elementos estructurales verticales como las columnas y placas. Además, son elementos que brindan rigidez a la edificación, las cuales en conjunto con las columnas o placas forman los pórticos. También existen las vigas chatas, estas son elementos estructurales que no reciben fuerzas sísmicas. Tienen de función colocarse por debajo de los tabiques que se encuentran ubicados en la misma dirección de la losa aligerada. Sus dimensiones están en función de la altura del aligerado y de la fuerza cortante que reciben.

### 5.2. Ejemplo de diseño de viga peraltada (Viga V-02)

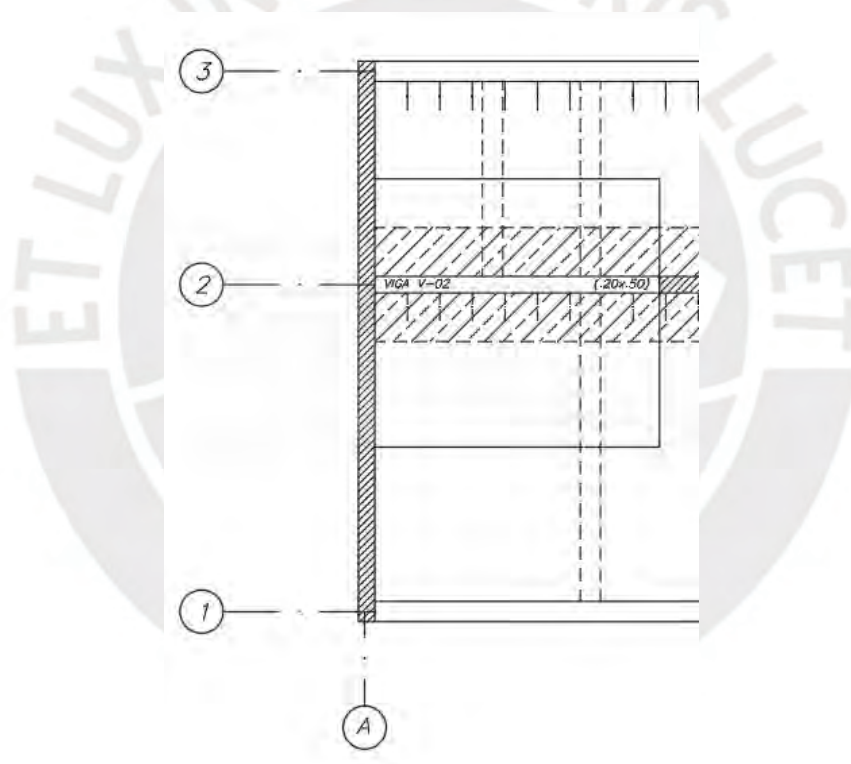


Figura 5-1: Área tributaria de viga V-02 (Arreglar imagen)

Se procede a realizar el metrado de carga muerta y carga viva. En el caso de la tabiquería se calculó un peso por metro cuadrado de todos los tabiques que se encontraban dentro del área tributaria de la viga a analizar.

### Carga muerta (CM)

- Peso propio =  $2.4 * 0.20 * 0.50 = 0.24 \text{ ton/m}$
- Piso terminado =  $0.1 * (2.625/2 + 4.025/2 + 0.25) = 0.36 \text{ ton/m}$
- Aligerado =  $0.28 * (2.625/2 + 4.025/2 - 0.25) = 0.86 \text{ ton/m}$
- Tabiquería =  $0.33 * (2.625/2 + 4.025/2) = 1.09 \text{ ton/m}$
- Viga Chata 1 =  $2.4 * 0.25 * 0.17 * 1.20 = 0.12 \text{ ton}$
- Viga Chata 2 =  $2.4 * 0.25 * 0.17 * (1.90 + 1.20) = 0.32 \text{ ton}$

### Carga viva (CV)

- S/C =  $0.2 * (2.625/2 + 4.025/2 + 0.25) = 0.72 \text{ ton/m}$

### Cargas de Sismo

- Momento de sismo izquierdo =  $0.00 \text{ ton.m}$
- Momento de sismo derecho =  $6.50 \text{ ton.m}$
- Cortante de sismo izquierdo =  $1.90 \text{ ton}$
- Cortante de sismo derecho =  $1.90 \text{ ton}$

El modelo utilizado es el de una viga apoyada en columnas por un lado y empotrado en el otro debido a la presencia de la placa. Además, el diagrama de fuerzas se realizó en el programa SAP2000.

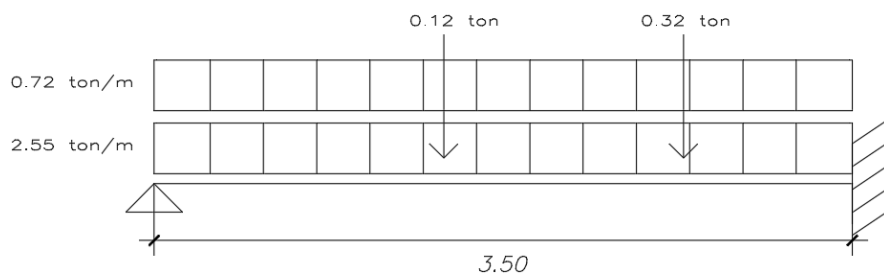


Ilustración 5-1 Metrado de Carga Muerta y Viva en Servicio

A continuación, se muestran los diagramas respectivos sin amplificar para cada caso de cargas

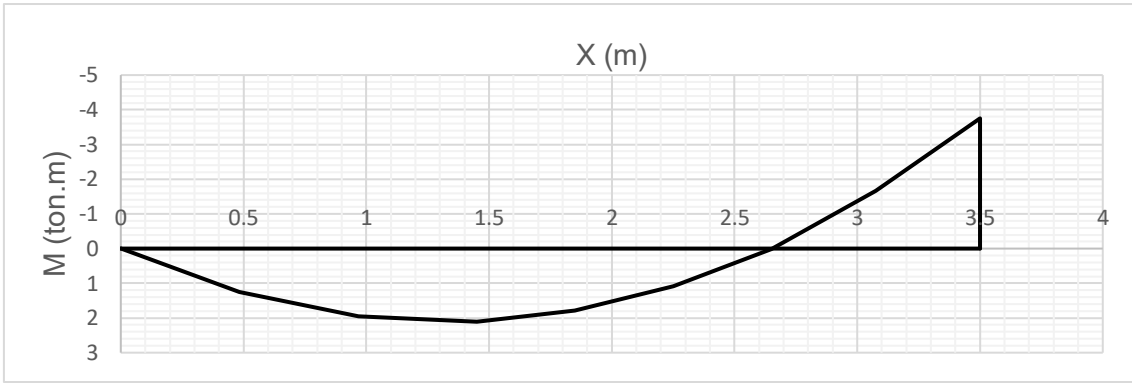


Figura 5-2: Diagrama de momento flector por carga muerta

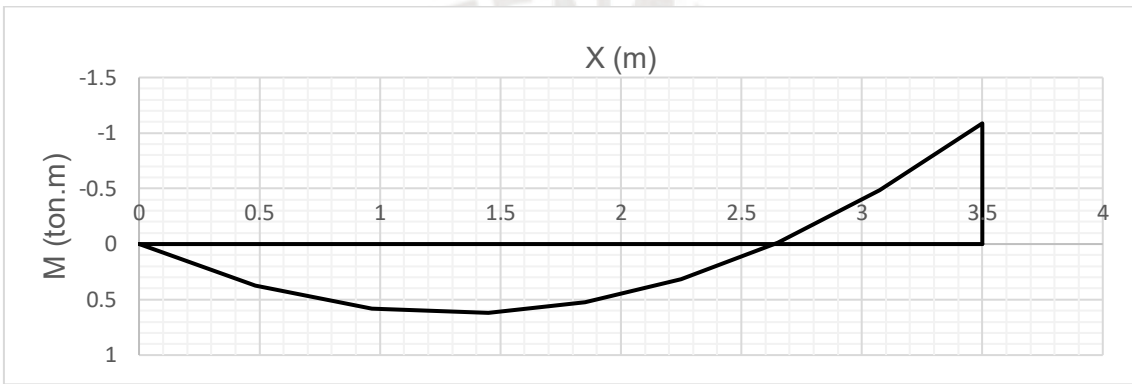


Figura 5-3: Diagrama de momento flector por carga viva

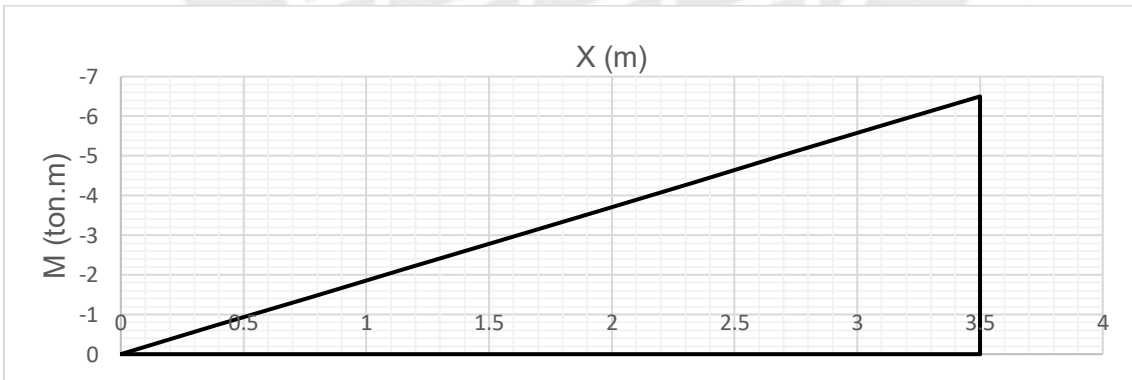


Figura 5-4: Diagrama de momento flector por sismo



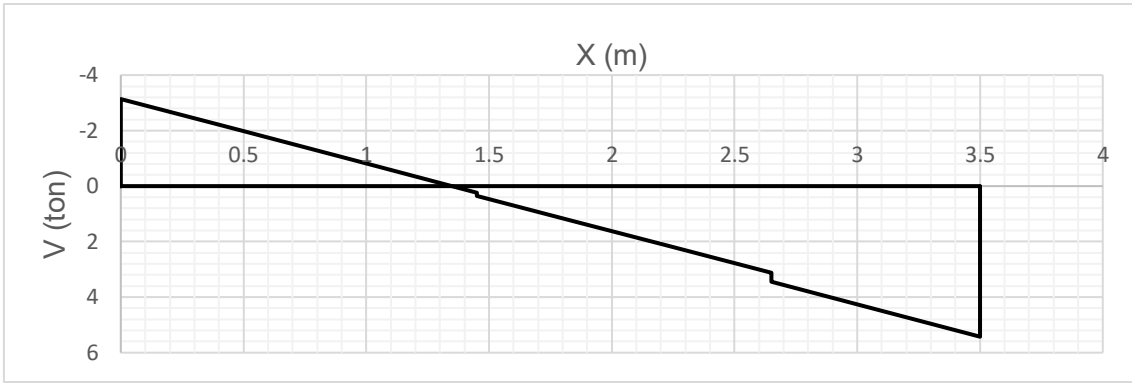


Figura 5-5: Diagrama de fuerza cortante por carga muerta

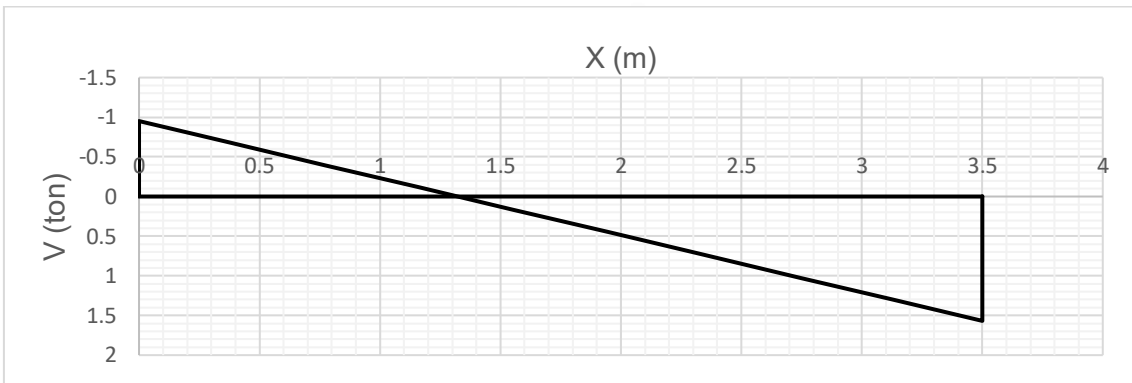


Figura 5-6: Diagrama de fuerza cortante por carga viva

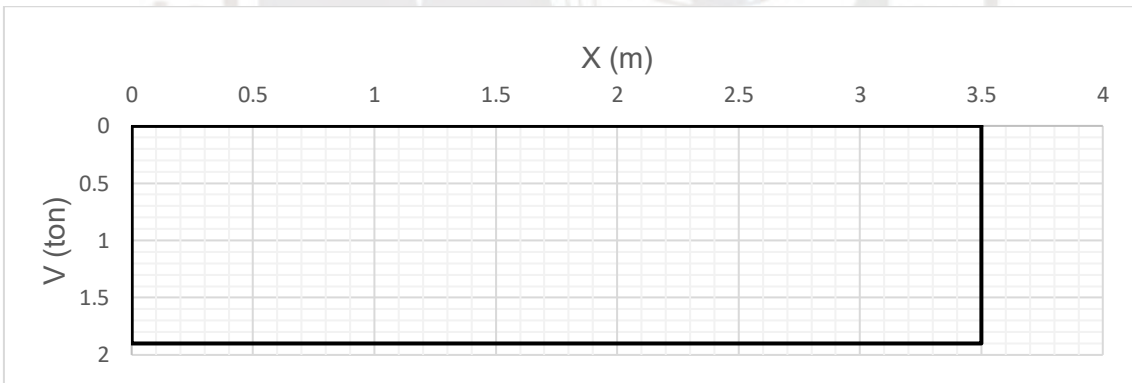


Figura 5-7: Diagrama de fuerza cortante por sismo

- **Diseño por flexión**

Para el diseño en flexión se consideró un concreto con un  $f'c = 210\text{kg/cm}^2$  y un peralte efectivo de 44 cm para una sola capa de acero y de 42 cm para dos capas de acero. Se usaron las mismas formulas empleadas para el diseño por flexión que el explicado en las losas aligeradas.

Previamente al diseño se realizó el cálculo de acero máximo y acero mínimo.

Acero máximo

$$Cb = 25.88 \text{ cm}$$

$$Asb = 18.70 \text{ cm}^2$$

$$As \text{ max} = 0.75 * 18.70 = 14.02 \text{ cm}^2$$

Acero mínimo

$$Asmin = \frac{0.7 * \sqrt{210} * 20 * 44}{4200} = 2.13 \text{ cm}^2$$

Ahora se procede con el diseño por flexión de la viga V-02

Tabla 5-1: Resumen de acero requerido y acero colocado

	Tramo único		
	Izquierda	Centro	Derecha
b (cm)	20	20	20
d (cm)	44	44	44
Mu (ton.m)	0	6.15	-12.59
Acero requerido (cm <sup>2</sup> )	0	3.9	8.55
Acero colocado (cm <sup>2</sup> )	2Ø5/8"	2Ø5/8"	5Ø5/8"

Posteriormente, se determinarán los puntos teóricos de corte

Tabla 5-2: Resumen de longitudes de corte de bastones

	Tramo 1	Tipo de fierro	L1 (m)	L2 (m)	L3 (m)	L4 (m)	Ld (m)	L total (cm)	L colocada (cm)
Momento positivo	5/8"	Corrido	-	-	-	-	-	-	-
	5/8"	Bastón	-	-	-	-	-	-	-
Momento negativo	5/8"	Bastón mayor	0	0.68	-	-	0.44	1.12	1.2
	5/8"	Bastón menor	0	-	-	-	-	-	-

Finalmente, se muestra el diagrama de envolvente de momentos flectores

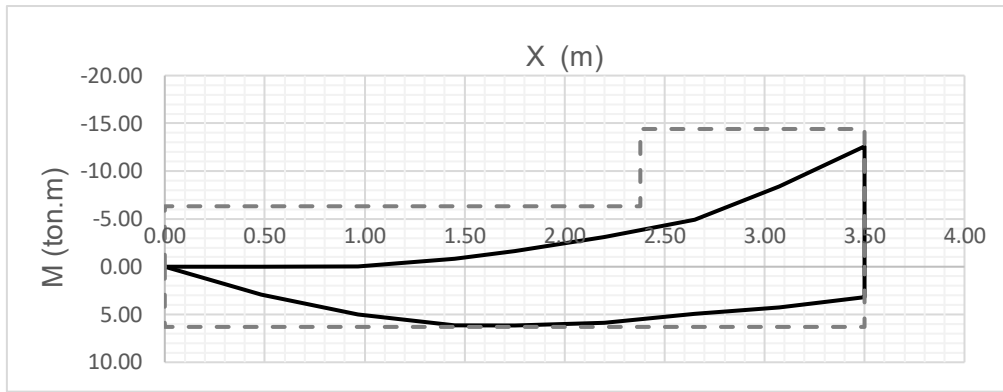


Figura 5-8: Diagrama de envolvente de momentos flectores

Siendo las líneas punteadas el  $\phi M_n$  del acero colocado

- **Diseño por cortante**

Para el caso de diseño por cortante se realiza el diseño por capacidad ya que este nos garantiza que la viga falle primero por flexión antes que por corte.

$$V_u = \frac{M_{nd}}{l_n} + w_u * \frac{l_n}{2}$$

Los momentos  $M_{nd}$  y  $M_{ni}$  se obtienen del acero utilizado en flexión.

Tabla 5-3: Aceros utilizados para diseño por capacidad

Posición	Acero	$\phi M_n$	$M_n$
Derecha	5 $\phi$ 5/8"	14.41	16

Luego obtenemos las cortantes del sistema isostático de la viga analizada

Tabla 5-4: Cortantes promedios por CM y CV

Carga	Posición	V (ton)
CM	Izquierda	4.21
	Derecha	4.35
CV	Izquierda	1.26
	Derecha	1.26

Y obtenemos la cortante de diseño por capacidad.

$$V_u = 10.26 \text{ ton}$$

Posteriormente se procedió a determinar el valor de  $V_s$

$$V_s = \frac{V_u}{\phi} - V_c = 5.32 \text{ ton}$$

Por último, se determinó el espaciamiento requerido para este  $V_s$

$$s = \frac{A_s * f_y * d}{V_s * 1000} = 49.35 \text{ cm}$$

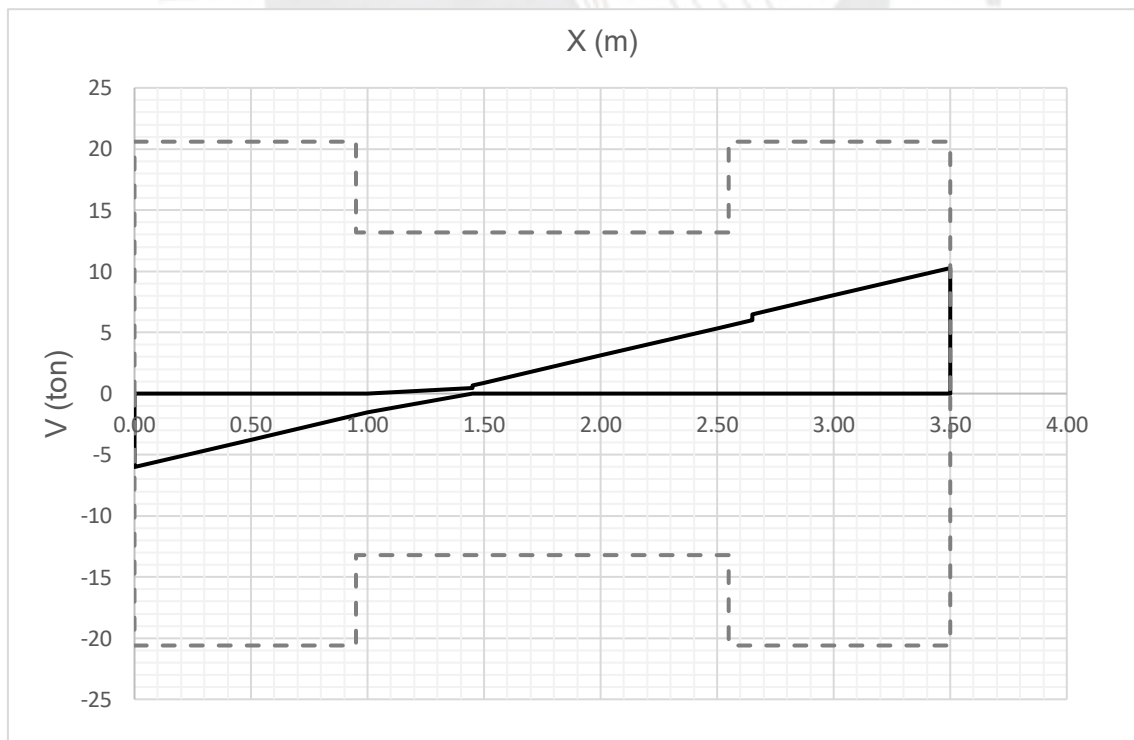
Ahora se determinará el espaciamiento para la zona de confinamiento, la cual tendrá una longitud de  $2h = 2*50 = 100 \text{ cm}$

Tabla 5-5: Espaciamiento para estribos

Casos	Espaciamientos requeridos(cm)		Usado (cm)
<b>a</b>	<b>13.5</b>	<b>15</b>	<b>15</b>
b	15.9	-	15.9
c	22.8	-	22.8
d	30	-	30

Por lo tanto, se colocará:

- Estribos de  $\phi 3/8"$ : 1@.05, 6@.15, Rto@.25



Siendo las líneas punteadas la resistencia por cortante de los estribos y el concreto.

- **Verificación de deflexiones**

Para la verificación por deflexiones se determinará la inercia efectiva de los dos tramos típicos

**Tramo 1**

Inercia fisurada momento positivo

Tabla 5-6: Tabla de inercia fisurada para momento positivo

b (cm)	20
h (cm)	50
r (cm)	6
d' (cm)	6
d (cm)	44
As' (cm <sup>2</sup> )	4
As (cm <sup>2</sup> )	4
x (eje neutro) cm	10.44
I <sub>cr</sub> (cm <sup>4</sup> )	49683.44

Inercia fisurada momento negativo

Tabla 5-7: Tabla de inercia fisurada para momento negativo

b (cm)	20
h (cm)	50
r (cm)	6
d' (cm)	6
d (cm)	44
As' (cm <sup>2</sup> )	4
As (cm <sup>2</sup> )	10
x (eje neutro) cm	15.29
I <sub>cr</sub> (cm <sup>4</sup> )	102500.97

Finalmente se calcula la inercia efectiva de la sección y se determinará la deflexión total de esta

$$I_{ef} = \frac{2 \times I^{+} cr + I^{-} cr}{3}$$

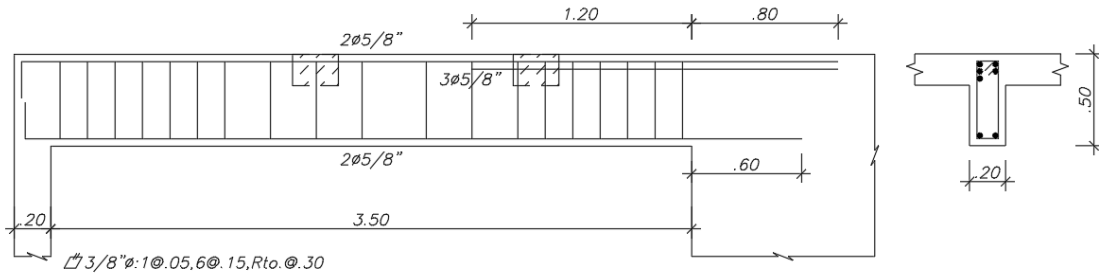
$$I_{ef} = \frac{2 \times 49683.44 + 102500.97}{3} = 67289.3 \text{ cm}^4$$

Tabla 5-8: Deflexión total de viga V-02

Tramo	$\lambda$	Deflexión inmediata (cm)		Deflexión diferida (cm)		Deflexión total (cm)	L/480 (cm)
		Para Cm	Para Cv	Para Cm	Para Cv (30%)		
1	1.67	0.16	0.04	0.27	0.02	0.29	0.73

Queda demostrado que la viga cumple con las deflexiones permitidas por la norma

Finalmente se muestra el diseño final de la viga V-02



VIGA V-2 (.20x.50)

Figura 5-9: Diseño final de viga V-02

### 5.3. Ejemplo de diseño Viga V-04

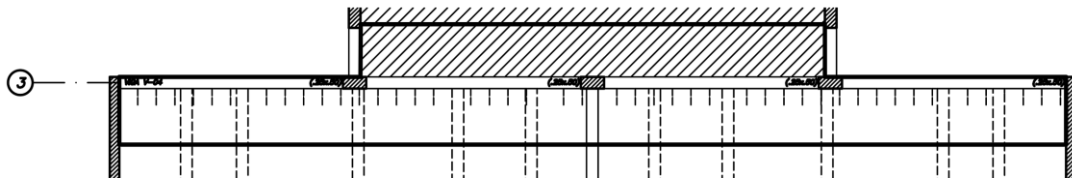


Figura 5-10: Área tributaria de viga V-02

Como la viga es simétrica solo se colocará la parte de la viga a analizar, ya que, al analizar una mitad, la otra será completamente igual.

Se procede a realizar el metrado de carga muerta y viva. En el caso de la tabiquería se halló un peso por metro cuadrado de todos los tabiques que se encontraban dentro del área tributaria de la viga a analizar.



### Carga muerta en Servicio (CM)

#### **Primer Tramo**

- Peso propio =  $2.4 * 0.25 * 0.50 = 0.3 \text{ ton/m}$
- Piso terminado =  $0.1 * 1.45 = 0.14 \text{ ton/m}$
- Aligerado =  $0.28 * 1.20 = 0.34 \text{ ton/m}$
- Tabiquería distribuida =  $0.52 * 1.20 = 0.63 \text{ ton/m}$
- Viga Chata 1 =  $2.4 * 0.25 * 0.17 * 1.20 = 0.13 \text{ ton}$

### Carga viva en Servicio (CV)

- S/C =  $0.2 * 1.45 = 0.29 \text{ ton/m}$

#### **Segundo Tramo**

- Peso propio =  $2.4 * 0.25 * 0.50 = 0.3 \text{ ton/m}$
- Piso terminado =  $0.1 * 2.575 = 0.26 \text{ ton/m}$
- Aligerado =  $0.28 * 1.20 = 0.34 \text{ ton/m}$
- Tabiquería distribuida =  $0.33 * 2.20 = 0.54 \text{ ton/m}$
- Viga Chata =  $2.4 * 0.25 * 0.17 * 1.20 = 0.13 \text{ ton}$
- Losa =  $2.4 * 0.2 * 1.125 = 0.54 \text{ ton/m}$

### Carga viva en Servicio (CV)

- S/C aligerado =  $0.2 * 1.45 = 0.29 \text{ ton/m}$
- S/C losa =  $0.2 * 1.125 = 0.23 \text{ ton/m}$

### Cargas de Sismo

#### **Primer Tramo**

- Momento de sismo izquierdo =  $0 \text{ ton.m}$
- Momento de sismo derecho =  $2.09 \text{ ton.m}$
- Cortante de sismo izquierdo =  $0.41 \text{ ton}$
- Cortante de sismo derecho =  $0.41 \text{ ton}$

## Segundo Tramo

- Momento de sismo izquierdo = 3.64 ton.m
- Momento de sismo derecho = 3.95 ton.m
- Cortante de sismo izquierdo = 1.65 ton
- Cortante de sismo derecho = 1.65 ton

El modelo utilizado es el de una viga apoyada en placas en los extremos y por una columna en el medio. Este modelo solo representa la mitad de la viga debido a que la otra mitad es exactamente igual. Además, el diagrama de fuerzas se realizó en el programa SAP2000.



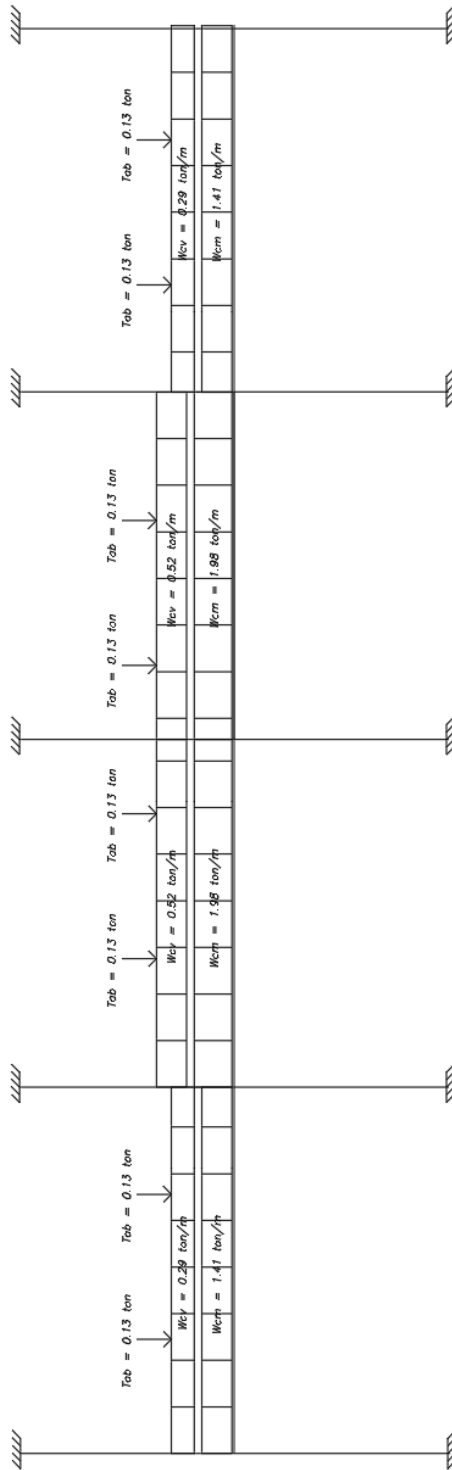


Figura 5-11: Modelo de viga V-04

A continuación, se muestran los diagramas respectivos sin amplificar para cada caso de cargas

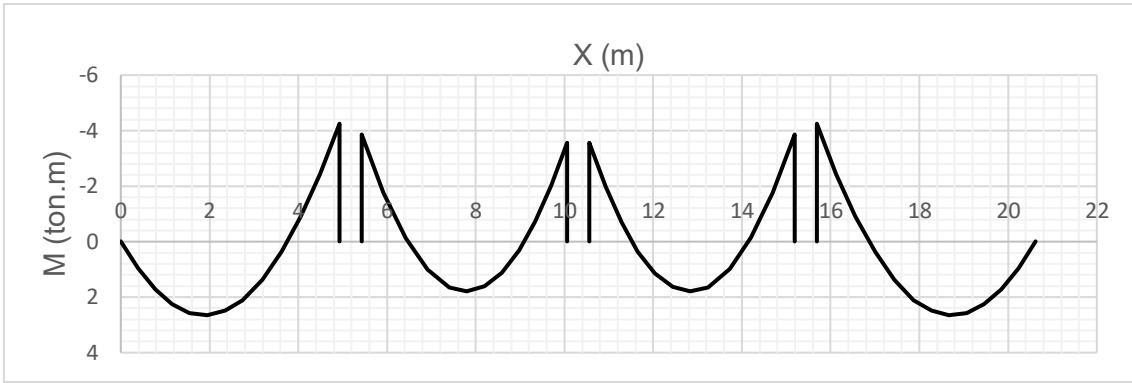


Figura 5-12: Diagrama de momento flector por carga muerta

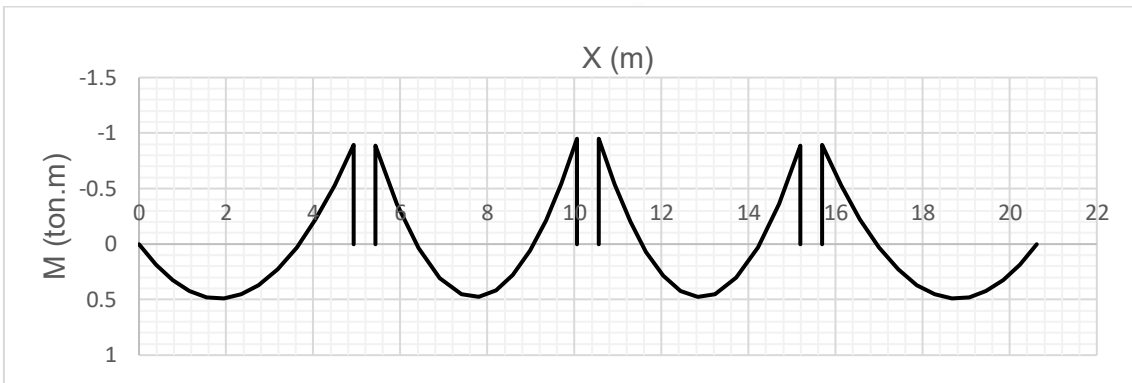


Figura 5-13: Diagrama de momento flector por carga viva

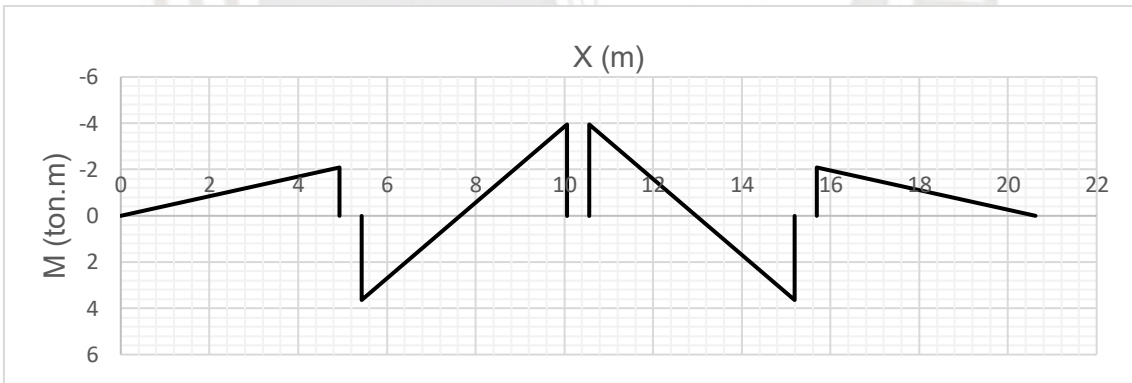


Figura 5-14: Diagrama de momento flector por sismo

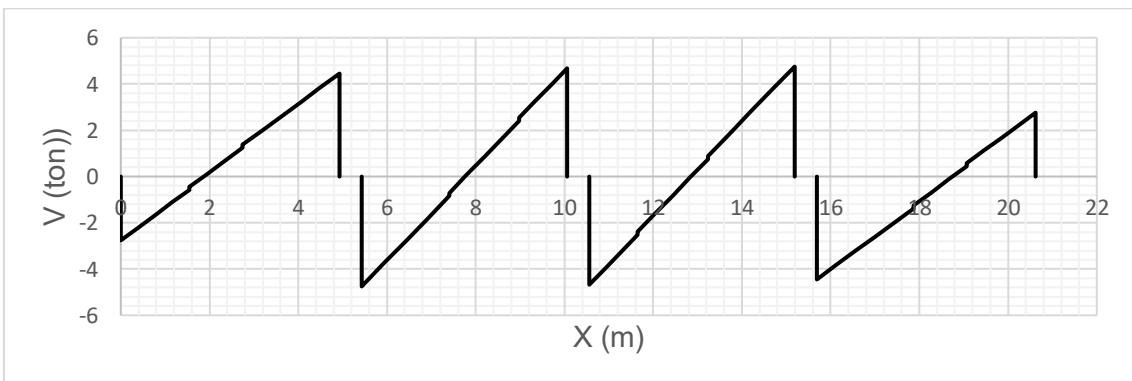


Figura 5-15: Diagrama de fuerza cortante por carga muerta

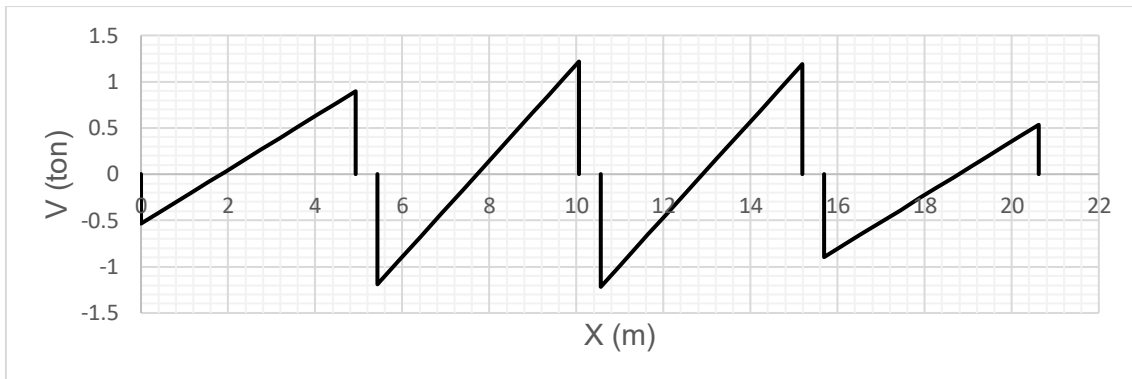


Figura 5-16: Diagrama de fuerza cortante por carga viva

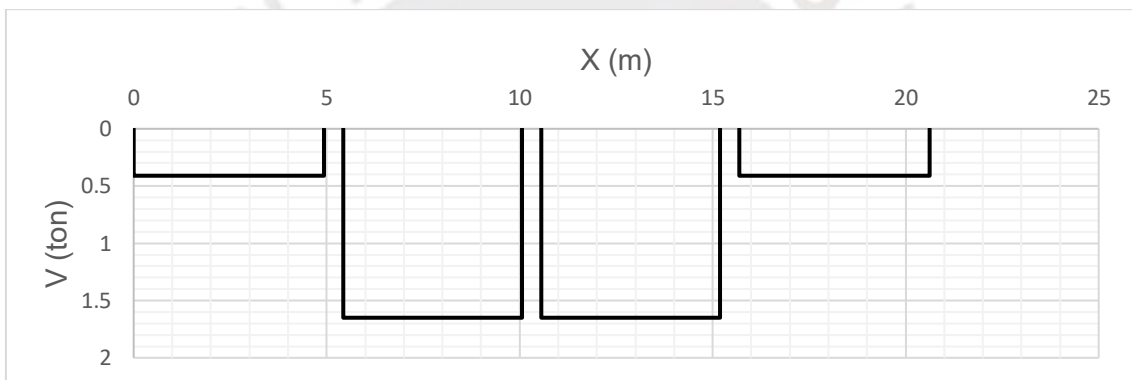


Figura 5-17: Diagrama de fuerza cortante por sismo

- **Diseño por flexión**

Para el diseño en flexión se consideró un concreto con un  $f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$  y un peralte efectivo de 44 cm para una sola capa de acero y de 42 cm para dos capas de acero.

Acero máximo

$$Cb = 25.88 \text{ cm}$$

$$Asb = 23.37 \text{ cm}^2$$

$$As \text{ max} = 0.75 * 23.37 = 17.5 \text{ cm}^2$$

### Acero mínimo

$$A_{smin} = \frac{0.7 * \sqrt{210} * 25 * 44}{4200} = 2.64 \text{ cm}^2$$

Ahora se procede con el diseño por flexión de la viga 04

Tabla 5-9: Resumen de acero requerido y colocado

	Primer Tramo			Segundo Tramo		
	Izquierda	Centro	Derecha	Izquierda	Centro	Derecha
b (cm)	25	25	25	25	25	25
d (cm)	44	44	44	44	44	44
Mu (ton.m)	0	5.73	-9.51	-10.58	4.69	-7.8
Acero requerido (cm <sup>2</sup> )	0	3.58	6.12	6.87	2.91	4.95
Acero colocado (cm <sup>2</sup> )	2Ø5/8"	2Ø5/8"	4Ø5/8"	4Ø5/8"	2Ø5/8"	3Ø5/8"

Posteriormente, se determinarán los puntos teóricos de corte

Tabla 5-10: Longitud de cortes de bastones tramo 1

	Tramo 1	Tipo de fierro	L1 (m)	L2 (m)	L3 (m)	L4 (m)	Ld (m)	L total (cm)	L colocada (cm)
Momento positivo	5/8"	Corrido	-	-	-	-	-	-	-
	5/8"	Bastón	-	-	-	-	-	-	-
Momento negativo	5/8"	Bastón mayor	0	0.78	-	-	0.44	1.22	1.3
	5/8"	Bastón menor	0	-	-	-	-	-	-

Tabla 5-11: Longitud de cortes de bastones tramo 2

	Tramo 2	Tipo de fierro	L1 (m)	L2 (m)	L3 (m)	L4 (m)	Ld (m)	L total (cm)	L colocada (cm)
Momento positivo	5/8"	Corrido	-	-	-	-	-	-	-
	5/8"	Bastón	-	-	-	-	-	-	-
Momento negativo	5/8"	Bastón mayor	0	0.82	-	-	0.44	1.26	1.3
	5/8"	Bastón menor	0	-	-	-	-	-	-

Finalmente, se muestra el diagrama de envolvente de momentos flectores



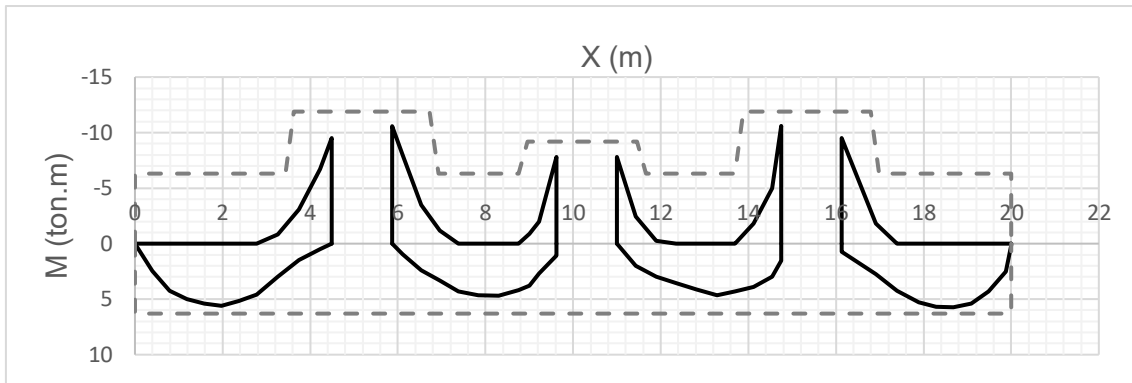


Figura 5-18: Diagrama de envolvente de momentos flectores

Siendo las líneas punteadas el  $\emptyset M_n$  del acero colocado

- **Diseño por cortante**

Para el caso de diseño por cortante se realiza el diseño por capacidad ya que este nos garantiza que la viga falle primero por flexión antes que por corte.

$$\emptyset V_c = 0.85 * 8.45 = 7.18 \text{ ton}$$

$$V_u = \frac{M_{ni}}{l_n} + w_u * \frac{l_n}{2}$$

Primer tramo

Los momentos  $M_{nd}$  y  $M_{ni}$  se obtienen del acero utilizado en flexión

Tabla 5-12: Acero para diseño por capacidad

Posición	Acero	$\emptyset M_n$	$M_n$
Derecha	4 $\emptyset$ 5/8"	12.17	13.52

Luego obtenemos las cortantes del sistema isostático de la viga analizada

Tabla 5-13: Cortante promedio por CM y CV

Carga	Posición	V (ton)
CM	Izquierda	4.41
	Derecha	4.36
CV	Izquierda	0.72
	Derecha	0.72

Y obtenemos la cortante de diseño por capacidad.

$$V_u = 7.75 \text{ ton}$$

Posteriormente se procedió a determinar el valor de  $V_s$

$$V_s = \frac{V_u}{\phi} - V_c = 0.67 \text{ ton}$$

Por último, se determinó el espaciamiento requerido para este  $V_s$

$$s = \frac{A_s * f_y * d}{V_s * 1000} = 391.7 \text{ cm}$$

Ahora se determinará el espaciamiento para la zona de confinamiento, la cual tendrá una longitud de  $2h = 2*50 = 100 \text{ cm}$

Tabla 5-14: Espaciamiento para estribos

Casos	Espaciamientos requeridos(cm)		Usado (cm)
<b>a</b>	<b>13.5</b>	<b>15</b>	<b>15</b>
b	15.9	-	15.9
c	22.8	-	22.8
d	30	-	30

Por lo tanto, se colocará:

- Estribos de  $\phi 3/8"$ : 1@.10,6@.15, Rto.@.25

#### Segundo tramo

Los momentos  $M_{nd}$  y  $M_{ni}$  se obtienen del acero utilizado en flexión

Tabla 5-15: Acero para diseño por capacidad

Posición	Acero	$\phi M_n$	$M_n$
Derecha	3 $\phi 5/8"$	9.34	10.38
Izquierda	4 $\phi 5/8"$	12.17	13.52

Luego obtenemos las cortantes del sistema isostático de la viga analizada

Tabla 5-16: Cortante promedio por CM y CV

Carga	Posición	V (ton)
CM	Izquierda	5.66
	Derecha	5.72
CV	Izquierda	1.27
	Derecha	1.27

Y obtenemos la cortante de diseño por capacidad.

$$V_u = 9.67 \text{ ton}$$

Posteriormente se procedió a determinar el valor de  $V_s$

$$V_s = \frac{V_u}{\phi} - V_c = 2.92 \text{ ton}$$

Por último, se determinó el espaciamiento requerido para este  $V_s$

$$s = \frac{A_s * f_y * d}{V_s * 1000} = 89.9 \text{ cm}$$

Ahora se determinará el espaciamiento para la zona de confinamiento, la cual tendrá una longitud de  $2h = 2 * 50 = 100 \text{ cm}$

Tabla 5-17: Espaciamiento para estribos

Casos	Espaciamientos requeridos(cm)	Usado (cm)
<b>a</b>	<b>13.5</b>	<b>15</b>
b	15.9	-
c	22.8	-
d	30	-

Por lo tanto, se colocará:

- Estribos de  $\phi 3/8"$ : 1@.10,6@.15, Rto@.25

Finalmente, se mostrará el diagrama de fuerza de la viga. Solo se mostrarán dos tramos ya que esta viga es simétrica.

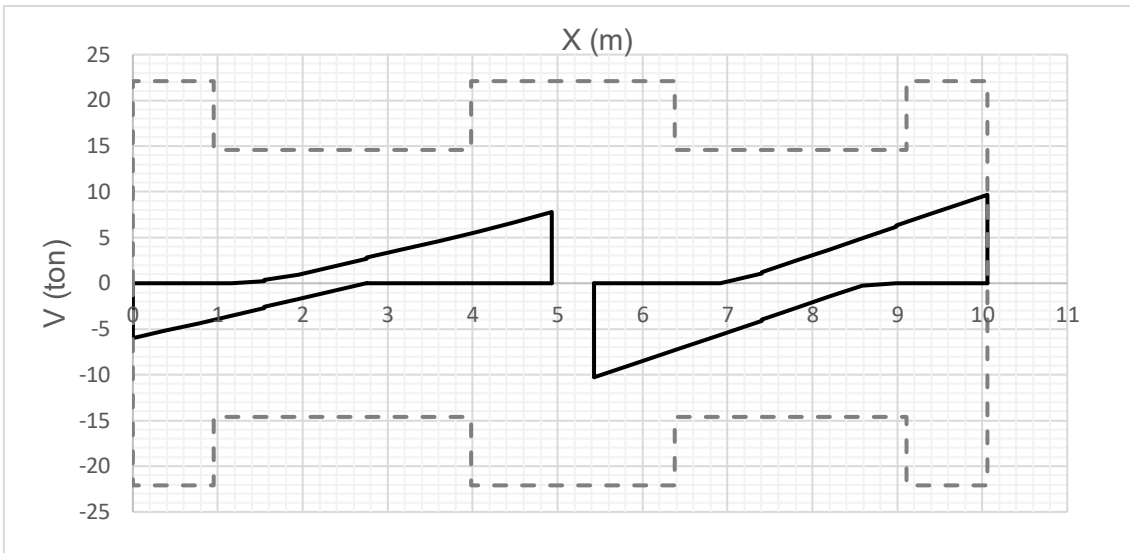


Figura 5-19: Diagrama de fuerza cortante

Siendo las líneas punteadas la resistencia por cortante de los estribos y el concreto.

- **Verificación de deflexiones**

Para la verificación por deflexiones se determinará la inercia efectiva de la sección para los dos tramos típicos

**Tramo 1**

Inercia fisurada momento positivo

Tabla 5-18: Tabla de inercia fisurada para momento positivo

b (cm)	25
h (cm)	50
r (cm)	6
d' (cm)	6
d (cm)	44
As' (cm <sup>2</sup> )	4
As (cm <sup>2</sup> )	4
x (eje neutro) cm)	9.59
Icr (cm <sup>2</sup> )	51349.67

### Inercia fisurada momento negativo

Tabla 5-19: Tabla de inercia fisurada para momento negativo

b (cm)	25
h (cm)	50
r (cm)	6
d' (cm)	6
d (cm)	44
As' (cm <sup>2</sup> )	4
As (cm <sup>2</sup> )	8
x (eje neutro) cm)	12.86
Icr (cm <sup>2</sup> )	90643.57

Se calcula la inercia efectiva de la sección

$$I_{ef} = \frac{2 \times I^+ cr + I^- cr}{3}$$

$$I_{ef} = \frac{2 \times 51349.67 + 90643.57}{3} = 64447.6 \text{ cm}^4$$

### **Tramo 2**

### Inercia fisurada momento positivo

Tabla 5-20: Tabla de inercia fisurada para momento positivo

b (cm)	25
h (cm)	50
r (cm)	6
d' (cm)	6
d (cm)	44
As' (cm <sup>2</sup> )	4
As (cm <sup>2</sup> )	4
x (eje neutro) cm)	9.59
Icr (cm <sup>2</sup> )	51349.67

Inercia fisurada momento negativo izquierdo

Tabla 5-21: Tabla de inercia fisurada para momento negativo

b (cm)	25
h (cm)	50
r (cm)	6
d' (cm)	6
d (cm)	44
As' (cm <sup>2</sup> )	4
As (cm <sup>2</sup> )	8
x (eje neutro) cm)	12.86
I <sub>cr</sub> (cm <sup>2</sup> )	90643.57

Inercia fisurada momento negativo derecho

Tabla 5-22: Tabla de inercia fisurada para momento negativo

b (cm)	25
h (cm)	50
r (cm)	6
d' (cm)	6
d (cm)	44
As' (cm <sup>2</sup> )	4
As (cm <sup>2</sup> )	6
x (eje neutro) cm)	11.39
I <sub>cr</sub> (cm <sup>2</sup> )	71972.67

Se calcula la inercia efectiva de la sección

$$I_{ef} = \frac{2 \times I^{+cr} + I^{-cr}(izq) + I^{-cr}(der)}{4}$$

$$I_{ef} = \frac{2 \times 51349.67 + 90643.57}{4} = 66328.9 \text{ cm}^4$$

Finalmente, se calculan las deflexiones totales

Tabla 5-23: Deflexiones total de viga V-04

Tramo	λ	Deflexión inmediata (cm)		Deflexión diferida (cm)		Deflexión total (cm)	L/480 (cm)
		Para Cm	Para Cv	Para Cm	Para Cv (30%)		
1	1.67	0.18	0.03	0.30	0.02	0.32	1.01
1	1.67	0.19	0.04	0.32	0.02	0.34	0.96



Finalmente se muestra el diseño final de la viga V-04

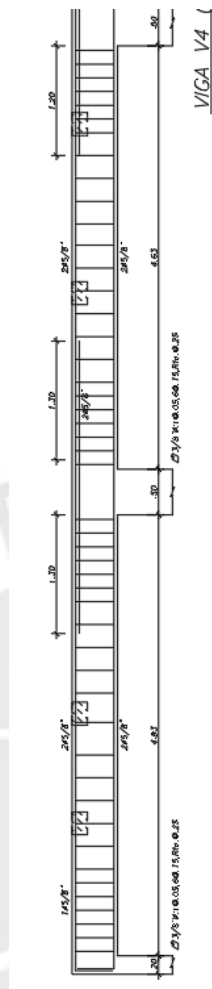


Figura 5-20: Diseño final de viga V-04

## CAPÍTULO 6: DISEÑO DE COLUMNAS

### 6.1. Definición del elemento

Las columnas son los elementos estructurales que se encargan de recibir las cargas de las vigas y transmitir las a la cimentación, al igual que las placas. Para la realización del diseño de la columna, se utilizará el efecto denominado de flexo compresión.

### 6.2. Ejemplo de diseño de columna (ejes B-1)

El diseño de la columna tiene un área tributaria de 11.20 m<sup>2</sup> aproximadamente, la cual se muestra en la Figura 6-1.

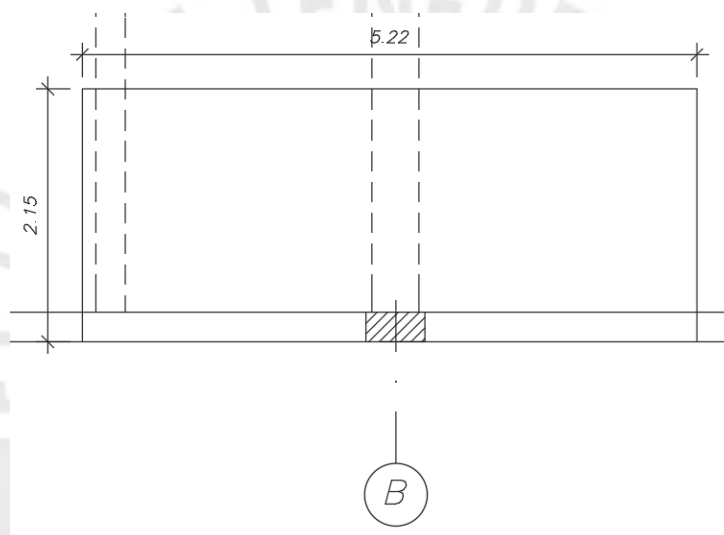


Figura 6-1: Área tributaria de la columna a analizar

Esta es una columna de 25x50cm sin cambio de sección en ningún piso. A continuación, se mostrará el metrado de cargas

Tabla 6-1: Metrado de cargas de la columna

Nivel	Sección (m)	Carga Muerta acumulada (ton)	Carga Viva acumulada (ton)
6	0.25x0.50	8	2.2
5	0.25x0.50	17.8	4.4
4	0.25x0.50	26.7	6.6
3	0.25x0.50	35.6	8.8
2	0.25x0.50	44.5	11
1	0.25x0.50	53.4	12.1

- **Diseño por flexo-compresión**

Se procederá a mostrar las cargas y los momentos en servicio de carga muerta, carga viva y sismo para cada dirección. Además, también se mostrará las cargas ultimas para cada uno de los casos en la dirección X (eje local 3) e Y (eje local 2).

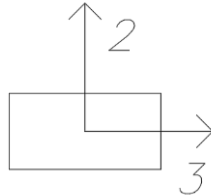


Figura 6-2: Ejes locales de la columna

Tabla 6-2: Metrado de cargas de la columna

Carga	P (ton)	M33 (ton.m)
Muerta	53.4	0.1
Viva	12.1	0.1
Sismo	1.2	2.6

Tabla 6-3: Metrado de cargas de la columna

Carga	P (ton)	M22 (ton.m)
Muerta	53.4	0
Viva	12.1	0
Sismo	3.5	0.2

Diagrama de Interacción

Para la realizar del diagrama se procederá a usar  $4\varnothing 3/4" + 2\varnothing 5/8"$  y se usará la siguiente distribución de aceros.

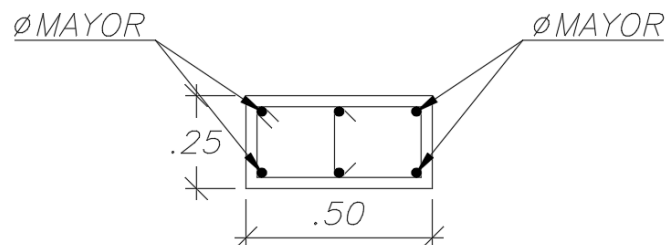


Figura 6-3: Distribución de acero vista en planta

A continuación, se mostrarán las combinaciones de carga

Tabla 6-4: Combinaciones de cargas en la dirección X

COMBINACIONES	Pu (ton)	Mu 33 (ton.m)
<b>1.4CM + 1.7CV</b>	95.33	0.16
<b>1.25(CM+CV)+S</b>	83.08	2.74
<b>0.9CM+S</b>	49.26	2.69

Tabla 6-5: Combinaciones de carga en la dirección Y

COMBINACIONES	Pu (ton)	Mu 22 (ton.m)
<b>1.4CM + 1.7CV</b>	95.33	0
<b>1.25(CM+CV)+S</b>	85.38	0.2
<b>0.9CM+S</b>	51.56	0.2

Por último, se mostrará el diagrama de interacción

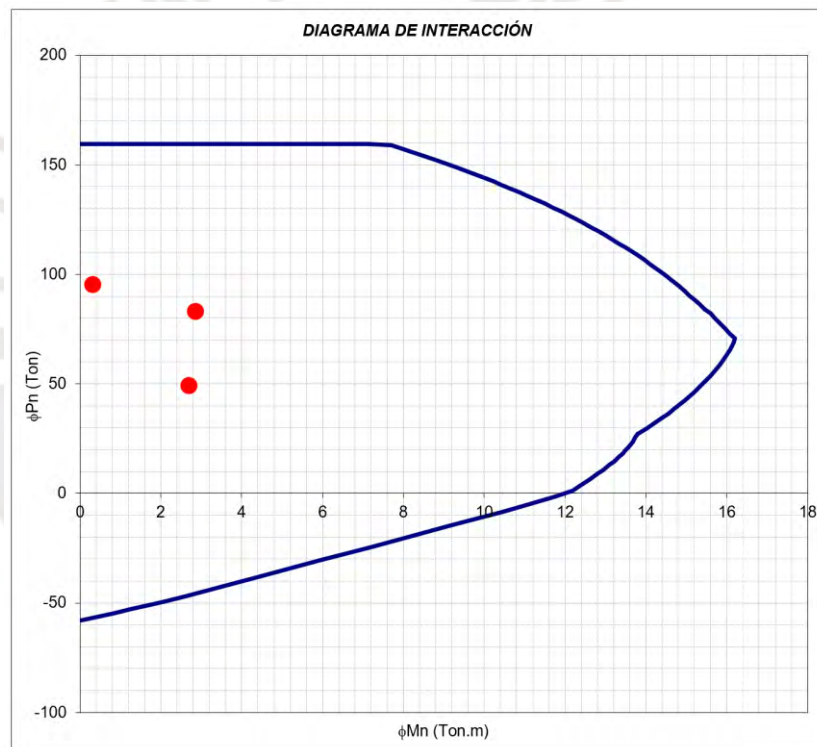


Figura 6-4: Diagrama de interacción en la dirección X

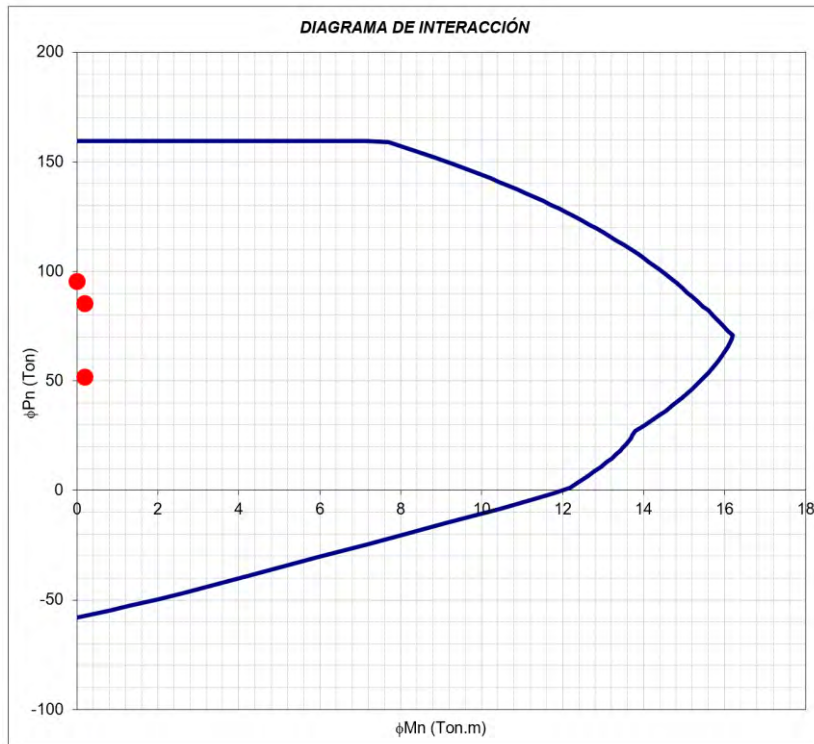


Figura 6-5: Diagrama de interacción en la dirección Y

Como se puede apreciar en ambos diagramas de interacción, las combinaciones de carga se encuentran dentro de estos, por lo tanto, se tiene un diseño adecuado.

- **Diseño por cortante**

A continuación, se muestran las cargas axiales y las fuerzas cortantes correspondientes

Tabla 6-6: Cargas en servicio en la dirección 2

Carga	P (ton)	V33 (ton)
Muerta	53.4	0.06
Viva	12.1	0.02
Sismo	1.2	1.31

Tabla 6-7: Cargas en servicio en la dirección X

Carga	P (ton)	V22 (ton)
Muerta	53.4	0.01
Viva	12.1	0.01
Sismo	3.5	0.06

Según la Norma E0.60, se puede calcular la cortante  $V_u$  para columnas con el menor valor entre:

- 1) La suma del cortante asociado con el desarrollo de momento nominales ( $M_n$ ) del elemento en cada extremo.

$$V_u = \frac{M_{ni} + M_{nd}}{l_n}$$

- 2) El cortante máximo obtenido de las combinaciones de carga de diseño con un factor de amplificación para los valores de sismo igual a 2.5.

Además, la contribución que hace el concreto en fuerza cortante para elementos sometidos a compresión es de

$$V_c = 0.53 * \sqrt{f'_c} * b * d * \left(1 + 0.0071 * \frac{N_u}{A_g}\right)$$

Por último

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

$$s = \frac{A_s * f_y * d}{V_s * 1000}$$

A continuación, se muestra el diseño por capacidad en ambas direcciones

Tabla 6-8: Diseño por capacidad en la dirección X

	Caso 1			Caso 2			
COMBINACIONES	Pu (ton)	Mn (ton.m)	Vu (ton)	Vu (ton)	Vu diseño (ton)	Vc (ton)	s (cm)
1.25(CM+CV)+S	83.1	19.7	16.8	3.4	3.4	12.4	No requiere
0.9CM+S	49.3	17.6	15	3.3	3.3	10.8	No requiere

Tabla 6-9: Diseño por capacidad en la dirección Y

	Caso 1			Caso 2			
COMBINACIONES	Pu (ton)	Mn (ton.m)	Vu (ton)	Vu (ton)	Vu diseño (ton)	Vc (ton)	s (cm)
1.25(CM+CV)+S	85.4	19.8	16.9	0.2	0.2	10.8	No requiere
0.9CM+S	51.6	17.8	15.1	0.2	0.2	9.4	No requiere

### Zona de confinamiento

Primero se define la longitud  $L_o$ , la cual es la zona de confinamiento medida desde ambos extremos de la cara del nudo. La cual no debe ser mayor a

- La sexta parte de la luz libre de la columna
- La mayor dimensión de la sección transversal de la columna
- 500 mm

Tabla 6-10: Longitud de zona de confinamiento

Casos	Longitud $L_o$ (cm)
a	39.17
<b>b</b>	<b>50</b>
<b>c</b>	<b>50</b>

En segundo lugar, se define la longitud  $S_o$ , la cual tendrá como máximo el menor valor entre:

- a) 8 veces el diámetro de la barra longitudinal
- b) La mitad de la menor dimensión de la sección transversal
- c) 100mm

Tabla 6-11: Espaciamiento máximo entre estribos

Casos	Longitud $S_o$ (cm)
a	12.72
b	12.5
<b>c</b>	<b>10</b>

Separación entre las zonas de confinamiento

- a) 16 veces el diámetro de las barras longitudinales
- b) 48 veces el diámetro del estribo
- c) La menor dimensión transversal de la columna

Tabla 6-12: Separación de estribos en zona de confinamiento

Casos	Longitud entre confinamiento (cm)
a	25.44
b	45.6
<b>c</b>	<b>25</b>

Por lo tanto, los estribos estarán colocados

- Estribo de  $1\phi 3/8$ " :  $5@ .10$ ,  $Rto@ 0.25$  y gancho de  $1\phi 3/8$ " :  $5@ .10$ ,  $Rto@ 0.25$



Finalmente, se muestra el diseño final de la columna

<u>CUADRO DE COLUMNAS</u>	
<i>COLUMNA</i>	<i>P1</i>
<i>PISO</i>	
<u><i>PISOS</i></u> <u><i>1°-6°</i></u>	<i>.25x.50</i> <i>4∅3/4"+2∅5/8"</i> <i>1∅3/8"∅+1∅3/8":5∅.10.Rto∅.25</i> <i>(1)</i>

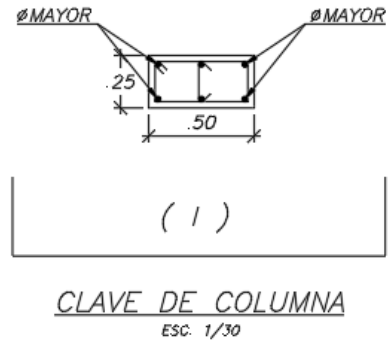
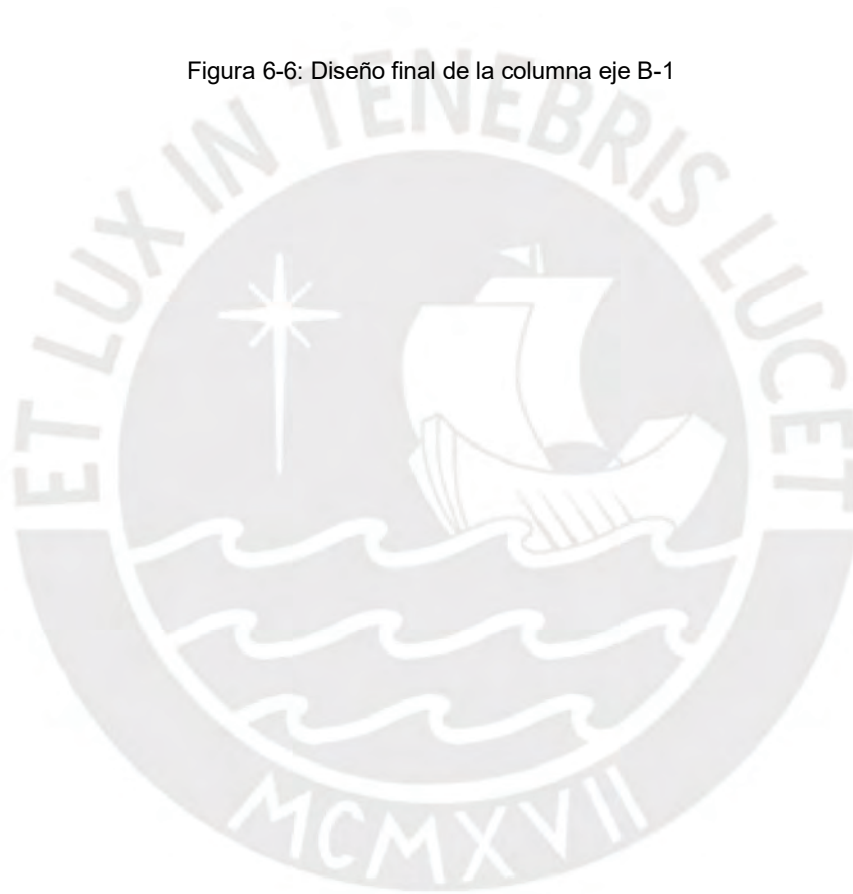


Figura 6-6: Diseño final de la columna eje B-1



## CAPÍTULO 7: DISEÑO DE PLACAS

### 7.1. Definición

Son aquellos elementos estructurales que brindan a la estructura gran rigidez lateral. Estos elementos toman en gran medida las fuerzas generadas por el sismo en la estructura y además controlan los desplazamientos laterales. Las placas soportan una gran cantidad de fuerza axial, cortante y momento flector en comparación con las columnas debido a su gran inercia.

### 7.2. Ejemplo de diseño Placa 1

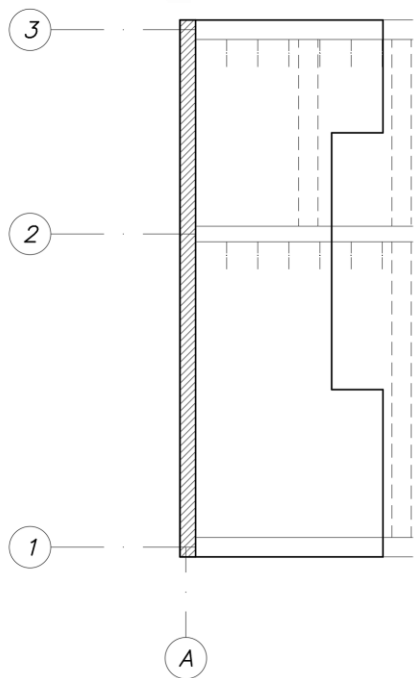


Figura 7-1: Área tributaria de placa 1

Es una placa de 0.20x6.90m sin cambio de sección en ningún piso. A continuación, se mostrará el metrado de cargas.

Tabla 7-1: Resumen de metrado de cargas por gravedad

Nivel	Sección	Carga Muerta acumulada (ton)	Carga Viva acumulada (ton)
6	0.20x6.90	20.2	1.46
5	0.20x6.90	40.4	4.38
4	0.20x6.90	60.6	7.3
3	0.20x6.90	80.8	10.22
2	0.20x6.90	101	13.14
1	0.20x6.90	121.2	16.06

- **Diseño por flexo-compresión**

Se muestra a continuación las cargas muertas y vivas en servicio, además de las fuerzas sísmicas en cada dirección en las tablas 7-2 y 7-3. Además, en las tablas 7-4 y 7-5, las combinaciones de cargas correspondientes.

Tabla 7-2: Cargas de la placa 1 en la dirección X

<b>Cargas y Momentos en servicio de la Placa 1 en dirección X</b>			
<b>Carga</b>	<b>P (ton)</b>	<b>M (ton.m)</b>	<b>V (ton.m)</b>
<b>Muerta</b>	121.2	1.3	1.4
<b>Viva</b>	16.1	0.4	0.4
<b>Sismo X</b>	13.0	2.3	1.0

Tabla 7-3: Cargas de la placa 1 en la dirección Y

<b>Cargas y Momentos en servicio de la Placa 1 en dirección Y</b>			
<b>Carga</b>	<b>P (ton)</b>	<b>M (ton.m)</b>	<b>V (ton.m)</b>
<b>Muerta</b>	121.2	10.4	0.4
<b>Viva</b>	16.1	2.2	0.1
<b>Sismo Y</b>	2.6	696.0	55.0

Tabla 7-4: Cargas mayoradas de la placa 1 en la dirección X

<b>COMBINACIONES</b>	<b>Pu (ton)</b>	<b>Mu (ton.m)</b>	<b>Vu (ton)</b>
<b>1.4CM + 1.7CV</b>	197.1	2.4	2.5
<b>1.25(CM+CV)+S</b>	184.6	4.3	3.2
<b>1.25(CM+CV)-S</b>	158.6	-0.3	1.2
<b>0.9CM+S</b>	122.1	3.5	2.2
<b>0.9CM-S</b>	96.1	-1.1	0.2

Tabla 7-5: Cargas mayoradas de la placa 1 en la dirección Y

<b>COMBINACIONES</b>	<b>Pu (ton)</b>	<b>Mu (ton.m)</b>	<b>Vu (ton)</b>
<b>1.4CM + 1.7CV</b>	197.1	18.2	0.7
<b>1.25(CM+CV)+S</b>	174.2	711.7	55.6
<b>1.25(CM+CV)-S</b>	169.0	-680.3	-54.4
<b>0.9CM+S</b>	111.7	705.3	55.3
<b>0.9CM-S</b>	106.5	-686.7	-54.7

### Diagrama de interacción del primer piso

Se tiene una sección de 0.20x6.90, la cual en los núcleos confinados tiene 8Ø3/4", en la zona central se cuenta con 3/8" @ 20 cm horizontalmente y de forma longitudinal se cuenta con 3/8" @ 25cm verticalmente. Además, en la zona central de la placa, llega una viga de 20x50cm, para este caso se colocará un núcleo que hará de columna el cual tendrá 10Ø5/8".

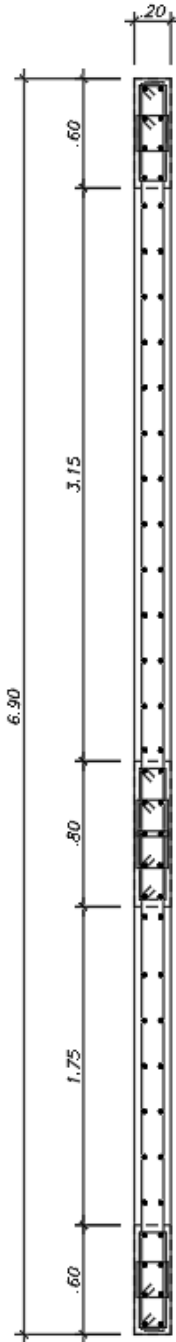


Figura 7-2: Diseño preliminar de placa 1

A continuación, se mostrará el diagrama de interacción para la placa del eje A

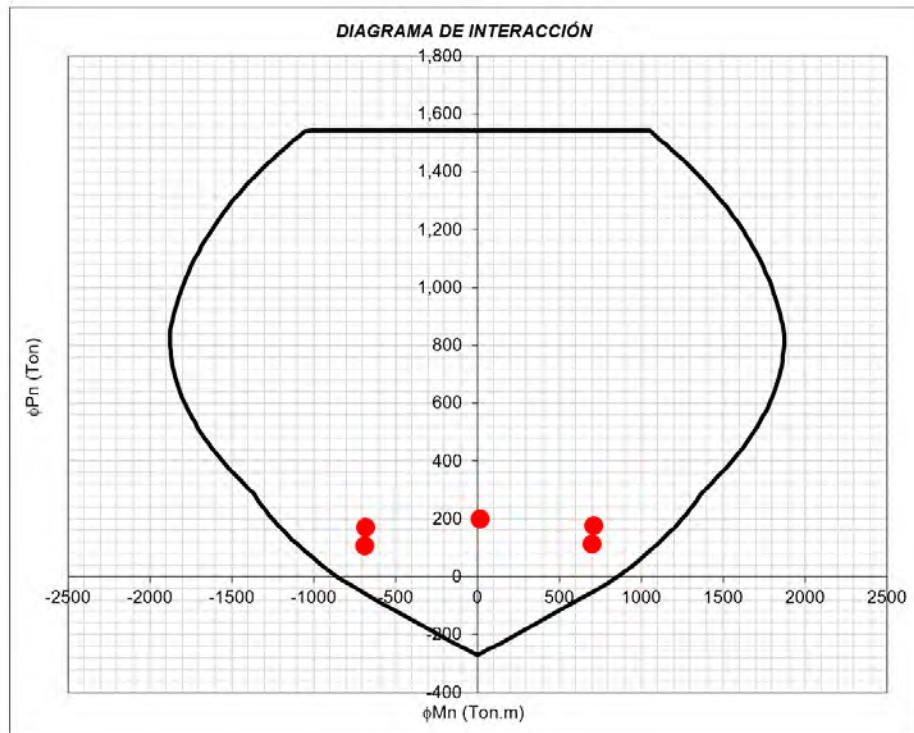


Figura 7-3: Diagrama de interacción de placa 1

### Zona de confinamiento

Se usó el criterio del C y del C límite para verificar que exista confinamiento. Primero se usó una zona de confinamiento igual al 15% de la longitud total de la placa y se aproximó a una longitud de 110 cm.

Ahora se utilizará la siguiente formula

$$c > \frac{lm}{600 * \left(\frac{\delta}{hm}\right)}$$

Tabla 7-6: características de la placa y altura del edificio

<b>Lm (cm)</b>	690
<b>Hm (m)</b>	17.1

Posteriormente, se determina el valor de Delta u y se verifica que el delta u /hm sea no menor de 0.005. Como dicho valor sale menor al mencionado anteriormente se procede a coger dicho valor de 0.005 y por último se calcula el c limite

Tabla 7-7: Cálculo del c limite

<b>Delta u (cm)</b>	3.54
<b>du / Hm</b>	0.005
<b>C limite</b>	230

El c obtenido para la placa es el que se determina con la carga  $P_u = 174.2$  ton

El cual nos da un valor de  $c = 119.7$  cm

Lo cual da a entender que la placa no necesita zona de confinamiento especial.

Sin embargo, como se ha concentrado acero en los extremos, además, y en el medio de la placa, es necesario que se coloquen estribos de acuerdo con la norma E.060 articulo 21.9.7.7

- **Diseño por cortante**

Para el diseño por cortante se tiene que

$$V_n = V_c + V_s$$

En donde

$$V_c = 0.53 * \sqrt{210} * 20 * 6.90 = 106 \text{ ton}$$

$$\phi V_c = 0.85 * 106 = 90.1 \text{ ton}$$

Además, la fuerza cortante ultima de diseño debe cumplir con lo siguiente

$$V_u = V_{ua} * \frac{M_n}{M_{ua}}$$

Tabla 7-8: Separación de acero por cortante para las combinaciones de cargas

<b>COMBINACIONES</b>	<b>Mn diagrama</b>	<b>Mn/Mua</b>	<b>Vu diseño (ton)</b>	<b>Phi Vc (ton)</b>	<b>S (cm)</b>
<b>1.25(CM+CV)+S</b>	1722	2.47	135.9	90.1	61.1
<b>1.25(CM+CV)-S</b>	1713	2.36	129.8	90.1	70.5
<b>0.9CM+S</b>	1504	2.16	118.8	90.1	97.5
<b>0.9CM-S</b>	1497	2.15	118.3	90.1	99.2

Para cada una de las combinaciones de carga se determinó un valor de espaciamiento, de los cuales se escogerá el menor. Se utilizaron barras de 3/8" para determinar el espaciamiento.

Como el espaciamiento sale relativamente alto, primero se verificará la cuantía mínima de refuerzo, la cual equivale al 0.0025. Para la elección de esta cuantía se verifico previamente que el valor de  $V_u = 135.9$  no sea menor que  $0.5 \phi V_c$ , por ello:

- $A_{sh} = 0.0025 \cdot 20 \cdot 100 = 5 \text{ cm}^2$ , por lo cual se colocarán dos varillas horizontales de  $\text{Ø}3/8" @.25$
- $A_{sv} = 0.0020 \cdot 20 \cdot 100 = 4 \text{ cm}^2$ , por lo cual se colocarán dos varillas verticales de  $\text{Ø}3/8" @.25$

- **Diseño de núcleo de viga V-02**

Este núcleo se procede a diseñar como una columna, es decir, solamente por carga axial. La carga axial que baja por dicho núcleo es la fuerza cortante generada por la viga V-02, por lo tanto, se tiene lo siguiente:

Tabla 7-9: Carga axial expresada en fuerza cortante ultima de viga V-02

Vu por piso (ton)	6.18
Numero de pisos	6
Vu total (ton)	37.08

Y  $\phi P_n$  que soporta el núcleo de 20x80 cm con 10 $\text{Ø}5/8"$  a compresión pura tiene un valor de 205 ton.

Por lo tanto, se verifica que dicho núcleo cumple con los requerimientos por carga axial impuestos

Finalmente, se muestra el diseño final de la placa 1



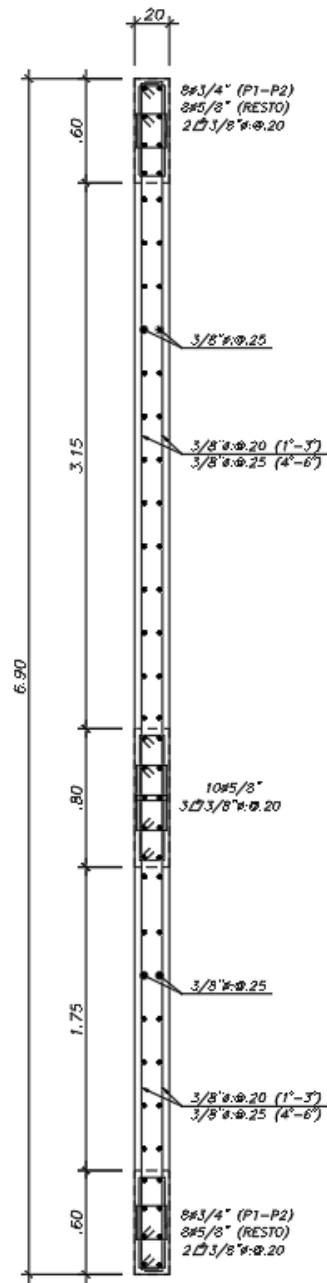


Figura 7-4: Diseño final de placa 1

### 7.3. Ejemplo de diseño Placa 2

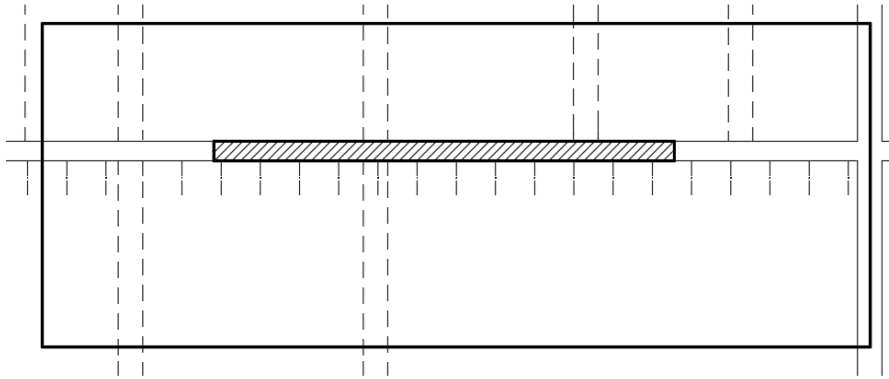


Ilustración 7-1 Area tributaria de placa del eje 2

Es una placa de 0.20x4.70m sin cambio de sección en ningún piso. A continuación, se mostrará el metrado de cargas.

Tabla 7-10 Resumen del metrado de cargas

Nivel	Sección	Carga Muerta (ton)	Carga Viva (ton)
6	0.20x4.70	21.8	2.4
5	0.20x4.70	43.6	7.1
4	0.20x4.70	65.4	11.8
3	0.20x4.70	87.2	16.5
2	0.20x4.70	109	21.2
1	0.20x4.70	130.8	25.9

- **Diseño por flexo compresión**

Se procederá a mostrar las cargas y los momentos en servicio de carga muerta, carga viga y sismo para cada dirección. Además, se mostrarán las cargas ultimas para cada dirección.

Tabla 7-11 Metrado de cargas en servicio en la dirección X

<b>Cargas y Momentos de la Placa 2 en dirección X</b>			
Carga	P (ton)	M (ton.m)	V (ton.m)
<b>Muerta</b>	130.8	2.50	0.22
<b>Viva</b>	25.9	0.68	0.08
<b>Sismo X</b>	25.2	557	65.7

Tabla 7-12 Metrado de cargas en servicio en la dirección Y

<b>Cargas y Momentos de la Placa 2 en dirección Y</b>			
<b>Carga</b>	<b>P (ton)</b>	<b>M (ton.m)</b>	<b>V (ton.m)</b>
<b>Muerta</b>	130.80	0.10	0.05
<b>Viva</b>	25.90	0.01	0.00
<b>Sismo Y</b>	5.00	1.00	1.00

Tabla 7-13 Metrado de cargas ultimas en la dirección X

<b>COMBINACIONES</b>	<b>Pu (ton)</b>	<b>Mu (ton.m)</b>	<b>Vu (ton)</b>
<b>1.4CM + 1.7CV</b>	227.2	4.7	0.4
<b>1.25(CM+CV)+S</b>	221.1	561.0	66.1
<b>1.25(CM+CV)-S</b>	170.7	-553.0	-65.3
<b>0.9CM+S</b>	142.9	559.3	65.9
<b>0.9CM-S</b>	92.5	-554.8	-65.5

Tabla 7-14 Metrado de cargas ultimas en la dirección Y

<b>COMBINACIONES</b>	<b>Pu (ton)</b>	<b>Mu (ton.m)</b>	<b>Vu (ton)</b>
<b>1.4CM + 1.7CV</b>	227.2	0.2	0.1
<b>1.25(CM+CV)+S</b>	200.9	1.1	1.1
<b>1.25(CM+CV)-S</b>	190.9	-0.9	-0.9
<b>0.9CM+S</b>	122.7	1.1	1.0
<b>0.9CM-S</b>	112.7	-0.9	-1.0

Se analizará para la dirección en X, ya que en ese sentido traba dicha placa.

Diagrama de interacción del primer piso

- Se tiene una sección de 0.20x4.70, la cual en los núcleos confinados tiene 6Φ3/4", en la zona central se cuenta con 3/8" @.20 horizontalmente del primer al tercer piso y luego 3/8"@.25 del cuarto al último piso y de forma longitudinal se cuenta con 3/8" @ 25cm verticalmente

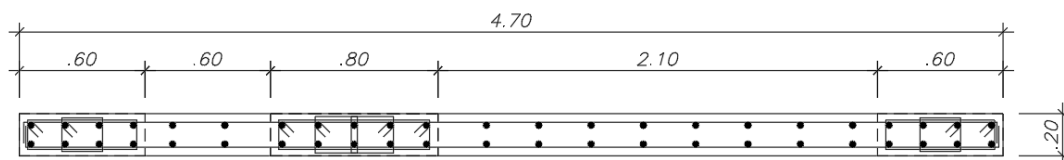


Figura 7-5: Diseño preliminar de la placa del eje 2

A continuación, se mostrará el diagrama de interacción para la placa del eje A

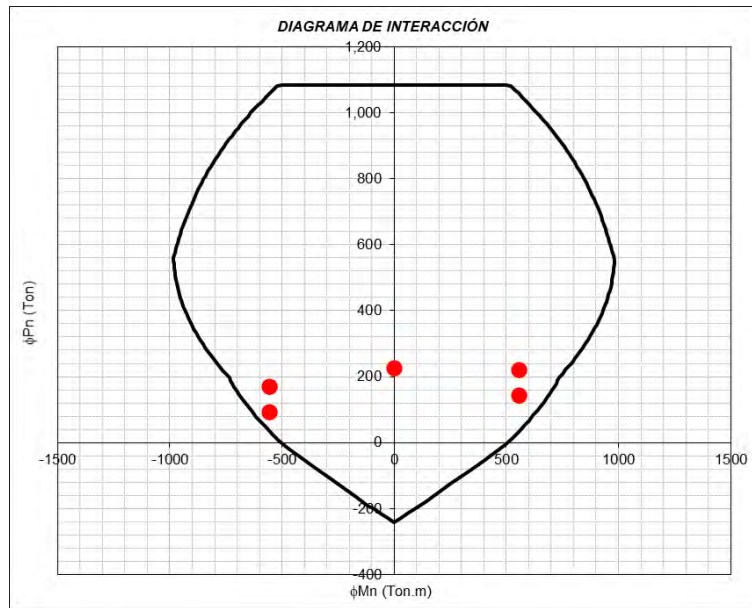


Figura 7-6: Diagrama de interacción de placa 2

Zona de confinamiento

Se usó el criterio del C y del C límite para verificar que exista confinamiento. Primero se usó una zona de confinamiento igual al 15% de la longitud total de la placa y se aproximó a una longitud de 110 cm.

Ahora se utilizará la siguiente formula

$$c > \frac{lm}{600 * (\frac{\delta}{hm})}$$

Tabla 7-15: características de la edificación

Lm (cm)	470
Hm (m)	17.1

Posteriormente, determinamos el valor de Delta u y verificamos que el delta u /hm sea no menor de 0.005. Como sale menor se procede a coger dicho valor de 0.005 y por último se calcula el c limite

Tabla 7-16: Cálculo del c limite

Delta u (cm)	6.02
du / Hm	0.005
C limite	157

El  $c$  obtenido para la placa es el que se determina con la carta  $P_u = 221.1$  ton

El cual nos da un valor de  $c = 113$  cm

Lo cual da a entender que la placa no necesita zona de confinamiento especial.

Sin embargo, como se ha concentrado acero en los extremos, además, y en el medio de la placa, es necesario que se coloquen estribos de acuerdo con la norma E.060 artículo 21.9.7.7

- **Diseño por Cortante**

Para el diseño por cortante se tiene que

$$V_n = V_c + V_s$$

En donde

$$V_c = 0.53 * \sqrt{210} * 20 * 4.70 = 72.2 \text{ ton}$$

$$\phi V_c = 0.85 * 72.2 = 61.4 \text{ ton}$$

Además, la fuerza cortante última de diseño debe cumplir con lo siguiente

$$V_u = V_{ua} * \frac{M_n}{M_{ua}}$$

Tabla 7-17 Espaciamiento de aceros longitudinales

COMBINACIONES	Mn diagrama	Mn/M <sub>ua</sub>	V <sub>u</sub> diseño (ton)	Phi (ton)	V <sub>c</sub>	S (cm)
<b>1.25(CM+CV)+S</b>	1056	1.88	124.4	61.4		30.2
<b>1.25(CM+CV)-S</b>	977	1.77	115.4	61.4		35.3
<b>0.9CM+S</b>	938	1.68	110.5	61.4		38.8
<b>0.9CM-S</b>	857	1.54	101.2	61.4		47.9

Para cada una de las combinaciones de carga se determinó un valor de espaciamiento, de los cuales se escogerá el menor. Se utilizaron barras de 3/8" para determinar el espaciamiento.

Como el espaciamiento sale relativamente alto, primero se verificará la cuantía mínima de refuerzo, la cual equivale al 0.0025. Para la elección de esta cuantía se verifico previamente que el valor de  $V_u = 124.4$  no sea menor que  $0.5 \phi V_c$ , por ello:

- $A_{sh} = 0.0025 \cdot 20 \cdot 100 = 5 \text{ cm}^2$ , por lo cual se colocarán dos varillas horizontales de  $\varnothing 3/8" @ .25$
  - $A_{sv} = 0.0020 \cdot 20 \cdot 100 = 4 \text{ cm}^2$ , por lo cual se colocarán dos varillas verticales de  $\varnothing 3/8" @ .25$
- **Diseño de núcleo de viga V-09 o V-13**

Este núcleo se procede a diseñar como una columna, es decir, solamente por carga axial. La carga axial que baja por dicho núcleo es la fuerza cortante generada por la viga V-09 o V-13, por lo tanto, se tiene lo siguiente:

Tabla 7-18: Carga axial expresada en fuerza cortante ultima de viga V-09 o V-13

Vu por piso (ton)	2.36
Numero de pisos	6
Vu total (ton)	14.16

Y  $\varnothing P_n$  que soporta el núcleo de  $20 \times 80 \text{ cm}$  con  $10 \varnothing 5/8"$  a compresión pura tiene un valor de 205 ton.

Por lo tanto, se verifica que dicho núcleo cumple con los requerimientos por carga axial impuestos

Finalmente, se muestra el diseño final de la placa 2

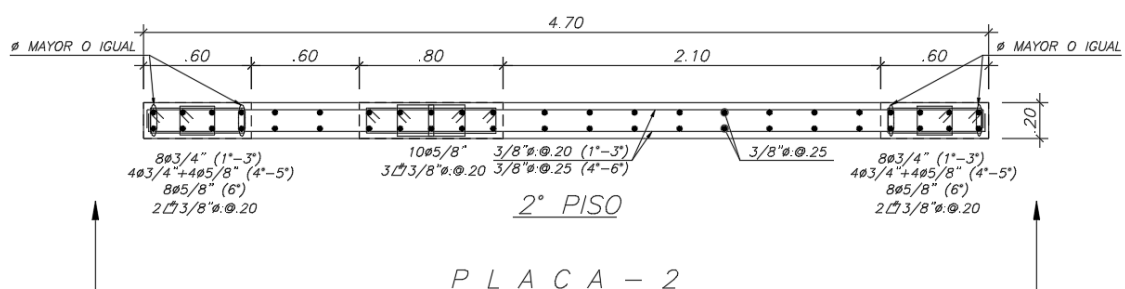


Figura 7-7: Diseño final de placa 2

## CAPÍTULO 8: DISEÑO DE CIMENTACIÓN

### 8.1. Definición del elemento

La cimentación de la estructura está conformada por los siguientes elementos: zapatas aisladas, combinadas, conectadas, vigas de cimentación, cimientos corridos, etc. Estos son los responsables de la transferencia de las cargas recibidas de los elementos verticales hacia el terreno. Poseen una gran importancia, debido a que la estabilidad de la edificación depende de ellos, ya sea por las solicitaciones de volteo, deslizamiento o falla del terreno por esfuerzos mayores a su capacidad portante.

Son aquellos elementos estructurales que se encargan que transmitir las fuerzas axiales y los momentos al suelo. La cimentación se conformará por zapatas aisladas, conectadas y combinadas. Para el diseño de la cimentación se tienen que tener todos los datos obtenidos del estudio de mecánica de suelos. Para este caso, se ha utilizado los parámetros del suelo descritos en el primer capítulo ( $\sigma_s = 4 \text{ kg/cm}^2$ )

### 8.2. Ejemplo de diseño de zapata aislada (Columna ejes B-1)

Se procede a realizar el dimensionamiento de la zapata aislada

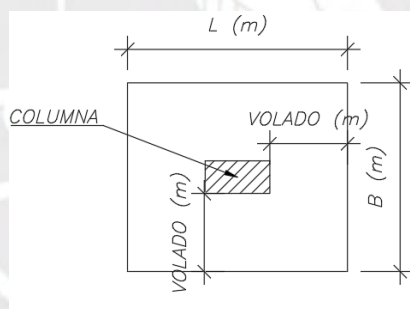


Figura 8-1: Sección típica de zapata aislada

Del metrado de cargas de la columna y Del modelo en 3D se obtuvo

Tabla 8-1: Metrado de la columna ejes B-1

	<b>P (ton)</b>	<b>M (ton.m)</b>
<b>Carga Muerta</b>	53.4	0.1
<b>Carga Viva</b>	12.1	0.1
<b>Cagar Sismo en "X"</b>	1.2	2.6



Con las cargas obtenidas se realiza un primer tanteo para determinar el área de la zapata. Como las cargas de sismo son mínimas. No se tomará en cuenta para el diseño de la zapata.

$$Area = \frac{P \times 1.05}{\sigma_s}$$

$$Area = \frac{(53.4 + 12.1) \times 1.05}{40}$$

$$Area = 1.72 \text{ m}^2$$

Con un aproximado a esta área determinada. Se opto por usar dimensiones de 1.45 x 1.70 m. Con esta área propuesta y considerando 0.40 m de tierra y 0.60 m de altura de zapata, se obtiene la carga axial total en la base de la zapata.

$$\text{Peso tierra} = 1.8 \times (2.465 - 0.125) \times 0.4 = 1.68 \text{ ton}$$

$$\text{Peso zapata} = 2.4 \times 2.465 \times 0.6 = 3.55 \text{ ton}$$

$$\text{Peso total} = 53.4 + 12.1 + 1.68 + 3.55 = 70.73$$

Por consiguiente, se determinará la presión ejercida sobre el suelo.

$$\sigma_s = \frac{70.73}{1.45 \times 1.70}$$

$$\sigma_s = 28.69 \text{ ton/m}^2$$

La cual cumple con ser menor a la presión admisible del terreno.

Como dicha presión es obtenida por cargas de gravedad. Se amplificará por un factor de 1.55 para obtener una presión ultima, la cual se usará para el diseño de la zapata.

$$\sigma_s = 28.69 \times 1.55 = 44.47 \text{ ton/m}^2$$

- **Diseño por punzonamiento y cortante**

El diseño por punzonamiento se calcula para una sección crítica que tiene de lados las dimensiones de la columna más el peralte efectivo y el diseño por fuerza cortante, a una distancia igual al peralte efectivo a partir de la cara del elemento.

Punzonamiento

Se tomará un peralte de 0.60m, lo cual da un peralte efectivo “d” de 0.50m, por lo tanto, el área (Ao) y perímetro (bo) de la sección crítica para punzonamiento es la siguiente:

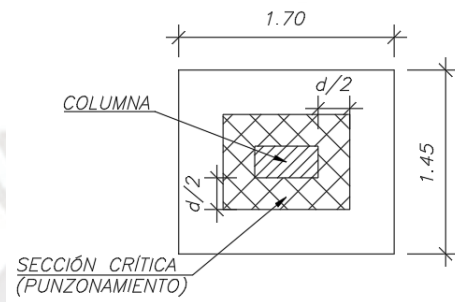


Figura 8-2: Sección crítica para punzonamiento

$$b_o = 2 \times (0.25 + 0.50) + 2 \times (0.50 + 0.50)$$

$$b_o = 3.50 \text{ m}$$

$$A_o = (0.25 + 0.50) \times (0.50 + 0.50)$$

$$A_o = 0.75 \text{ m}^2$$

Finalmente, para el cual de punzonamiento se obtiene

$$V_u = \sigma_u \times (A_o - A)$$

$$V_u = 44.47 \times (0.75 - 0.125)$$

$$V_u = 27.8 \text{ ton}$$

$$\phi V_c = \frac{0.85 \times 1.06 \times b_o \times d \times \sqrt{210}}{100}$$

$$\phi V_c = 228.5 \text{ ton}$$

- **Diseño por fuerza cortante**

$$Vu = \sigma u \times B \times (\text{volado} - d)$$

$$Vu = 44.47 \times 1.45 \times (0.60 - 0.50)$$

$$Vu = 6.45 \text{ ton}$$

$$\phi Vc = \frac{0.85 \times 0.53 \times B \times d \times \sqrt{210}}{1000}$$

$$\phi Vc = \frac{0.85 \times 0.53 \times 145 \times 50 \times \sqrt{210}}{1000}$$

$$\phi Vc = 47.3 \text{ ton}$$

Por lo tanto, cumple el diseño por cortante.

- **Diseño por flexión**

El diseño por flexión se asume como un volado el cual se encuentra empotrado en la cara de la columna.

$$M = \frac{\sigma u \times \text{volado}^2}{2}$$

$$M = \frac{44.47 \times 0.6^2}{2}$$

$$M = 8.0 \text{ ton.m}$$

Entonces el área requerida es de 4.28 cm<sup>2</sup>. Sin embargo, el área de acero mínima para una zapata es de 0.0018 x b x d, lo cual equivale a para un metro de ancho a 9 cm<sup>2</sup>, por ello se colocará Ø5/8" @.20

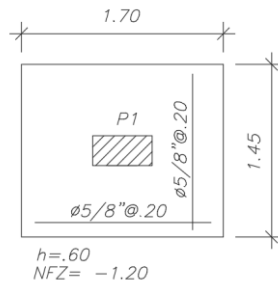


Figura 8-3: Detalle del armado de la zapata aislada

### 8.3. Zapatas conectadas

Para el diseño de este tipo cimentación cabe mencionar que la excentricidad en la dirección X-X será tomada por las vigas de cimentación, es por eso que se realizara el dimensionamiento con las cargas en la dirección Y-Y

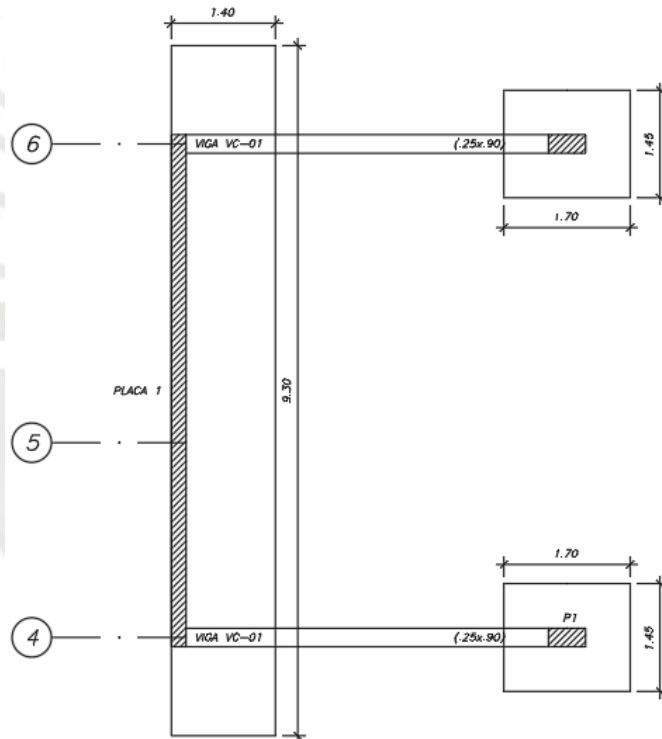


Figura 8-4: Zapata conectada por vigas de cimentación a columnas

Del metrado de cargas de la columna y del modelo en 3D se obtuvo

Carga	P (ton)	M (ton.m)
Muerta	121.2	10.4
Viva	16.1	2.2
Sismo Y	2.1	556.8

Con las cargas obtenidas se realiza un primer tanteo para determinar el área de la zapata. Como las cargas de sismo son mayoradas se deben de dividir entre un factor de 1.25 y usar la siguiente fórmula

$$\sigma_s = \frac{P \times 1.05}{B \times L} \pm \frac{6 \times M}{B \times L^2}$$

$$\sigma_s = \frac{(121.2 + 16.1) \times 1.05}{1.40 \times 9.30} \pm \frac{6 \times 556.8}{1.40 \times 9.30^2}$$

$$\sigma_{s1} = 38.66 \text{ ton/m}^2$$

$$\sigma_{s2} = -16.52 \text{ ton/m}^2$$

Como no pueden existir tracciones, se procede a usar la fórmula de Meyerhof

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

donde “e” es el valor del Momento flector entre la carga axial.

Como una aproximación, se optó usar dimensiones de 1.40 x 9.30 m. Con esta área propuesta y considerando 50 cm de tierra y 70 cm de altura de zapata, se obtiene la carga axial total en la base de la zapata.

$$P_{\text{tierra}} = 1.8 \times (13.02 - 1.38) \times 0.5 = 10.48 \text{ ton}$$

$$P_{\text{zapata}} = 2.4 \times 13.02 \times 0.7 = 21.87 \text{ ton}$$

$$P_{\text{total}} = 121.2 + 16.1 + 10.48 + 21.87 = 169.65 \text{ ton}$$

Por consiguiente, se determinará la presión ejercida sobre el suelo.

$$e = \frac{556.8}{172.8} = 3.28$$

$$\sigma_s = \frac{169.65}{2 \times 1.40 \times \left(\frac{9.30}{2} - 3.28\right)}$$

$$\sigma_s = 44.29 \text{ ton/m}^2$$

Esta presión puede ser mayor a la presión admisible del terreno; sin embargo, se puede considerar un 30% en los casos de cargas temporales como el sismo. Por ende, cumple con una menor presión a la requerida.

Como dicha presión es obtenida por cargas de sismo. Se amplificará por un factor de 1.25 para obtener una presión última, la cual se usará para el diseño de la zapata.

$$\sigma_u = 44.29 \times 1.25 = 55.36 \text{ ton/m}^2$$

Ahora se continuará con el diseño por punzonamiento, cortante y flexión mediante el uso de un modelo en SAP 2000

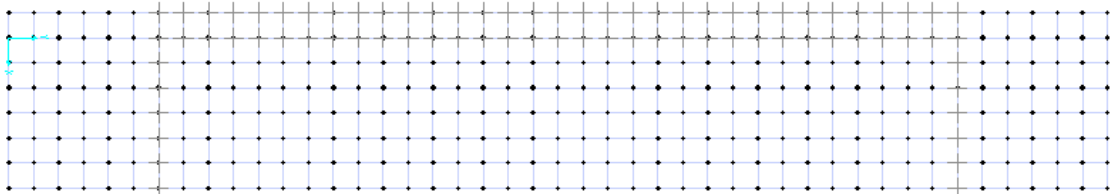


Figura 8-5: Modelo tridimensional de zapata conectada

- **Diseño por cortante**

Para el diseño por cortante se realiza lo mismo que en la zapata aislada; sin embargo, no se realizó una verificación por punzonamiento ya que, al estar conectada a las vigas de cimentación, estas le bridan una rigidez adecuada y evitan que ocurra dicha falla.

$$Vu = \sigma_u \times B \times (\text{volado} - d)$$

$$Vu = 55.36 \times 1.40 \times (1.20 - 0.60)$$

$$Vu = 46.50 \text{ ton}$$

$$\phi V_c = \frac{0.85 \times 0.53 \times B \times d \times \sqrt{210}}{1000}$$

$$\phi V_c = \frac{0.85 \times 0.53 \times 140 \times 60 \times \sqrt{210}}{1000}$$

$$\phi V_c = 54.84 \text{ ton}$$

- **Diseño por flexión**

Para el diseño por flexión se realizó un modelo (Figura 8-5), los resultados fueron los siguiente:

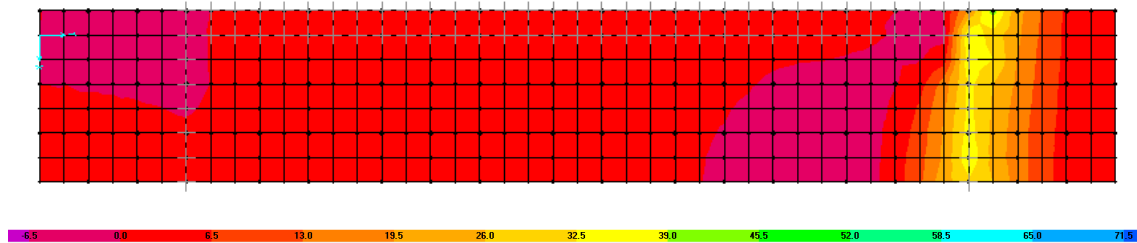


Figura 8-6: Diagrama de momentos en zapata conectada en dirección larga

El momento flector en los volados tiene un valor promedio de 36.5 ton.m. Para este momento se requiere 16.64 cm<sup>2</sup> de acero. Lo que equivale a 3/4" @.15.

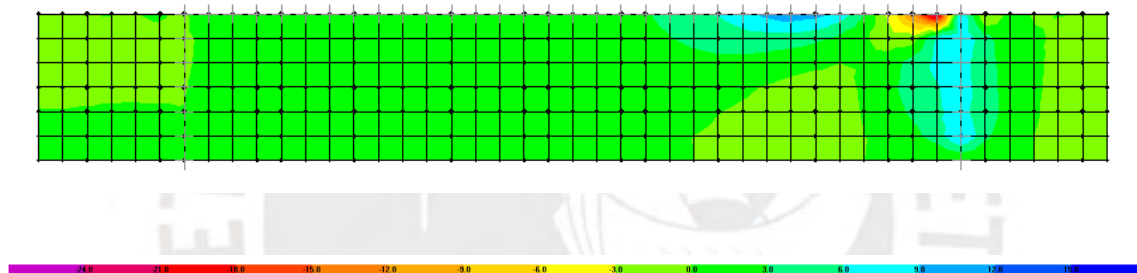


Figura 8-7: Diagrama de momentos de zapata conectada en dirección corta

El momento flector que se origina en la placa es de 10.9 ton.m. Para este momento se requiere 4.85 cm<sup>2</sup> de acero. Por esto se le colocará el acero mínimo en la parte superior e inferior.

Finalmente, se muestra el diseño final de la zapata

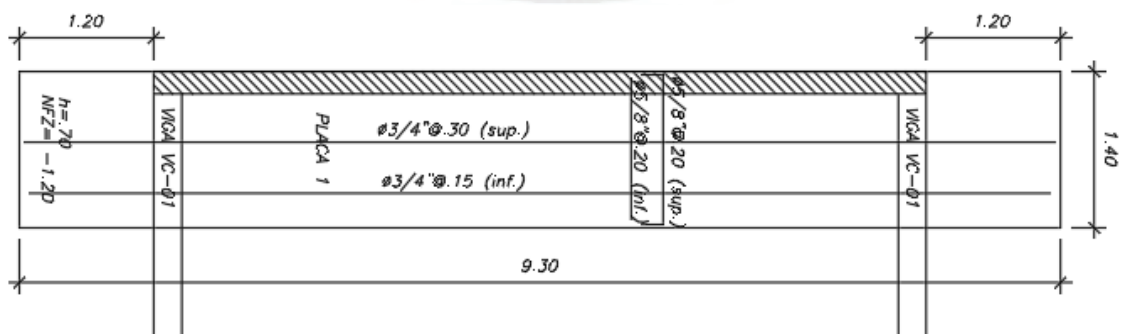


Figura 8-8: Diseño final de zapata conectada



#### 8.4. Ejemplo de diseño de una viga de cimentación (VIGA VC-01)

Estos elementos estructurales ayudan a soportar el momento generado por la carga axial debido al desfase de los centroides geométricos de la zapata excéntrica con la placa.

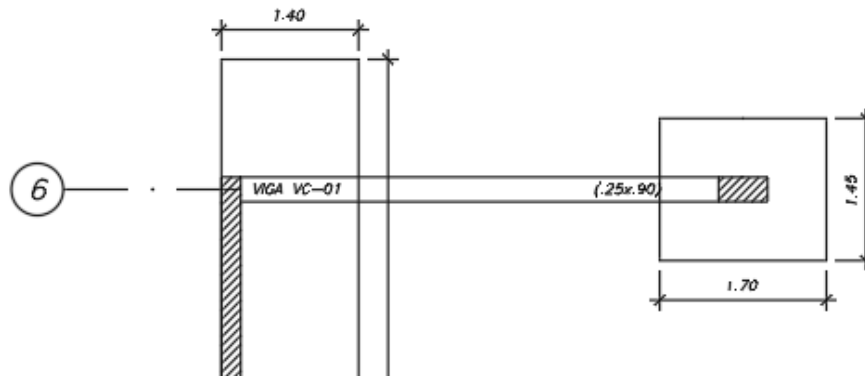


Figura 8-9: Viga de cimentación VC-01

##### Metrado de cargas

Realizando un metrado de la carga axial que soporta dicha viga de cimentación se tiene

$$P_{cm} = 60.6 \text{ ton}$$

$$P_{cv} = 8.05 \text{ ton}$$

$$P_{ult} = 1.4 \times P_{cm} + 1.7 \times P_{cv}$$

$$= 98.53 \text{ ton}$$

##### Modelo de la viga de cimentación

Para el modelamiento se toman como apoyos los centros geométricos de la zapata de la placa y de la columna.

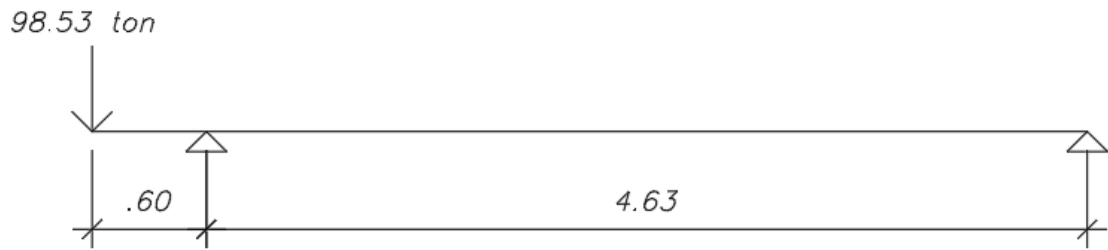


Figura 8-10: Modelo de viga de cimentación VC-01

Obteniéndose como diagramas de fuerza cortante y diagrama de momentos flectores:

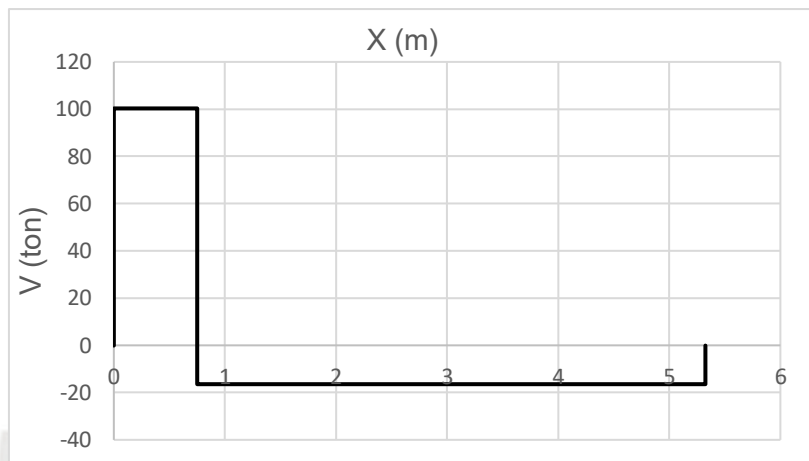


Figura 8-11: Diagrama de fuerzas cortantes

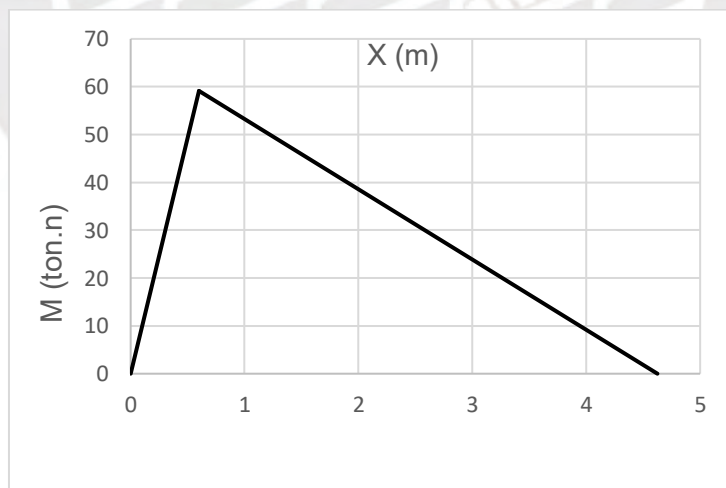


Figura 8-12: Diagrama de momento flector

Con el diagrama de momento flector observamos que la zapata de la columna recibe una reacción de 12.78 ton, lo cual asegura que no levantará dicha cimentación.

Para el diseño por flexión se tiene lo siguiente:

Tabla 8-2: Diseño por flexión viga de cimentación

	Extremo izquierdo
b (cm)	25
d (cm)	82
Mu (ton.m)	59.1
Acero requerido (cm <sup>2</sup> )	21.73
Acero colocado (cm <sup>2</sup> )	8Ø3/4"

Se colocarán tres fierros corridos de 3/4", y se complementarán con cinco bastones de 3/4".

Tabla 8-3: Longitud de corte de bastones

	Tramo 1	Tipo de fierro	L1 (m)	L2 (m)	L3 (m)	L4 (m)	Ld (m)	L total (cm)	L colocada (cm)
Momento positivo	1"	Corrido	-	-	-	-	-	-	-
Momento negativo	1"	Bastón mayor	-	2.6	-	-	0.82	3.48	3.5
	1"	Bastón menor	-	1.3	-	-	0.82	2.12	2.2

Por lo tanto, la longitud de los bastones queda de la siguiente forma.

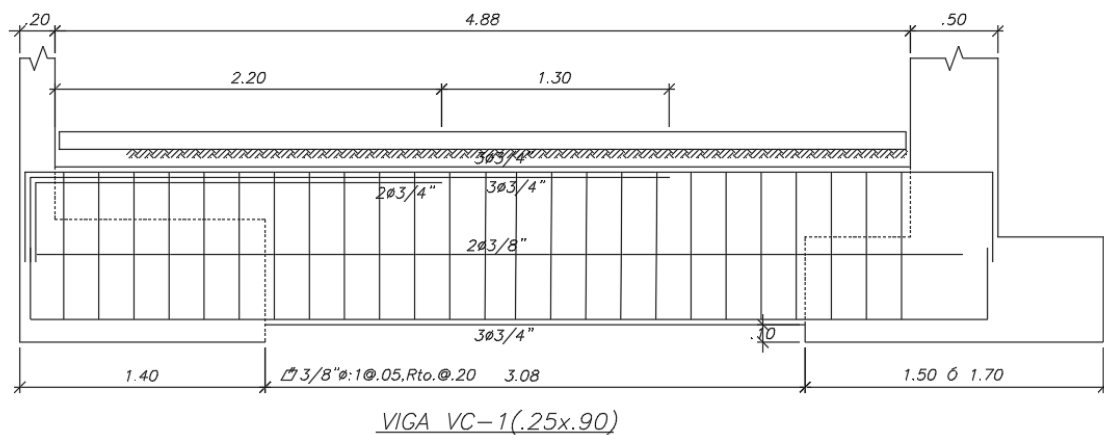


Ilustración 8-1 Diseño estructural de una viga de cimentación



Sus cargas son las siguientes:

Carga muerta en Servicio (CM)

$$\text{Peso propio tramo inclinado} = 2400 \times (0.18/2 + 0.15 \times (1+0.18/0.25)^{0.5})$$

$$= 0.66 \text{ ton/m}^2$$

$$\text{Peso propio de tramo horizontal} = 2.4 \times 0.2$$

$$= 0.48 \text{ ton/m}^2$$

$$\text{Piso terminado} = 0.1 \text{ ton/m}^2$$

Carga viva en Servicio (CV)

$$\text{S/C} = 0.4 \text{ ton/m}^2$$

Posteriormente, se realizó el modelo en el programa SAP2000 v19.1.1

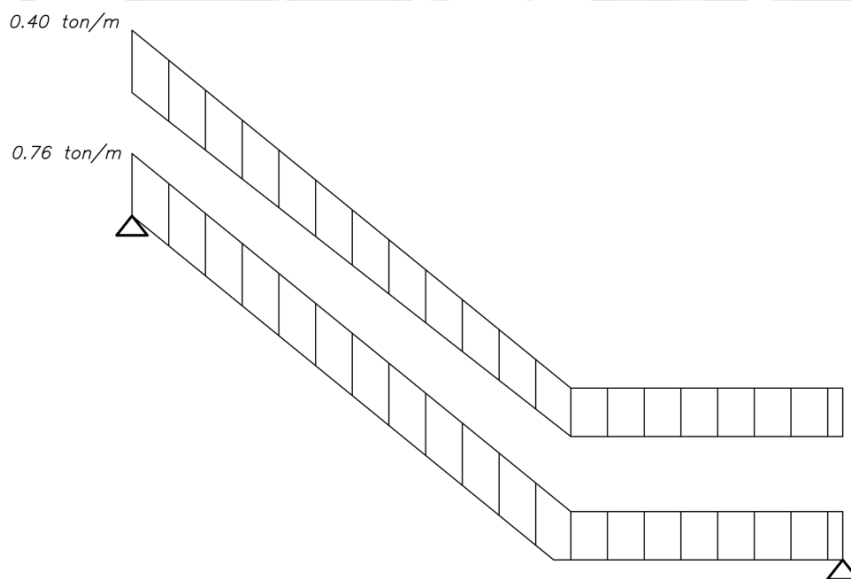


Ilustración 9-2 Modelo de escalera

- **Diseño por flexión**

Para el diseño por flexión se usará como momento último actuante el “ $w_u \times L^2 / 8$ ”, teniendo como  $w_u$  el valor de 1.74 ton/m, el cual genera un momento máximo de 2.34 ton.m

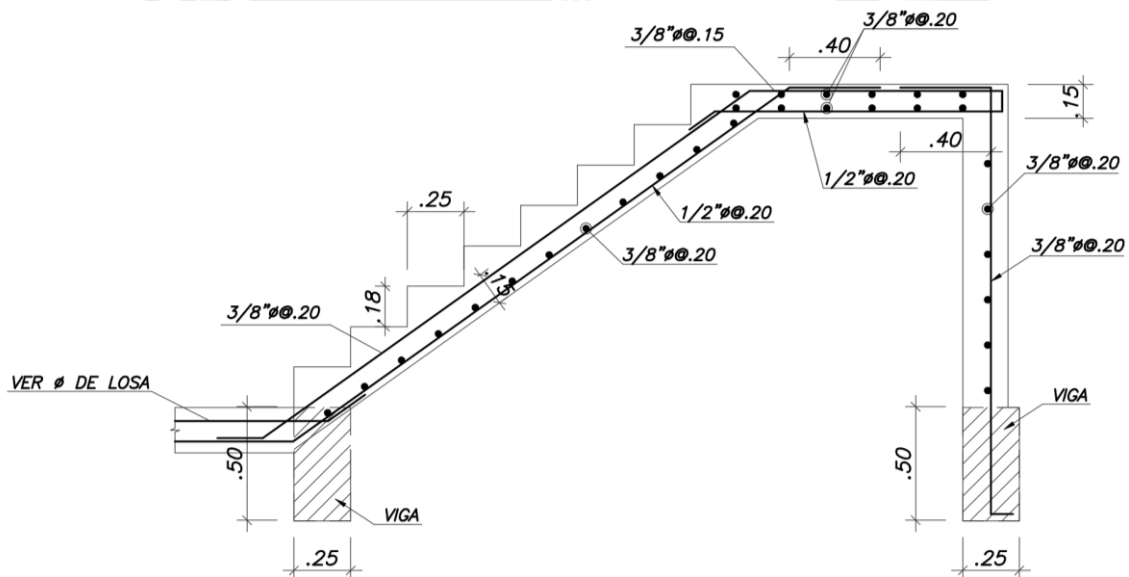
Tabla 9-1: Diseño por flexión de escalera

	Centro de escalera
b (cm)	100
d (cm)	12
Mu (ton.m)	2.34
Acero requerido (cm <sup>2</sup> )	5.45
Acero colocado (cm <sup>2</sup> )	1/2Ø@.20

- **Diseño por cortante**

Para el diseño por cortante se usará “ $w_u \times L / 2$ ”, el cual genera un valor de 2.86 ton. El  $\phi V_c$  de la escalera tiene un valor de 7.83 ton, por lo cual, se encuentra correctamente diseñada.

Finalmente, se muestra el diseño final de la escalera



3', 5', 7' y 9' TRAMO

Figura 9-1: Diseño de tramo típico de escalera

## CAPÍTULO 10: COMENTARIOS Y CONCLUSIONES

El uso de las reglas de predimensionamiento de los elementos estructurales fue de mucha utilidad, debido a que no fue necesario alterar las dimensiones para el diseño final de las losas, vigas, columnas y placas. Sin embargo, se debe tener en consideración que esto no siempre se cumple. Por ello, siempre se debe verificar el diseño considerando cargas de gravedad y el análisis sísmico para cada elemento estructural.

Se realizó la estructuración del edificio para contar con la mayor cantidad de muros estructurales posibles y obtener los principios de simetría y simplicidad en la edificación con la finalidad de reducir los efectos de torsión. Esto se ve comprobado ya que la estructura solo presenta irregularidad de esquinas entrantes, la cual viene dada por la arquitectura y además, no presenta la irregularidad torsional.

En el análisis sísmico, los periodos fundamentales de vibración para la estructura fueron de 0.359s en la dirección X-X y 0.26s en la dirección Y-Y. Esto se debe a la cantidad y a la geometría de las placas en cada dirección. En las direcciones X-X se tienen cuatro placas, mientras que en la dirección Y-Y se tienen seis, como consecuencia de esto tiene sentido que haya un mayor periodo en la dirección X-X que en la dirección Y-Y.

Cabe señalar que, con la estructuración planteada se obtuvo una estructura rígida y los siguientes valores en cuanto a las derivas. En la dirección X-X se obtuvo 0.0036, mientras que en la dirección Y-Y, 0.0025. Lo cual en ambos casos se obtienen derivas menores a la establecida por la Norma E.060, cuyo valor máximo es de 0.007.

En cuanto al diseño de los elementos estructurales no hubo mayores complicaciones. En el caso de las losas aligeradas y la losa maciza estas fueron diseñadas bajo los efectos de cargas de gravedad. En el caso de las vigas predominó el diseño por cargas de gravedad, debido a que los momentos sísmicos que las afectan eran pequeños dado que las placas asumían casi en su totalidad estos momentos. Con respecto a las columnas, las fuerzas por sismo son mínimas debido a que nuevamente los muros estructurales absorben dichas fuerzas. Por ello bastará con colocarles la cuantía mínima equivalente al 1% de su sección. Para el diseño de las placas no hubo mayor dificultad ya que se diseñaron con las mismas fuerzas sísmicas. Por último, el diseño de las cimentaciones consistió en el uso de zapatas aisladas, combinadas y conectadas en el cual se obtuvo las dimensiones óptimas para cada caso.



## BIBLIOGRAFÍA

- Blanco, A. (1994). *Estructuración y Diseño de Edificaciones de Concreto Armado*. Lima, Perú: Colegio de Ingenieros del Perú.
- Harmsen, T. (2002). *Diseño de Estructuras de Concreto Armado*. Lima, Perú: Fondo Editorial PUCP.
- Higashi, J. (2017). *Apuntes del curso Concreto Armado 2*. Lima, Perú.
- Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento. (2006). NTE. E.020 Cargas. Lima, Perú: Reglamento Nacional de Edificaciones.
- Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento. (2009). NTE E.060 Concreto Armado. Lima, Perú: Reglamento Nacional de Edificaciones.
- Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento. (2018). NTE E.030 Diseño Sismorresistente. Lima, Perú: Reglamento Nacional de Edificaciones.
- Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento. (2018). NTE E.050 Suelos y Cimentaciones. Lima, Perú: Reglamento Nacional de Edificaciones.
- Muñoz, A. (2003). *Ingeniería Sismorresistente*. Lima, Perú: PUCP.
- Ottazzi, G. (2016). *Apuntes del curso Concreto Armado I* (Decimoquinta ed.). Lima, Perú: Fondo Editorial PUCP.
- San Bartolomé, Á. (1998). *Análisis de Edificios*. Lima, Perú: Fondo Editorial PUCP.
- Luna, P. (2019). Tesis para optar por el Título de Ingeniero Civil: Diseño Estructural de un Edificio de Concreto Armado Multifamiliar de Seis Pisos sin Sótanos. Lima, Perú: Facultad de Ciencias E Ingeniería de la Pontificia Universidad Católica del Perú.
- Vercelli, J. (2017). Tesis para optar el Título de Ingeniero Civil: Diseño Estructural de un Edificio de Oficinas de Concreto Armado de 6 Pisos y 2 Sótanos Ubicado en el Distrito de San Miguel. Lima, Perú: Facultad de Ciencias E Ingeniería de la Pontificia Universidad Católica del Perú.

Afuso, M. (2017). Tesis para optar por el Título de Ingeniero Civil: Diseño Estructural de un Edificio de Concreto Armado de Cinco Pisos y Tres Sótanos Ubicado en el Distrito de Barranco. Lima, Perú: Facultad de Ciencias E Ingeniería de la Pontificia Universidad Católica del Perú.



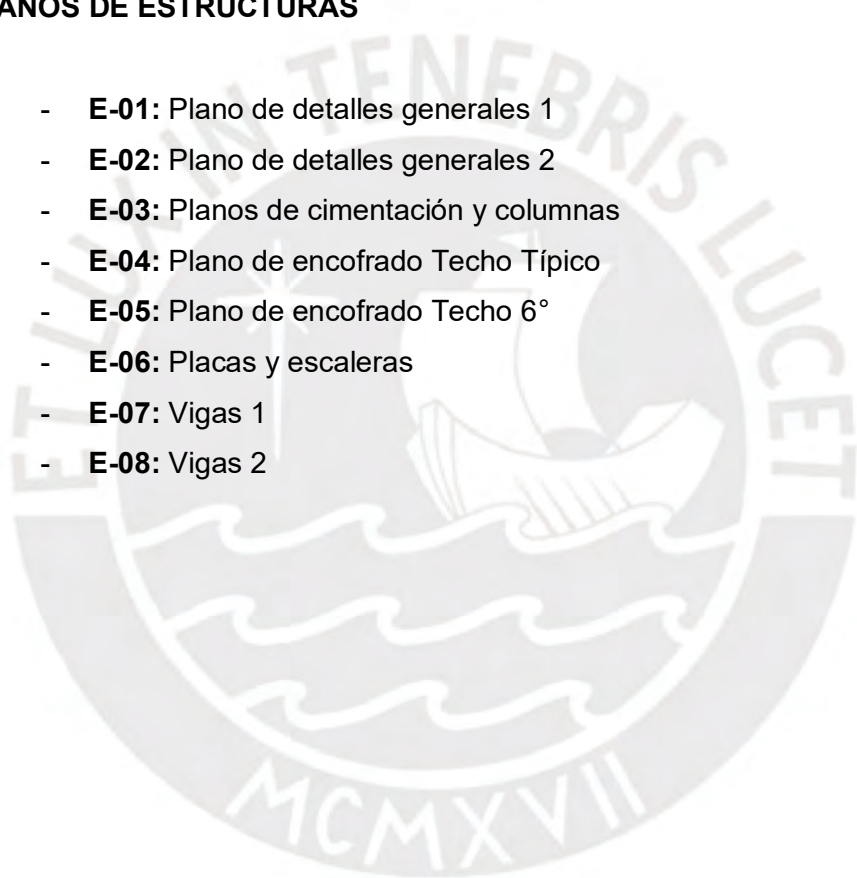
## ANEXOS

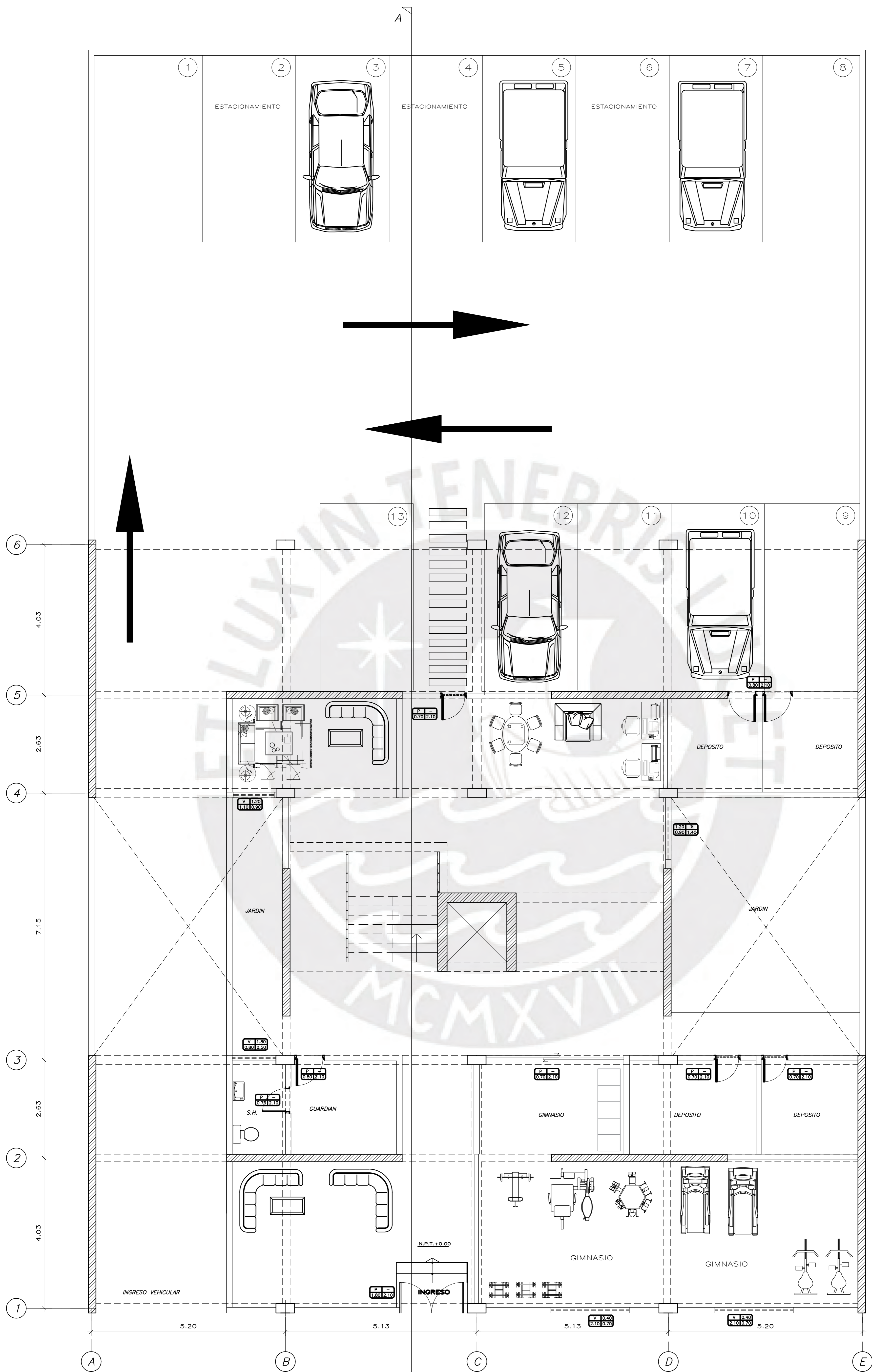
- **PLANOS DE ARQUITECTURA**

- **A-01:** Arquitectura Primero Piso
- **A-02:** Arquitectura Piso Típico (2°-5°)
- **A-03:** Arquitectura Piso 6°
- **A-04:** Corte A-A
- **A-05:** Elevación

- **PLANOS DE ESTRUCTURAS**

- **E-01:** Plano de detalles generales 1
- **E-02:** Plano de detalles generales 2
- **E-03:** Planos de cimentación y columnas
- **E-04:** Plano de encofrado Techo Típico
- **E-05:** Plano de encofrado Techo 6°
- **E-06:** Placas y escaleras
- **E-07:** Vigas 1
- **E-08:** Vigas 2

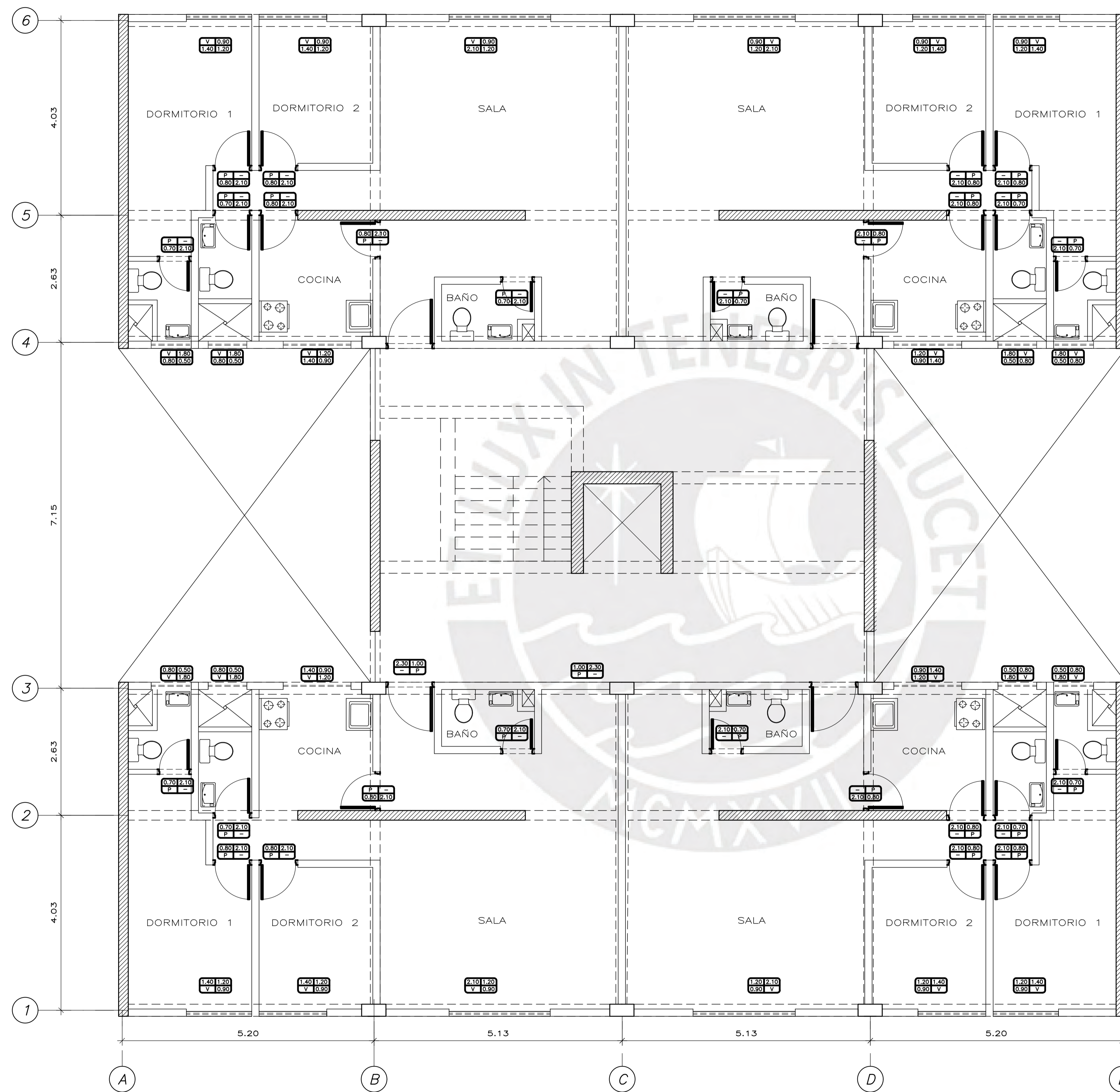




PROYECTO :	PROYECTO DE FIN DE CARRERA	PROY. N° :	1
PROPIETARIO :	LUIGI GIUSEPPE CAFFO TEMOCHE	LAMINA N° :	
PLANO :	ARQUITECTURA PRIMER PISO		
ESTUDIANTE :	LUIGI GIUSEPPE CAFFO TEMOCHE		
ASESOR :	GESAR HUAPAYA HUAPAYA	DIBUJO :	LCT
		ESCALA :	1/50
		FECHA :	15/09/2019

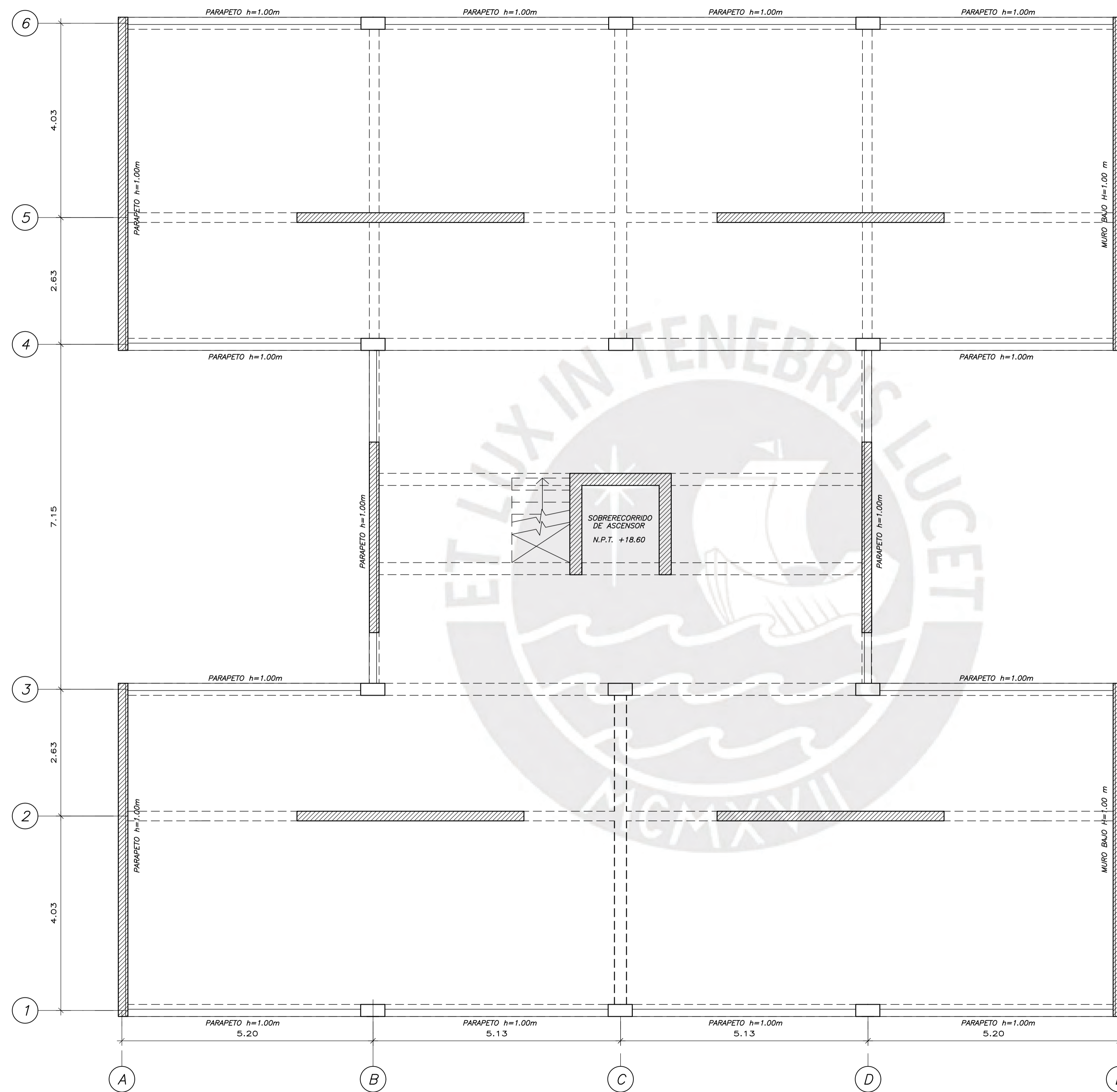
A-01





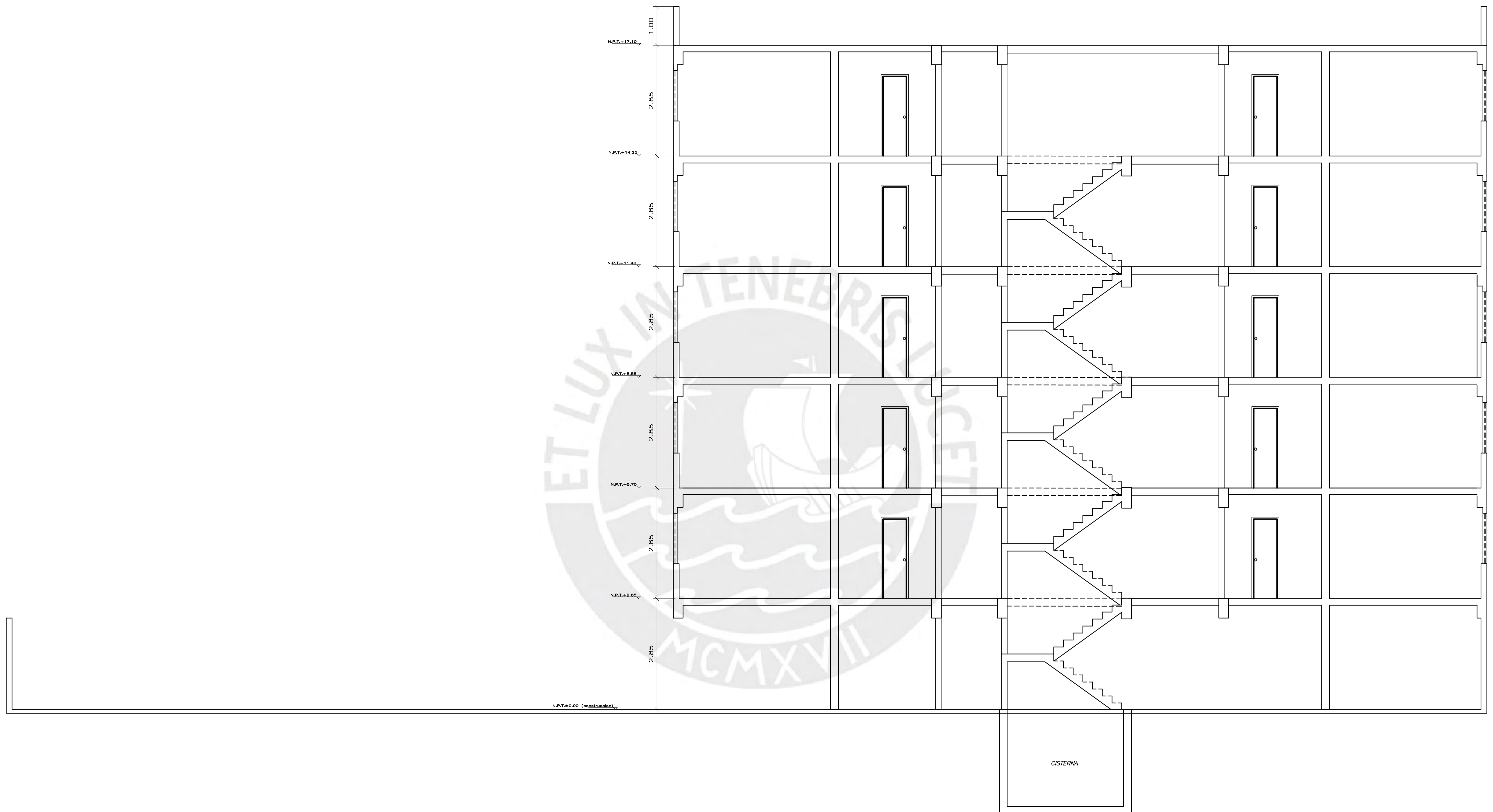
PROYECTO :	PROYECTO DE FIN DE CARRERA	PROY. N° :	1
PROPIETARIO :	LUIGI GIUSEPPE CAFFO TEMOCHE	LAMINA N° :	
PLANO :	ARQUITECTURA PISO TIPICO (2°-5°)		
ESTUDIANTE :	LUIGI GIUSEPPE CAFFO TEMOCHE		
ASESOR :	CESAR HUAPAYA HUAPAYA	DIBUJO :	LCT
		ESCALA :	1/50
		FECHA :	15/09/2019

A-02



PROYECTO :	PROYECTO DE FIN DE CARRERA	PROY. N° :	1
PROPIETARIO :	LUIGI GIUSEPPE CAFFO TEMOCHE	LAMINA N° :	
PLANO :	ARQUITECTURA PISO 6°		
ESTUDIANTE :	LUIGI GIUSEPPE CAFFO TEMOCHE		
ASESOR :	CESAR HUAPAYA HUAPAYA	DIBUJO :	LCT
		ESCALA :	1/50
		FECHA :	15/09/2019

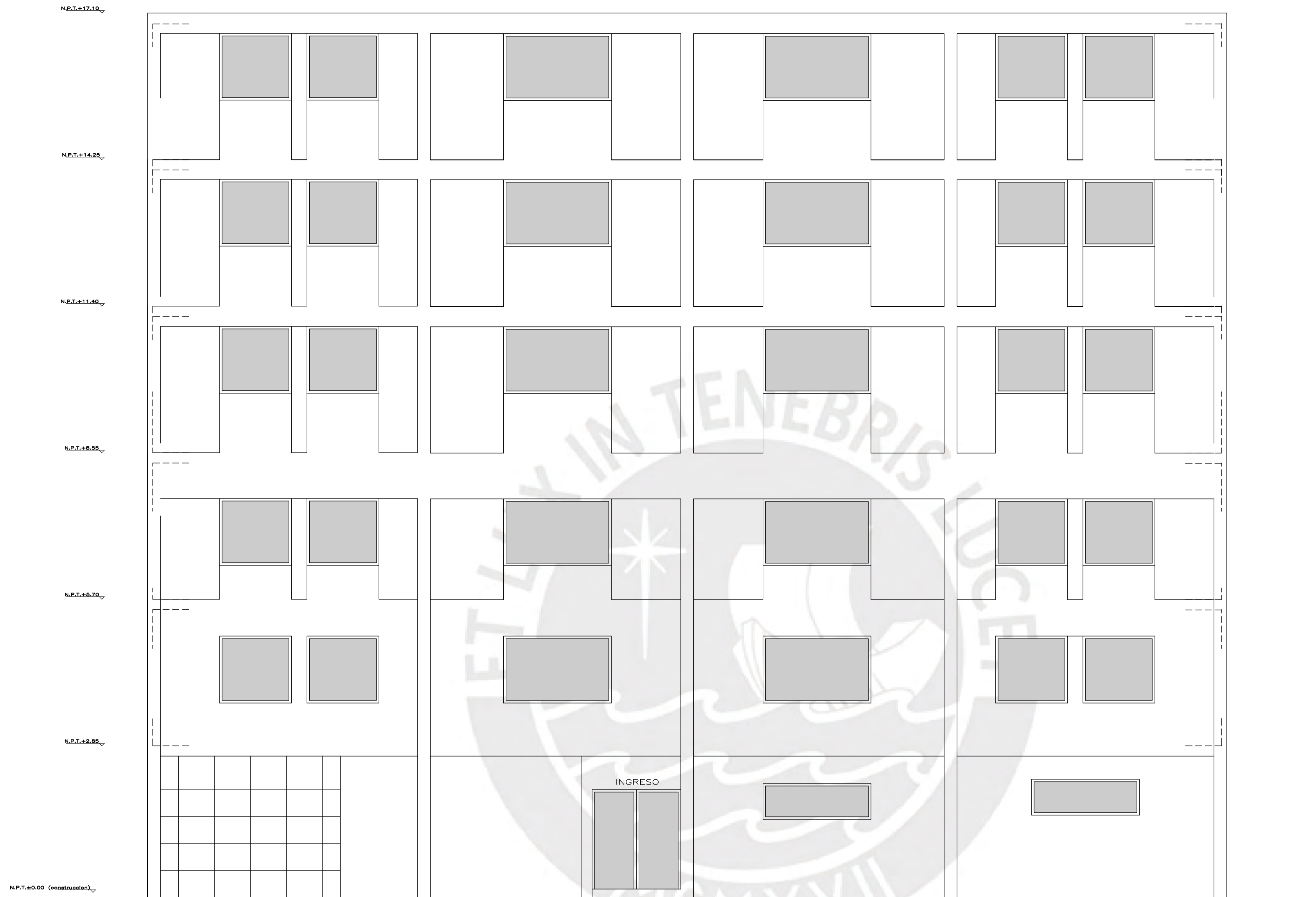




PROYECTO :	PROYECTO DE FIN DE CARRERA	PROY. N° :	1
PROPIETARIO :	LUIGI GIUSEPPE CAFFO TEMOCHE	LAMINA N° :	
PLANO :	CORTE A-A		
ESTUDIANTE :	LUIGI GIUSEPPE CAFFO TEMOCHE		
ASESOR :	CESAR HUAPAYA HUAPAYA	DIBUJO :	LCT
		ESCALA :	1/50
		FECHA :	15/09/2019

A-04





PROYECTO :	PROYECTO DE FIN DE CARRERA	PROY. N° :	1
PROPIETARIO :	LUIGI GIUSEPPE CAFFO TEMOCHE	LAMINA N° :	
PLANO :	ELEVACIÓN		
ESTUDIANTE :	LUIGI GIUSEPPE CAFFO TEMOCHE		
ASESOR :	CESAR HUAPAYA HUAPAYA	DIBUJO :	LCT
		ESCALA :	1/50
		FECHA :	15/09/2019

**PARÁMETROS SISMORRESISTENTES**

- a) SISTEMA ESTRUCTURAL SISMO-RESISTENTE:**  
 - MUROS ESTRUCTURALES (X-X)  
 - MUROS ESTRUCTURALES (Y-Y)
- b) PARÁMETROS PARA DEFINIR FUERZA SISMICA:**  
 - FACTOR DE ZONA (ZONA 4) :  $Z=0.45$   
 - FACTOR DE SUELO (TIPO S1) :  $S=1.00$   
 $Tp=0.4s$   $Tl=2.5s$   
 $U=1.00$   
 - FACTOR DE USO (CAT.C) :  $Rx=5.4$   
 - FACTOR DE REDUCCIÓN X-X :  $Ry=5.4$   
 - FACTOR DE REDUCCIÓN Y-Y :  $Rz=5.4$   
 - FACTOR DE IRREGULARIDAD :  $Ia=1.00$   
 $Ip=0.90$
- c) PERIODOS FUNDAMENTALES DE VIBRACIÓN:**  
 - DIRECCIÓN X-X :  $T=0.359 s$   
 - DIRECCIÓN Y-Y :  $T=0.260 s$
- d) FUERZA CORTANTE EN LA BASE:**  
 - DIRECCIÓN X-X :  $V=418.5 ton$   
 - DIRECCIÓN Y-Y :  $V=418.5 ton$
- e) DESPLAZAMIENTO MÁXIMO DEL ÚLTIMO NIVEL:**  
 - DIRECCIÓN X-X :  $D=5.03 cm$   
 - DIRECCIÓN Y-Y :  $D=3.30 cm$
- f) DERIVAS MÁXIMAS:**  
 - DIRECCIÓN X-X :  $df=0.0036$   
 - DIRECCIÓN Y-Y :  $df=0.0025$   
 - MÁXIMA PERMITIDA :  $df=0.0070$

**ESPECIFICACIONES TÉCNICAS**

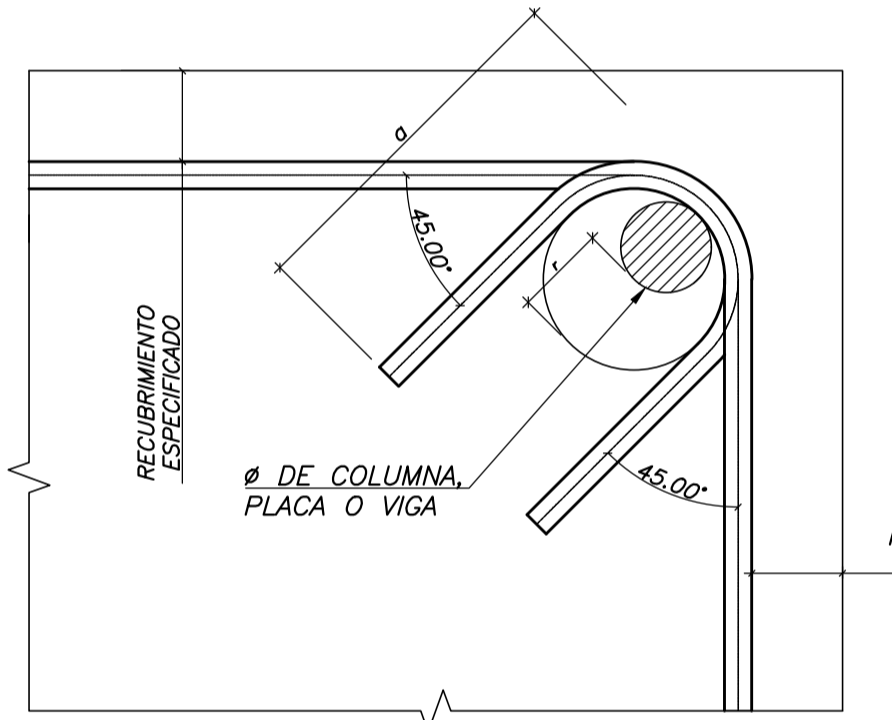
- CONCRETO ARMADO**  
 - CIMENTACIÓN :  $f'c=210 kg/cm^2$   
 - COLUMNAS, MUROS Y PLACAS :  $f'c=210 kg/cm^2$   
 - LOSAS Y VIGAS :  $f'c=210 kg/cm^2$   
 - COLUMNETAS Y SOLERAS :  $f'c=175 kg/cm^2$   
 - MURO DE CISTERNA (relación  $d/c=0.45$ ) :  $f'c=280 kg/cm^2$
- ACERO DE REFUERZO**  
 - BARRAS CORRUGADAS ASTM A-615 :  $fy=4200 kg/cm^2$
- CONCRETO SIMPLE**  
 - CIMENTO CORRIDO :  $f'c=100 kg/cm^2 + 30\% P.G.$  (TAMAÑO MÁXIMO 6")  
 - SOBRECIMIENTO :  $f'c=100 kg/cm^2 + 25\% P.G.$  (TAMAÑO MÁXIMO 3")  
 - SOLADO :  $f'c=100 kg/cm^2$
- RECUBRIMIENTOS**  
 - ZAPATAS : 7.0 cm  
 - COLUMNAS, PLACAS Y VIGAS PERALTADAS : 4.0 cm  
 - MURO, COLUMNAS Y VIGAS PERALTADAS (e.s.15) : 2.5 cm  
 - LOSAS, VIGUETAS DE TECHO Y VIGAS CHATAS : 2.0 cm

**CONDICIONES DE CIMENTACIÓN**

- SEGÚN EL ESTUDIO DE SUELOS :**
- TIPO DE CIMENTACIÓN : ZAPATAS AISLADAS, COMBINADAS, CONECTADAS Y/O CIMENTOS CORRIDOS
  - ESTRATO DE APOYO DE CIMENTACIÓN : GRAVA ARENOSA MEDIANAMENTE DENSA A DENSA
  - PRESIÓN ADMISIBLE : 4.0 kg/cm<sup>2</sup>
  - PROFUNDIDAD DE CIMENTACIÓN : 1.20 m
  - TIPO DE SUELO : SUELO TIPO S1
  - AGRESIVIDAD DEL SUELO : NO DETECTADA
  - NAPA FREÁTICA : NO DETECTADA

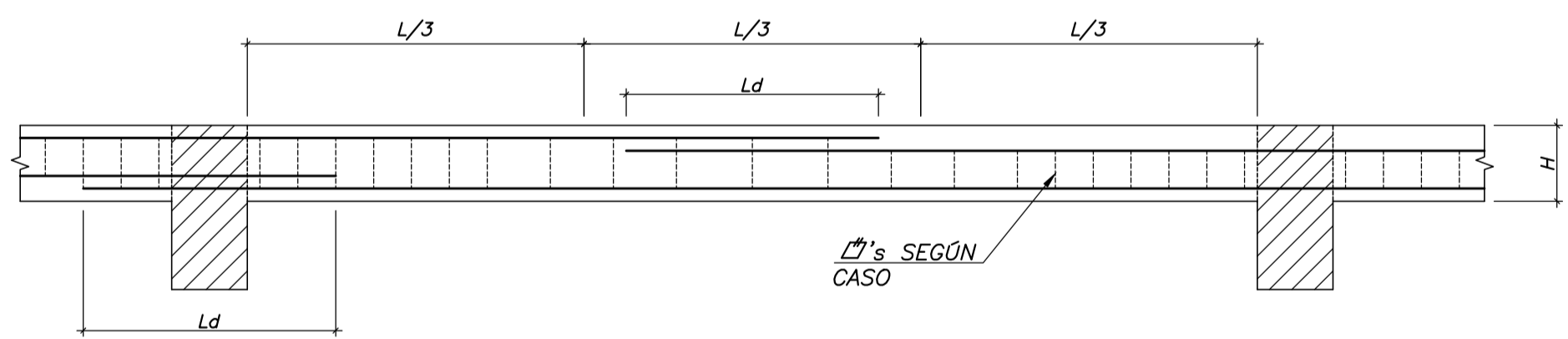
**REGLAMENTACIÓN**

- NORMAS UTILIZADAS EN EL DISEÑO:**
- NORMA TÉCNICA E.020 (2006): CARGAS
  - NORMA TÉCNICA E.030 (2016): DISEÑO SISMORRESISTENTE
  - NORMA TÉCNICA E.050 (2018): SUELOS Y CIMENTACIONES
  - NORMA TÉCNICA E.060 (2009): CONCRETO ARMADO
- SOBRECARGAS:**  
 - INDICADAS EN PLANTA SEGÚN NORMA TÉCNICA E.020



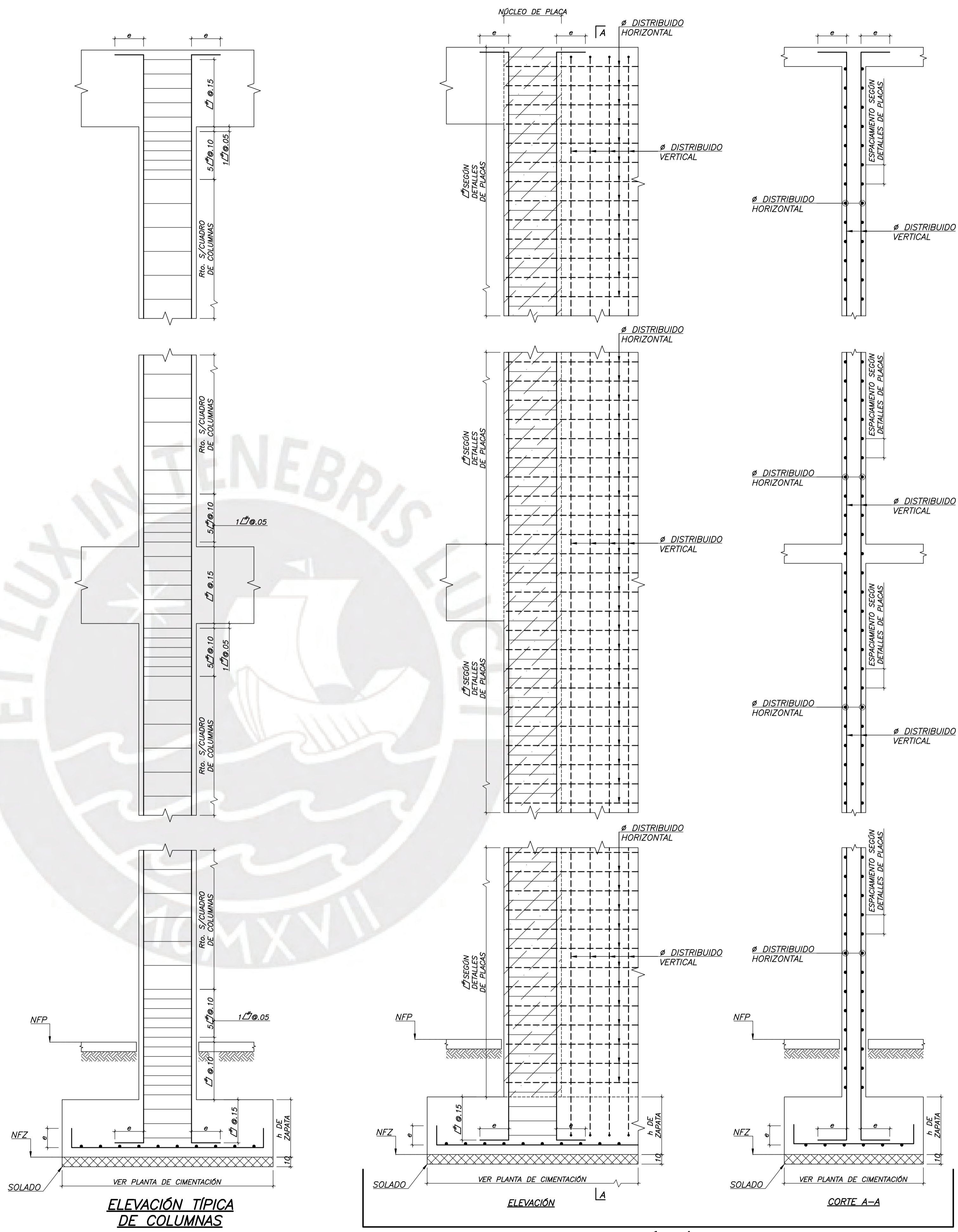
DOBLADO DE ESTRIBOS		
Ø	r (cm)	a (cm)
1/4"	2.0	6.0
8mm	2.5	10.0
3/8"	3.0	12.0
1/2"	4.0	15.0

**DETALLE DE DOBLADO DE ESTRIBOS EN COLUMNAS Y VIGAS**



**DETALLE DE EMPALME TRASLAPADO EN VIGAS CHATAS, VIGUETAS DE TECHO Y LOSAS**

NOTA.- (a) NO EMPALMAR MAS DEL 50% DEL ÁREA TOTAL EN UNA MISMA SECCIÓN.  
 (b) EN CASO DE NO EMPALMARSE EN LAS ZONAS INDICADAS O CON LOS PORCENTAJES ESPECIFICADOS, AUMENTAR LA LONGITUD EN UN 30% O CONSULTAR AL PROYECTISTA.  
 (c) LA LONGITUD  $Ld$  SERÁ EL VALOR INDICADO PARA REFUERZO INFERIOR EN EL CUADRO "LONGITUD DE DESARROLLO  $Ld$ "

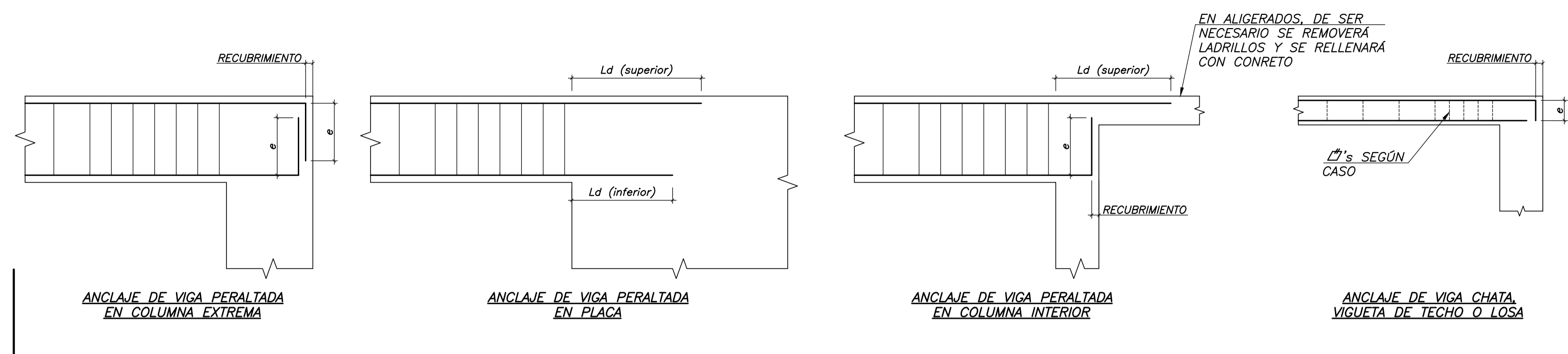


**ELEVACIÓN TÍPICA DE COLUMNAS**

**ELEVACIÓN TÍPICA DE PLACAS**

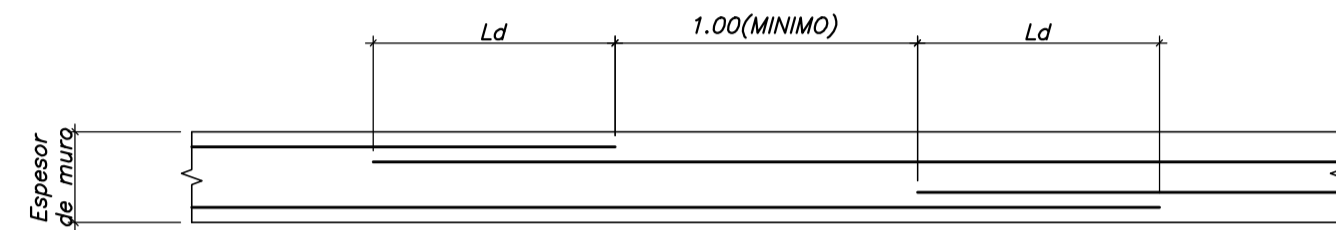
PROYECTO :	PROYECTO DE FIN DE CARRERA	PROY. N° :	1
PROPIETARIO :	LUIGI GIUSEPPE CAFFO TEMOCHE	LAMINA N° :	
PLANO :	PLANO DE DETALLES GENERALES 1		
ESTUDIANTE :	LUIGI GIUSEPPE CAFFO TEMOCHE		
ASESOR :	CESAR HUAPAYA HUAPAYA	DIBUJO :	LCT
		ESCALA :	1/50
		FECHA :	15/09/2019





LONGITUD DE GANCHO "e"	
Ø	e (m)
8mm	.13
3/8"	.15
1/2"	.20
5/8"	.25
3/4"	.30
1"	.40

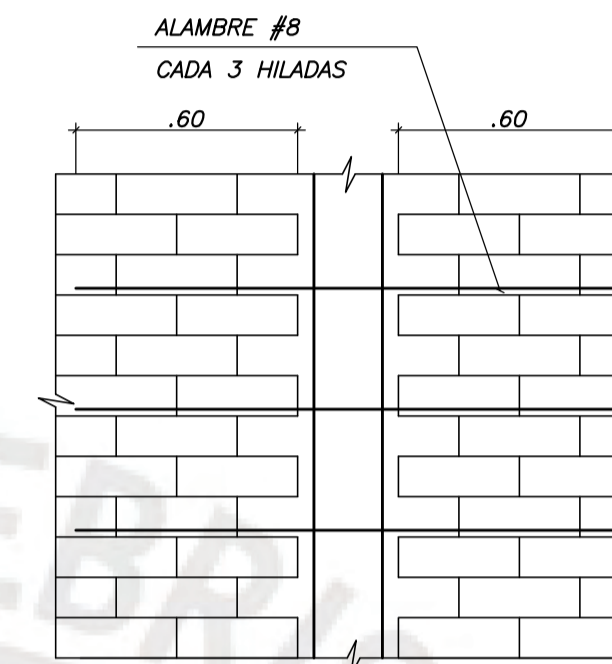
**DETALLE DE ANCLAJE DE VIGAS, VIGUETAS DE TECHO Y LOSAS**



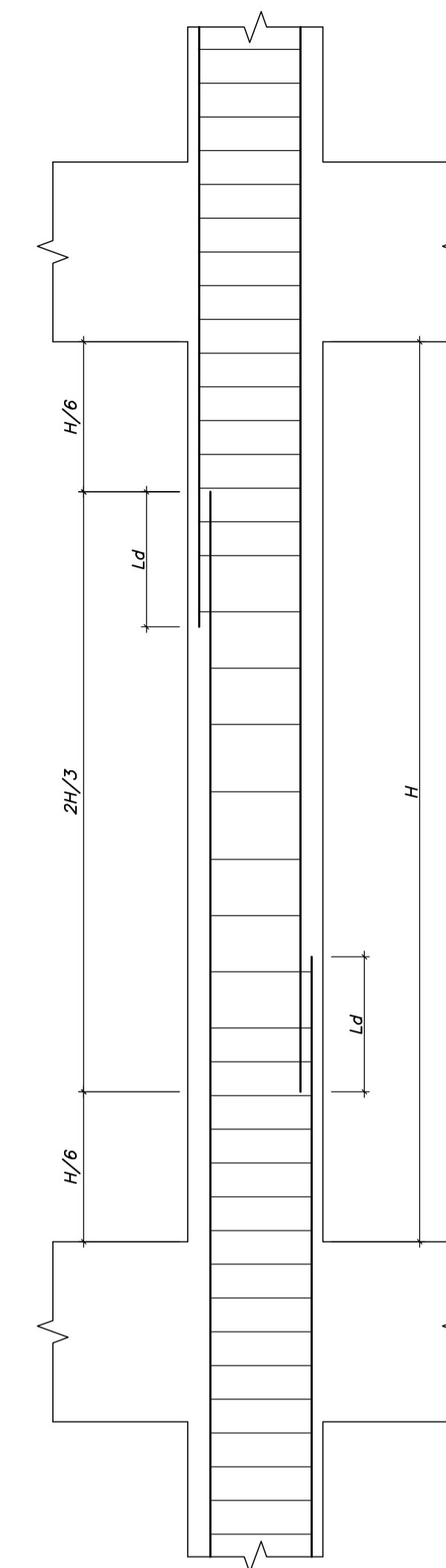
**DETALLE DE EMPALME DE REFUERZO HORIZONTAL EN MUROS Y PLACAS**

NOTA - (a) NO EMPALMAR MAS DEL 50% DEL ÁREA TOTAL EN UNA MISMA SECCIÓN.  
 (b) EN CASO DE NO EMPALMARSE EN LAS ZONAS INDICADAS O CON LOS PORCENTAJES ESPECIFICADOS, AUMENTAR LA LONGITUD EN UN 30% O CONSULTAR AL PROYECTISTA.  
 (c) LA LONGITUD Ld SERÁ EL VALOR INDICADO PARA REFUERZO INFERIOR EN EL CUADRO "LONGITUD DE DESARROLLO Ld"

LONGITUD DE EMPALME Ld		
Ø	Ld REFUERZO INFERIOR (m)	Ld REFUERZO SUPERIOR (m)
8mm	.30	.40
3/8"	.40	.50
1/2"	.50	.60
5/8"	.60	.75
3/4"	.70	.90
1"	1.15	1.50

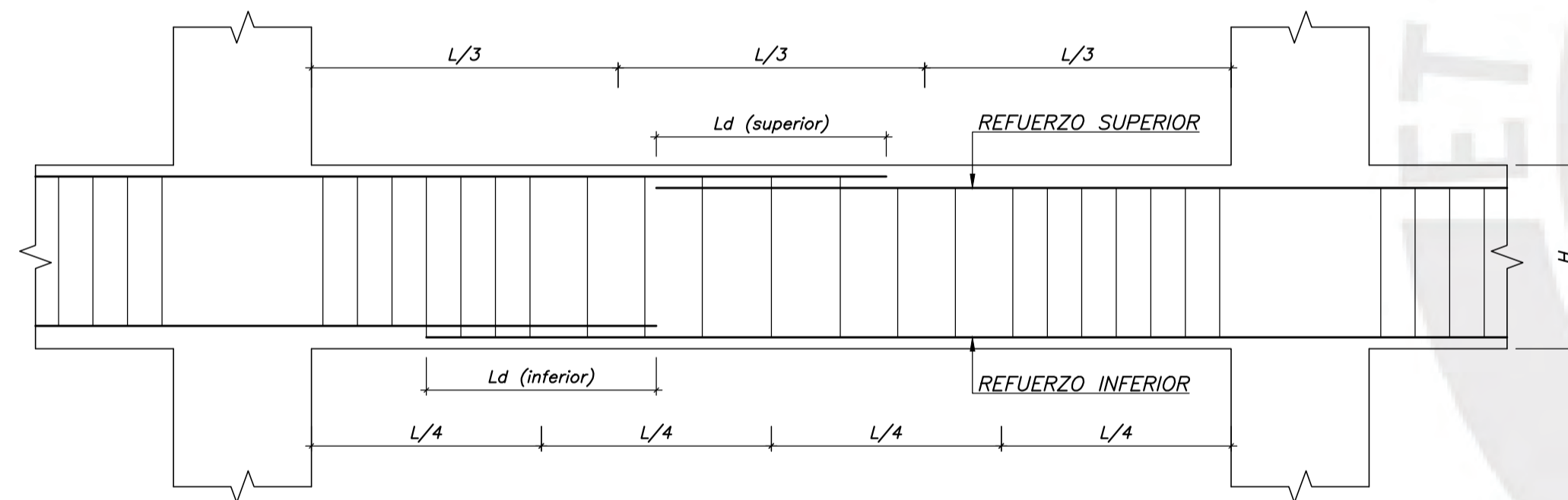


**AMARRE DE MUROS DE ALBAÑILERÍA EN COLUMNAS Y COLUMNETAS**



**DETALLE DE EMPALME TRASLAPADO EN COLUMNAS Y PLACAS**

NOTA - (a) NO EMPALMAR MAS DEL 50% DEL ÁREA TOTAL EN UNA MISMA SECCIÓN.  
 (b) EN CASO DE NO EMPALMARSE EN LAS ZONAS INDICADAS O CON LOS PORCENTAJES ESPECIFICADOS, AUMENTAR LA LONGITUD EN UN 30% O CONSULTAR AL PROYECTISTA.  
 (c) LA LONGITUD Ld SERÁ EL VALOR INDICADO PARA REFUERZO INFERIOR EN EL CUADRO "LONGITUD DE DESARROLLO Ld"  
 (d) EN NÚCLEOS DE PLACAS EL VALOR DE Ld SE AUMENTARÁ EN UN 25%

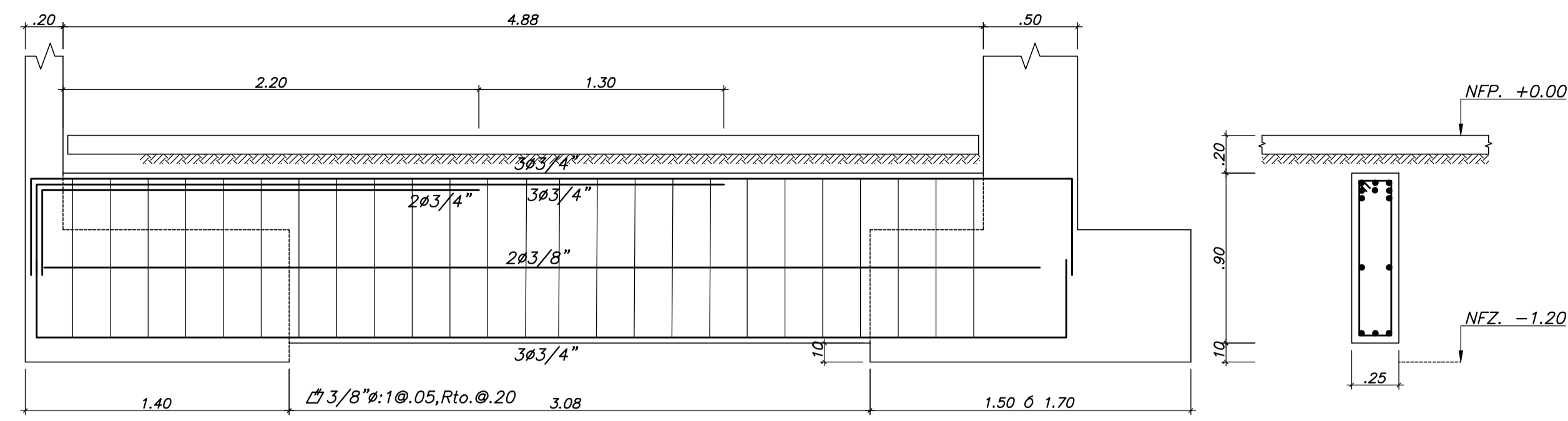
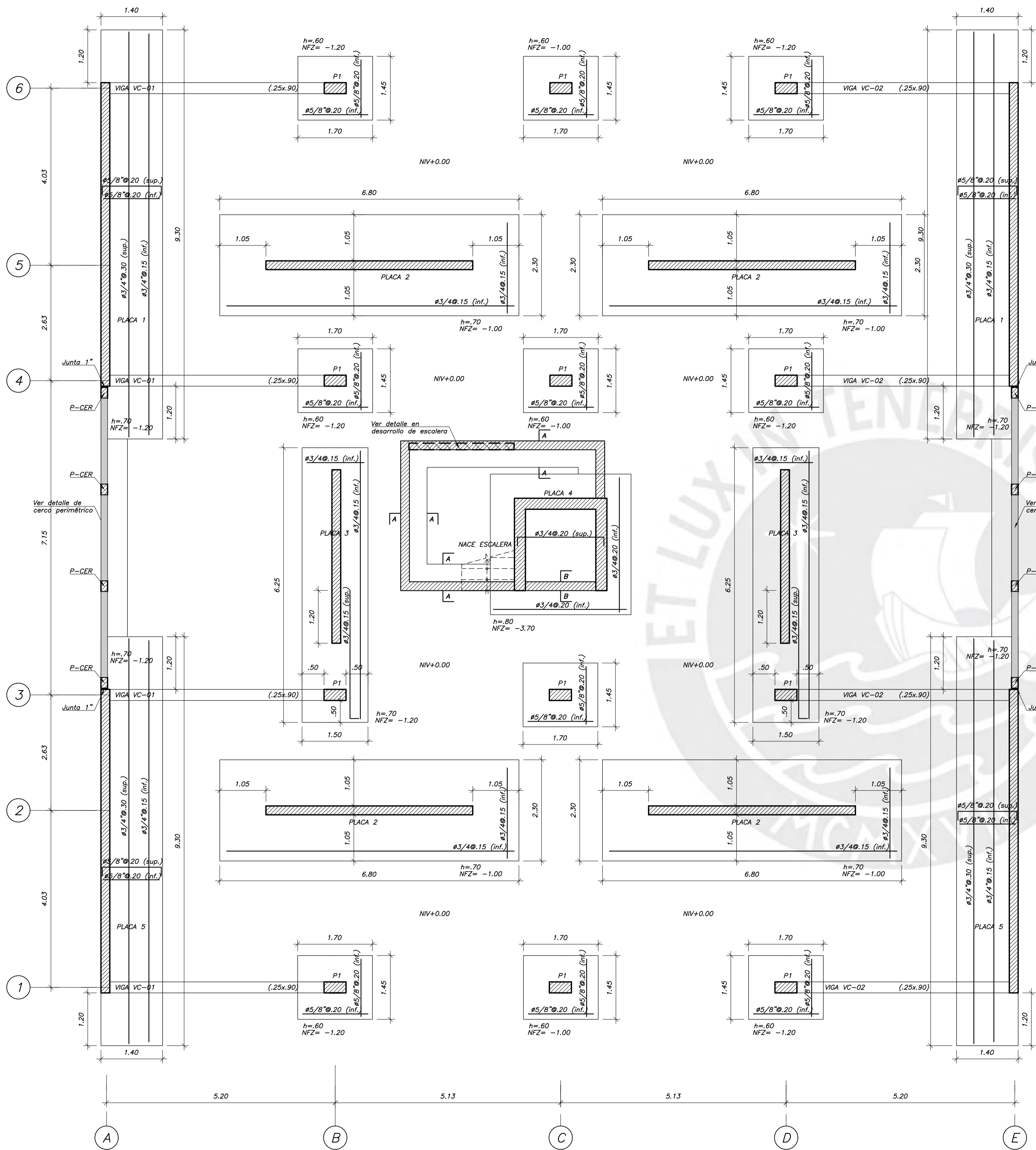


**DETALLE DE EMPALME TRASLAPADO EN VIGAS PERALTADAS**

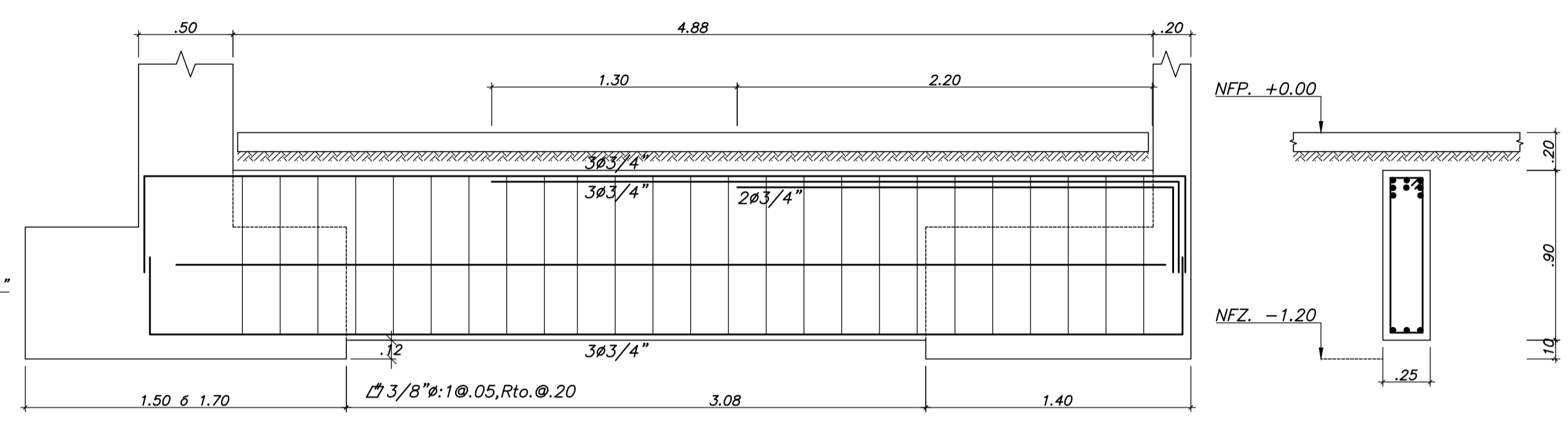
NOTA - (a) NO EMPALMAR MAS DEL 50% DEL ÁREA TOTAL EN UNA MISMA SECCIÓN.  
 (b) EN CASO DE NO EMPALMARSE EN LAS ZONAS INDICADAS O CON LOS PORCENTAJES ESPECIFICADOS, AUMENTAR LA LONGITUD EN UN 30% O CONSULTAR AL PROYECTISTA.

RELACIÓN DE PLANOS	
E-01	DETALLES GENERALES 1
E-02	DETALLES GENERALES 2
E-03	PLANO DE CIMENTACIÓN Y COLUMNAS
E-04	PLANO DE ENCOFRADO TECHO TÍPICO
E-05	PLANO DE ENCOFRADO TECHO 6
E-06	PLANO DE PLACAS Y ESCALERAS
E-07	PLANO DE VIGAS 1
E-08	PLANO DE VIGAS 2



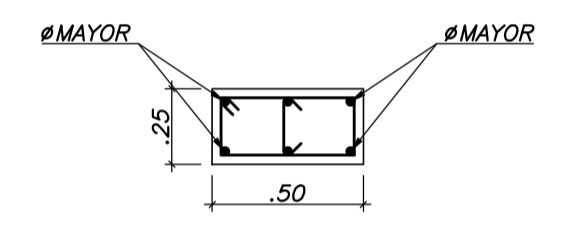


VIGA VC-1 (.25x.90)

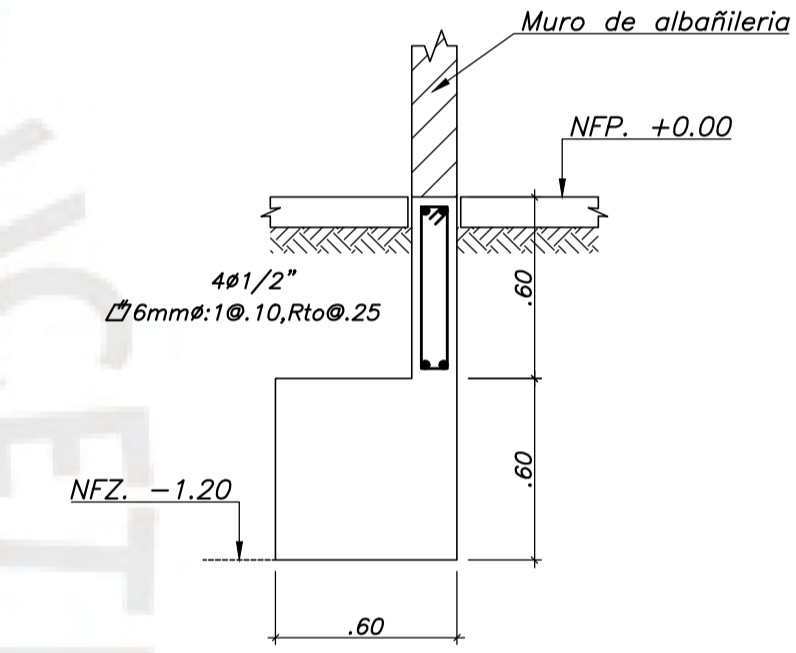


VIGA VC-2 (.25x.90)

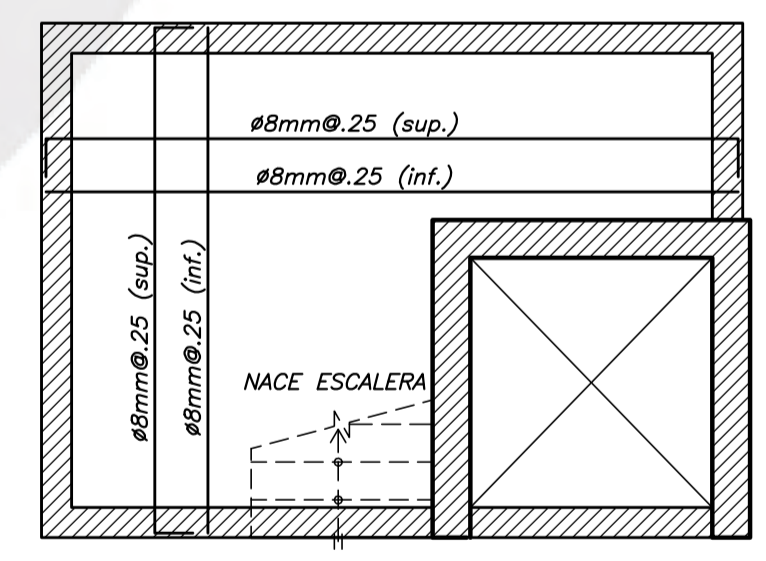
CUADRO DE COLUMNAS	
COLUMNA	P1
PISO	.25x.50 4x3/4" + 2x5/8"
PISOS 1°-6°	1x3/8" + 1x3/8" + 5x10, Rto. 25 (1)



CLAVE DE COLUMNA

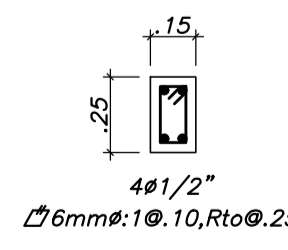


DETALLE DE CERCO PERIMÉTRICO

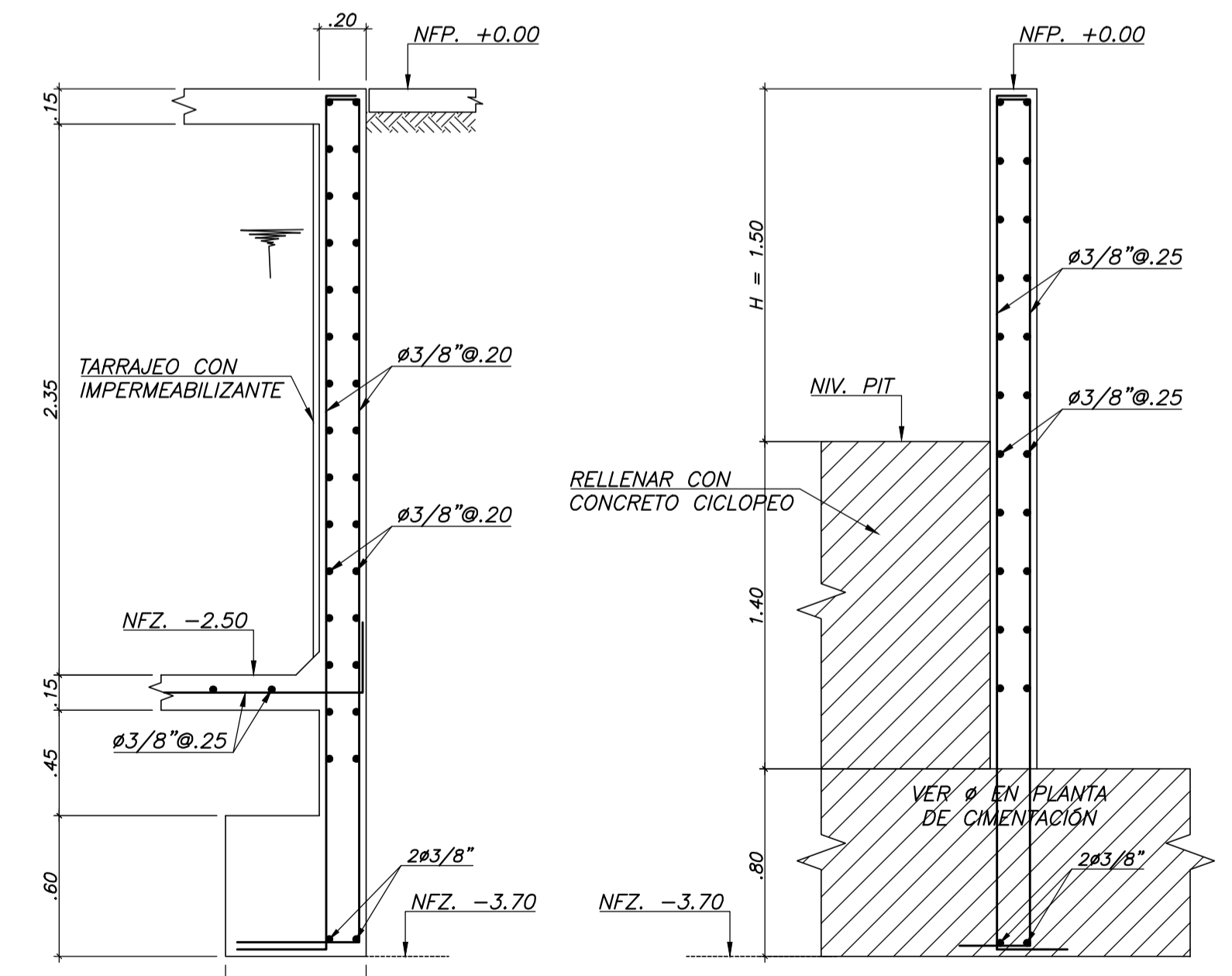


ENCOFRADO CISTERNA

LOSA MACIZA h = 15cm  
S/C = 200 Kg/m<sup>2</sup>



P-CER



CORTE A-A

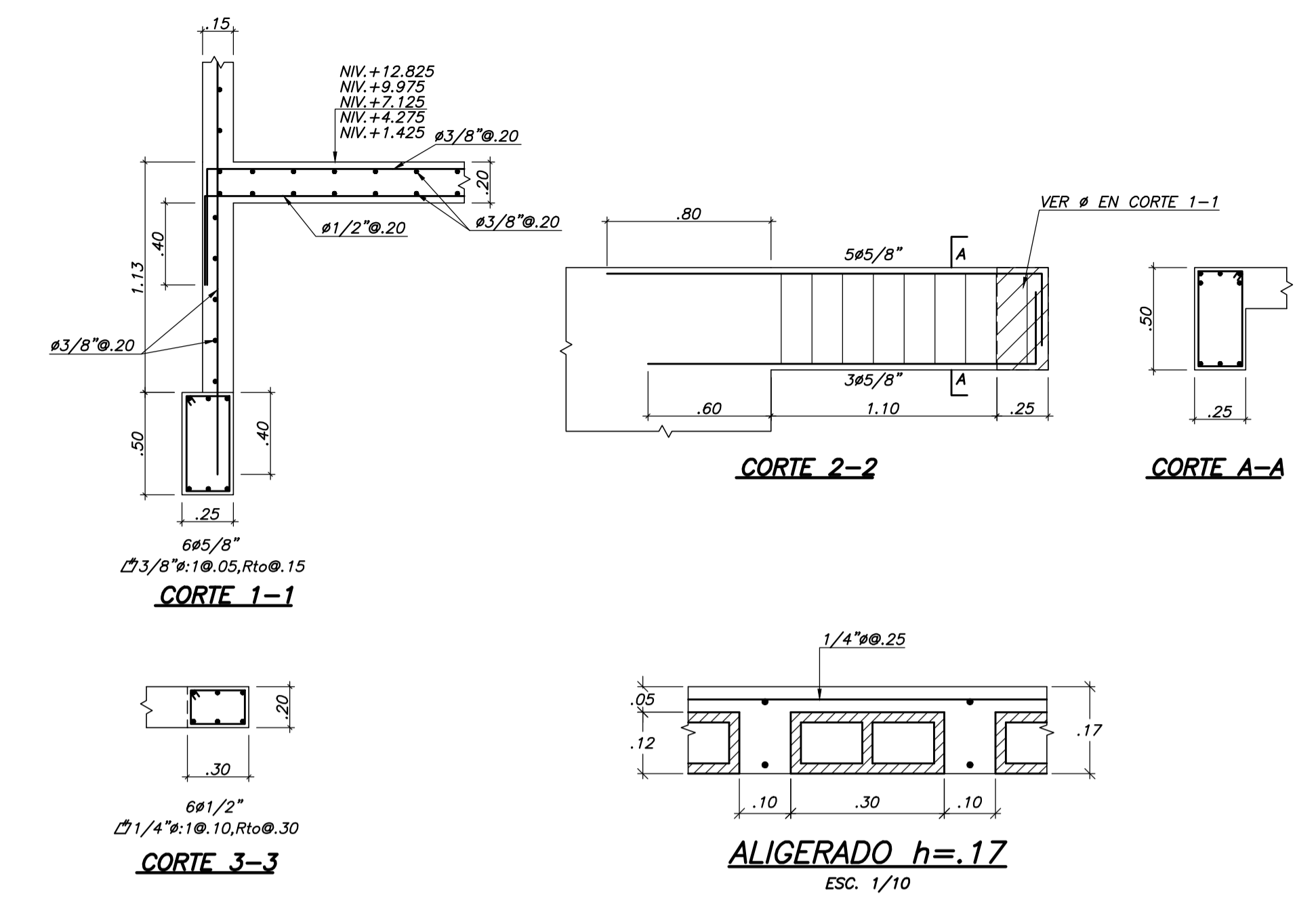
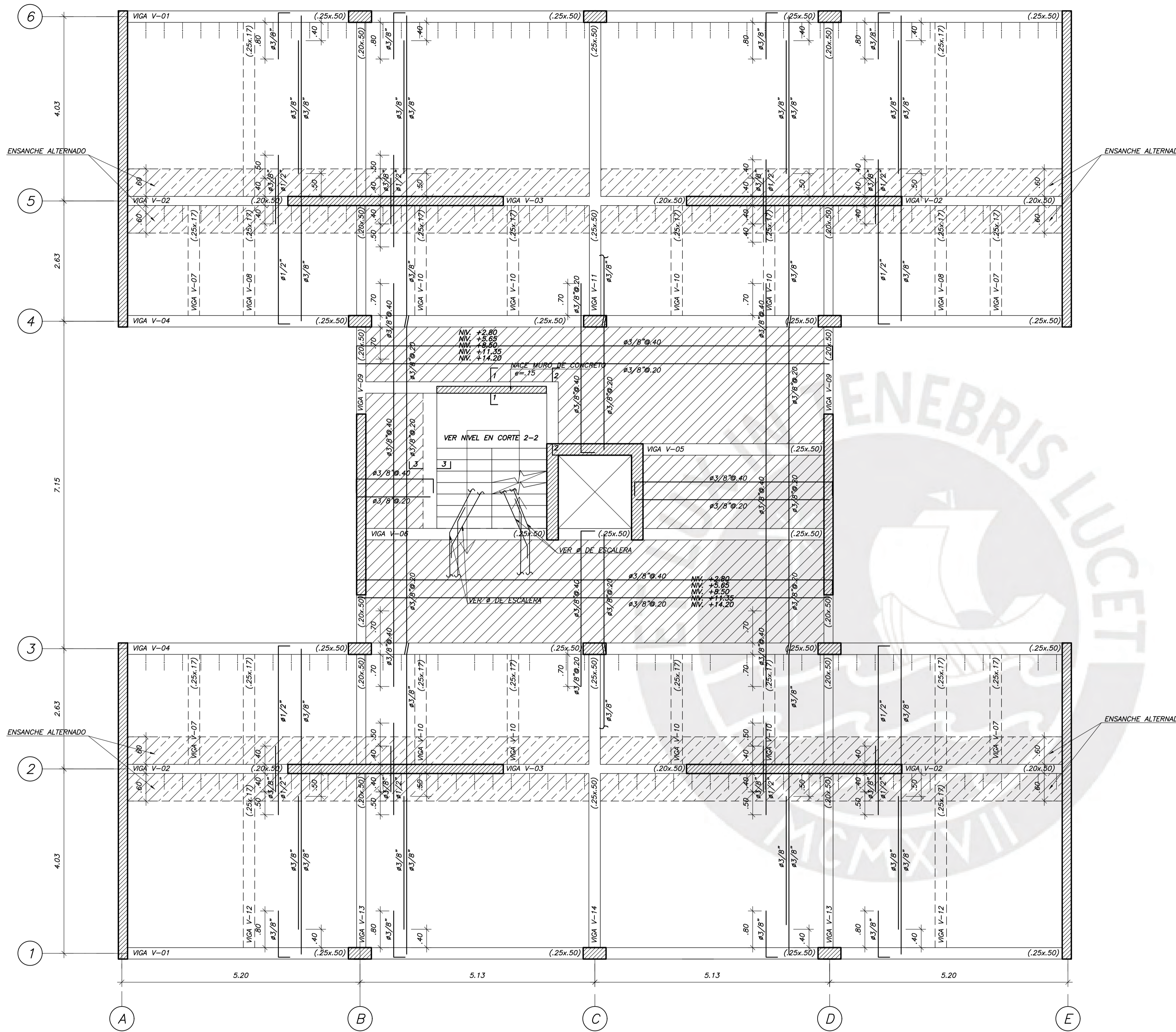
CORTE B-B

# CIMENTACIÓN

REALIZAR TRAZO SEGUN ARQUITECTURA

PROYECTO :	PROYECTO DE FIN DE CARRERA	PROY. N° :	1
PROPIETARIO :	LUIGI GIUSEPPE CAFFO TEMOCHE	LAMINA N° :	
PLANO :	PLANO DE CIMENTACIÓN Y COLUMNAS		
ESTUDIANTE :	LUIGI GIUSEPPE CAFFO TEMOCHE		
ASESOR :	CESAR HUAPAYA HUAPAYA	DIBUJO :	LCT
		ESCALA :	1/50
		FECHA :	15/09/2019



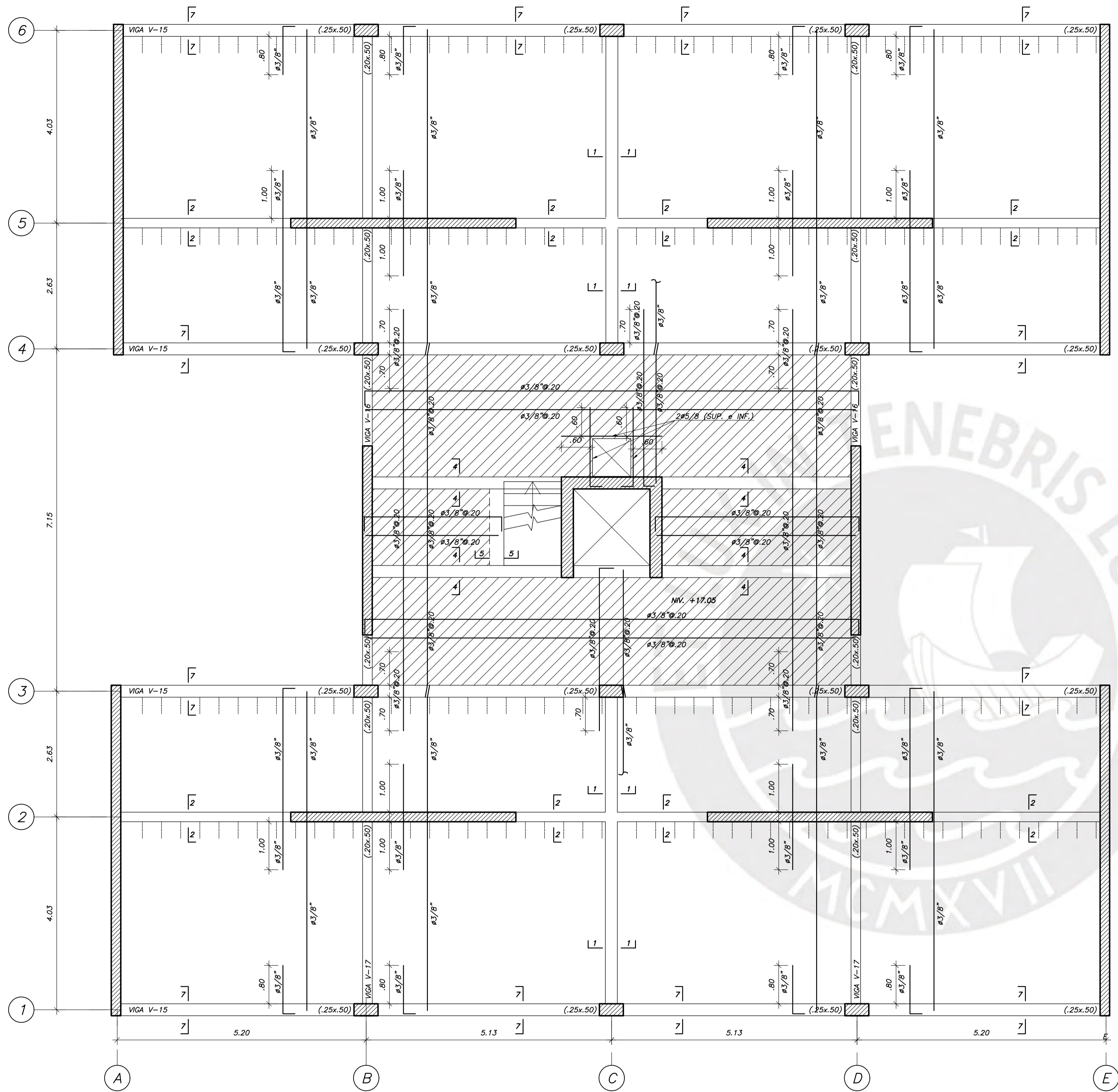


**ENCOFRADO TECHO TIPICO (1°-5°)**

LOSA ALIGERADA h = 17cm  
 LOSA MACIZA h = 20cm (ACHURADO CON LINEA CONTINUA)  
 S/C = 200 Kg/m<sup>2</sup>

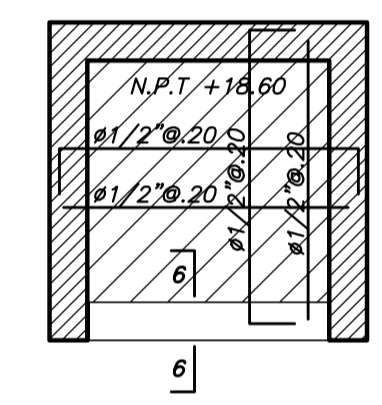
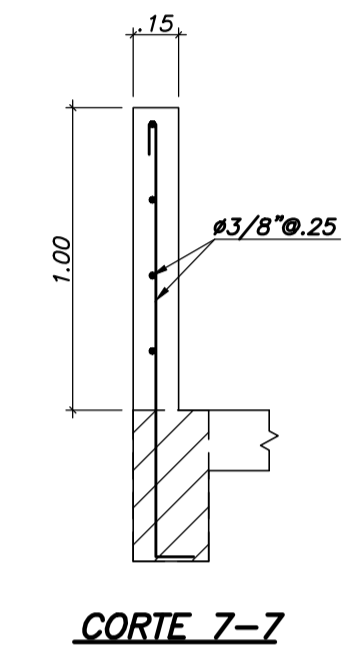
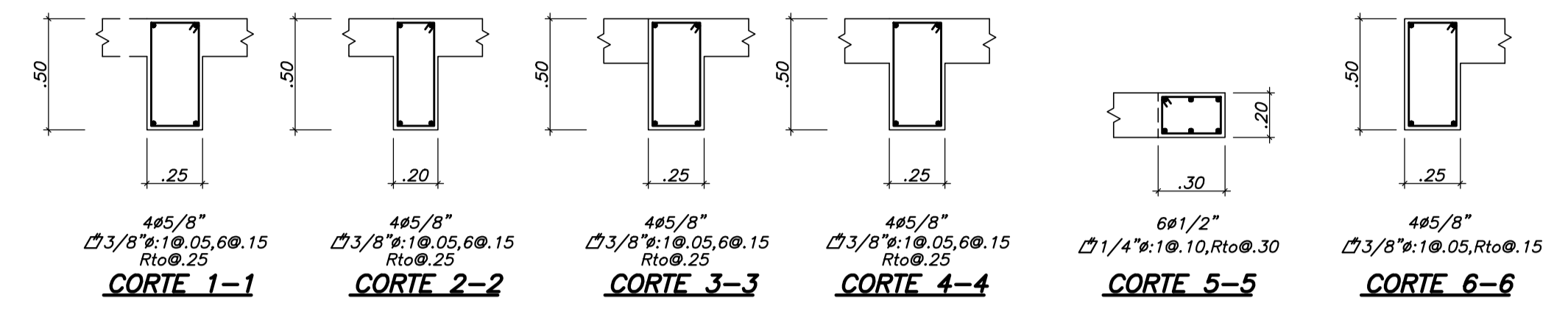
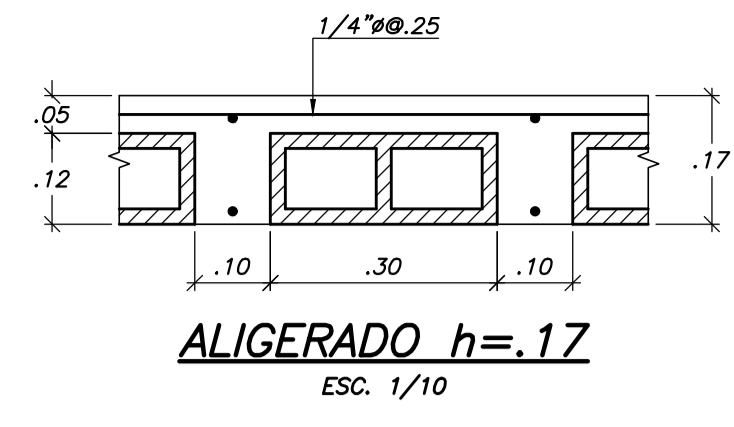
PROYECTO :	PROYECTO DE FIN DE CARRERA	PROY. N° :	1
PROPIETARIO :	LUIGI GIUSEPPE CAFFO TEMOCHE	LAMINA N° :	
PLANO :	PLANO DE ENCOFRADO TECHO TÍPICO		
ESTUDIANTE :	LUIGI GIUSEPPE CAFFO TEMOCHE		
ASESOR :	CESAR HUAPAYA HUAPAYA	DIBUJO :	LCT
		ESCALA :	1/50
		FECHA :	15/09/2019





**ENCOFRADO 6° PISO**

LOSA ALIGERADA h = 17cm  
 LOSA MACIZA h = 20cm (ACHURADO CON LINEA CONTINUA)  
 S/C = 100 Kg/m<sup>2</sup>



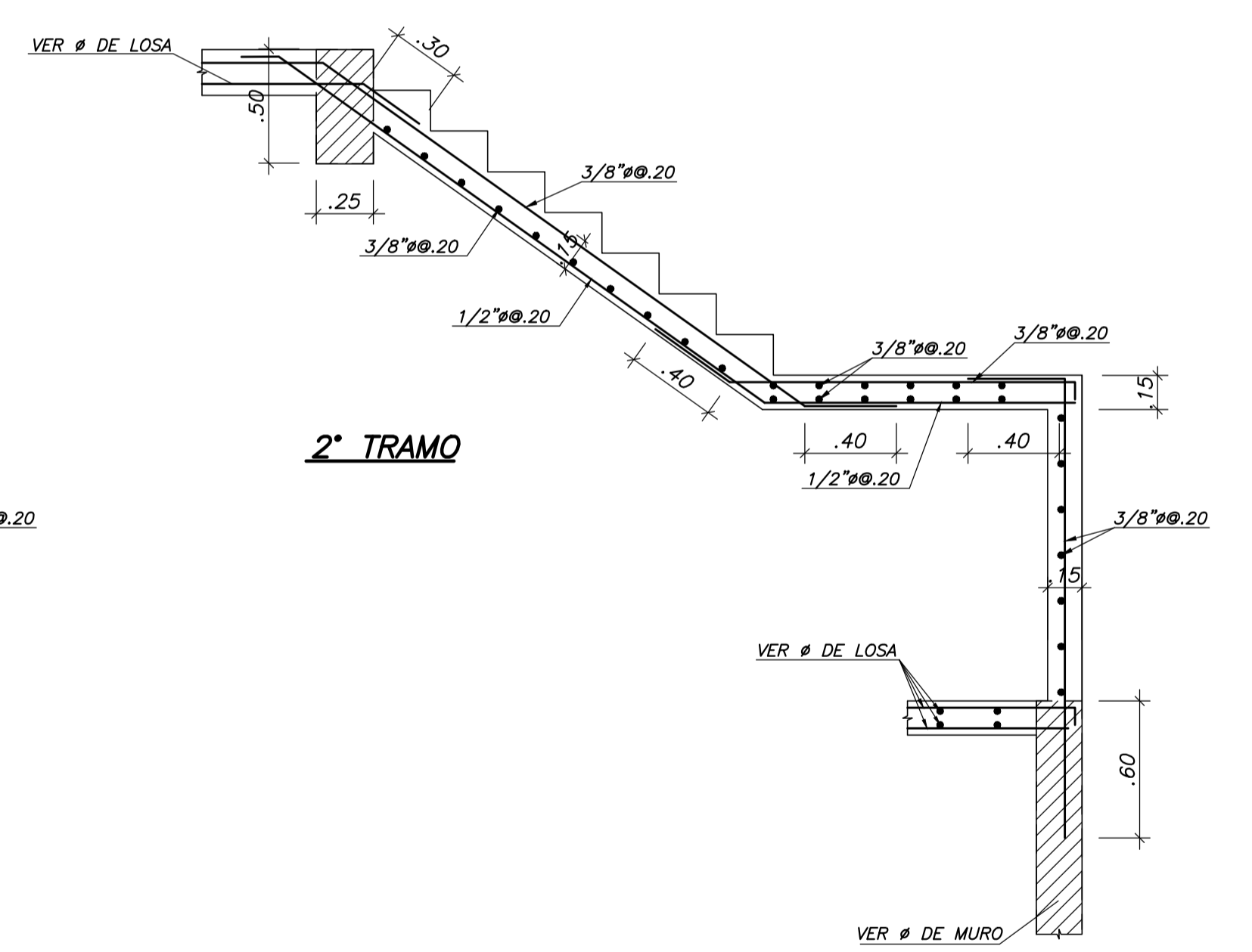
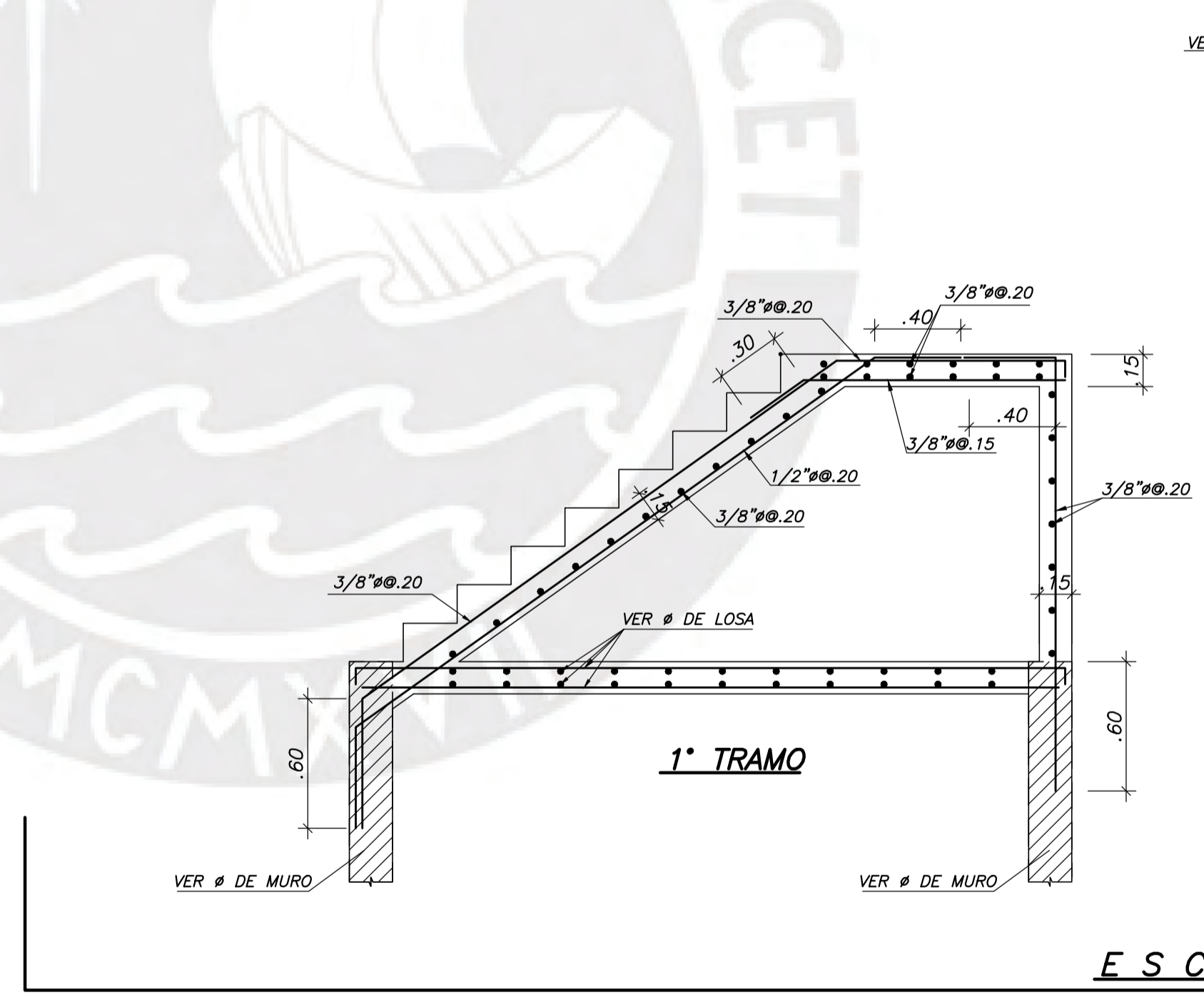
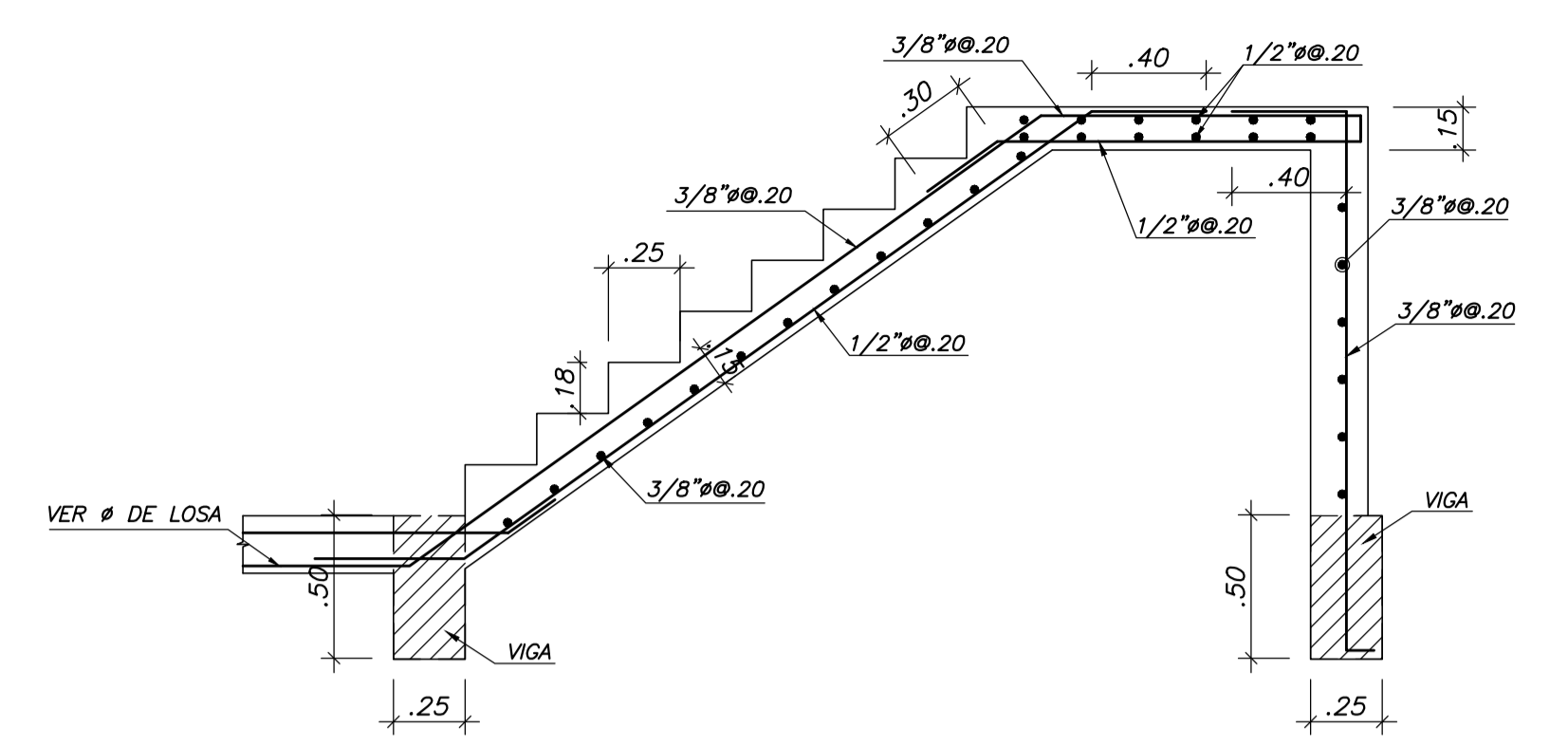
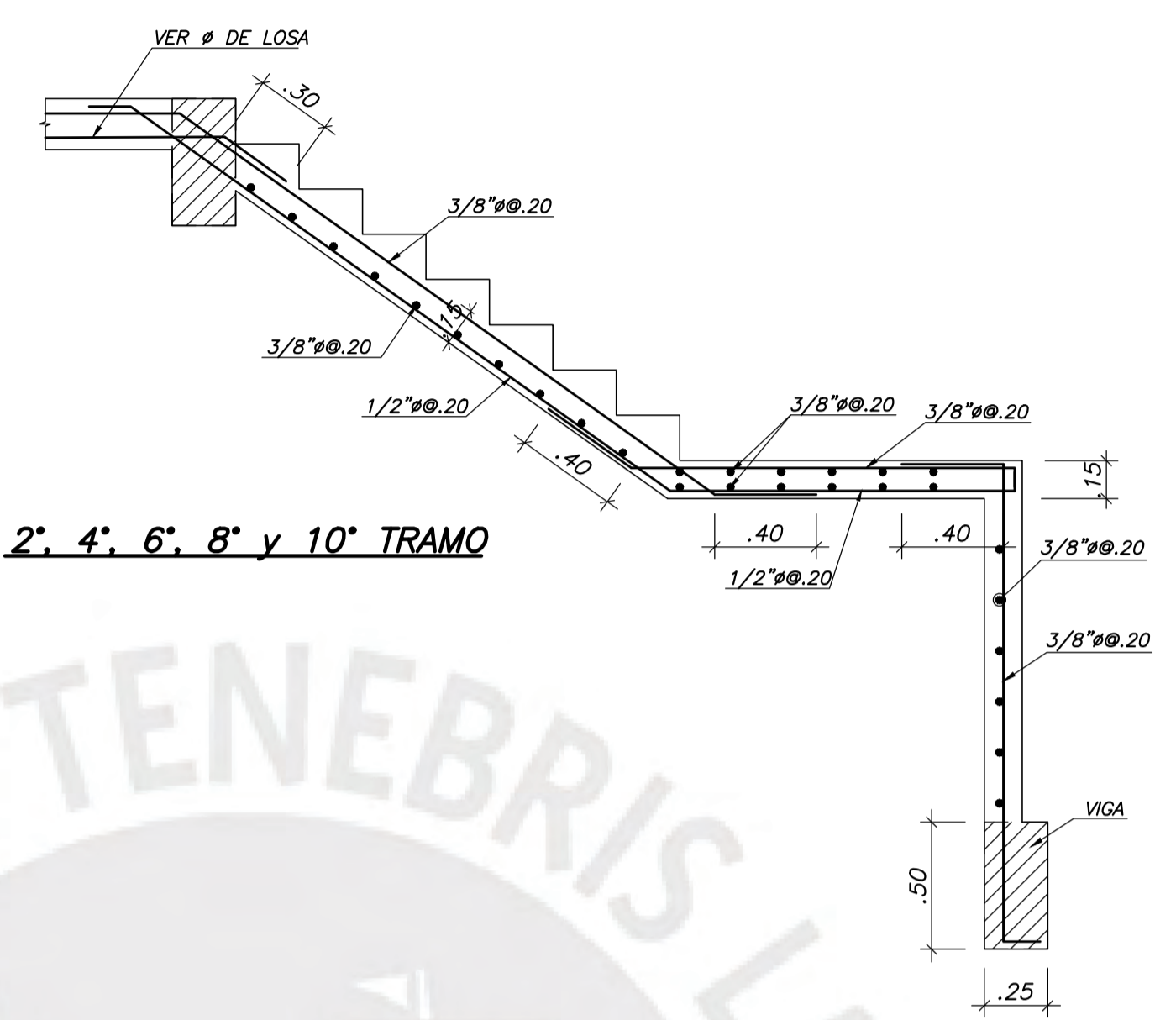
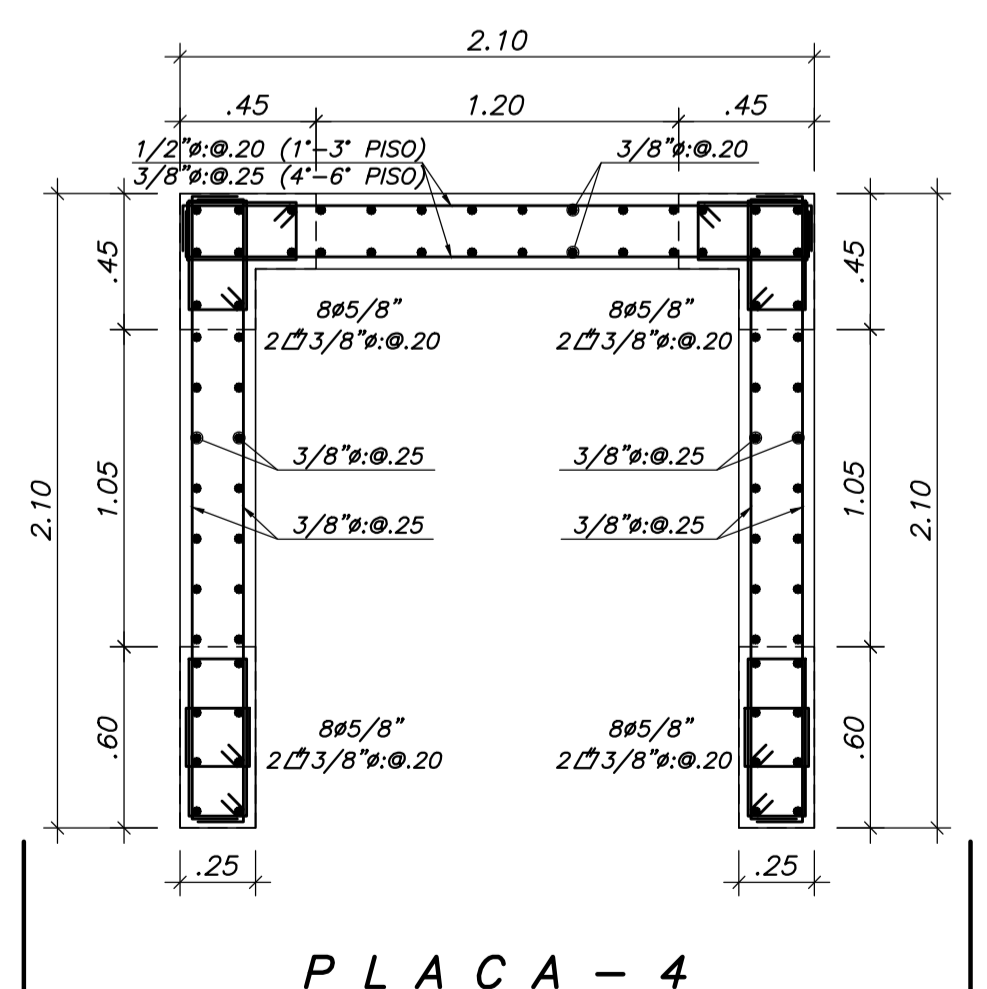
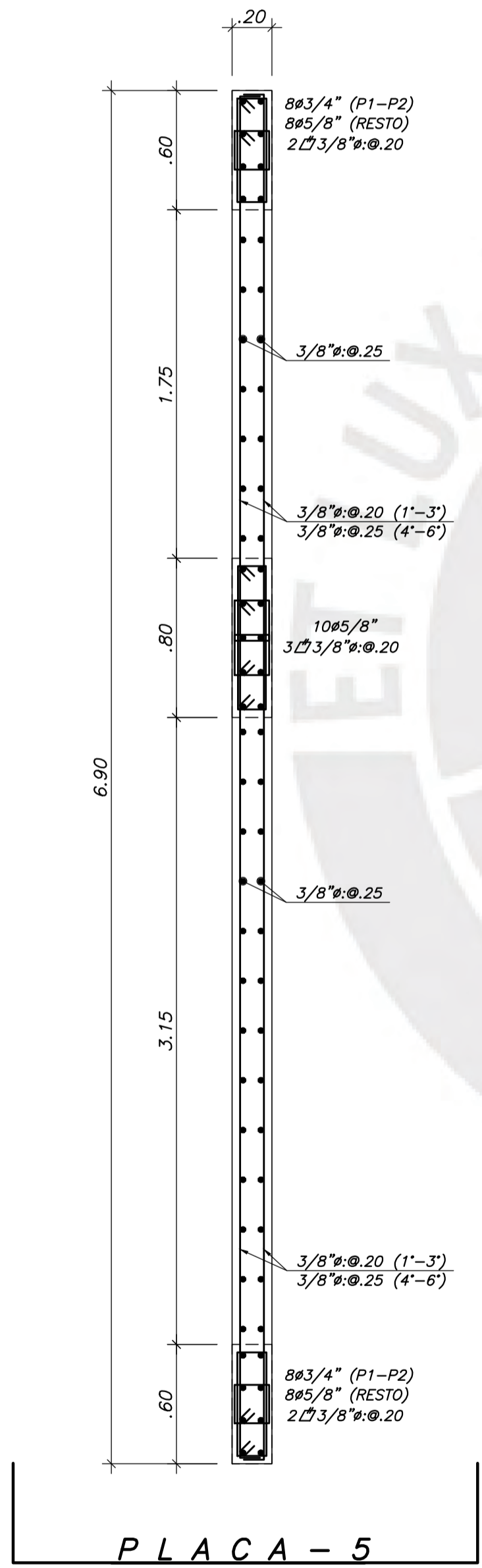
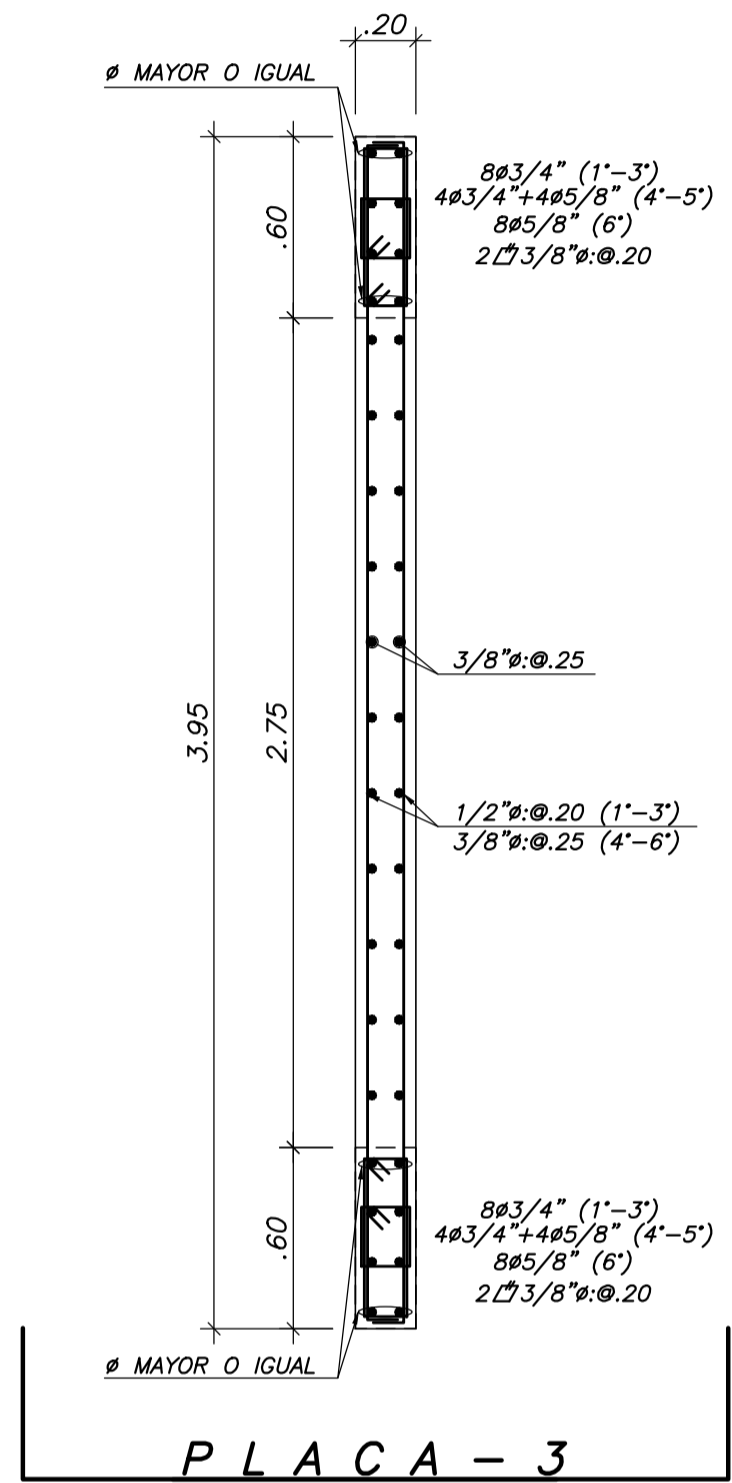
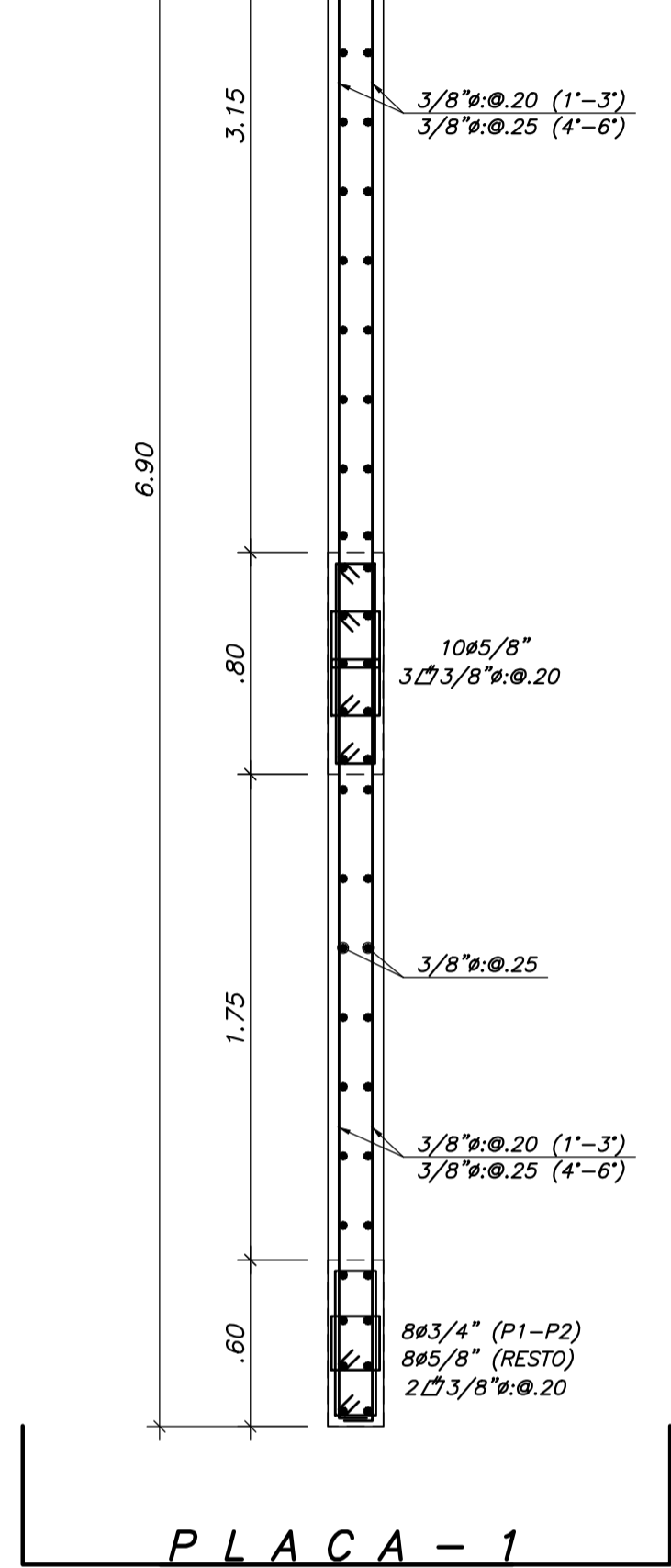
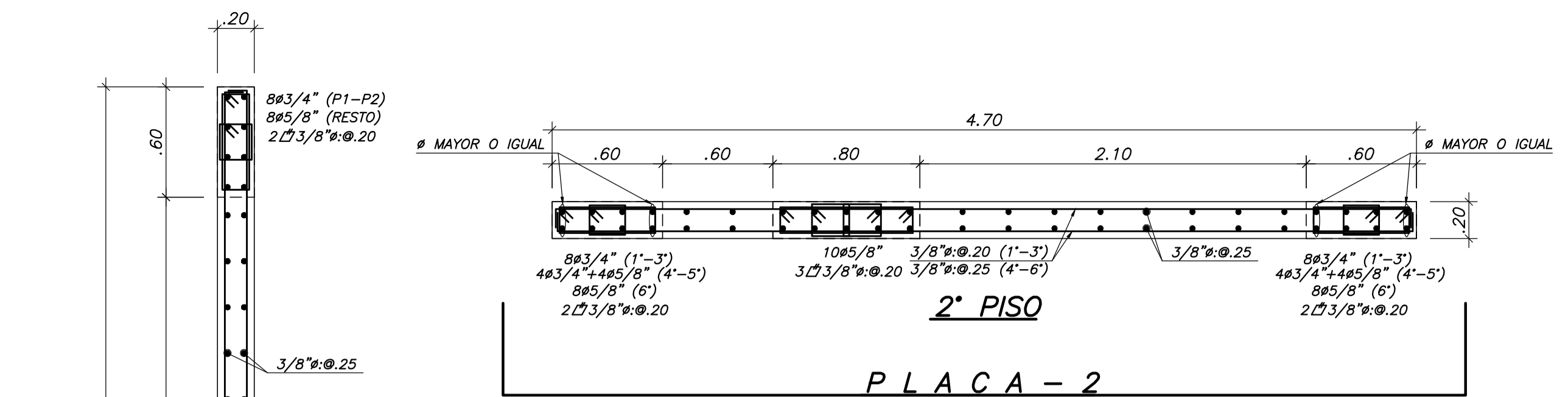
**SOBRE RECORRIDO DE ASCENSOR**

LOSA MACIZA h = 20cm  
 S/C = 1000 Kg/m<sup>2</sup>

PROYECTO :	PROYECTO DE FIN DE CARRERA	PROY. N° :	1
PROPIETARIO :	LUIGI GIUSEPPE CAFFO TEMOCHE	LAMINA N° :	
PLANO :	PLANO DE ENCOFRADO TECHO 6		
ESTUDIANTE :	LUIGI GIUSEPPE CAFFO TEMOCHE		
ASESOR :	CESAR HUAPAYA HUAPAYA	DIBUJO :	LCT
		ESCALA :	1/50
		FECHA :	15/09/2019

E-05

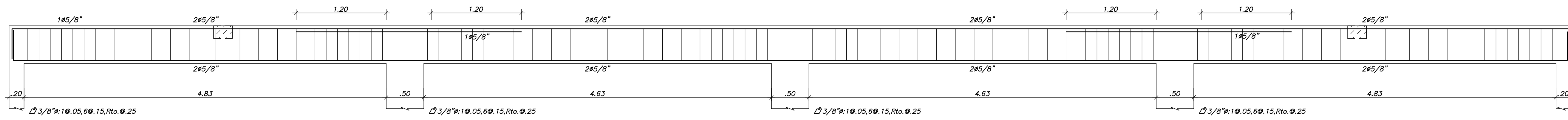




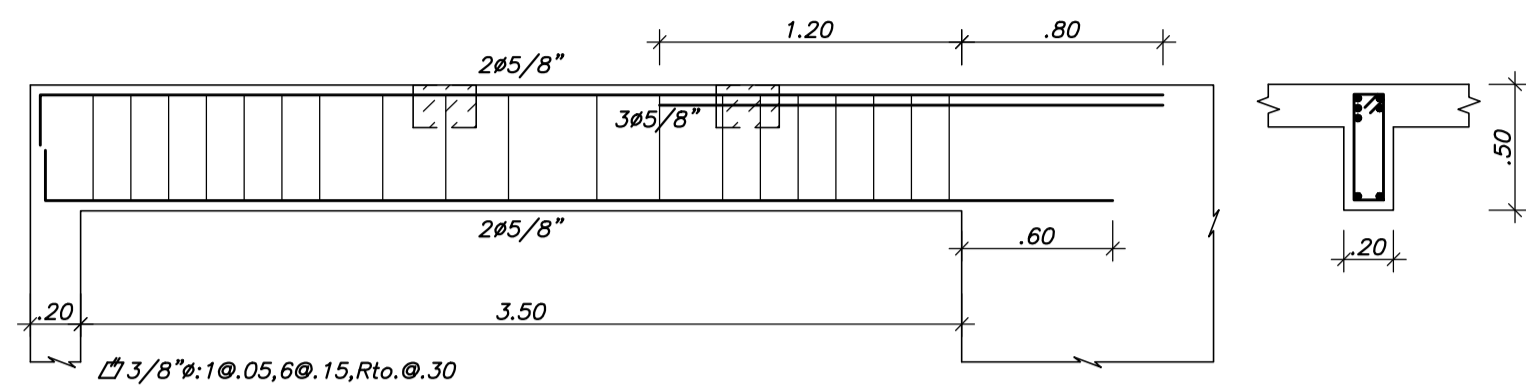
**ESCALERA**

PROYECTO :	PROYECTO DE FIN DE CARRERA	PROY. N° :	1
PROPIETARIO :	LUIGI GIUSEPPE CAFFO TEMOCHE	LAMINA N° :	
PLANO :	PLACAS Y ESCALERAS		
ESTUDIANTE :	LUIGI GIUSEPPE CAFFO TEMOCHE		
ASESOR :	CESAR HUAPAYA HUAPAYA	DIBUJO :	LCT
		ESCALA :	1/25
		FECHA :	15/09/2019

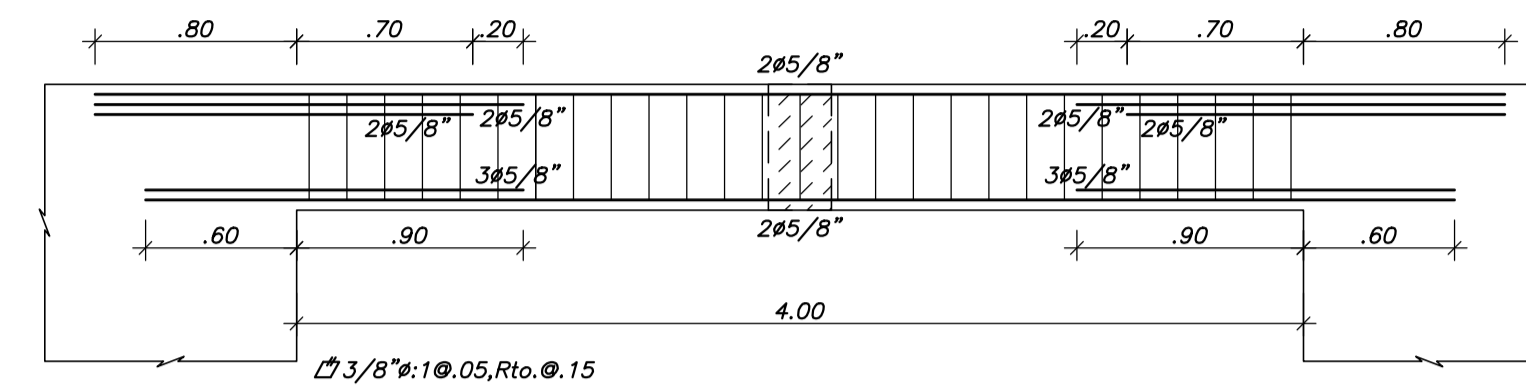




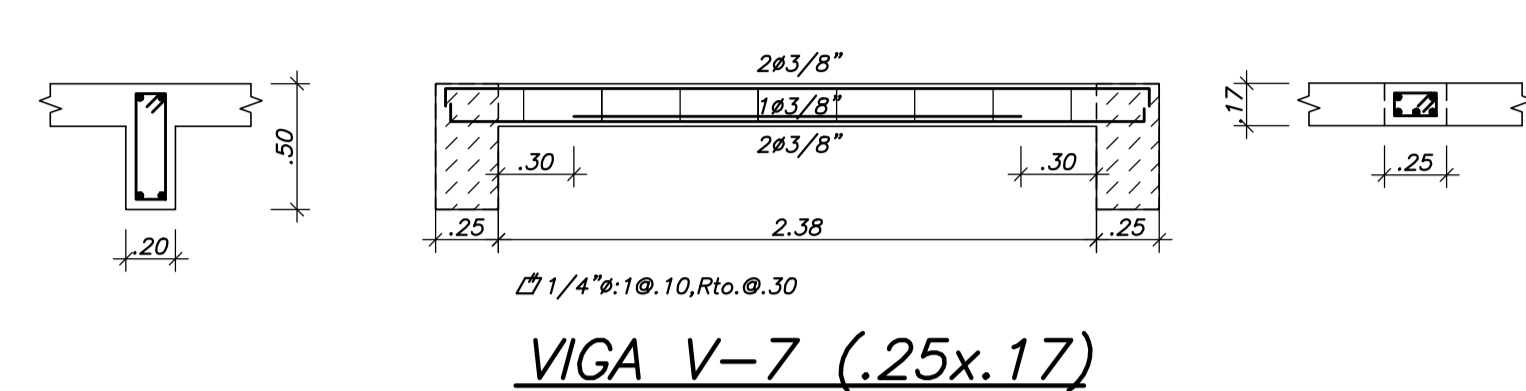
VIGA V-1 (.25x.50)



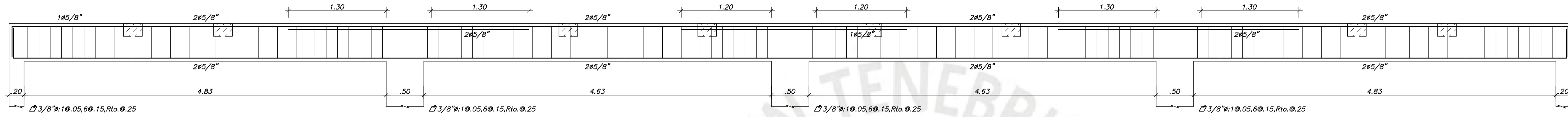
VIGA V-2 (.20x.50)



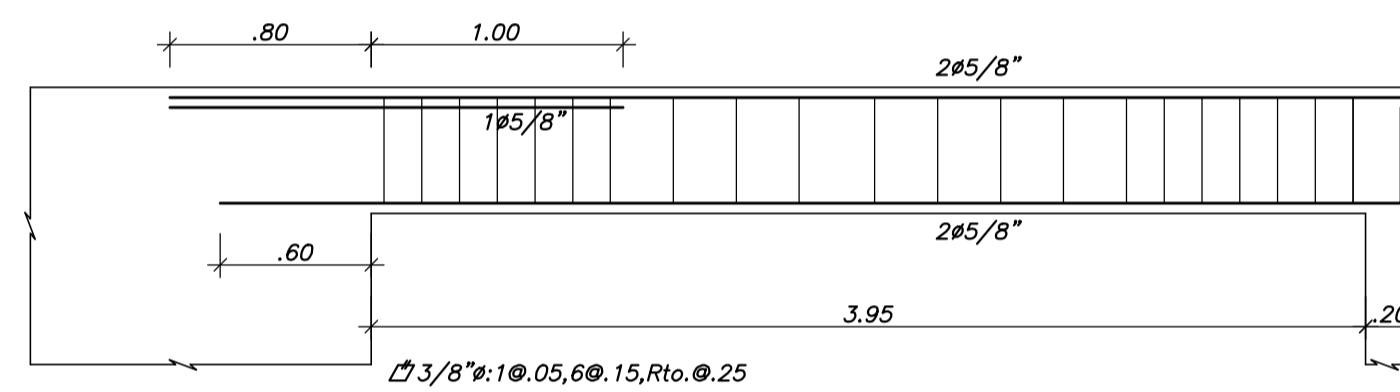
VIGA V-3 (.20x.50)



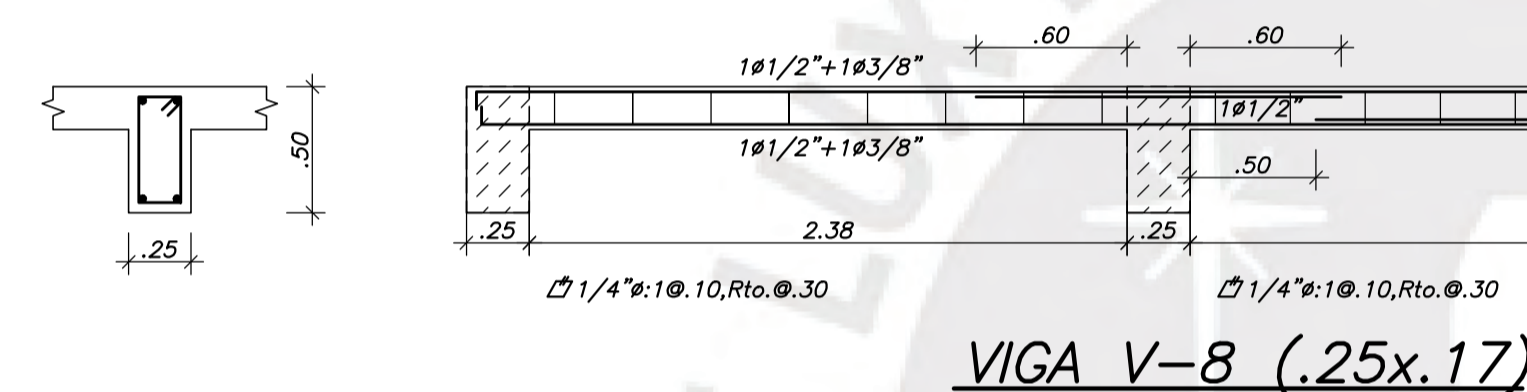
VIGA V-7 (.25x.17)



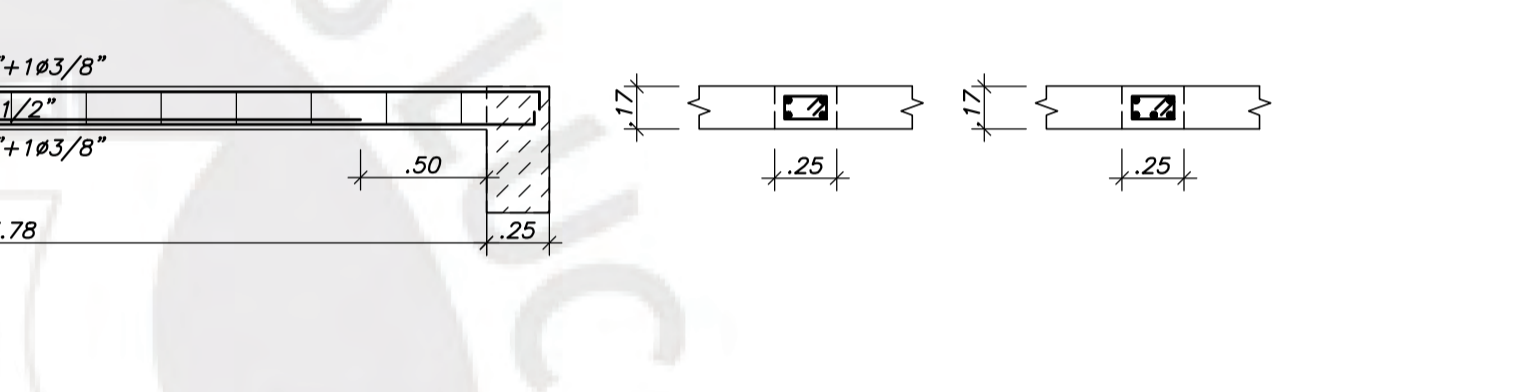
VIGA V-4 (.25x.50)



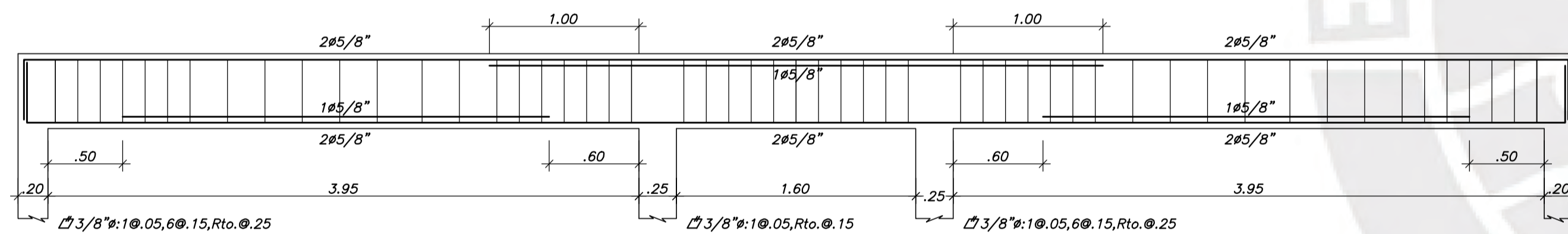
VIGA V-5 (.25x.50)



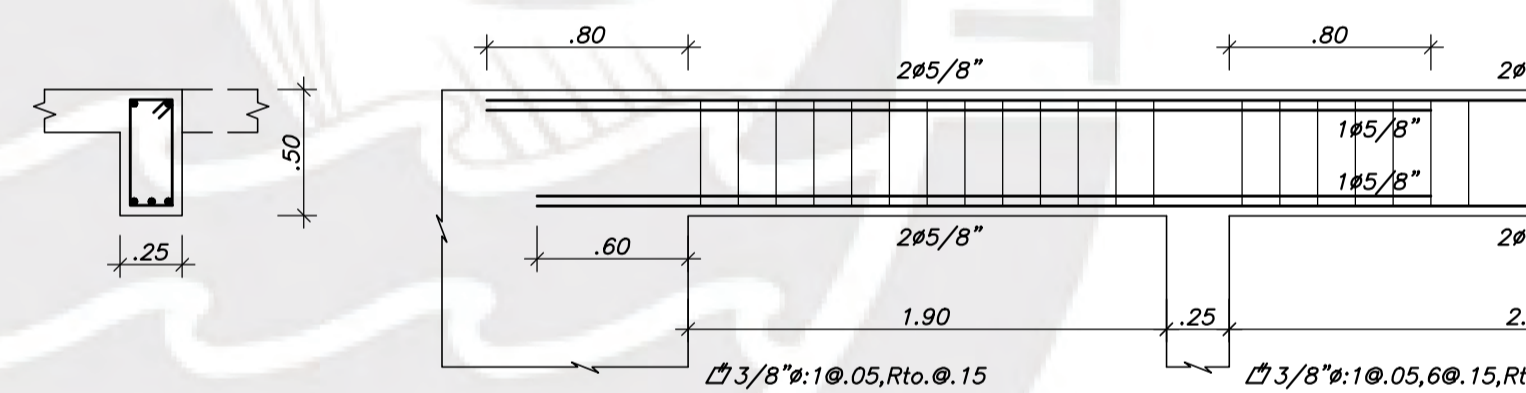
VIGA V-8 (.25x.17)



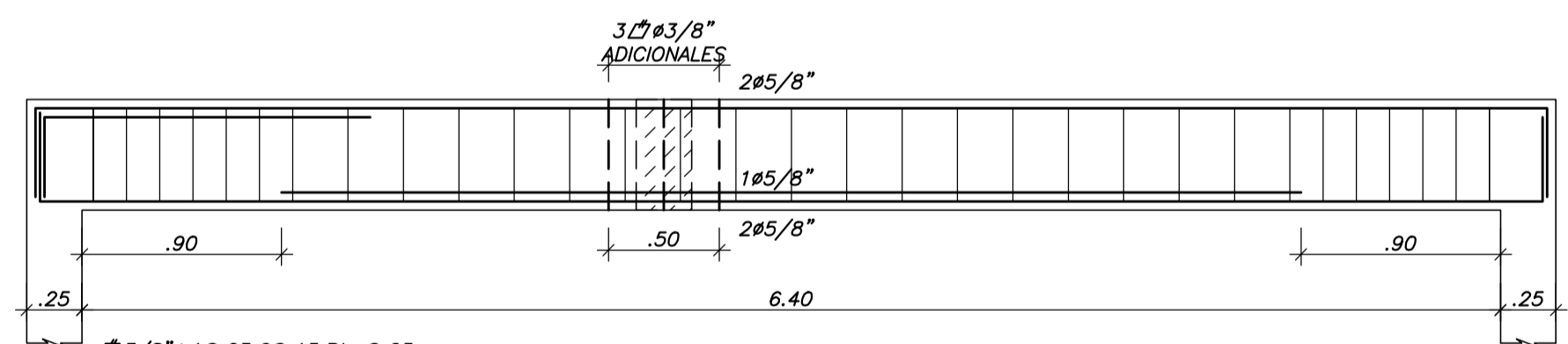
VIGA V-10 (.25x.17)



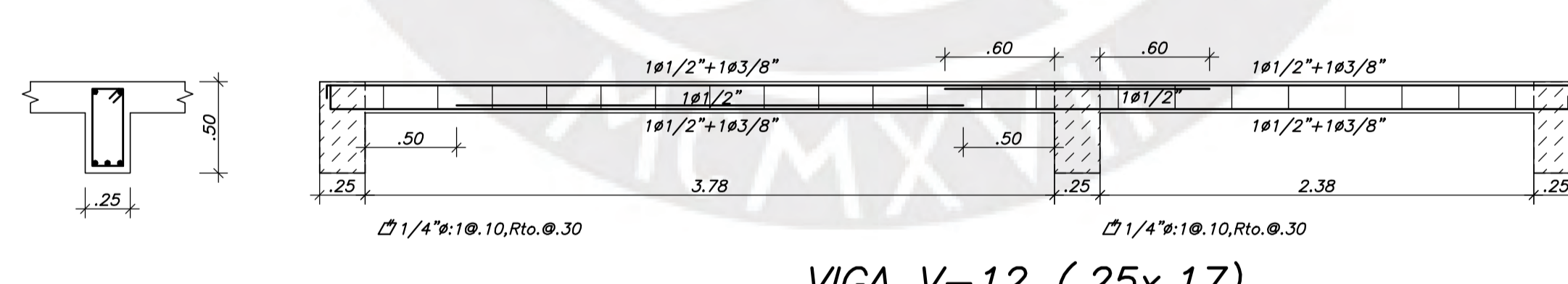
VIGA V-6 (.25x.50)



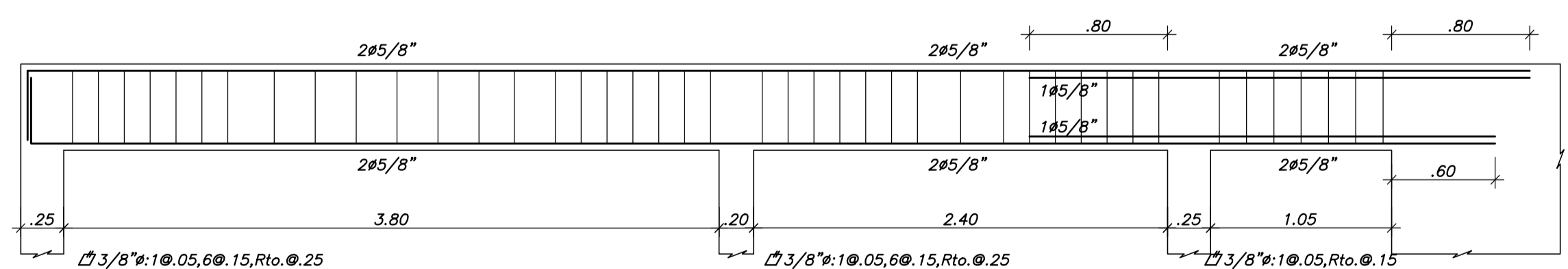
VIGA V-9 (.25x.50)



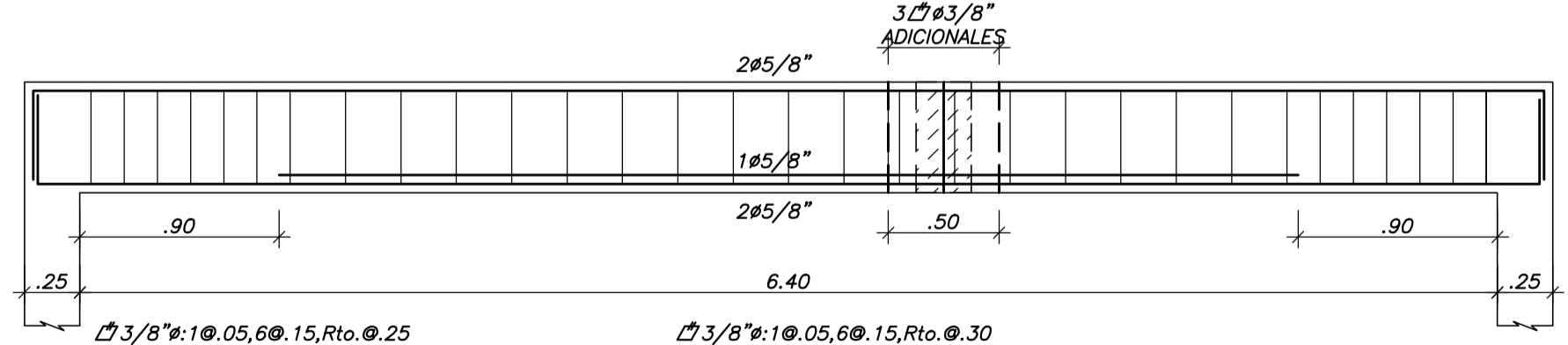
VIGA V-11 (.25x.50)



VIGA V-12 (.25x.17)

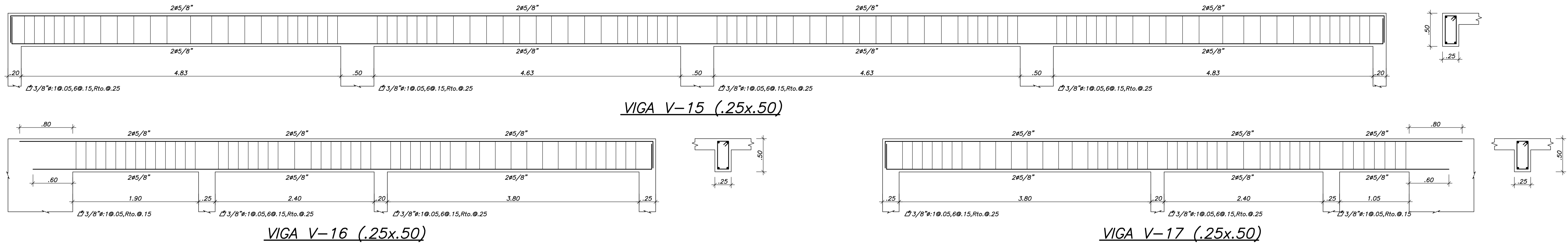


VIGA V-13 (.25x.50)



VIGA V-14 (.25x.50)

PROYECTO :	PROYECTO DE FIN DE CARRERA	PROY. N° :	1
PROPIETARIO :	LUIGI GIUSEPPE CAFFO TEMOCHE	LAMINA N° :	
PLANO :	VIGAS 1		
ESTUDIANTE :	LUIGI GIUSEPPE CAFFO TEMOCHE		
ASESOR :	CESAR HUAPAYA HUAPAYA	DIBUJO :	LCT
		ESCALA :	1/30
		FECHA :	15/09/2019



PROYECTO :	PROYECTO DE FIN DE CARRERA	PROY. N° :	1
PROPIETARIO :	LUIGI GIUSEPPE CAFFO TEMOCHE	LAMINA N° :	
PLANO :	VIGAS 2		
ESTUDIANTE :	LUIGI GIUSEPPE CAFFO TEMOCHE		
ASESOR :	CESAR HUAPAYA HUAPAYA	DIBUJO :	LCT
		ESCALA :	1/30
		FECHA :	15/09/2019