

PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ

FACULTAD DE CIENCIAS E INGENIERÍA



DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO MULTIFAMILIAR DE CONCRETO

ARMADO DE SIETE PISOS EN PUEBLO LIBRE

Tesis para obtener el título profesional de Ingeniero Civil

AUTOR:

Diego Alberto Neyra Salazar

ASESOR:

Ing. Wilson Edgar Silva Berrios

Lima, Mayo de 2021

Resumen

El presente proyecto de tesis comprende el análisis y diseño estructural de un edificio multifamiliar de concreto armado de siete pisos ubicado en Pueblo Libre, Lima, Perú. La edificación cuenta con un área construida de 3429.51 m² la cual es distribuida en 14 departamentos flat, 3 departamentos dúplex y áreas comunes como hall de ascensores e ingreso principal. La circulación vertical del edificio será por la escalera principal y el ascensor principal de 6 pasajeros.

El proyecto inicia con el proceso de estructuración de la edificación; en base a la norma sismorresistente E.030 se decidió utilizar una estructura sismorresistente conformado por pórticos (vigas y columnas) y muros de concreto armado, siendo más predominante la presencia de muros estructurales en el eje “Y”. Los techos de cada piso están conformados por losas aligeradas y macizas en dos direcciones. Considerando las propiedades mecánicas del suelo, se consideran cimentaciones superficiales conformadas por zapatas aisladas, conectadas y combinadas. Se muestra el proceso de predimensionamiento de los elementos, así como el metrado de cargas.

La siguiente sección consiste en el análisis sísmico de la edificación con el objetivo de cumplir con todas las disposiciones especificadas en la norma E.030. El análisis fue realizado con apoyo del software estructural ETABS en donde se realizó el análisis modal, estático y dinámico de donde se obtuvieron como resultados principales los desplazamientos máximos, derivas y cortantes de entrepiso.

Finalmente, la tesis muestra el proceso de diseño de los principales elementos estructurales de la edificación y el procedimiento a seguir para cumplir con las disposiciones descritas en la norma E.060 Concreto Armado. Además, se muestra el diseño de los elementos no estructurales como la cisterna y las escaleras. Como resultado de este trabajo se muestra en los anexos los todos planos estructurales y especificaciones generales de la edificación.

Agradecimientos

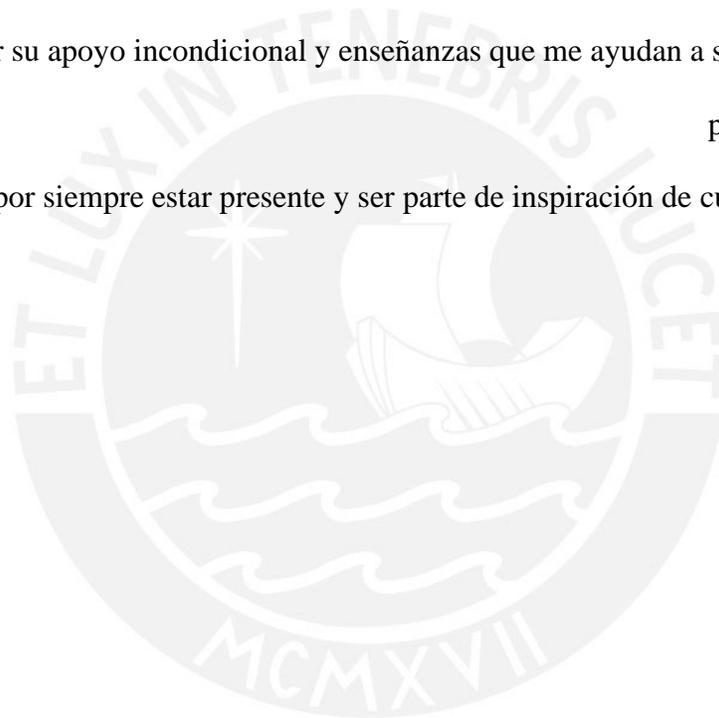
Agradezco a los profesores por sus conocimientos transmitidos durante la etapa universitaria.

Un especial agradecimiento a mi asesor el Ing. Wilson Silva, por su apoyo constante en la elaboración de esta tesis.

Dedicatoria

A mis padres por su apoyo incondicional y enseñanzas que me ayudan a ser cada vez un mejor profesional y persona.

A mis hermanos por siempre estar presente y ser parte de inspiración de culminar este proyecto de tesis.

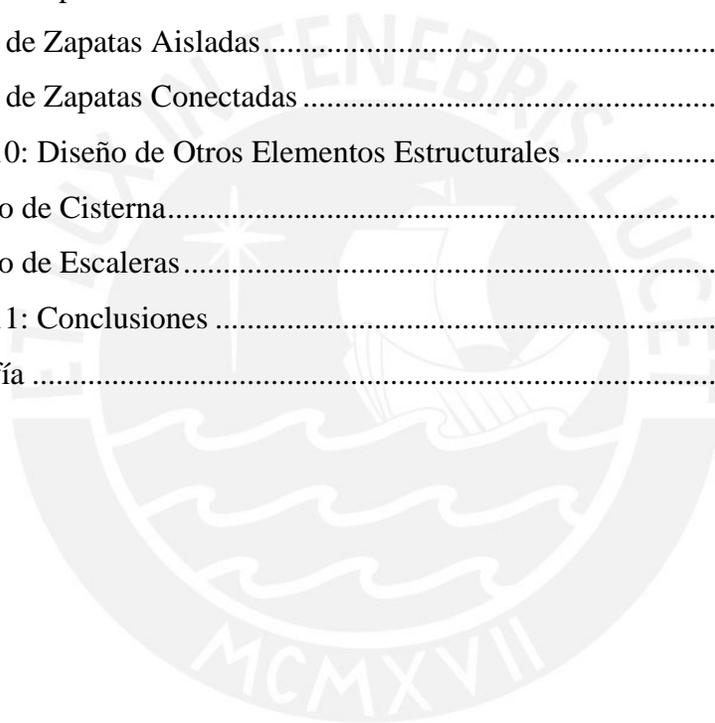


Contenido

1) Capítulo 1: Aspectos Generales	1
1.1) Objetivos.....	1
1.2) Justificación.....	1
1.3) Arquitectura del Proyecto.....	1
1.4) Reglamentos a Seguir.....	4
1.5) Cargas de Diseño.....	4
1.6) Metodología de Diseño.....	5
1.7) Materiales Seleccionados	6
2) Capítulo 2: Estructuración y Predimensionamiento.....	7
2.1) Criterios de Estructuración.....	7
2.2) Estructuración del Edificio.....	7
2.3) Predimensionamiento	9
2.3.1) Predimensionamiento de Losas Aligeradas:.....	9
2.3.2) Predimensionamiento de Losas Macizas:.....	10
2.3.3) Predimensionamiento de Vigas:.....	11
2.3.4) Predimensionamiento de Columnas:.....	12
2.3.5) Predimensionamiento de Placas:.....	13
3) Capítulo 3: Metrado de Cargas de Gravedad	15
3.1) Pesos Unitarios Empleados	15
3.2) Metrado de Cargas en Losas Aligeradas	16
3.3) Metrado de Cargas en Losas Macizas	17
3.4) Metrado de Cargas en Vigas.....	18
3.5) Metrado de Cargas en Placas y Columnas	19
4) Capítulo 4: Análisis Sísmico.....	21
4.1) Análisis Previo.....	21
4.1.1) Zonificación.....	21
4.1.2) Condiciones Geotécnicas (Parámetros de Sitio).....	22
4.1.3) Factor de Amplificación Sísmica (C)	22
4.1.4) Categoría de la Edificación – Factor de Uso (U).....	23
4.1.5) Sistema Estructural – Coeficiente de Reducción Sísmica (Ro).....	23

4.1.6) Regularidad Estructural y Factores de Irregularidad (Ia, Ip)	24
4.2) Análisis Modal.....	25
4.2.1) Modelo Estructural	25
4.2.2) Análisis de Resultados	26
4.3) Análisis Estático	27
4.3.1) Peso del Edificio	27
4.3.2) Fuerza Cortante Basal	28
4.3.3) Verificación de Sistema Estructural	29
4.4) Análisis Dinámico Modal Espectral.....	30
4.4.1) Aceleración Espectral	30
4.4.2) Análisis de Desplazamientos	31
4.4.3) Análisis de Irregularidades	32
4.4.4) Fuerza Cortante Mínima de Diseño	38
4.4.5) Separación Entre Edificios.....	39
5) Capítulo 5: Conceptos de Diseño en Concreto Armado	40
5.1) Diseño por Flexión:	40
5.2) Diseño por Corte.....	42
5.3) Diseño por flexocompresión.....	43
6) Capítulo 6: Diseño de Losas	45
6.1) Diseño de Losas Aligeradas:	45
6.2) Diseño de Losas Macizas:	49
7) Capítulo 7: Diseño de Vigas	55
7.1) Diseño por Flexión	55
7.2) Diseño por Corte.....	58
7.3) Empalme por Traslape de Refuerzo:	61
7.4) Control de Fisuración:	62
7.5) Control de deflexiones:.....	62
8) Capítulo 8: Diseño de Columnas y Placas	65
8.1) Diseño de Columnas.....	65
8.1.1) Diseño por Flexocompresión:	65
8.1.2) Diseño por Corte:.....	68

8.2) Diseño de Placas.....	72
8.2.1) Análisis Dirección “X”:	73
8.2.2) Análisis Dirección “Y”	79
9) Capítulo 9: Diseño de Cimentaciones	83
9.1) Consideraciones Para el Diseño de Cimentaciones.....	83
9.1.1) Dimensionamiento por Presión Admisible:.....	84
9.1.2) Verificación por Punzonamiento	85
9.1.3) Verificación por Corte	85
9.1.4) Diseño por Flexión	86
9.2) Diseño de Zapatas Aisladas.....	87
9.3) Diseño de Zapatas Conectadas	92
10) Capítulo 10: Diseño de Otros Elementos Estructurales	96
10.1) Diseño de Cisterna.....	96
10.2) Diseño de Escaleras.....	98
11) Capítulo 11: Conclusiones	101
12) Bibliografía	103



Índice de Tablas

Tabla 1 Cálculo de área disponible en muros de corte	14
Tabla 2 Esfuerzos actuantes en las placas	14
Tabla 3 Parámetros del suelo según la norma E.030.....	22
Tabla 4 Coeficiente de reducción sísmica “Ro”, según la norma E.030.....	23
Tabla 5 Modos de Vibración del modelo.	26
Tabla 6 Cálculo del peso del edificio para el análisis estático	28
Tabla 7 Cálculo de la fuerza cortante basal para el análisis estático.....	29
Tabla 8 Parámetros sísmicos calculados	30
Tabla 9 Desplazamientos y Derivas máximas inelásticas en la dirección X.....	31
Tabla 10 Desplazamientos y Derivas máximas inelásticas en la dirección Y-Y	32
Tabla 11 Comparación de rigideces de entrepiso en dirección “X”	33
Tabla 12 Comparación de rigideces de entrepiso en dirección “Y”.....	33
Tabla 13 Pesos de los entrepisos de la estructura.....	34
Tabla 14 Determinación de irregularidad torsional para la dirección “X”	35
Tabla 15 Resumen de irregularidades encontradas luego del análisis	38
Tabla 16 Determinación de los factores de escala.....	39
Tabla 17 Tabla de resultados para diseño por flexión.....	48
Tabla 18 Cálculos de Diseño por Flexión de Losa Maciza	52
Tabla 19 Diseño por cortante de losa maciza.....	54
Tabla 20 Resultados del diseño por flexión de la viga VT-03	57
Tabla 21 Cálculo de la cortante última Vu mediante el inciso (a)	59
Tabla 22 Cálculo del espaciamiento de estribos en viga VT-03	60

Tabla 23 Tabla de longitudes de empalmes	62
<i>Tabla 24 Cálculo del factor “Z” para la verificación de fisuración</i>	<i>62</i>
Tabla 25 Peraltes o espesores mínimos que no requieren de verificación de deflexiones ..	63
Tabla 26 Cargas que actúan sobre la columna C-03 en el extremo inferior.....	66
Tabla 27 Cargas que actúan sobre la columna C-03 en el extremo superior.	66
Tabla 28 Cargas últimas sobre la columna C-03.....	66
Tabla 29 Diseño por corte en columna C-03 para dirección “X”	69
Tabla 30 Diseño por corte en columna C-03 para dirección “Y”.....	69
Tabla 31 Cálculo de “Vu” mediante el diseño por Capacidad de la C-03	70
Tabla 32 Combinaciones de diseño con fuerzas de sismo amplificadas por 2.5.....	70
<i>Tabla 33 Diseño por corte de columna C-03 con Vu = 3.88 Ton</i>	<i>70</i>
Tabla 34 Combinaciones de carga en rama inferior de placa PL-08.....	73
Tabla 35 Cálculo de “C” con el ala comprimida (Extremo Izquierdo)	77
Tabla 36 Cálculo de “C” con el extremo derecho comprimido.....	78
Tabla 37 Combinaciones de carga en rama izquierda de placa PL-08.....	79
Tabla 38 Cálculo de “C” en la rama izquierda	82
Tabla 39 Cargas en la base de la placa PL-06	87
Tabla 40 Cargas en la base de la columna C-02.....	92

Índice de Figuras

Figura 1 Elevación Frontal del Edificio	2
Figura 2 Planta típica del Edificio	3
Figura 3 Vista en planta de la losa maciza	10
Figura 4 Idealización de cargas últimas en vigueta de piso típico.	16
Figura 5 Idealización Cargas Actuantes en losas macizas en SAP 2000.	17
Figura 6 Viga a analizar para el metrado de cargas.....	18
Figura 7 Idealización de la viga V-110 (25x60) en cargas últimas.	19
Figura 8 Área tributaria para la columna C-03.....	20
Figura 9 Zonas Sísmicas en el Perú según la norma E.030.....	21
Figura 10 Identificación de esquinas entrantes en planta típica del edificio.	24
Figura 11 Vistas del modelo estructural en 3D	26
Figura 12 Espectro de diseño S_a vs T	31
Figura 13 Diagrama de interacción nominal	44
Figura 14 Sección típica de vigueta de $h=20$ cm.....	45
Figura 15 Modelo estructural de vigueta típica.....	46
Figura 16 Diagrama de Fuerzas Cortantes	46
Figura 17 Diagrama de Momento Flector	46
Figura 18 Diseño final de la losa aligerada	49
Figura 19 Modelo estructural de la losa maciza usando software SAP2000.	51
Figura 20 Diagrama de momentos de la losa maciza en la dirección X-X (Tn.m)	51
Figura 21 Diagrama de momentos de la losa maciza en la dirección Y-Y (ton.m)	52
Figura 22 Diagrama de fuerzas cortantes de la losa maciza en X-X (ton).....	53

Figura 23 Diagrama de fuerzas cortantes de la losa maciza en Y-Y (ton).....	53
Figura 24 Distribución final del refuerzo de la losa maciza.....	54
Figura 25 DMF Viga VT-03 (Ton.m)	56
Figura 26 Fuerza Cortante de diseño por capacidad en vigas, Artículo 21.4.3.....	58
Figura 27 DFC para el caso de cargas $W_u = 1.25 (W_m + W_v)$	59
Figura 28 Distribución de acero por flexión en viga VT-03.	59
Figura 29 Envoltorio de DFC (Amplificación de las cargas de sismo por 2.5)	60
Figura 30 Recomendación de zonas y longitudes de traslape en vigas.....	61
Figura 31 Diseño final de la viga VT-03.....	64
Figura 32 Columna C-03 y su área tributaria	65
Figura 33 Diagrama de interacción M22-P (Tn.m).....	67
Figura 34 Diagrama de interacción M33-P (Tn.m).....	67
Figura 35 Diseño final de la columna C-03 Pisos 1 al 3	71
Figura 36 División de placa PL-08 en rama inferior y rama izquierda.....	73
Figura 37 Refuerzo en rama inferior de la PL-08.....	74
Figura 38 Diagrama de Interacción momentos en “Y” de rama inferior placa PL-08	74
Figura 39 Refuerzo en rama izquierda de la PL-08.....	79
Figura 40 Diagrama de Interacción momentos en “X” de rama izquierda placa PL-08	80
Figura 41 Diseño final de placa PL-08.....	82
Figura 42 Parámetros de diseño de zapata aislada	83
Figura 43 Distribución de esfuerzos del suelo asumidas para el cálculo	84
Figura 44 Sección crítica para verificar efecto de punzonamiento	85
Figura 45 Diseño final de zapata aislada de placa PL-06.....	91

Figura 46 Diseño final de las zapatas C-02 y C-03	94
Figura 47 DMF para la viga de cimentación VC-11	95
Figura 48 Diseño de viga de cimentación VC-11	95
Figura 49 Diagrama Fuerza Cortante y Momento Flector para Muro Cisterna	96
Figura 50 Diseño final de muros, pared y techo de Cisterna.....	98
Figura 51 Modelo Estructural, DFC y DMF de escalera principal	99
Figura 52 Diseño final de tramo impar de escalera principal.....	100



1) Capítulo 1: Aspectos Generales

1.1) Objetivos

Realizar el diseño estructural de un edificio de concreto armado de siete pisos, el cual está ubicado en el distrito de Pueblo Libre. La edificación se cimentará sobre un terreno de grava mal graduada (GP) cuya capacidad portante es de 4kg/cm^2 .

Desarrollar el proyecto estructural cumpliendo todos los lineamientos y recomendaciones del Reglamento Nacional de Edificaciones.

1.2) Justificación

La costa de nuestro país está ubicada entre las placas de Nazca y la placa Sudamericana, debido a esto estamos ubicados en una zona de alto potencial sísmico. En países como el Perú se deben tener precaución al diseñar las edificaciones pues éstas deben desempeñarse correctamente en cada tipo de evento sísmico que pueda ocurrir. Sin embargo, muchas edificaciones informales en nuestro país son construidas tradicionalmente, sin estudios técnicos, ni planos que detallen la estructura a construir; por eso, es necesario generar una consciencia en el desarrollo y diseño de estructuras que cumplan con el reglamento nacional de edificaciones. Esta tesis plantea desarrollar un proyecto estructural que cumpla con los requerimientos de la Norma Técnica de Edificaciones y a la vez generar una consciencia técnica en el cumplimiento de ésta.

1.3) Arquitectura del Proyecto

El proyecto desarrollado en el presente trabajo es un edificio de vivienda multifamiliar de 7 pisos ubicado en Pueblo Libre, se trata de un terreno de 504 m^2 de área que limita lateralmente con dos edificios multifamiliares y posteriormente limita con una vivienda unifamiliar, en su frente se tiene únicamente el ingreso principal del edificio.

En la arquitectura del proyecto se ha proyectado catorce departamentos de 105 m² y tres departamentos dúplex de 150 m² aproximadamente. El piso típico cuenta con un área de 347 m² y presenta 3 departamentos por piso, mientras que en los últimos pisos se encuentran los departamentos dúplex, en todo el edificio se comparten zonas comunes como el hall del ascensor y la escalera de evacuación. En la azotea se cuenta con el tanque elevado y el cuarto de máquinas del ascensor. En la **Figura 1** se presenta la elevación frontal del edificio y en la **Figura 2** la planta típica del Edificio. La circulación vertical entre todos los niveles del edificio, es a través del ascensor y la escalera de evacuación, ambos ubicados en la zona central de la edificación.



Figura 1 Elevación Frontal del Edificio

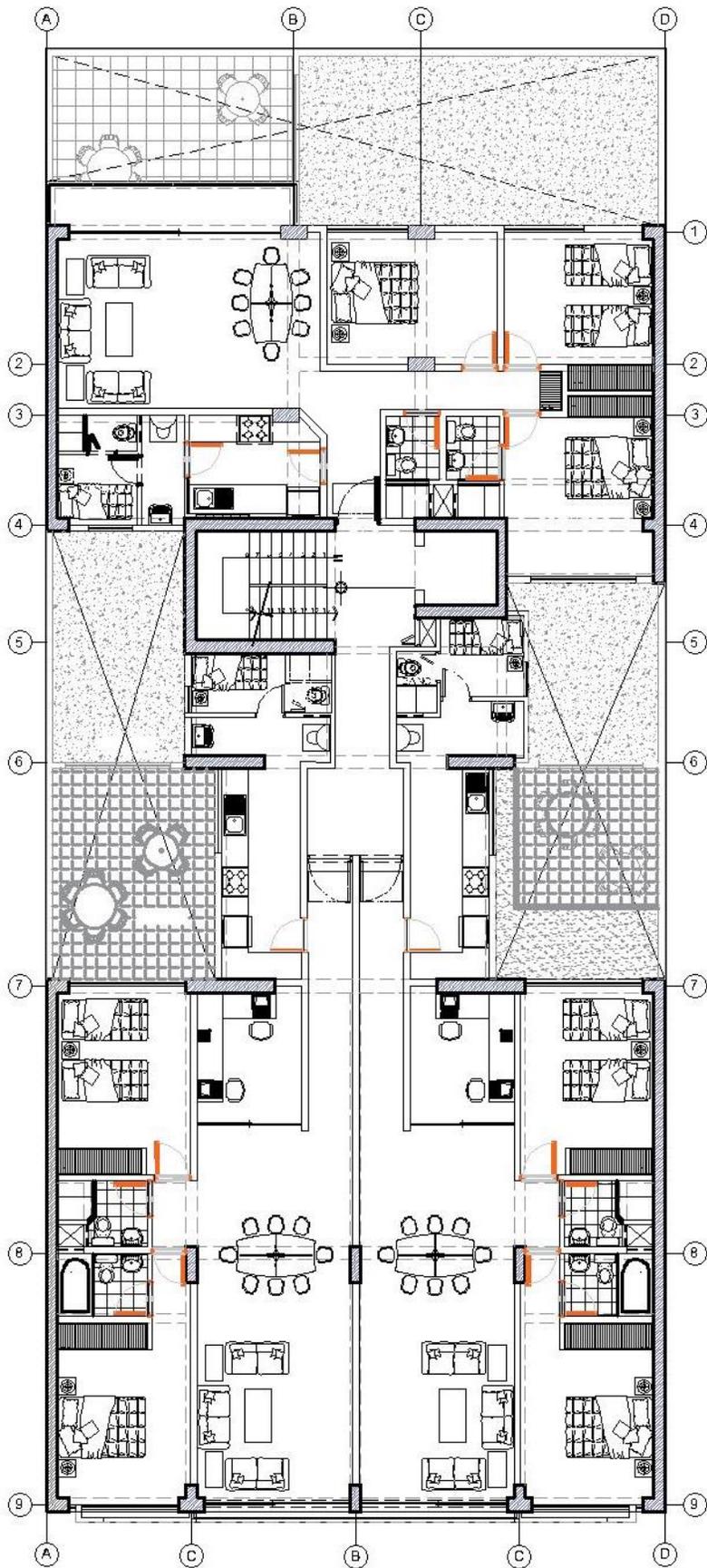


Figura 2 Planta típica del Edificio

1.4) Reglamentos a Seguir

Para realizar el cálculo estructural (análisis y diseño) del edificio se utilizarán las siguientes normas del reglamento nacional de edificaciones.

Norma E.020 Cargas

Norma E.030 Diseño Sismo Resistente

Norma E.050 Suelos y Cimentaciones.

Norma E.060 Concreto Armado

1.5) Cargas de Diseño

Las cargas para el diseño deberán cumplir con lo señalado en la norma E.020 y E.030 del Reglamento Nacional de Edificaciones.

Cargas Dinámicas:

Son aquellas que actúan sobre la estructura en forma repentina, variando su magnitud y ubicación durante un tiempo. Dentro de las cuales pueden ser Cargas de Viento, Cargas de Presión de Suelo o Cargas de Sismo. Las cargas sísmicas son las más importantes en edificaciones, éstas resultan del movimiento repentino de las placas tectónicas y se propagan en forma de ondas generando que el edificio vibre.

Cargas Estáticas:

Cargas Muertas: Son las cargas que están permanentemente en el edificio como el peso propio de la estructura más las cargas generadas por el peso propio de los elementos adheridos a la estructura.

Cargas Vivas: Cargas gravitacionales provenientes de la ocupación del edificio. Por ejemplo, el peso de los ocupantes, muebles, etc.

1.6) Metodología de Diseño

Según la Norma E.060, todos los elementos estructurales de la estructura serán diseñadas para obtener resistencias de diseño (ϕR_n) que sean por lo menos iguales a las resistencias requeridas (R_u) obtenidas de las cargas amplificadas o combinaciones estipuladas en la norma. Los factores de reducción de resistencia (ϕ) modifican las resistencias nominales (R_n) de las secciones considerando algunas incertidumbres como la variabilidad de la resistencia de los materiales (la resistencia del concreto en obra no siempre coincide con la resistencia obtenida en el laboratorio), las consecuencias de falla del elemento y el tipo de falla del elemento, asociada al comportamiento bajo ciertas solicitaciones. En la Norma E.060 las cargas en servicio (S_i) son amplificadas con la finalidad que éstas no sean excedidas durante la vida útil de la estructura. Para eso se utilizan los factores de carga (C_i) que toman en cuenta la variabilidad de las cargas y el grado de precisión de las formas de analizar la estructura. Al diseñar una estructura utilizando el Diseño por Resistencia se debe analizar la estructura para cargas en servicio (S_i) con factores de cargas unitarios ($C_i=1$) asumiendo un comportamiento elástico, luego estos resultados se amplifican por sus factores de carga (C_i) y se combinan obteniendo la resistencia requerida del elemento y así lograr el diseño adecuado de la estructura.

Todos los elementos de concreto armado se diseñarán con el método de diseño por resistencia. Se amplificarán las cargas muertas (CM) y vivas (CV) dependiendo del tipo de carga, para luego usar las combinaciones establecidas en la Norma E.060 Concreto armado, en el artículo 9.2 obteniendo la carga última y la resistencia requerida.

La norma E.060 define las siguientes resistencias (R_u) para distintos tipos de carga:

- Para Cargas Muertas y Vivas: $U = 1.4 CM + 1.7 CV$
- Para Cargas de Sismo: $U = 1.25 (CM + CV) \pm S$ y $U = 0.9 CM \pm S$

Adicionalmente a los factores de amplificación, se usan factores de reducción Φ , dependiendo de la sollicitación de cada elemento estructural, esto se especifica en el artículo 9.3.2 de la norma E.060:

- Para flexión sin carga axial $\Phi = 0.90$
- Para carga axial de tracción con o sin flexión $\Phi = 0.90$
- Para carga axial de compresión con o sin flexión:
 - Elementos con refuerzo en espiral $\Phi = 0.75$
 - Otros elementos de refuerzo $\Phi = 0.70$
- Para cortante sin o con torsión $\Phi = 0.85$
- Para aplastamiento en el concreto $\Phi = 0.70$

1.7) Materiales Seleccionados

Para el diseño estructural de la edificación se utilizarán los siguientes materiales de construcción, los cuales son muy comunes en nuestro país.

Concreto:

- Resistencia nominal a la compresión: $f^c=210 \text{ kg/cm}^2$
- Módulo de elasticidad: $E=217000 \text{ kg/cm}^2$
- Módulo de Poisson: $\nu=0.15$

Acero de refuerzo (Grado 60):

- Esfuerzo de Fluencia: $f_y=4200 \text{ kg/cm}^2$
- Módulo de elasticidad $E_s=2000000 \text{ kg/cm}^2$

2) Capítulo 2: Estructuración y Predimensionamiento

2.1) Criterios de Estructuración

Principalmente, las estructuras deben ser capaces de transmitir todas las cargas de gravedad hacia su base. Sin embargo, en un país con alta actividad sísmica como Perú, la estructuración no queda dictada únicamente por las cargas de gravedad a las cuales se somete durante gran parte de su vida útil. Por el contrario, es regida también por esos pocos instantes en los cuales se presenten cargas sísmicas dinámicas que someten a la estructura a solicitaciones extremas.

Con el fin de lograr una estructura con un adecuado comportamiento sismorresistente, se presentan los siguientes criterios, en base a lo indicado por el ingeniero Antonio Blanco (1994).

- ✓ Simplicidad y Simetría
- ✓ Resistencia y Ductilidad
- ✓ Hiperestaticidad y Monolitismo
- ✓ Uniformidad y Continuidad de la Estructura
- ✓ Rigidez Lateral
- ✓ Existencia de un Diafragma Rígido
- ✓ Elementos no Estructurales

2.2) Estructuración del Edificio

La estructuración del edificio se realizó siguiendo los criterios mencionados anteriormente y mediante un proceso iterativo que se realizó en base a cálculos estructurales para cumplir con los requerimientos de regularidad y desplazamiento máximo que puede tener la estructura. En este proyecto, la estructura queda determinada por:

Vigas: Para resistir los diferentes esfuerzos producidos por las fuerzas horizontales de sismos, se colocaron vigas peraltadas conectadas a columnas, formando pórticos de cierta rigidez que permitían controlar los desplazamientos del edificio.

Vigas Chatas: La presencia de vigas chatas obedece a dos razones: La primera es estructural, porque es necesario su colocación debido a la existencia de un tabique paralelo al aligerado y la segunda por motivos arquitectónicos.

Losas: Se usarán losas aligeradas armadas en una sola dirección paralela a la menor dimensión del paño y procurando que sean continuas. Las losas macizas se colocarán en la zona con menor rigidez (Zona del Hall de Ascensores) y en las zonas de los baños por la gran densidad de tuberías y aceros de refuerzo.

Columnas: Se buscará que las columnas tengan las dimensiones que les permitan asumir las cargas a las que serán requeridas y también que permitan que el refuerzo de las vigas ancle convenientemente en ellas. Adicionalmente, se propusieron columnas “T” en la dirección “X” del edificio para obtener mayor rigidez horizontal, pues con las placas propuestas, se excedía el límite de deriva permitido.

Placas: En la dirección “X” se trató de poner la mayor cantidad de placas pues las limitaciones arquitectónicas no permitían tener placas tan grandes como en la dirección “Y”, aun así, se pudo aprovechar la zona del ascensor para dotar de placas a dicha dirección. El colocar placas también tiene como objetivo compensar la asimetría que se tiene en planta, buscando hacer coincidir el centro de masas y el centro de rigidez. Por esta razón se ubicaron en la dirección “Y” ubicadas de manera simétrica en la parte lateral del edificio sobre los ejes “A” y “E”, otorgándole a la estructura una gran rigidez lateral en esta dirección.

2.3) Predimensionamiento

En el Predimensionamiento se trata de dar una dimensión tentativa o definitiva, de acuerdo a ciertos criterios y recomendaciones establecidos basándose en la práctica de muchos ingenieros y a lo estipulado en la N.T.P E.060 “Concreto Armado”. Luego del análisis de estos elementos se verá si las dimensiones asumidas son convenientes o tendrán que cambiarse para su posterior diseño.

2.3.1) Predimensionamiento de Losas Aligeradas:

La regla práctica para determinar el espesor de la losa es dividir la mayor longitud de luz libre entre 25. Este espesor considera los 5 cm de concreto que se coloca por encima del ladrillo.

$$h_n \geq \frac{L_n}{25}, h = 17, 20, 25, 30 \text{ cm}$$

Para los paños más representativos tenemos lo siguiente:

Luz dirección de techado (L)	Peralte ($h_n=L/25$)
2.90 m	0.116 m
3.45 m	0.138 m
3.85 m	0.154 m

En concordancia con los criterios mencionados tendríamos que usar 17 cm, pero se escogió un peralte de **20 cm**, para mejorar los aspectos de sonido puedan colocarse las instalaciones de desagüe. Además, con un aligerado de 20 cm, ya no se verificó deflexiones porque corresponde a un peralte mínimo según la norma E-060.

2.3.2) Predimensionamiento de Losas Macizas:

El edificio a diseñar presenta losas macizas en la zona del núcleo de escaleras y del ascensor, para el cálculo del espesor de las losas macizas armadas en dos direcciones se empleó el paño más predominante (paño de 5.85 m x 4.75 m), se emplearon los siguientes criterios:

$$\text{Espesor} = \text{Luz Libre} / 40 = 5.85 \text{ m} / 40 = 0.146 \text{ m}$$

$$\text{Espesor} = \text{Perímetro} / 180 = 2 \times (5.85 \text{ m} + 4.75 \text{ m}) = 21.2 \text{ m} / 180 = 0.117 \text{ m}$$

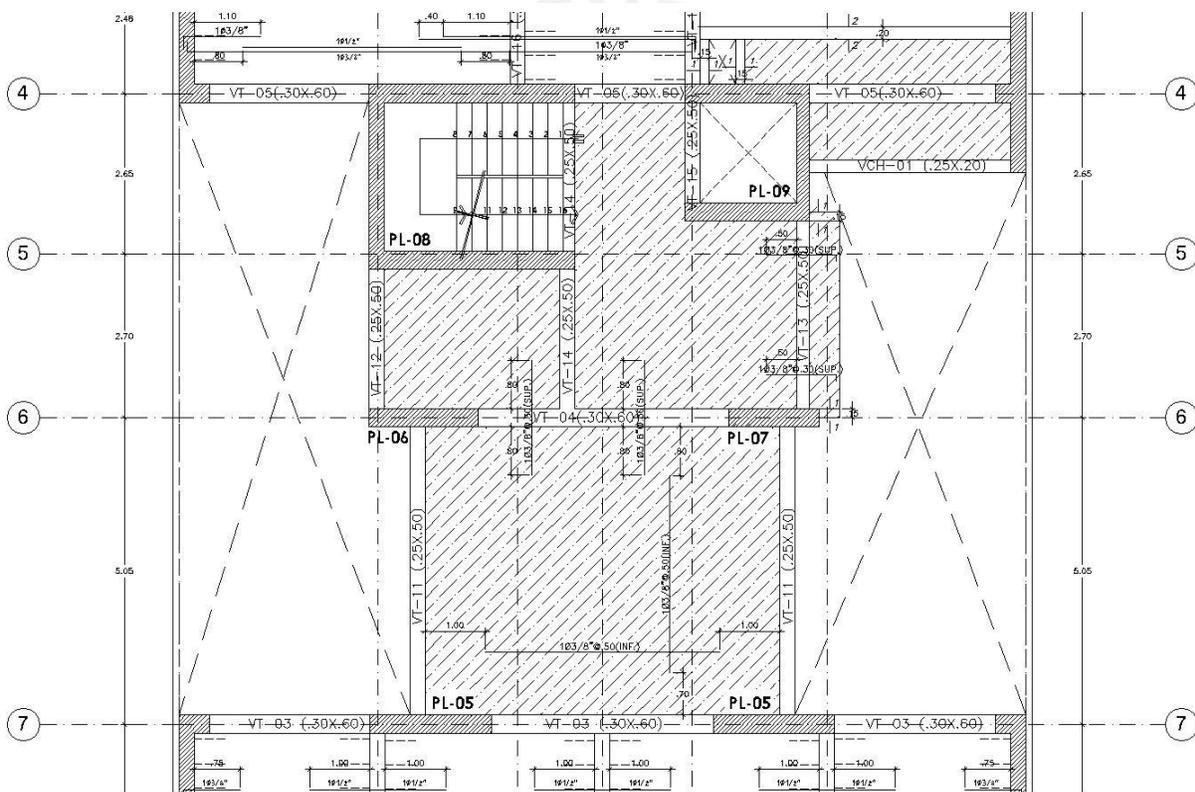


Figura 3 Vista en planta de la losa maciza

De acuerdo con los cálculos, bastaría usar una losa maciza de 15 cm de espesor, sin embargo, se decidió utilizar losas macizas de **20 cm de espesor** ya que de esta forma se controla el comportamiento del diafragma rígido de cada piso, además de uniformizar con el espesor de losa aligerada.

2.3.3) Predimensionamiento de Vigas:

El proyecto presenta vigas principales y secundarias. Las **vigas principales** son las que reciben la carga vertical y también las cargas de sismos, además están conectadas a columnas y/o placas generando pórticos con rigideces determinadas, en este proyecto se tienen luces libres de 4.80 m (Dirección “X”) y 5.73 m (Dirección “Y”). Las **vigas secundarias** son las que se apoyan en vigas principales, columnas o placas y reciben únicamente cargas verticales, es este edificio se tienen luces libres de 4.85 m, generalmente.

En el cálculo de las vigas se usaron los siguientes criterios:

- Peralte = Luz libre / 10 @ Luz libre / 12
- Ancho de vigas = 0.30 @ 0.40 Peralte de la viga

Para las vigas principales:

Luz libre dirección “X”: $4.80 / 10 = 0.48$ m

Luz libre dirección “Y”: $5.73 / 12 = 0.48$ m

Para las vigas secundarias:

Luz libre = $4.85 / 10 = 0.50$ m

Se escogió un peralte de 0.50 m para las vigas principales en la dirección “Y” mientras para las vigas principales en la dirección “X” se escogió peraltes de 0.60 m, el motivo fue para aumentar la rigidez de los pórticos de la estructura, pues contribuiría al control de los desplazamientos laterales en ese sentido. El ancho de las vigas principales y secundarias son de 25 o 30 cm de modo del ancho de las vigas coincida con el ancho de las columnas o placas y así aumentar las rigideces de los pórticos.

Vigas chatas:

Se utilizó vigas chatas donde se presentan tabiques en la dirección del aligerado, además se colocaron vigas chatas en el perímetro de los ductos de instalaciones de modo de garantizar una

mejor estabilidad de la losa. En este proyecto se utilizaron vigas chatas de 0.20 m x 0.20 m, 0.25 m x 0.20 m y 0.50 m x 0.20 m el espesor se basó en las cargas que soportan.

2.3.4) Predimensionamiento de Columnas:

Las columnas del edificio a diseñar presentan las siguientes características:

- a) Presentan áreas tributarias importantes, por ende, cargas verticales de gran significancia.
- b) El edificio presenta placas de grandes dimensiones, por lo que éstas serán las responsables, en su mayoría, de controlar las fuerzas y desplazamientos provocados por el sismo. Por lo tanto, es lógico considerar que las columnas se encargarán sólo de transmitir las fuerzas verticales.
- c) La arquitectura no demanda de un cambio en las secciones de las columnas, por lo que se considerará que las columnas mantienen sus secciones en toda la altura del edificio.

Para predimensionar las columnas se utilizarán las siguientes expresiones:

Para columnas interiores: Área requerida de columna = P servicio / 0.45 f'c

Para columnas exteriores: Área requerida de columna = P servicio / 0.35 f'c

Donde, P servicio = Carga axial de servicio que se asume para el caso más crítico.

Como ejemplo, se analizarán las dos columnas que tienen condiciones más críticas de área tributaria. Para edificaciones tipo "C", como el proyecto que se está tratando, comúnmente se consideran cargas de servicio de 1 tn/m².

Columna Interior "C3":

Área tributaria = 21.65 m², # Pisos = 7

Peso en Servicio = 21.65 m² x 1 tn/m² x 7 = 151.55 tn = 151550 kg

Área requerida = 151550 kg / 0.45 x (210) = 1603.7 cm²

Se propone una columna de **25 cm x 80 cm.**

Columnas Exterior “C1”:

Área tributaria = 10.23 m², # Pisos = 7

Peso en Servicio = 10.23 m² x 1 tn/m² x 7 = 71.67 tn = 71610 kg

Área requerida = 71610 kg / 0.35 x (210) = 974.3 cm²

Se propone una **columna “T” de 60 cm x 60 cm**

Como resumen, en todo el edificio se tienen 4 tipos de columnas, todas ellas se pre-dimensionaron siguiendo lo anteriormente explicado, cabe señalar que las dimensiones de las columnas en esta etapa, no son fijas y pueden ir cambiando dependiendo de la rigidez lateral que se necesite o se puede evaluar la utilización de placas o muros que soporten además de la carga vertical, las deformaciones por corte. Esto se evaluará a medida que se analiza a más detalle el edificio.

2.3.5) Predimensionamiento de Placas:

En la configuración inicial de la estructura del edificio, los muros de corte o placas son los que brindan mayor rigidez a la estructura y responsables de soportar las cargas sísmicas.

Para dimensionar las placas se asume inicialmente dimensiones tentativas y se verifica que la resistencia requerida a la sollicitación principal a la que están sometidas, que son las fuerzas cortantes por efecto de fuerzas sísmicas, sean menores a la resistencia de admisible proveniente de las propiedades del concreto.

A continuación, se muestra el cálculo del área de las secciones disponibles que soportarán las fuerzas sísmicas.

Tabla 1 Cálculo de área disponible en muros de corte

	Área de Corte (cm ²)	
	Dirección X-X	Dirección Y-Y
PL - 01	0.00	30,000.00
PL - 02	0.00	30,000.00
PL - 03	0.00	17,250.00
PL - 04	0.00	20,125.00
PL - 05	12,000.00	0.00
PL - 06	5,400.00	0.00
PL - 07	4,500.00	0.00
PL - 08	18,900.00	7,625.00
PL - 09	11,100.00	4,500.00
Área de Corte Disponible (cm²)	51,900.00	109,500.00

Con las áreas disponibles que aporta cada muro a la estructura, se calculará los esfuerzos actuantes en la estructura debido al movimiento sísmico. Se deberá comprobar que los esfuerzos actuantes sean menores a los esfuerzos admisibles provenientes de la aportación exclusivamente del concreto.

Nota: Se sabe que para el cálculo de la resistencia de corte de los muros estructurales se debe considerar el aporte del concreto y del acero de refuerzo. Sin embargo, para el proceso de predimensionamiento bastará considerar solamente el aporte del concreto.

Tabla 2 Esfuerzos actuantes en las placas

Parámetros	Descripción	EJE "X"	EJE "Y"	
Z	Zona 4	0.45	0.45	
U	Edificación tipo "C"	1.00	1.00	
C	C= 2.5	2.50	2.50	
S	Tipo S1	1.00	1.00	
R	Regulares	6.00	6.00	
P	1 ton/m ² x Área Construida	350.00	350.00	ton
V base	ZUCSP/R	65.63	65.63	ton
Esfuerzo Admisible	$0.85 \cdot 0.53 \cdot (f'c)^{0.5}$	6.53	6.53	kg/cm ²
Esfuerzo Actuante	V base / Área	1.26	0.60	kg/cm ²
Área de corte requerida	V base / Esfuerzo Admisible	10,052.29	10,052.29	cm ²

Es notorio que el esfuerzo actuante en ambas direcciones es notablemente inferior al esfuerzo admisible. Sin embargo, para el predimensionamiento no se ha considerado la rigidez que aportan

las columnas en esta misma dirección ni el aporte del acero de refuerzo en las placas, por lo tanto, al tomar en cuenta estos aportes, los esfuerzos actuantes disminuirán y se tendrá un mayor rango de seguridad. Es importante saber se tiene un esfuerzo actuante mucho menos porque se tiene una gran densidad de muros, los cuales son planteados también para controlar las derivas provenientes las fuerzas de sismo, esto se verificará en los capítulos posteriores de análisis sísmico.

3) Capítulo 3: Metrado de Cargas de Gravedad

Antes de analizar y diseñar los elementos estructurales del edificio, se debe considerar todas las cargas que se apliquen a cada elemento. Este procedimiento se conoce como “Metrado de Cargas” y consiste en hallar las áreas tributarias asociadas a cada elemento para, dependiendo de las cargas que se apliquen a éstos, determinar las cargas muertas, vivas o presiones. Posteriormente el metrado de cargas servirá para realizar las combinaciones requeridas en la E.060 y diseñar cada elemento estructural.

3.1) Pesos Unitarios Empleados

Para determinar las cargas muertas, se considera los pesos unitarios de los materiales indicados en la norma RNE E.020:

- ✓ Concreto Armado = 2400 kg/m³
- ✓ Unidades de albañilería hueca = 1350 kg/m³
- ✓ Aligerado h = 20 cm: 300 kg/m³
- ✓ Losa maciza h = 20 cm: 480 kg/m³
- ✓ Piso Terminado 100 kg/m²

Para determinar las cargas vivas, se tienen en cuenta los valores de sobrecarga indicados en la norma RNE E.020:

- ✓ Viviendas 200 kg/m²
- ✓ Corredores y Escaleras 200 kg/m²
- ✓ Azotea 100 kg/m²

3.2) Metrado de Cargas en Losas Aligeradas

Para el metrado de losas aligeradas, consideraremos una vigueta de un piso típico que se encuentra entre los ejes “A” y “D”, esta vigueta tiene 4 tramos y está apoyada en 3 vigas principales y muros de concreto armado en los extremos, estos apoyos son idealizados como apoyos simples y permiten la obtención del DMF y el DFC para necesario para el diseño de las viguetas. A continuación, se muestra la idealización de una vigueta de una planta típica con las cargas actuantes.

Peso Aligerado	0.30 Tn/m ² x 0.4 m	0.12	tn/m
Peso Piso terminado	0.10 Tn/m ² x 0.4 m	0.04	tn/m
Sobrecarga (S/C)	0.20 Tn/m ² x 0.4 m	0.08	tn/m
Cargas Puntuales de Tabiques	1.35 Tn/m ³ x 0.15 m x 0.4 m x 2.8 m	0.23	tn

Wm	0.12 + 0.04	0.16	tn/m
Wv	0.08	0.08	tn/m
Wu	1.4 x 0.16 + 1.7 x 0.08	0.36	tn/m
Pu	0.23 x 1.4	0.32	tn

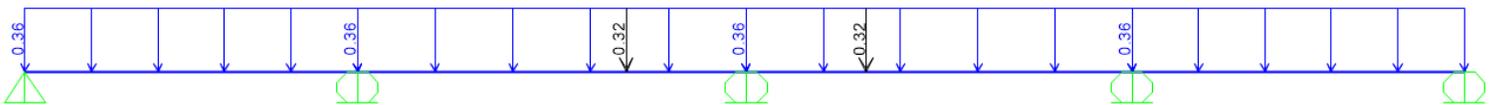


Figura 4 Idealización de cargas últimas en vigueta de piso típico.

3.3) Metrado de Cargas en Losas Macizas

El edificio cuenta con losas macizas de 20 cm de espesor las cuales se encuentran generalmente en la zona del hall de ascensores y escaleras de evacuación. Para el metrado de cargas, se considerará un ancho tributario de un metro en cada dirección. A continuación, se muestra el procedimiento para calcular las cargas últimas que actúan sobre éstas.

Peso Propio	$2.4 \text{ Tn/m}^3 \times 0.2 \text{ m}$	0.48	tn/m ²
Peso Piso terminado	0.1 Tn/m ²	0.10	tn/m ²
Sobrecarga (S/C)	0.2 Tn/m ²	0.20	tn/m ²
Cargas Tabiques	$(1.35 \text{ Tn/m}^3 \times 0.15 \text{ m} \times 2.8 \text{ m} \times 14.2 \text{ m}) / 36 \text{ m}^2$	0.22	tn/m ²

Wm	$0.48 + 0.10 + 0.22$	0.80	tn/m ²
Wv	0.2	0.20	tn/m ²
Wu	$1.4 \times 0.80 + 1.7 \times 0.20$	1.46	tn/m ²

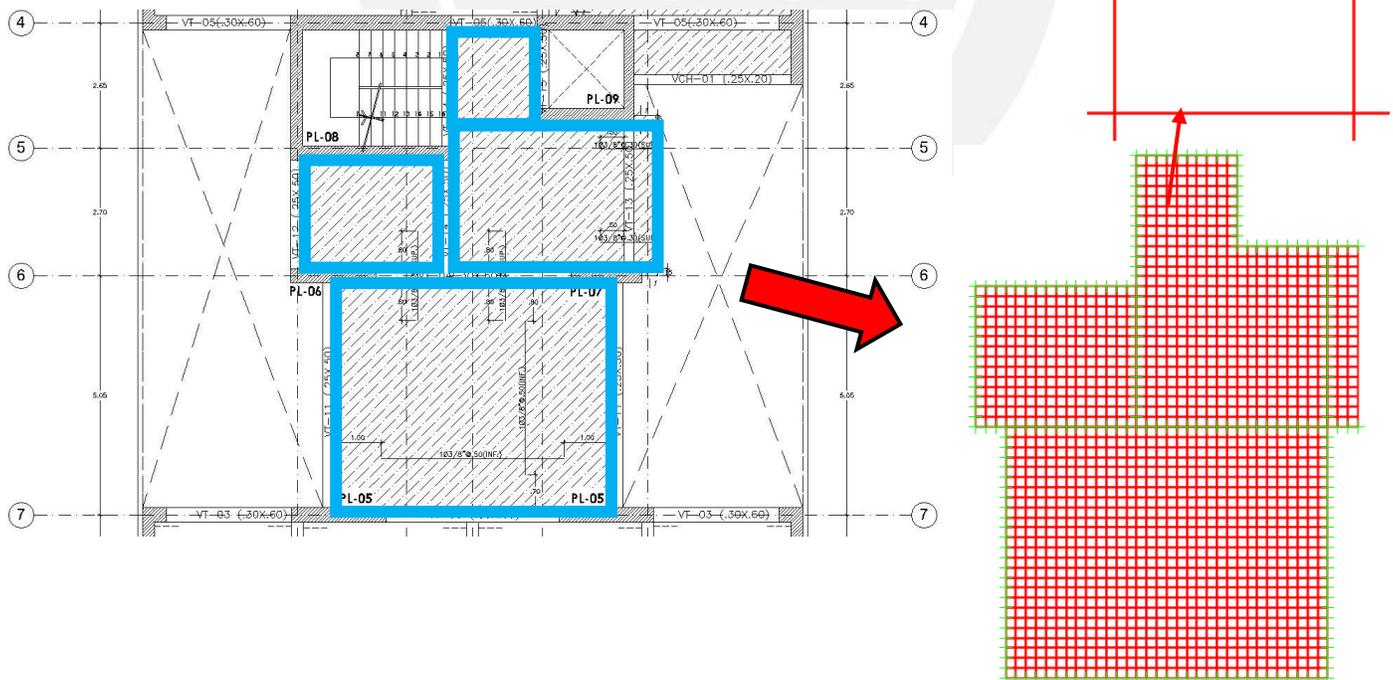


Figura 5 Idealización Cargas Actuantes en losas macizas en SAP 2000.

3.4) Metrado de Cargas en Vigas

En el caso de las vigas se requiere analizar cuánta área de techo carga y así poder estimar la carga que soportará. A esta área se le conoce como área tributaria la cual depende del armado del techo; si es un aligerado en una sola dirección tendrá una forma rectangular, pero si la losa es en dos direcciones las cargas se transmiten de forma distinta a la viga estimándolas mediante áreas en forma de trapecios. Dentro de esta área tributaria se tomará en cuenta el peso propio de la losa, los tabiques y la sobrecarga. A forma de ejemplo se mostrará el metrado de cargas para la viga peraltada VT-10 de 0.25 m x 0.60 m.

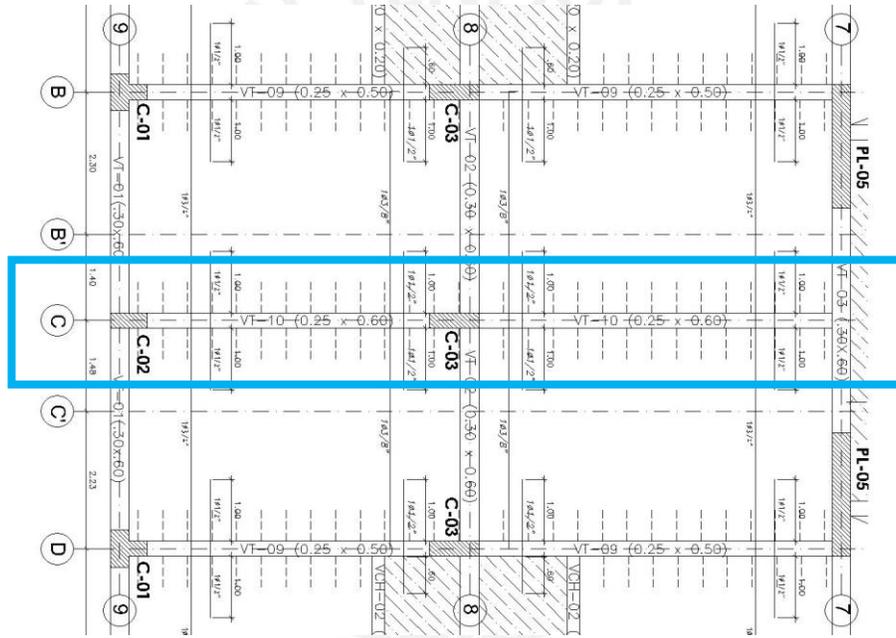


Figura 6 Viga VT-10 a analizar para el metrado de cargas.

Aligerado	$0.3 \text{ Tn/m}^2 \times (1.73 \text{ m} + 1.73 \text{ m})$	1.04	tn/m
Piso terminado	$0.1 \text{ Tn/m}^2 \times (1.855 \text{ m} + 1.855 \text{ m})$	0.37	tn/m
Peso propio	$2.4 \text{ tn/m}^3 \times 0.25 \times 0.60$	0.36	tn/m
Tabiquería	$1.35 \text{ tn/m}^3 \times 0.15 \text{ m} \times 2.80 \text{ m}$	0.57	tn/m
SC	$0.2 \text{ Tn/m}^2 \times (1.855 \text{ m} + 1.855 \text{ m})$	0.74	tn/m

Wm	$1.04 + 0.37 + 0.36 + 0.57$	2.34	tn/m
Wv	0.74	0.74	tn/m
Wu	$1.4 \times 2.34 + 1.7 \times 0.74$	4.54	tn/m

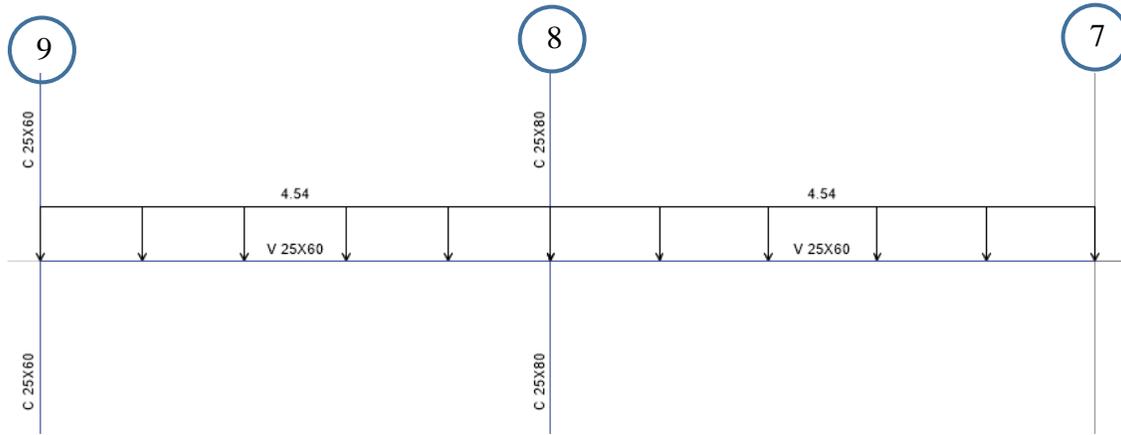


Figura 7 Idealización de la viga VT-10 (25x60) en cargas últimas.

3.5) Metrado de Cargas en Placas y Columnas

Las columnas y placas (elementos verticales) son las que reciben todas las cargas que las losas y vigas soportan; las columnas transmiten las cargas hasta llegar a la cimentación y así transmitir las a la base de apoyo. A pesar de la variabilidad, estimar las cargas mediante el “área tributaria” es efectivo y muy útil. Para el metrado de cargas de las columnas se tomará en cuenta todas las cargas que estén dentro del área tributaria de la columna: cargas de tabiques, la sobrecarga, el peso del falso piso y el peso propio de la losa y vigas. Como ejemplo, se muestra el metrado de carga de la columna C3 (25x80).

Se considera:

- ✓ Vigas de 30x60 y 25x60
- ✓ Columna de 25x80
- ✓ Losa de 20 cm
- ✓ Altura de piso a piso 2.70 m
- ✓ Tabiques de 15cm y h=2.20
- ✓ Área tributaria: 21.65 m²

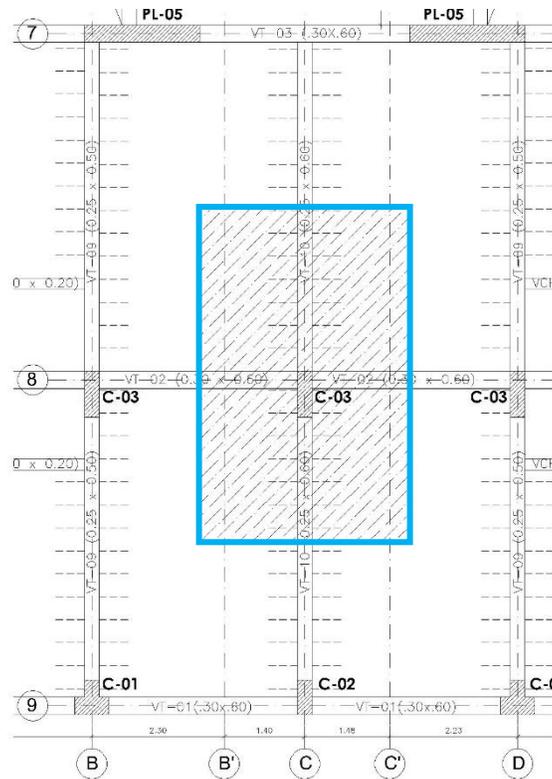


Figura 8 Área tributaria para la columna C-03

Calculando:

$$\text{Área de techo: } 21.65 - 0.25 \times 5.05 - 0.30 \times 3.45 = 19.35 \text{ m}^2$$

$$\text{Peso propio losa: } 19.35 \text{ m}^2 \times (300 + 100) = 7740 \text{ kg}$$

$$\text{Peso propio viga: } 2400 \times (0.25 \times 0.60 \times 5.05 + 0.3 \times 0.6 \times 3.45) = 3308.4 \text{ kg}$$

$$\text{Peso tabiques: } 1350 \times (0.15 \times 2.2 \times 5.05) = 2250 \text{ kg}$$

$$\text{Peso Columna: } 0.25 \times 0.80 \times 2.70 \times 2400 = 1344 \text{ kg}$$

$$\text{Sobrecarga (Pisos Típicos): } 19.35 \times 200 = 3870 \text{ kg}$$

$$\text{Sobrecarga (Azotea): } 19.35 \times 100 = 1935 \text{ kg}$$

$$\text{Cargas en los pisos típicos: CM} = 7740 + 3308.4 + 2250 + 1344 = 14642.4$$

$$\text{CV} = 3870 \text{ kg}$$

$$\text{Cargas en la azotea: CM} = 7740 + 3308.4 + 1344 = 11182.4$$

$$\text{CV} = 1935 \text{ kg}$$

Considerando 6 pisos y azotea, se tiene:

$$CM = 6 \times 14642.4 \text{ kg} + 11182.4 \text{ kg} = 99036.8 \text{ kg}$$

$$CV = 6 \times 3870 \text{ kg} + 1935 \text{ kg} = 25155 \text{ kg}$$

4) Capítulo 4: Análisis Sísmico

En nuestro país, estudiar el comportamiento de una estructura ante un evento sísmico es uno de los principales requerimientos para construir estructuras sismorresistentes. Los resultados que brinda un análisis sísmico nos permiten controlar los desplazamientos de la estructura y así evitar que los elementos estructurales del edificio lleguen a colapsar. Por ello, es imprescindible cumplir con los requerimientos de la norma E.030 “Diseño Sismorresistente”.

4.1) Análisis Previo

4.1.1) Zonificación

En base a la recopilación de datos de la actividad sísmica a lo largo de varios años, la norma E.030 divide al Perú en las siguientes zonas.

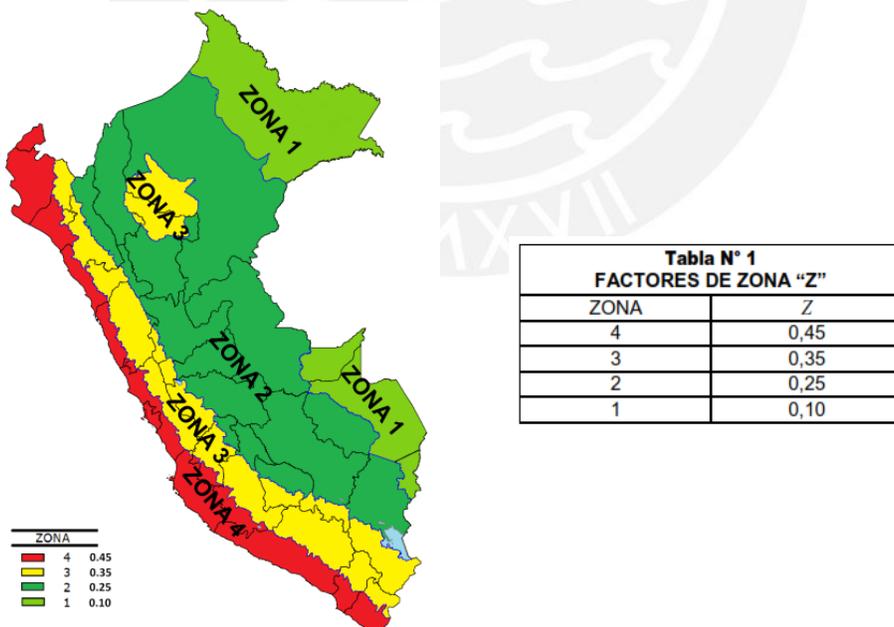


Figura 9 Zonas Sísmicas en el Perú según la norma E.030

Nota. Tomado de E.030 Diseño Sismorresistente, por Reglamento Nacional de Edificaciones, 2018.

Cada zona sísmica del territorio nacional tiene un factor de zona “Z”, para el caso de este proyecto, el cual se encuentra en el distrito de Pueblo Libre en Lima, le corresponde un factor de zona **Z=0.45**.

4.1.2) Condiciones Geotécnicas (Parámetros de Sitio)

La norma E.030 clasifica a los suelos considerando las propiedades mecánicas del suelo, a cada tipo de suelo se le asigna un factor de amplificación “S”, un valor “TP” y un valor “TL” los cuales servirán posteriormente para la definición del factor de amplificación sísmica del espectro de respuesta.

Tabla 3 Parámetros del suelo según la norma E.030

SUELO ZONA	S ₀	S ₁	S ₂	S ₃
Z ₄	0,80	1,00	1,05	1,10
Z ₃	0,80	1,00	1,15	1,20
Z ₂	0,80	1,00	1,20	1,40
Z ₁	0,80	1,00	1,60	2,00

	Perfil de suelo			
	S ₀	S ₁	S ₂	S ₃
T _P (s)	0,3	0,4	0,6	1,0
T _L (s)	3,0	2,5	2,0	1,6

Nota. Tomado de E.030 Diseño Sismorresistente, por Reglamento Nacional de Edificaciones, 2018.

Para fines de este proyecto y según el estudio de mecánica de suelos, se cuenta con un suelo rígido (**S1**), muy común en la zona de pueblo libre, al cual le corresponde un factor de suelo **S=1** un factor **TP=0.4** y un factor **TL=2.5**.

4.1.3) Factor de Amplificación Sísmica (C)

Se interpreta como la amplificación de la aceleración de la estructura con respecto a la aceleración del suelo, el factor “C” dependerá de las características del sitio y se define por las siguientes expresiones:

$$\begin{aligned}
 T < T_P & \qquad C = 2,5 \\
 T_P < T < T_L & \qquad C = 2,5 \cdot \left(\frac{T_P}{T}\right) \\
 T > T_L & \qquad C = 2,5 \cdot \left(\frac{T_P \cdot T_L}{T^2}\right)
 \end{aligned}$$

“T” es el periodo fundamental de la estructura, el cual se obtiene del análisis modal.

4.1.4) Categoría de la Edificación – Factor de Uso (U)

Según la norma E.030, cada edificación está clasificada de acuerdo a su importancia y uso. Las edificaciones se clasifican en esenciales, importantes, comunes y temporales. Siguiendo lo especificado en la norma, la edificación en estudio al ser una vivienda multifamiliar se clasifica como edificaciones de uso común (**categoría “C”**) y el factor de uso es **U=1**.

4.1.5) Sistema Estructural – Coeficiente de Reducción Sísmica (Ro)

El sistema estructural de las edificaciones se clasifica según el material de la estructura y la configuración estructural presente en cada dirección de análisis, según la norma E.030 en el Artículo 15 se define al coeficiente de reducción sísmica “**Ro**” según la siguiente tabla:

Tabla 4 Coeficiente de reducción sísmica “Ro”, según la norma E.030.

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

Nota. Tomado de E.030 Diseño Sismorresistente, por Reglamento Nacional de Edificaciones, 2018.

En el caso del edificio a diseñar, es clara la predominancia de los muros estructurales en ambos sentidos, por lo que un valor inicial del factor de reducción sísmica correspondiente para ambos sentidos será de **Ro=6**, cabe resaltar que el factor “R” será afectado por los factores de irregularidad estructural, los cuales serán de análisis en el capítulo correspondiente al análisis dinámico.

4.1.6 Regularidad Estructural y Factores de Irregularidad (Ia, Ip)

Según la configuración estructural de cada edificación, éstas pueden ser regulares o irregulares; si una edificación no presenta ninguna de las irregularidades indicadas en las tablas N°8 y N°9 de la norma E.030, el edificio se clasificará como regular; sin embargo, si cumple con al menos una irregularidad será una edificación irregular. Si la edificación es irregular, puede verse afectado su desempeño sísmico, por lo que las fuerzas sísmicas se amplifican reduciendo el factor de reducción “R” con la finalidad de considerar dichos efectos de irregularidad.

El coeficiente de reducción sísmica R_o será afectado por los factores de irregularidad en planta (I_p) y/o irregularidad en altura (I_a), formando la siguiente relación “ $R=R_o \times I_a \times I_p$ ”. Se muestra una planta típica del edificio a diseñar:

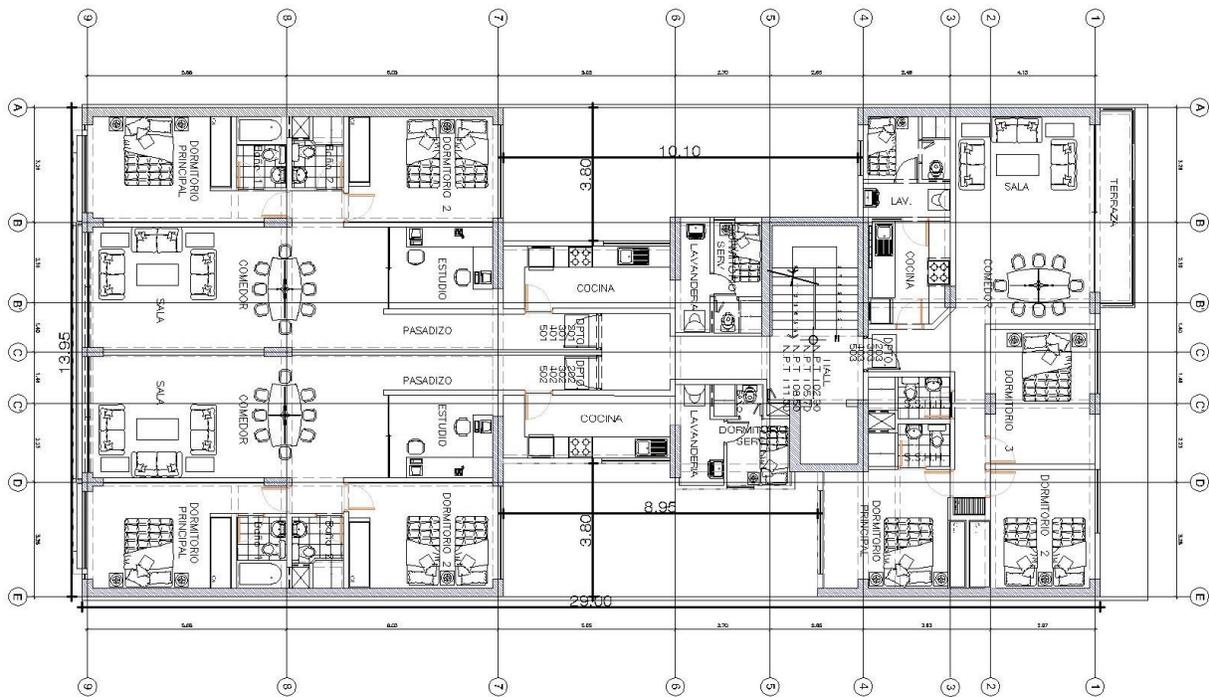


Figura 10 Identificación de esquinas entrantes en planta típica del edificio.

- Esquina entrante (Eje Y) = 10.10 m
- Esquina entrante (Eje X) = 3.80 m
- Dimensión en planta (Eje Y) = 29.00 m x 20% = 5.80 m < 10.10 m
- Dimensión en planta (Eje X) = 13.95 m x 20% = 2.80 m < 3.80 m

Por lo tanto, se presenta irregularidad por esquinas entrantes para ambas direcciones de análisis.

Según la norma E.030, una estructura tiene irregularidad por esquinas entrantes cuando las dimensiones de las esquinas superan el 20% de las dimensiones totales en planta. Se concluye que la estructura a diseñar presenta la irregularidad en planta (I_p) para ambas direcciones, cuyo valor correspondiente es $I_p=0.9$. Siguiendo la ecuación: $R=R_o \times I_a \times I_p$, $R=6 \times 1 \times 0.9 = 5.4$, el factor de reducción sísmica con el que se puede empezar a analizar la estructura en ambas direcciones sería $R=5.4$, cabe recalcar que este es un valor inicial de “R” pues falta analizar más irregularidades en planta como en altura las cuales serán de mayor análisis en el capítulo de análisis dinámico.

4.2) Análisis Modal

Para realizar el análisis sísmico de la estructura es necesario hacer el análisis modal de la estructura y así poder estimar las propiedades dinámicas como las frecuencias, los modos naturales de vibración y el amortiguamiento, de estas propiedades dependerá la respuesta del edificio ante un evento sísmico. El análisis modal depende únicamente de la estructuración, los elementos estructurales y de la rigidez de la estructura.

4.2.1) Modelo Estructural

Para obtener mejores resultados, se modelará el edificio en el programa ETABS 2016, el modelo servirá para realizar el análisis modal, el análisis dinámico y el análisis estructural del edificio. Se ha idealizado la estructura con los elementos estructurales (columnas, placas, vigas y losas) de concreto armado y para motivos de compatibilizar desplazamientos de cada piso del edificio se ha idealizado cada nivel como un diafragma rígido. A continuación, se muestra el modelo estructural de la edificación.

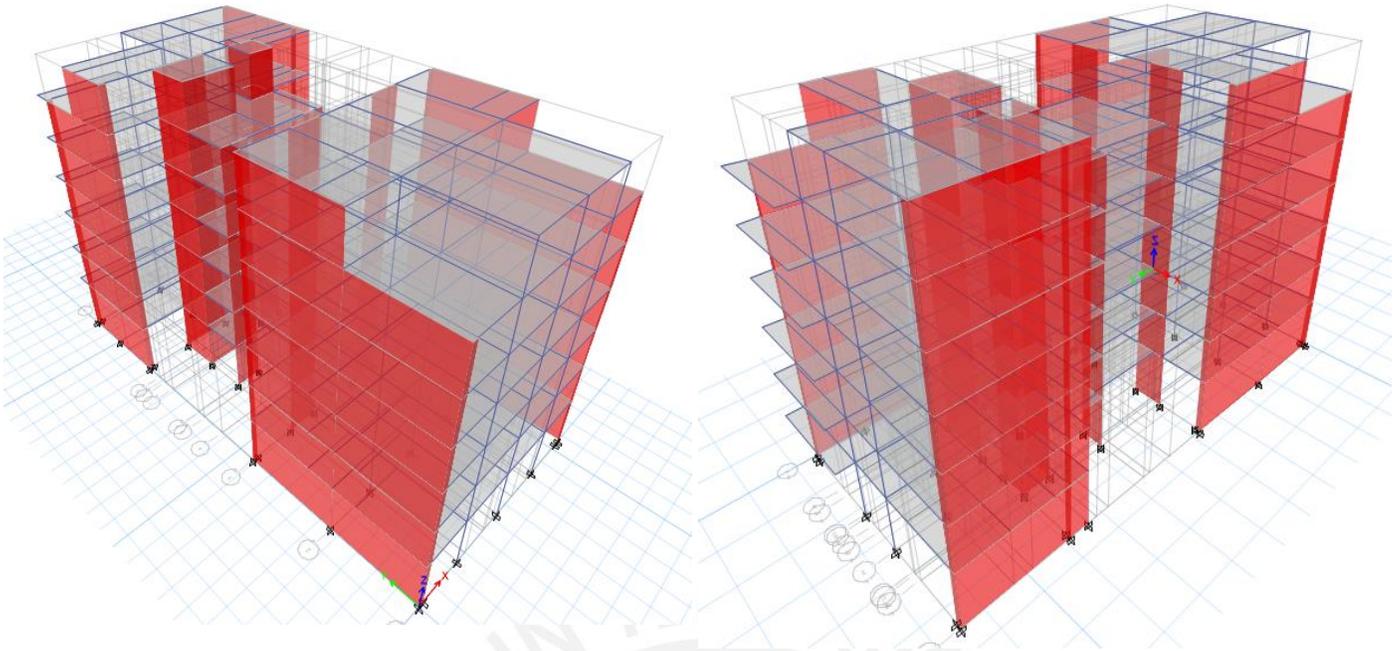


Figura 11 Vistas del modelo estructural en 3D

4.2.2) Análisis de Resultados

Del modelo estructural, se obtuvieron los periodos fundamentales de los principales modos de vibración en cada dirección de la edificación.

Tabla 5 Modos de Vibración del modelo.

Modo	Periodo (S)	Participación en X-X (%)	Participación en Y-Y (%)
1	0.385	72.59	0.01
2	0.220	4.48	2.50
3	0.183	0.11	71.22
4	0.110	12.85	0.00
5	0.062	0.79	0.51
6	0.055	4.43	0.00
7	0.049	0.02	18.89
8	0.037	1.35	0.01
9	0.035	0.00	0.00
10	0.034	0.72	0.00
11	0.032	0.27	0.22
12	0.027	0.86	0.04
13	0.026	0.00	3.95
14	0.024	0.00	0.00
15	0.024	0.04	0.00
16	0.023	0.00	0.02
17	0.023	0.01	0.07
18	0.023	0.00	0.00
19	0.023	0.00	0.00
20	0.023	0.01	0.00
21	0.023	0.01	0.00

Los modos de vibración cuyos porcentajes de participación sean mayores, representan los modos y periodos fundamentales de vibración. De la tabla mostrada, se observa que para la dirección X-X el periodo **0.385 s** cuenta un porcentaje de participación de **72.59%** y para la dirección Y-Y el periodo **0.183 s** presenta un porcentaje de participación de **71.2 %**, siendo los más importantes. A partir de los modos de vibración obtenidos con sus respectivos porcentajes de participación, se logrará mediante una combinación cuadrática completa (CQC), obtener las respuestas máximas de la estructura como fuerzas internas, deformaciones y desplazamientos.

4.3) Análisis Estático

El análisis estático es un método que representa las sollicitaciones sísmicas mediante un conjunto de fuerzas que actúa en el centro de masas de cada nivel de la estructura. Este método de análisis pierde precisión en estructuras irregulares y de más altura; sin embargo, utilizaremos este análisis para, luego de haber hecho el análisis dinámico, hacer el escalamiento de fuerzas del artículo 29.4 “Fuerza cortante mínima” de la norma E.030, en donde se indica que la fuerza cortante en el primer entrepiso obtenida del análisis dinámico no puede ser menor que el 80% de la fuerza cortante obtenida del análisis estático en estructuras regulares, ni menor que el 90% en estructuras irregulares. Para realizar el análisis estático es necesario conocer algunos parámetros anteriormente descritos y también normalizar el peso de la estructura.

4.3.1) Peso del Edificio

El artículo 26 de la norma E.030 indica la forma correcta de estimar el peso de la estructura, ésta depende del tipo de categoría del edificio y solo varía en el porcentaje de carga viva o sobrecarga que se añadirá a la estructura. Para el caso de este proyecto, al tratarse de una edificación destinada a vivienda pertenece a la categoría del grupo “C” y según el artículo 26 de

la norma solo se tomará el 25% de la carga viva además de las cargas permanentes y totales de la edificación. Se muestra el cálculo para el peso de la edificación.

Tabla 6 Cálculo del peso del edificio para el análisis estático

Nivel	Masa (Tn.seg ² /m)	Peso total (ton)
Piso 1	42.63	418.17
Piso 2	41.83	410.32
Piso 3	41.83	410.32
Piso 4	41.83	410.32
Piso 5	42.99	421.74
Piso 6	38.78	380.42
Piso 7	19.37	190.04
P =		2641.32

4.3.2) Fuerza Cortante Basal

La fuerza cortante basal estática se calcula mediante la siguiente expresión:

$$V = \frac{Z \cdot U \cdot C \cdot S}{R} \cdot P$$

El periodo fundamental en la dirección “X” es $T_x=0.385s$ y en la dirección “Y” es $T_y=0.183s$. Sin embargo, el T_p de la estructura es $T_p=0.4 s$, significa que el factor de amplificación sísmica “C” es el mismo para las dos direcciones y la fuerza cortante basal también será la misma.

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

$$T_x = 0.385 s \text{ y } T_y = 0.183 s < T_p = 0.4 s \quad C=2.5$$

Teniendo los parámetros definidos, se obtiene la cortante basal $V_b = 495.25$ tn.

Z	0.45
U	1.00
C	2.50
S	1.00
R	6.00
ZUCS/R	0.1875
Peso	2,641.32
V basal	495.25

Para obtener la fuerza cortante basal distribuida en cada nivel, la norma E.030 propone una

$$\text{f\u00f3rmula: } F_i = \frac{P_{ixhi}}{\sum P_{ixhi}} \times V_{\text{basal}}$$

Tabla 7 C\u00e1lculo de la fuerza cortante basal para el an\u00e1lisis est\u00e1tico

	Peso (ton)	H	Pixhi^k	\u03b1 i	Fi (ton)
Azotea	157.62	19.60	3,089.32	0.14	67.00
Piso 6	315.52	16.80	5,300.72	0.23	114.97
Piso 5	349.78	14.00	4,896.99	0.21	106.21
Piso 4	340.31	11.20	3,811.51	0.17	82.67
Piso 3	340.31	8.40	2,858.63	0.13	62.00
Piso 2	340.31	5.60	1,905.75	0.08	41.33
Piso 1	346.83	2.80	971.12	0.04	21.06
Total	2,641.32	\u03a3 Pixhi^k	22,834.04	V basal	495.25

4.3.3) Verificaci\u00f3n de Sistema Estructural

Ahora se comprobar\u00e1 la suposici\u00f3n del sistema estructural en ambas direcciones, se hab\u00eda comentado inicialmente que el sistema era de muros estructurales, ahora conociendo la cortante est\u00e1tica, se podr\u00e1 saber la cortante que resisten los muros y las columnas en ambas direcciones.

Eje X: Cortante basal (Vb) = 495.25 ton

Cortante en placas = 472.89 ton

Porcentaje (%) de cortante que se llevan las placas = 95.48 %

Eje Y: Cortante basal (Vb) = 495.25 ton

Cortante en placas = 490.18 ton

Porcentaje (%) de cortante que se llevan las placas = 98.97 %

Seg\u00fan el art\u00edculo 16 de la norma E.030, para que un sistema estructural se denomine como “Muros estructurales”, las placas deber\u00e1n resistir como m\u00ednimo el 70% de la cortante en la base, en este caso se comprueba que los sistemas estructurales para ambas direcciones son de muros estructurales.

4.4) Análisis Dinámico Modal Espectral

Según el artículo 29 de la norma E.030, cualquier estructura puede ser diseñada mediante un análisis dinámico modal espectral, éste es un procedimiento más completo y exacto a comparación del análisis estático. La norma indica que para cada una de las direcciones de análisis se utilizará un espectro inelástico de pseudo-aceleraciones y de forma complementaria se podrá utilizar un análisis dinámico tiempo-historia. Este procedimiento se vuelve un poco más complejo para obtener los resultados globales de la estructura, es por eso que la norma también indica criterios de combinación de los cuales en este proyecto se utilizará la combinación cuadrática completa (CQC), luego se podrán obtener la fuerza cortante basal, los desplazamientos de entrepiso, derivas, distancia de separación entre edificios, etc.

4.4.1) Aceleración Espectral

Según la norma E.030 en su inciso 29.2. indica que se utilizará un espectro inelástico de pseudo-aceleraciones el cual está definido por la expresión:

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

Remplazando los parámetros sísmicos anteriormente hallados, se obtiene el siguiente espectro de deiseño S_a vs T .

Tabla 8 Parámetros sísmicos calculados

PARAMETRO	FACTORES	PARAMETRO	DIR X-X	DIR Y-Y
Z	0.45	R _o	6	6
U	1.00	I _a	1.00	1.00
S	1.00	I _p	0.90	0.90
T _p	0.40	R	5.4	5.4
T _L	2.50	g	9.81 ^{m/s²}	

(Esquinas entrantes)

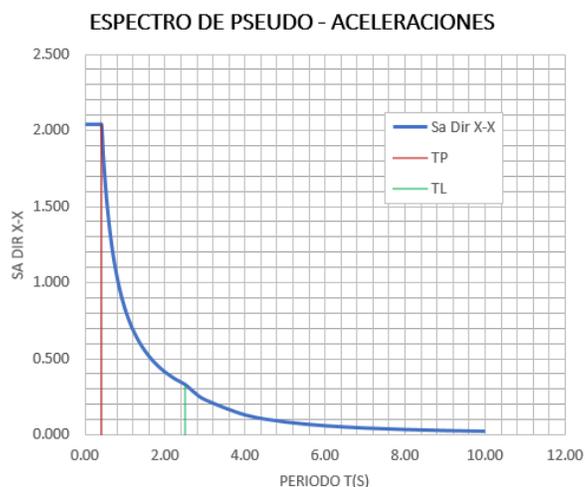


Figura 12 Espectro de diseño Sa vs T

4.4.2) Análisis de Desplazamientos

Se analizará si las derivas máximas de entrepiso cumplen con la norma E.030; es decir, se verificará que las derivas máximas de entrepiso no superen la distorsión máxima para estructuras de concreto armado que es del 0,7%.

Del análisis dinámico, se hallaron los desplazamientos elásticos y lineales de la estructura. Para obtener los desplazamientos máximos inelásticos; la norma indica que, si la estructura es regular, se multiplicarán los desplazamientos por 0.75 R y si es irregular se multiplicarán por 0.85 R. Como la estructura de este proyecto es irregular, los resultados de desplazamientos hallados se multiplicarán por 0.85 R.

Tabla 9 Desplazamientos y Derivas máximas inelásticas en la dirección X

NIVEL	H Entrepiso (cm)	Desp. Absoluto Elástico (cm)	Desp. Relativo Elástico (cm)	Deriva elástica Drel / H (‰)	Deriva Inelástica 0.85R x Drel/H (‰)	¿Deriva < 7 ‰?	Desp. Absoluto Inelástico (cm)
7° Piso	270	1,691	0,204	0,757	2,896	SI	6,468
6° Piso	270	1,487	0,227	0,841	3,217	SI	5,686
5° Piso	270	1,259	0,261	0,966	3,695	SI	4,817
4° Piso	270	0,999	0,283	1,048	4,009	SI	3,820
3° Piso	270	0,716	0,283	1,047	4,005	SI	2,737
2° Piso	270	0,433	0,255	0,945	3,615	SI	1,656
1° Piso	340	0,178	0,178	0,523	2,000	SI	0,680

Tabla 10 Desplazamientos y Derivas máximas inelásticas en la dirección Y-Y

NIVEL	H Entrepiso (cm)	Desp. Absoluto Elástico (cm)	Desp. Relativo Elástico (cm)	Deriva elástica Drel / H (‰)	Deriva Inelástica 0.85R x Drel/H (‰)	¿Deriva < 7 ‰?	Desp. Absoluto Inelástico (cm)
7º Piso	270	0,28585	0,04563	0,169	0,776	SI	1,312
6º Piso	270	0,24022	0,04617	0,171	0,785	SI	1,103
5º Piso	270	0,19405	0,04671	0,173	0,794	SI	0,891
4º Piso	270	0,14734	0,04563	0,169	0,776	SI	0,676
3º Piso	270	0,10171	0,04158	0,154	0,707	SI	0,467
2º Piso	270	0,06013	0,03429	0,127	0,583	SI	0,276
1º Piso	340	0,02584	0,02584	0,076	0,349	SI	0,119

Se observa que en la dirección X la deriva máxima es de 4.0 ‰ y en la dirección Y es 0.79 ‰; por lo tanto, se concluye que se está cumpliendo los límites de derivas máximas de entrepiso dispuestas por la norma E.030.

4.4.3) Análisis de Irregularidades

En las estructuras se pueden presentar distintos tipos de irregularidades, la presencia de estos hace complicado predecir el comportamiento de la edificación en condiciones sísmicas. Por ello, la norma E.030 establece valores de reducción para el coeficiente de reducción sísmica (R) los cuales dependen del tipo de irregularidad presente. Se procede a evaluar la presencia de irregularidades en altura y planta.

Irregularidades en Altura (Ia):

Irregularidad de Rigidez – Piso blando:

A continuación, se muestran las rigideces obtenidas calculadas dividiendo la cortante sísmica de cada entrepiso, entre la deriva de dicho piso (es decir las derivas máximas inelásticas, ver tablas 11 y 12)

Tabla 11 Comparación de rigideces de entrepiso en dirección “X”

IRREGULARIDAD DE RIGIDEZ							
NIVEL	Fuerza Cortante Entrepiso	Deriva inelástica en "X"	Rigidez lateral (Ton/m)	70% Rigidez piso superior	Ratio respecto a piso superior	80% Rigidez promedio	Ratio respecto a 3 pisos superiores
7° Piso	70.107	2.896	24.212				
6° Piso	185.090	3.217	57.538	16.948	3.395		
5° Piso	289.573	3.695	78.370	40.277	1.946		
4° Piso	370.571	4.009	92.444	54.859	1.685	42.699	2.165
3° Piso	431.132	4.005	107.655	64.711	1.664	60.894	1.768
2° Piso	471.259	3.615	130.376	75.358	1.730	74.258	1.756
1° Piso	490.871	2.000	245.377	91.263	2.689	88.126	2.784

Tabla 12 Comparación de rigideces de entrepiso en dirección “Y”

IRREGULARIDAD DE RIGIDEZ							
NIVEL	Fuerza Cortante Entrepiso (Ton)	Deriva inelástica en "Y"	Rigidez lateral (Ton/m)	70% Rigidez piso superior	Ratio respecto a piso superior	80% Rigidez promedio	Ratio respecto a 3 pisos superiores
7° Piso	65.825	0.776	84.857				
6° Piso	165.065	0.785	210.304	59.400	3.540		
5° Piso	249.161	0.794	313.777	147.213	2.131		
4° Piso	311.861	0.776	402.033	219.644	1.830	162.383	2.476
3° Piso	358.670	0.707	507.413	281.423	1.803	246.964	2.055
2° Piso	391.560	0.583	671.710	355.189	1.891	326.193	2.059
1° Piso	410.232	0.349	1175.988	470.197	2.501	421.641	2.789

Existe irregularidad de rigidez, si en un entrepiso la rigidez lateral es menor al 70% del nivel inmediato superior o menor al 80% del promedio de las rigideces laterales de los 3 niveles superiores, según las tablas mostradas se demuestra que el edificio no tiene dicha irregularidad en las dos direcciones de análisis.

Irregularidad extrema de rigidez:

Según la norma E.030, se tiene irregularidad extrema de rigidez si en un entrepiso la rigidez lateral es menor al 60% del nivel inmediato superior o menor al 70% del promedio de las rigideces laterales de los 3 niveles superiores. De acuerdo a las tablas mostradas, es notorio que

en todos los casos la rigidez lateral de un piso inferior es mayor que el piso superior, por lo que esta irregularidad tampoco está presente en el proyecto.

Irregularidad de Resistencia – Piso débil:

Existe irregularidad de resistencia cuando en la dirección de análisis, la resistencia de un entrepiso a fuerzas cortantes es inferior al 80% de la resistencia a cortante del piso superior.

En esta edificación las dimensiones de las columnas y placas (elementos que resisten las fuerzas cortantes) se mantienen constantes en todos los pisos, por lo que se concluye que la estructura no presenta esta irregularidad de piso débil.

Irregularidad de Masa o Peso:

Según la norma E.030, existe esta irregularidad cuando el peso de un entrepiso es mayor que 1.5 veces el peso de un piso adyacente.

Tabla 13 Pesos de los entrepisos de la estructura

Nivel	Masa (Tn.seg ² /m)	Peso total (ton)
Piso 1	42.63	418.17
Piso 2	41.83	410.32
Piso 3	41.83	410.32
Piso 4	41.83	410.32
Piso 5	42.99	421.74
Piso 6	38.78	380.42
Piso 7	19.37	190.04

En la edificación de análisis no se presencia una gran diferencia en pesos entre un entrepiso y otro, por lo que se concluye que esta estructura no presenta la irregularidad de masa o peso.

Irregularidad de Geometría Vertical:

Esta irregularidad no se presenta en la estructura, pues el edificio mantiene las dimensiones de las plantas iguales en todos los pisos y para ambas direcciones de análisis.

Discontinuidad de los Sistemas Resistentes:

Se refiere a el eventual caso en que placas o columnas que resistan más del 10% de la fuerza cortante tengan un desalineamiento vertical (RNE E.030), en este caso la estructura mantiene constante todas las dimensiones de placas y columnas desde el primer nivel hasta el último por lo que esta irregularidad no estaría presente.

Es importante saber que la norma E.030 exige algunas tolerancias en cuanto a las irregularidades de la estructura la cual depende del tipo de edificación y su zonificación. Para este caso al ser una edificación tipo “C” y pertenecer a la zona “4” no se permiten irregularidades extremas; sin embargo, hasta el momento la edificación no presenta irregularidades extremas por lo cual se concluye que la estructura está cumpliendo con los requerimientos de la norma E.030.

Irregularidades en planta (Ip):

Irregularidad torsional:

Según la norma E.030, se indica que existe esta irregularidad si en alguna de las direcciones de análisis el máximo desplazamiento relativo de entrepiso de los extremos del edificio es más que 1.3 veces el desplazamiento relativo promedio de los extremos del edificio.

Análisis en dirección X-X:

Tabla 14 Determinación de irregularidad torsional para la dirección “X”

NIVEL	Deriva Inelástica Extremos (‰)				Deriva Máxima Inelástica (‰)	Deriva Promedio de Extremos (‰)	Irregularidad Torsional
	Deriva Extremo 1	Deriva Extremo 2	Deriva Extremo 3	Deriva Extremo 4			Ratio Deriva Máxima / Promedio
PISO 1	2.000	0.876	0.876	2.000	2.000	1.438	1.39
PISO2	3.615	1.825	1.825	3.615	3.615	2.720	1.33
PISO 3	4.005	2.035	2.035	4.005	4.005	3.020	1.33
PISO 4	4.009	1.958	1.958	4.009	4.009	2.984	1.34
PISO 5	3.695	1.702	1.702	3.695	3.695	2.699	1.37
PISO 6	3.217	1.381	1.381	3.217	3.217	2.299	1.40
PISO 7	2.896	1.033	2.896	1.033	2.896	1.964	1.47

Análisis en Dirección Y-Y:

La norma E.030 también indica que, si las derivas de entrepiso son inferiores al 50% de la deriva máxima permisible (7.0 ‰), no será necesario hacer el análisis de irregularidades torsionales. Como se puede observar en la “Tabla 10 Desplazamientos y Derivas máximas inelásticas en la dirección Y-Y”, las derivas son muy inferiores a 3.5 ‰ por lo que no es requerimiento realizar el análisis de irregularidades torsionales. Esto era de esperarse, pues la edificación cuenta con una gran densidad de muros de corte en la dirección “Y” lo cual hace que se tenga un buen control de los desplazamientos.

Se puede concluir que la estructura presenta irregularidad torsional en “X” y no presenta irregularidad torsional en “Y”.

Irregularidad torsional extrema:

La norma E.030 establece que, si el ratio entre la máxima deriva en un extremo del edificio y el promedio de las derivas de los extremos de la misma planta supera 1.5, se tendrá presencia de irregularidad torsional extrema. Sin embargo; como se aprecia en la Tabla 14, todos los ratios calculados no superan el valor de 1.5, por lo cual se deduce que no hay presencia de esta irregularidad para ninguna dirección de análisis.

Esquinas entrantes:

La norma indica que si las dimensiones de las esquinas entrantes superan el 20% de las dimensiones en planta de cada piso presenta irregularidad por esquinas entrantes. Se mostrará nuevamente el cálculo que demuestra la presencia de esquinas entrantes.

- Esquina entrante (Eje Y) = 10.10 m, esquina entrante (Eje X) = 3.80 m
- Dimensión en planta (Eje Y) = 29.00 m x 20% = 5.80 m < 10.10 m
- Dimensión en planta (Eje X) = 13.95 m x 20% = 2.80 m < 3.80 m

Discontinuidad del Diafragma:

La norma E.30 indica que, si los diafragmas de la estructura presentan discontinuidades abruptas o variaciones importantes de rigidez como aberturas mayores al 50% del área bruta del diafragma, se calificará como irregular por discontinuidad en el diafragma.

Como se aprecia en la Figura 10, la planta típica del edificio no presenta discontinuidades ni aberturas abruptas que superen el 50% del área bruta del diafragma. Por lo tanto, se concluye que en ninguna dirección de análisis está presente esta irregularidad.

Sistemas no paralelos:

Las estructuras que presenten elementos estructurales resistentes a fuerzas cortantes que no sean paralelos entre sí, presentarán la irregularidad por sistemas no paralelos. Como se pudo apreciar en la Figura 10, las columnas y placas del edificio están paralelos entre sí, tratando de resistir las fuerzas de corte en ambas direcciones. Se concluye que esta irregularidad no está presente en ninguna dirección de análisis.

Restricción de Irregularidades:

Según el Artículo 21 de la norma E.030, en la tabla N°10 “Categoría y regularidad de las edificaciones” se indican ciertas restricciones que dependen del tipo de edificación y de su zonificación. En la edificación de estudio, se restringe que existan irregularidades extremas. Luego del análisis realizado, se determina que la edificación no presenta irregularidades extremas y que se cumple con el requerimiento. Como resumen se muestra una tabla con las irregularidades encontradas:

Tabla 15 Resumen de irregularidades encontradas luego del análisis

IRREGULARIDADES ESTRUCTURALES EN ALTURA		la Dir X-X	la Dir Y-Y
Irregularidad de Rigidez – Piso Blando	<input type="checkbox"/> DIR X-X <input type="checkbox"/> DIR Y-Y	1.00	1.00
Irregularidades de Resistencia – Piso Débil	<input type="checkbox"/> DIR X-X <input type="checkbox"/> DIR Y-Y	1.00	1.00
Irregularidad Extrema de Rigidez	<input type="checkbox"/> DIR X-X <input type="checkbox"/> DIR Y-Y	1.00	1.00
Irregularidad Extrema de Resistencia	<input type="checkbox"/> DIR X-X <input type="checkbox"/> DIR Y-Y	1.00	1.00
Irregularidad de Masa o Peso	<input type="checkbox"/> AMBAS DIRECCIONES	1.00	1.00
Irregularidad Geométrica Vertical	<input type="checkbox"/> DIR X-X <input type="checkbox"/> DIR Y-Y	1.00	1.00
Discontinuidad en los Sistemas Resistentes	<input type="checkbox"/> AMBAS DIRECCIONES	1.00	1.00
Discontinuidad extrema de los Sistemas Resistentes	<input type="checkbox"/> AMBAS DIRECCIONES	1.00	1.00
Se toma el valor mas crítico		1.00	1.00

IRREGULARIDADES ESTRUCTURALES EN PLANTA		Ip Dir X-X	Ip Dir Y-Y
Irregularidad Torsional	<input checked="" type="checkbox"/> DIR X-X <input type="checkbox"/> DIR Y-Y	0.75	1.00
Irregularidad Torsional Extrema	<input type="checkbox"/> DIR X-X <input type="checkbox"/> DIR Y-Y	1.00	1.00
Esquinas Entrantes	<input checked="" type="checkbox"/> DIR X-X <input checked="" type="checkbox"/> DIR Y-Y	0.90	0.90
Discontinuidad del Diafragma	<input type="checkbox"/> AMBAS DIRECCIONES	1.00	1.00
Sistemas no Paralelos	<input type="checkbox"/> DIR X-X <input type="checkbox"/> DIR Y-Y	1.00	1.00
Se toma el valor mas crítico		0.75	0.90

4.4.4) Fuerza Cortante Mínima de Diseño

Realizado el análisis de irregularidades, es notorio que el factor de Reducción Sísmica se verá afectado y modificará los espectros de respuesta, con lo cual las fuerzas cortantes en la base cambiarán; sin embargo, los desplazamientos y derivas no necesariamente sufrirán cambio.

Una vez realizado el análisis dinámico con los espectros modificados se obtendrán fuerzas cortantes en la base, generalmente las fuerzas obtenidas mediante el análisis dinámico son menores a las halladas mediante el método estático, razón por la que la norma E.030 establece, según el artículo “29.4 Fuerza Cortante Mínima”, que para cada una de las direcciones de análisis la fuerza cortante en la base dinámica no podrá ser menor que el 80% de la cortante basal estática para estructuras regulares, ni menor que el 90% de la cortante basal estática para estructuras irregulares. Para cumplir con esta disposición será necesario escalar todas las fuerzas obtenidas para obtener la fuerza cortante mínima de diseño. Para el caso de esta estructura, se tiene:

Tabla 16 Determinación de los factores de escala

	Dirección X	Dirección Y
Dinámico	490.870	410.230
Estático	495.248	495.248
90% V Estático	445.723	445.723
Factor de escala	1.000	1.087

En la dirección “X” la cortante basal dinámica es mayor que el 90% de la cortante basal estática; por lo que no será necesario escalar las fuerzas y se considerará un factor de escala igual a 1; sin embargo, para la dirección “Y” es necesario escalar las fuerzas para cumplir con el requerimiento, lo que le corresponde un factor de escala igual a 1.087. Con estas fuerzas escaladas se procederá a realizar el diseño de los elementos estructurales del edificio.

4.4.5) Separación Entre Edificios

La separación entre edificios se calcula con el objetivo de evitar el contacto entre estructuras vecinas durante un evento sísmico. La norma E.030 indica en el artículo 33 que la separación mínima “s” entre edificios deberá ser mayor a los siguientes valores:

- 2/3 de la suma de los desplazamientos máximos de los edificios adyacentes
- $S = 0.006 h \geq 0.03 \text{ m}$.

Donde “h” es la altura medida desde el nivel de terreno natural hasta el nivel donde será evaluado “s”, para el caso de esta edificación, el último techo está en el nivel +19.60 m, entonces el valor de “S” para esta condición es 11.76 cm.

La norma también indica que la distancia que se retirará el edificio con respecto a lotes adyacentes no debe ser menor a los 2/3 del desplazamiento máximo calculado para el nivel más elevado de la edificación, ni tampoco debe ser menor a los s/2. Entonces la distancia mínima que se tendrá que retirar la edificación será:

$$2/3 \times 4.84 \text{ cm} = 3.23 \text{ cm} \text{ o } 11.76/2 = 5.88 \text{ cm}$$

La norma también indica que, si las edificaciones adyacentes no respetaron la junta sísmica reglamentaria, se deberá tomar además el valor de $s/2$ de la estructura vecina. Para el caso de este proyecto, las edificaciones vecinas son viviendas de 2 pisos donde sí se respeta la junta sísmica reglamentaria, por lo que el edificio tomará una junta sísmica total de **6 cm** a cada lado del edificio.

5) Capítulo 5: Conceptos de Diseño en Concreto Armado

5.1) Diseño por Flexión:

Elementos estructurales que tengan fuerzas axiales despreciables y esfuerzos de flexión considerables se diseñarán por flexión, los elementos estructurales que se diseñarán por flexión son las losas aligeradas y macizas, vigas de cimentación, vigas peraltadas y zapatas.

Para calcular los esfuerzos de los elementos estructurales que están sometidos a flexión se deben considerar ciertas hipótesis:

- ✓ Las secciones planas permanecen planas.
- ✓ El concreto y acero se deforman en la misma proporción, se consideran que ambos están perfectamente adheridos.
- ✓ La resistencia a tracción del concreto es despreciable.

La compresión de concreto durante la falla se calcula utilizando el rectángulo equivalente cuyo valor es $C_c = 0.85 \times f'_c \times b \times \beta_1 \times c$, donde “ β_1 ” es un parámetro que depende del valor de f'_c ($f'_c = 210 \text{ kg/cm}^2$, $\beta_1 = 0.85$) y “ c ” es la profundidad del eje neutro.

La resistencia nominal a flexión (M_n) se calcula considerando que las secciones de viga de este proyecto son rectangulares (en las viguetas generalmente el bloque de compresiones se encuentra dentro del ala del elemento), las fórmulas a emplear son:

$$M_n = A_s \times f_y \times \left(d - \frac{a}{2}\right)$$

$$a = \frac{A_s \times f_y}{0.85 \times f'_c \times b}$$

Donde:

A_s = Acero en tracción

F_y = esfuerzo de fluencia

b = ancho de bloque de compresiones

d = peralte efectivo

Según el método de diseño por resistencia y la norma E.060, se debe comprobar que la resistencia nominal de la sección, afectada por un factor de reducción, es mayor o igual que la resistencia última del elemento, para el caso del diseño por flexión se comprobará que:

$$M_u \leq \Phi M_n$$

Donde “ M_u ” es el momento último el cual proviene de una combinación de casos de cargas amplificadas y de combinaciones de fuerzas. El factor de reducción para el caso de flexión es $\Phi = 0.9$.

En los elementos sometidos a flexión, es ideal que se produzca la falla dúctil del elemento, es decir que el concreto debe llegar a su deformación máxima cuando el acero ya está en el rango plástico o fluencia. Para que ocurra la falla dúctil, la cantidad de acero de refuerzo debe estar entre el rango de los valores de acero mínimo y acero máximo.

El acero máximo “ **$A_s \text{ máx}$** ” es la máxima cantidad de acero que debe tener una sección para que no se produzca una falla balanceada (A_b), la falla balanceada ocurre cuando el acero y el concreto fallan simultáneamente.

$$A_b = \frac{0.85 \times \beta_1 \times f'_c}{f_y} \times \frac{E_{cu}}{E_{cu} + 0.0021}$$

$$A_s \text{ máx} = 0.75 \times A_b$$

El acero mínimo “**As min**” es la cantidad mínima de acero para que la resistencia de la sección sea mayor a 1.2 veces la resistencia sin considerar refuerzo.

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

5.2) Diseño por Corte

Los elementos estructurales que estén sometidos a fuerzas de corte, deberán ser diseñados para soportar fuerzas transversales a su plano, generalmente todos los elementos estructurales son diseñados por corte y según la norma E.060 y el Diseño por Resistencia, se tendrá que cumplir que el resistencia al corte nominal del elemento, sometida a un factor " Φ ", tendrá que ser mayor a la resistencia última del elemento. La resistencia nominal “ V_n ” es la que aporta el concreto junto con el acero de refuerzo transversal de cada elemento, se tiene:

$$Vu \leq \Phi Vn$$

$$Vu \leq \Phi (Vc + Vs)$$

El valor de " Φ " para este caso es 0.85, “ V_c ” es la resistencia a corte que aporta el concreto y “ V_s ” es la resistencia a corte que aporta el acero transversal. El cálculo de V_c es distinto si el elemento estructural es diseñado por flexión o flexo compresión.

Si el elemento es diseñado por flexión:

$$Vc = 0.53 \times \sqrt{f'c} \times bw \times d$$

Si el elemento es diseñado por flexo compresión:

$$Vc = 0.53 \times \sqrt{f'c} \times \left(1 + \frac{Nu}{140 \times A}\right) \times bw \times d$$

B_w =ancho del alma

U_n =fuerza de compresión sobre el elemento

La resistencia al corte que aporta el acero transversal se calcula mediante la siguiente ecuación:

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

A_v = área transversal que aporta el acero estructural

S = separación del refuerzo transversal, debe ser como máximo $d/2$.

Otra limitación que se tiene en el diseño por corte es que la Cortante Última “ V_u ” no debe exceder el cortante máximo, cumpliendo la siguiente relación:

$$V_c \leq \Phi (V_c + 2.1 \times \sqrt{f'_c} \times b_w \times d)$$

5.3) Diseño por flexocompresión

Los elementos estructurales que reciben fuerzas axiales de compresión considerables, tendrán que ser diseñados por flexocompresión, estos elementos estructurales son las columnas y los muros de concreto armado. El diseño por flexocompresión considera los efectos de carga axial y la flexión a la que está sometida, además existe una condición de la norma E.060 donde indica que los elementos estructurales en donde $P_u > 0.1 \times f'_c \times A_g$ deberán ser diseñados por flexocompresión. Este diseño contempla un diagrama de interacción que la conforman las cargas axiales nominales “ P_n ” y los momentos nominales “ M_n ” del elemento, el diagrama se conforma por todas las combinaciones que se generen de P_n y M_n al momento de variar la posición del eje neutro “ c ” de la sección. La resistencia a cargas axiales nominales “ P_n ” se calcula considerando un factor de reducción “ α ”, este factor se aplica para considerar la presencia de momentos flectores causados por la excentricidad de las cargas del elemento, se tiene entonces la siguiente relación:

$$P_n \text{ máx} = \alpha \times P_o, \text{ donde:}$$

“ α ”: factor de reducción, para columnas o núcleos confinados $\alpha=0.8$.

P_o : Resistencia a compresión pura

P_n máx: Resistencia a compresión nominal, se considerará en el diagrama de interacción.

El diagrama de interacción se somete a factores de reducción para hallar el diagrama de diseño, el factor de reducción “ Φ ” varía según la carga axial de falla del elemento, si:

$$0.1 x f'c x Ag < P_n; \Phi = 0.7$$

$$0 < P_n < 0.1 x f'c x Ag; 0.7 < \Phi < 0.9$$

$$P_n < 0; \Phi = 0.9$$

Para finalizar, con las solicitaciones a las que está sometido el elemento estructural se combinan y se generan puntos que tendrán que graficarse junto con los diagramas de interacción; si todos los puntos de las combinaciones se ubican dentro del diagrama de diseño, el elemento estructural (columnas o placas) cumplirán el diseño por flexocompresión.

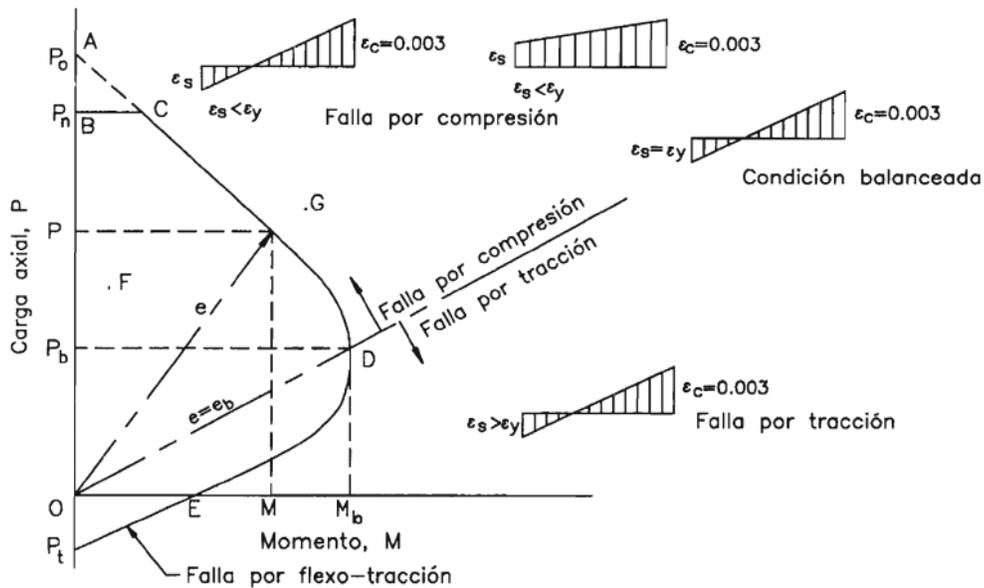


Figura 13 Diagrama de interacción nominal

Nota. Tomado de “Diseño de Estructuras de Concreto Armado”, por T. Harmsen, 2002.

6) Capítulo 6: Diseño de Losas

6.1) Diseño de Losas Aligeradas:

Las losas son los elementos que transmiten las cargas muertas y vivas a las vigas de apoyo o muros estructurales; para el diseño de las losas aligeradas, se considera viguetas individuales las cuales deben resistir los requerimientos a flexión y corte producidos por las cargas permanentes, sobrecargas, etc.

Se tendrá en cuenta las siguientes consideraciones:

El aligerado a diseñar es convencional, se trata de viguetas de concreto de sección “T” entre cada vigueta se ubican ladrillos de techo.

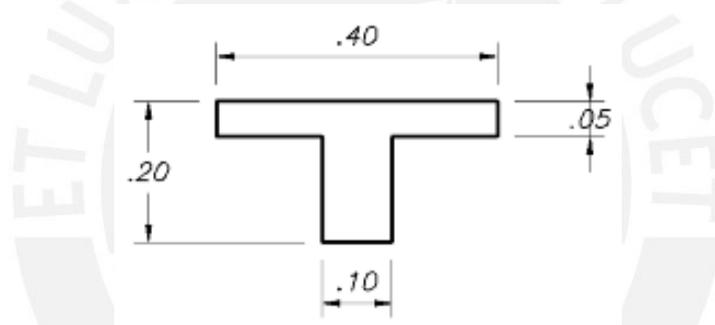


Figura 14 Sección típica de vigueta de $h=20$ cm

Para diseñar por flexión inferior, se toma como ancho al bloque en compresión $b = 40$ cm, mientras para la flexión superior se toma como ancho al bloque con $b=10$ cm. Por norma, el recubrimiento del acero para losas es de 2 cm; sin embargo, para el diseño se toma 3 cm al considerarlo al eje.

Para el diseño por corte, la fuerza cortante de diseño se toma a una distancia “d” de la cara. Si la resistencia al corte proporcionado por el concreto no es suficiente, se recurre a incrementar el ancho del alma con ensanches alternados o corridos.

Como acero por temperatura, se considera $\Phi 1/4''@0.25$ m en la parte superior del aligerado, con esto se cubre la cuantía mínima de refuerzo por temperatura (0.18%).

Diseño por flexión:

El diseño por flexión de las losas aligeradas se realiza por vigueta, para este proyecto se realizará el diseño del tramo ABCDE entre los ejes 7 y 8 del piso típico.

Metrado de cargas:

Peso Aligerado	0.30 Tn/m ² x 0.4 m	0.12	tn/m
Peso Piso terminado	0.10 Tn/m ² x 0.4 m	0.04	tn/m
Sobrecarga (S/C)	0.20 Tn/m ² x 0.4 m	0.08	tn/m
Cargas Puntuales de Tabiques	1.35 Tn/m ³ x 0.15 m x 0.4 m x 2.8 m	0.23	tn

Wm	0.12 + 0.04	0.16	tn/m
Wv	0.08	0.08	tn/m
Wu	1.4 x 0.16 + 1.7 x 0.08	0.36	tn/m
Pu	0.23 x 1.4	0.32	tn

Se muestra la distribución de las cargas últimas en la vigueta típica:

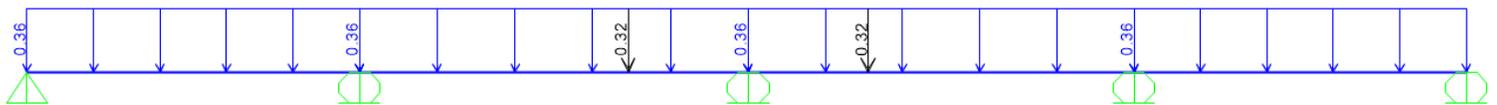


Figura 15 Modelo estructural de vigueta típica

Luego de ser analizada, se obtienen los siguientes resultados de DFC y DMF:

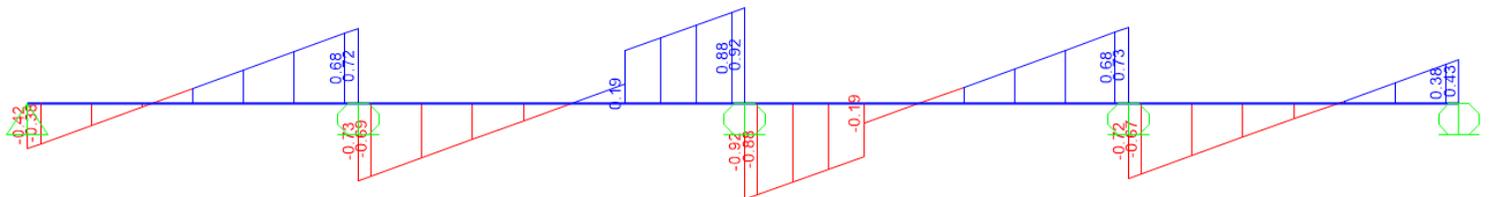


Figura 16 Diagrama de Fuerzas Cortantes

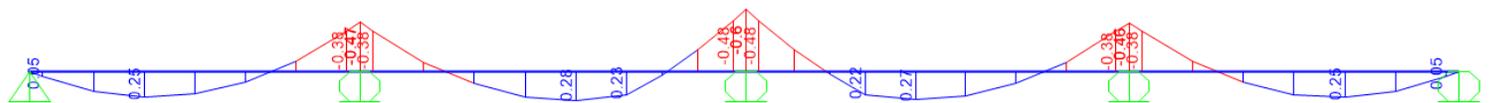


Figura 17 Diagrama de Momento Flector

Cálculo del acero mínimo negativo ***As⁻min***:

El cálculo del acero mínimo para secciones T con el alma en compresión debe cumplir con

la siguiente relación:

$$\phi M n^- \geq 1.2 M c r^-$$

$$Mcr = fr \times \frac{I_g}{Y_c} = 2 \times \sqrt{f'c} \times \frac{I_g}{Y_c} = 2 \times \sqrt{210} \times \frac{11800 \text{ cm}^2}{6.79 \text{ cm}}$$

$$1.2Mcr = 1.2 \times 2 \times \sqrt{210} \times \frac{11800 \text{ cm}^2}{6.79 \text{ cm}} = 605 \text{ kg} - m$$

Considerando una vigueta “T” con b=10 cm y d = 17 cm se calcula un **$As^-min = 1.01 \text{ cm}^2$** .

Según Ottazzi (2015), el acero mínimo negativo exigido por la norma E.060 puede ser demasiado elevado, la práctica ha demostrado que aligerados con armaduras negativas por debajo del mínimo exigido por la norma se han comportado satisfactoriamente. (p. 233).

Para el acero mínimo positivo **As^+min** :

Para secciones T con el ala en compresión, el acero mínimo exigido por la norma peruana,

viene dado por:

$$As^+min = 0.7 \times \frac{\sqrt{f'c}}{fy} \times b \times d$$

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

$$\mathbf{As^+min = 0.41 \text{ cm}^2}$$

Cálculo del acero máximo:

El acero máximo es el 75% de acero que causa la falla balanceada (Asb) en una sección,

entonces se tiene:

$$As^+máx = 0.75 \times Asb^+ = \mathbf{7.5 \text{ cm}^2}$$

$$As^-máx = 0.75 \times Asb^- = \mathbf{2.71 \text{ cm}^2}$$

Las viguetas se diseñarán como vigas “T” siempre comprobando que el bloque de compresión permanezca en el espesor del alma (5cm); esta condición casi siempre se cumple, es por eso que para el diseño de las viguetas con momento positivo se asumirá una sección rectangular con 40 cm de ancho y para secciones con momentos negativos, una sección 10 cm de ancho.

Para facilidades de cálculo en este proyecto, se considerará solo los dos primeros tramos (AB, BC) pues al ser una vigueta simétrica se obtendrán los mismos resultados en los tramos siguientes.

Para los momentos del diagrama de momentos flectores últimos se calculará el refuerzo necesario en cada sección, se utilizan las siguientes fórmulas:

$$Mn = As \times fy \times \left(d - \frac{a}{2}\right), a = \frac{As \times fy}{0.85 \times f'c \times b}$$

Se muestra el resumen de diseño para sección de los tramos 1 y 2.

Tabla 17 Tabla de resultados para diseño por flexión

	TRAMO 1	TRAMO 2		
	As+	As-	As-	
Mu (Ton.m)	0.25	0.38	0.28	0.48
As requerida	0.392	0.618	0.439	0.79
Refuerzo	1φ3/8"	1φ1/2"	1φ3/8"	1φ1/2"

De acuerdo a las áreas de acero requerido “As requerido” se plantearon los refuerzos longitudinales, se colocará 1φ3/8” como acero positivo corrido; además, por facilidad constructiva y para cumplir el acero mínimo, se proponen bastones negativos de 1φ1/2”

Diseño por corte:

La resistencia a cortante en las losas la proporcionan únicamente el concreto de la sección, según el diseño por resistencia se deberá cumplir lo siguiente:

$$\phi Vc \geq Vu; \phi Vc = 0.85 \times 1.1 \times 0.53 \times \sqrt{f'c} \times bw \times d$$

Para este caso se tiene:

$$\phi Vc = 0.85 \times 1.1 \times 0.53 \times \sqrt{210} \times 10 \times 17 = 1.22 \text{ ton}$$

Como en el DFC (Figura 16) se observa que las cortantes últimas no superan la máxima resistencia del concreto “ ϕVc ”, no será necesario colocar ensanches y culminaría el diseño de la losa aligerada el cual se muestra a continuación.

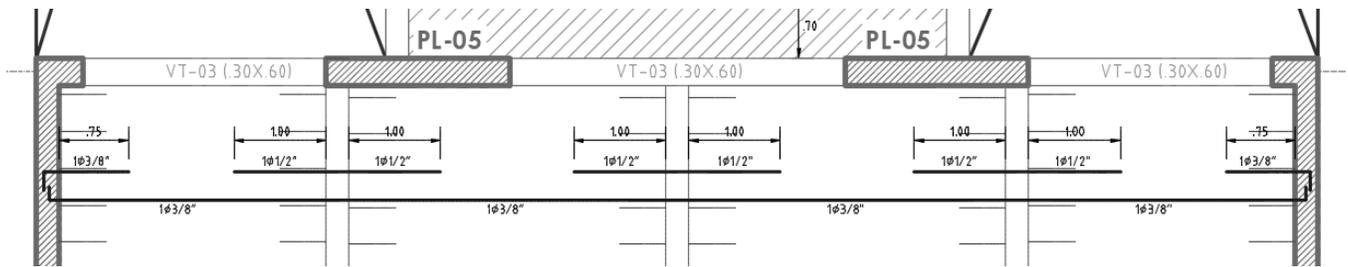


Figura 18 Diseño final de la losa aligerada

6.2) Diseño de Losas Macizas:

Para el diseño de las losas macizas, la norma E.060 plantea dos métodos para analizarlas; el método directo y el método de los coeficientes, estos métodos son muy útiles y prácticos siempre y cuando las losas tengan forma regular. En este caso las losas macizas tienen forma irregular y para obtener un mejor análisis, se analizarán por el método de los elementos finitos.

Las losas pertenecen al diafragma rígido y solamente transmiten las cargas a las vigas, su combinación de cargas más crítica es $1.4CM + 1.7CV$, de esta combinación se calculan las cargas últimas repartidas y se asignan al modelo. Los resultados luego del análisis se analizan por metro de ancho; igual que las losas aligeradas se diseñarán por flexión y corte.

Se tendrá en cuenta las siguientes consideraciones:

Para calcular el refuerzo por flexión, se consideran secciones de un metro de ancho y la altura del peralte de la losa, se usarán las siguientes expresiones:

$$Mn = As \times fy \times \left(d - \frac{a}{2}\right); \quad a = \frac{As \times fy}{0.85 \times f'c \times b}$$

Las losas macizas suelen tener cambios volumétricos considerables; es por eso, que la norma E.060 define una cuantía mínima por contracción y temperatura, por lo tanto, el acero mínimo para las losas macizas se calcula con la siguiente expresión: $As_{min} = 0.0018 bh$

Para las expresiones mostradas, “b” representa el ancho de la sección considerada y “h” es el peralte de la losa. En la práctica, este refuerzo se distribuye superior como inferiormente y se consideran dos mallas como refuerzo base, luego donde la sección requiera mayor cantidad de refuerzo por flexión, se colocan bastones.

La norma E.060 también indica que, en losas macizas, tanto para el refuerzo por contracción y temperatura como para el refuerzo por flexión, el espaciamiento mínimo entre barras no debe exceder a 3 veces el peralte de la losa, ni excederá 40 cm. El cálculo del acero máximo corresponde al 75% de la cuantía balanceada especificada en la norma E.060.

El diseño por corte es similar al de aligerados, la diferencia es que la norma E.060, para el cálculo de la resistencia a cortante de las losas macizas, no especifica el incremento del 10% que se usaba en aligerados, se tiene entonces:

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

Siguiendo el diseño por resistencia, se deberá comprobar que la resistencia a cortante de la sección sea mayor a la cortante última: $\phi Vc \geq Vu$

A manera de ejemplo, se mostrará el diseño de la losa maciza que se ubica en la zona del hall de ascensores, la figura a continuación muestra la forma irregular de la losa; por lo que tuvo que modelarse en un programa computarizado.

Del metrado de cargas se tiene:

Peso Propio	2.4 Tn/m ³ x 0.2 m	0.48	tn/m ²
Peso Piso terminado	0.1 Tn/m ²	0.10	tn/m ²
Sobrecarga (S/C)	0.2 Tn/m ²	0.20	tn/m ²
Cargas Tabiques	(1.35 Tn/m ³ x 0.15 m x 2.8 m x 14.2 m) / 36 m ²	0.22	tn/m ²

Wm	0.48 + 0.10 + 0.22	0.80	tn/m ²
Wv	0.2	0.20	tn/m ²
Wu	1.4 x 0.80 + 1.7 x 0.20	1.46	tn/m ²

Se realiza el modelo estructural mediante elementos finitos, se muestra la idealización:

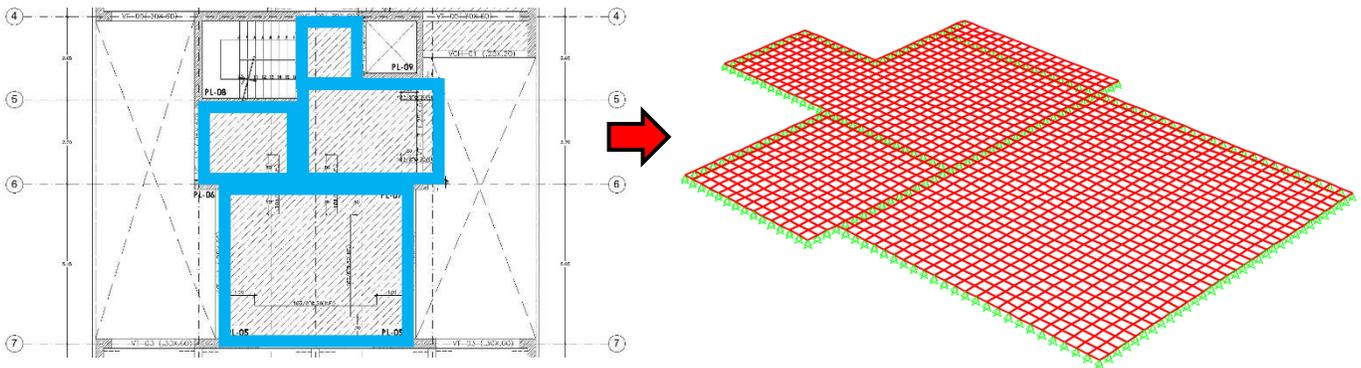


Figura 19 Modelo estructural de la losa maciza usando software SAP2000.

Diseño por flexión:

Para los momentos paralelos al eje “X”, se tiene la siguiente distribución de momentos, los cuales se tomarán como momentos últimos y se usarán para calcular el refuerzo de flexión para la dirección “X”.

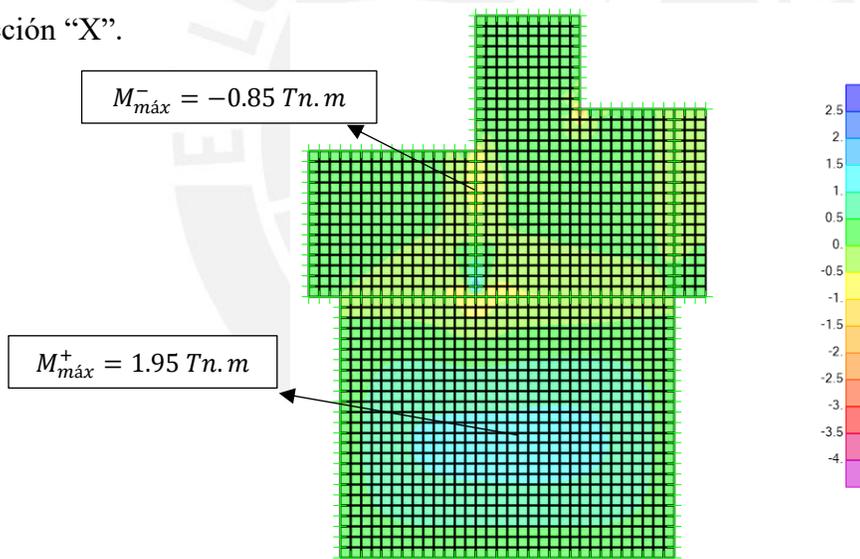


Figura 20 Diagrama de momentos de la losa maciza en la direcci3n X-X (Tn.m)

Para los momentos paralelos al eje “Y”, se tiene la siguiente distribuci3n de momentos, los cuales los tomaremos como momentos 3ltimos y se usar3n para calcular el refuerzo de flexi3n para la direcci3n “Y”.

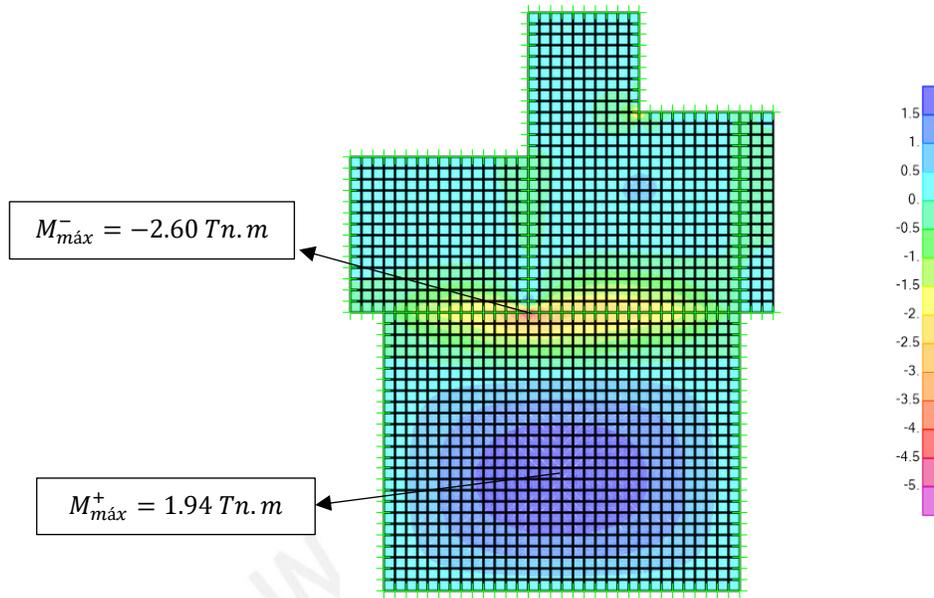


Figura 21 Diagrama de momentos de la losa maciza en la dirección Y-Y (ton.m)

Primero se calculará la cuantía mínima por contracción y temperatura la cual se calcula con la expresión: $As_{min} = 0.0018 bh = 0.0018 \times 100 \times 20 = 3.6 \text{ cm}^2$

En base a este acero mínimo, se colocarán dos capas de acero con un área de $3.6/2=1.8 \text{ cm}^2$ cada una que equivale a colocar mallas de $\Phi 3/8'' @ 0.30 \text{ m}$ superior e inferior.

La siguiente tabla muestra el cálculo del momento nominal de cada sección:

Tabla 18 Cálculos de Diseño por Flexión de Losa Maciza

	Análisis Dirección X-X		Análisis Dirección Y-Y	
	As+	As-	As+	As-
b (cm)	100	100	100	100
h (cm)	20	20	20	20
d (cm)	17	17	17	17
Mu (ton.m)	1,95	-0,85	1,94	-2,6
As requerido (cm2) se calculará con las siguientes ecuaciones:	$Mn = As \times fy \times (d - \frac{a}{2})$		$a = \frac{As \times fy}{0.85 \times f'c \times b}$	
As requerido (cm2)	3,1	1,33	3,085	4,16
As mín colocado (cm2) (Doble malla)	2,13	2,13	2,13	2,13
	3/8" @ 0.30 m	3/8" @ 0.30 m	3/8" @ 0.30 m	3/8" @ 0.30 m
As faltante (cm2)	0,97	-	0,97	2,03
Refuerzo (bastones)	3/8" @ 0.50 m		3/8" @ 0.50 m	3/8" @ 0.30 m

Los bastones se desarrollan hasta una distancia medida desde el punto teórico de corte, es decir el punto del diagrama de momento flector último donde el bastón ya no es requerido.

Diseño por corte:

Las fuerzas cortantes para la dirección X-X, se muestran en la siguiente figura el DFC.

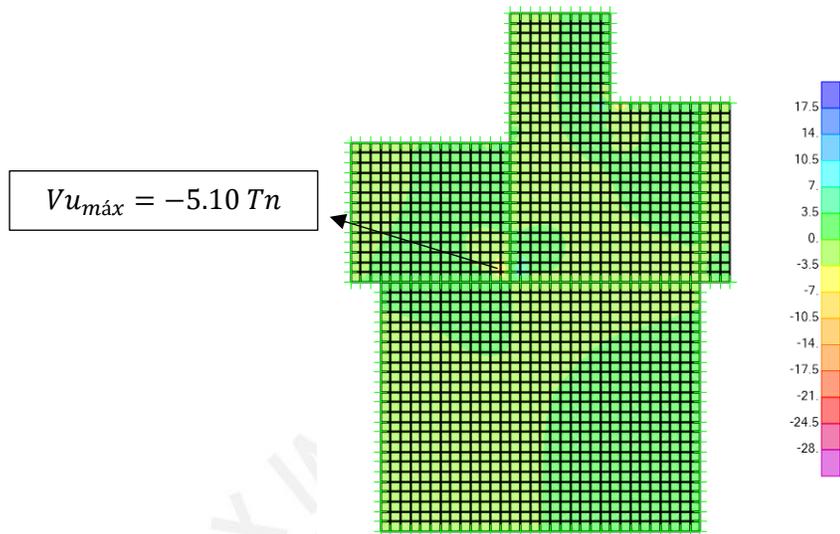


Figura 22 Diagrama de fuerzas cortantes de la losa maciza en X-X (ton)

Las fuerzas cortantes para la dirección Y-Y, se muestran en el siguiente DFC.

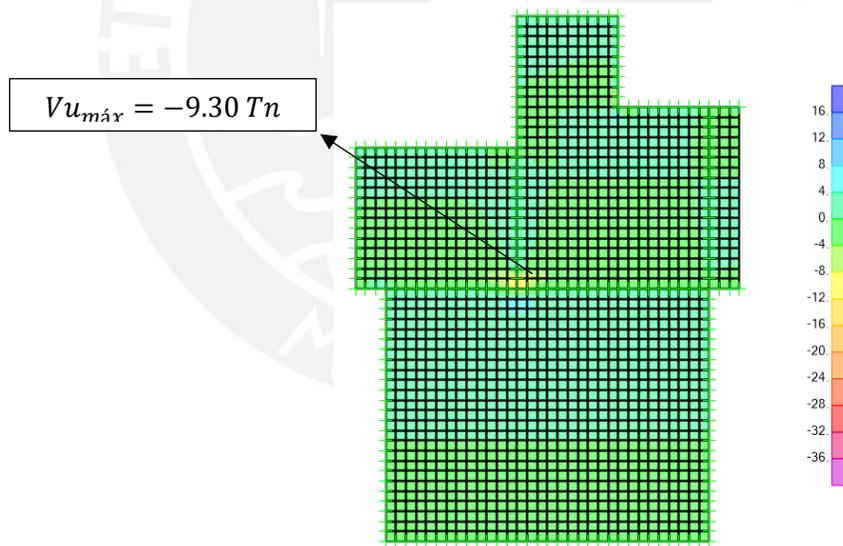


Figura 23 Diagrama de fuerzas cortantes de la losa maciza en Y-Y (ton)

En las figuras mostradas, se muestran las fuerzas máximas ubicadas en los puntos señalados, se verificará que la resistencia del concreto sea mayor que las cortantes últimas.

Tabla 19 Diseño por cortante de losa maciza

	Dirección X-X	Dirección Y-Y
	As+	As+
bw (cm)	100	100
h (cm)	20	20
d (cm)	17	17
Resistencia del Concreto	$\phi Vc = 0.85 \times 0.53 \times \sqrt{f'c} \times bw \times d$	
ΦVc (ton)	11.09	11.09
Vu (ton)	5.1	9.3
$\Phi Vc/Vu$	2.174509804	1.192473118

Se observa que se cumple con los requerimientos del diseño por resistencia tanto para el diseño por flexión como para el diseño por cortante. Ahora se mostrará el diseño final de la losa maciza.

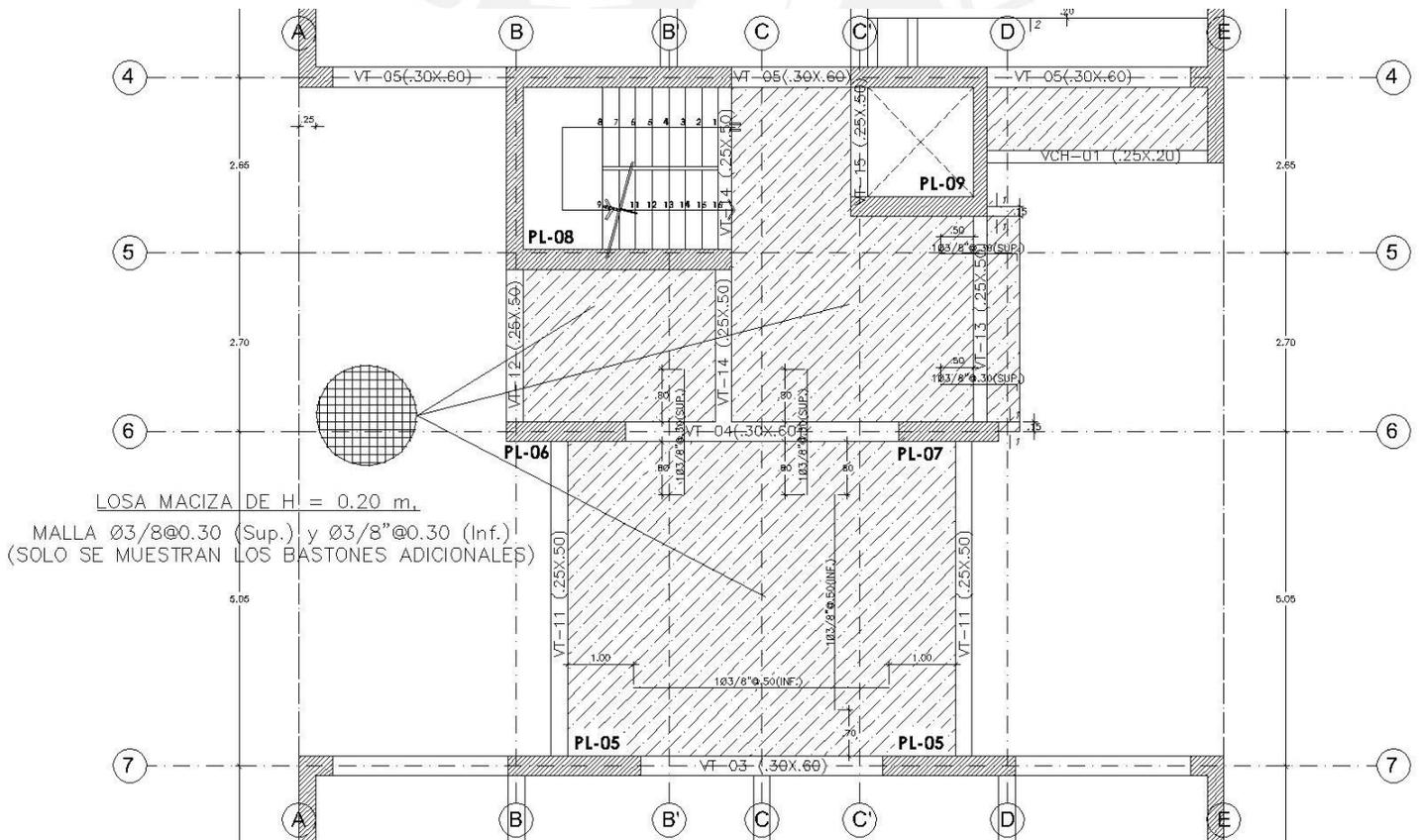


Figura 24 Distribución final del refuerzo de la losa maciza.

7) Capítulo 7: Diseño de Vigas

Las vigas son los elementos estructurales que transmiten las cargas de las losas a los elementos verticales; además, junto con las columnas y placas, forman pórticos que resisten las cargas sísmicas horizontales controlando los desplazamientos laterales del edificio. Por lo tanto, las vigas serán diseñadas para resistir fuerzas de flexión y cortante, se tendrá en consideración las disposiciones para diseño sísmico de la norma E.060 para vigas que tengan responsabilidad sísmica.

Luego del análisis estructural, se determina que las vigas del eje “X” son las que soportan más carga de sismo y las vigas del eje “Y” tienen más predominante las combinaciones de cargas permanentes ya que las cargas sísmicas son absorbidas por las placas laterales.

Se presentará el diseño de una viga sísmica del eje “X” y se cumplirá las disposiciones del capítulo 21 de la norma E.060 tanto para el diseño por flexión como por corte.

7.1) Diseño por Flexión

Consideraciones para el diseño por flexión:

Dependiendo del número de barras que se requieran, se colocarán barras de refuerzo en 1 o 2 capas; de solo tener 1 capa, se tomarán 6 cm de recubrimiento hasta el centroide del refuerzo; si se tienen 2 capas, se tomará 8 cm de recubrimiento. El edificio tiene mayormente vigas de 60 cm de peralte; por lo tanto, el peralte efectivo “d” será 54 cm para secciones de 1 capa o 52 cm para secciones dos capas. Considerando el refuerzo corrido superior e inferior, se colocarán bastones donde el diagrama de momento flector lo requiera. Además; según la norma E.060, se preverá que la resistencia del refuerzo inferior sea como mínimo $1/3$ de la resistencia a momento negativo, también se preverá que la resistencia a momento negativo o positivo en la sección de la viga debe ser mayor a $1/4$ de la resistencia máxima en el elemento.

Acero máximo y Acero mínimo:

Según la norma E.060, la viga debe contar con una mínima cantidad de acero, la cual se calcula mediante la siguiente expresión:

Para la viga VT-03 con $b=0.30$ m y $h=0.60$ m:

$$As_{min} = 0.7 \times \frac{\sqrt{f'c}}{fy} \times b \times d = 0.7 \times \frac{\sqrt{210 \text{ kg/cm}^2}}{4200 \text{ kg/cm}^2} \times 30 \times 54 = 3.91 \text{ cm}^2$$

Para el cálculo del acero máximo, la norma E.060 indica que las secciones no deben exceder el 75% del acero balanceado, se calcula mediante la siguiente expresión:

$$As_{m\acute{a}x} = 0.75 \times As_b, \quad As_b = \frac{C_{cb}}{fy}, \quad C_{cb} = 0.85 \times f'c \times b \times x_{ab}, \quad x_{ab} = 0.588 \times \beta \times d$$

$$As_{m\acute{a}x} = 0.75 \times \frac{0.85 \times f'c \times b \times x_{ab}}{fy} = 0.75 \times \frac{0.85 \times 210 \times 30 \times 0.588 \times 0.85 \times 54}{4200}$$

$$As_{m\acute{a}x} = 25.80 \text{ cm}^2$$

Entonces se tiene:

$$As_{m\acute{i}n} = 3.91 \text{ cm}^2 \quad As_{m\acute{a}x} = 25.80 \text{ cm}^2$$

Como ejemplo, se diseñará la viga VT-03 (0.3 m x 0.6 m) del piso 3; el modelo se idealizó en el software ETABS con todos sus apoyos empotrados, ya que la longitud de anclaje se desarrolla totalmente en los extremos.

Del análisis estructural y luego de realizar las cinco combinaciones de cargas, se construye la envolvente de momentos flectores la cual se muestra a continuación.

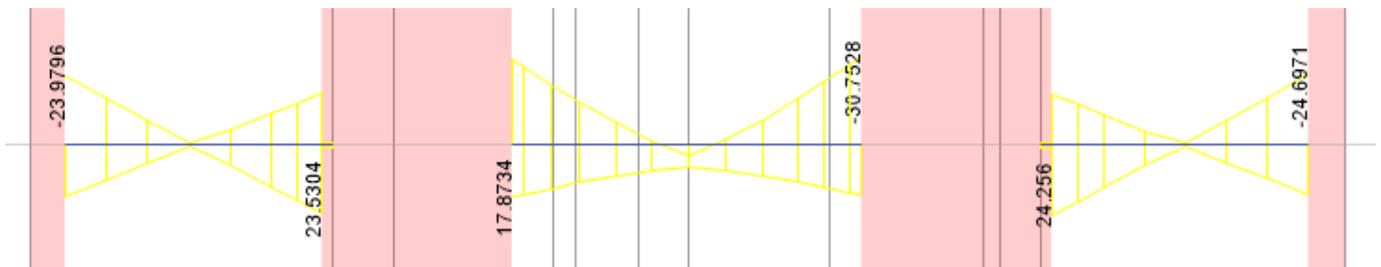


Figura 25 DMF Viga VT-03 (Tn.m)

De acuerdo al Diseño por Resistencia se tiene, $Mu \leq \phi Mn$

$$Mn = \phi As x f_y x \left(d - \frac{a}{2}\right), Mn = \phi 0.85 x f'c . b . a \left(d - \frac{a}{2}\right)$$

Al igualar los momentos nominales se obtiene:

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

Al conocer el valor de la profundidad del bloque de compresiones “a”, se calcula el As requerido de refuerzo con la siguiente ecuación:

$$As \text{ requerido} = \frac{Mu}{\phi f_y \left(d - \frac{a}{2}\right)}$$

$$\text{Para } Mu = -23.97 \text{ Tn.m, } a = 54 \text{ cm} - \sqrt{54 \text{ cm}^2 - \frac{2(23.97 \text{ Tn.m})}{0.9 \times 0.85 \times 210 \text{ kg/cm}^2 \times 30 \text{ cm}}} = 10.16 \text{ cm}$$

$$As \text{ requerido} = \frac{Mu}{\phi f_y \left(d - \frac{a}{2}\right)} = \frac{23.97}{0.9 \times 4200 \text{ kg/cm}^2 \times \left(54 - \frac{10.16}{2}\right)} = 12.96 \text{ cm}^2$$

El extremo superior izquierdo requiere 12.96 cm² de refuerzo, para cumplir con el refuerzo en este y los otros tramos se colocará 4ϕ3/4” como acero longitudinal en toda la viga y 1ϕ5/8” como bastón. El procedimiento de cálculo del refuerzo para las secciones de los otros tramos es similar al mostrado, se muestra un resumen de los resultados en la siguiente tabla:

Tabla 20 Resultados del diseño por flexión de la viga VT-03

	TRAMO 1				TRAMO 2				TRAMO 3			
	Extremo Izquierdo		Extremo Derecho		Extremo Izquierdo		Extremo Derecho		Extremo Izquierdo		Extremo Derecho	
	Superior	Inferior	Superior	Inferior	Superior	Inferior	Superior	Inferior	Superior	Inferior	Superior	Inferior
Mu (Ton.m)	-23,97	17,7	-18,18	23,45	-29,84	17,87	-30,75	17,33	-17,5	24,18	-24,69	17,04
As requerido (cm²)	12,96	9,29	9,57	12,65	16,62	9,39	17,01	9,09	9,18	13,09	13,1	8,92
As colocado (cm²)	4ϕ3/4” + 1ϕ5/8”	4ϕ3/4”	4ϕ3/4”	4ϕ3/4” + 1ϕ5/8”	4ϕ3/4” + 3ϕ5/8”	4ϕ3/4”	4ϕ3/4” + 3ϕ5/8”	4ϕ3/4”	4ϕ3/4”	4ϕ3/4” + 1ϕ5/8”	4ϕ3/4” + 1ϕ5/8”	4ϕ3/4”
	13,36	11,36	11,36	13,36	17,36	11,36	17,36	11,36	11,36	13,36	13,36	11,36

7.2) Diseño por Corte

La viga VT-03 al tener solicitaciones sísmicas será regida por las disposiciones del capítulo 21 de la norma E.060. La cual indica que la fuerza cortante de diseño V_u no deberá ser menor que el menor valor obtenido entre (a) y (b) (Artículo 21.4.3):

- La suma del cortante asociado a los momentos nominales (M_n) del elemento en cada extremo y el cortante isostático calculado para las cargas de gravedad amplificadas.
- 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.

En el inciso (a) de la norma E.060 se describe en la siguiente figura:

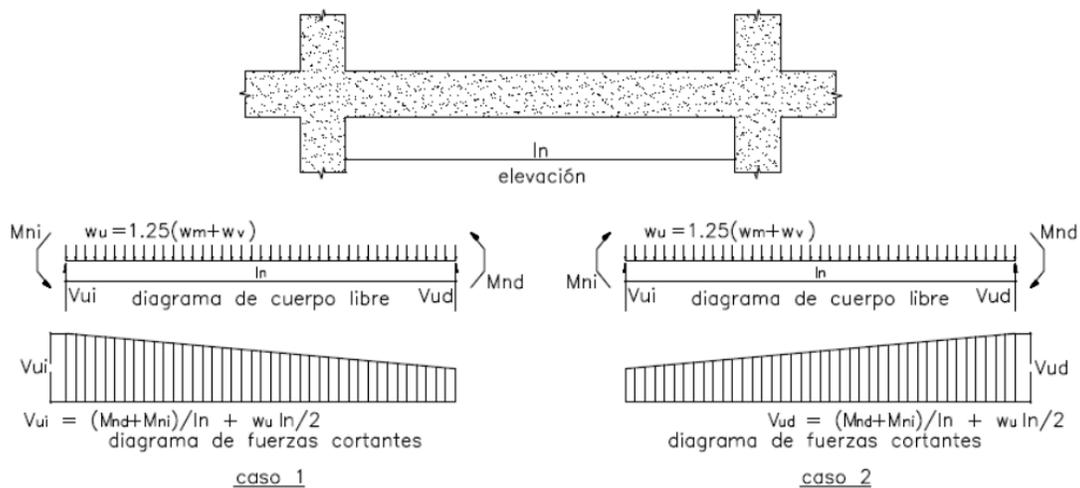


Figura 26 Fuerza Cortante de diseño por capacidad en vigas, Artículo 21.4.3.

Nota. Tomado de E.060 Concreto Armado, por Reglamento Nacional de Edificaciones, 2009.

Precisa a) Primero se calculará la cortante última " V_u " asociada a los momentos nominales, se tienen las siguientes fórmulas:

$$V_u = \frac{M_{nd} + M_{ni}}{l_n} + \frac{W_u \cdot l_n}{2}$$

$$W_u = 1.25 \cdot (W_m + W_v)$$

Donde:

$M_{nd} + M_{ni}$, Momentos nominales los extremos de la viga.

ln : Luz libre de la viga.

Wu : fuerza distribuida sobre la viga asociada a las cargas muertas y vivas.

Se muestra el DFC para el caso de cargas $Wu = 1.25 \cdot (Wm + Wv)$:

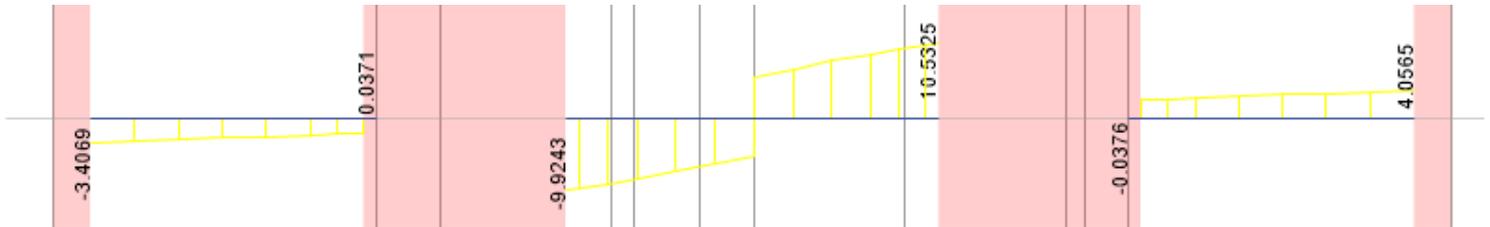


Figura 27 DFC para el caso de cargas $Wu = 1.25 (Wm + Wv)$

La siguiente figura muestra el acero colocado “As” que se utilizará para calcular la cortante nominal “ V_n ” asociada a los momentos nominales “ M_{ni} y M_{nd} ”.

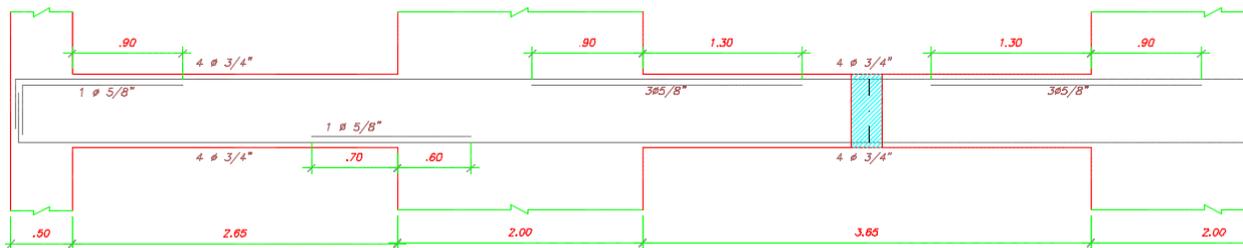


Figura 28 Distribución de acero por flexión en viga VT-03.

Finalmente se calculará las cortantes últimas V_u del diseño por capacidad, se muestra en la siguiente tabla.

Tabla 21 Cálculo de la cortante última V_u mediante el inciso (a)

Tramo	As (cm ²)	M _{ni} (Tn.m)	M _{nd} (Tn.m)	M _{ni} +M _{nd} (Ton.m)	V _{nom} = (M _{nd} +M _{ni})/L _n (Ton)	V estático (Ton)	V _u = V _{nom} + V _{est} (Ton)
Tramo 1 L _n = 2,65	4φ3/4" + 1φ5/8"	13,36	27,36	54,72	20,65	3,40	24,05
	4φ3/4" + 1φ5/8"	13,36	27,36				
Tramo 2 L _n = 3,65	4φ3/4" + 3φ5/8"	17,36	34,40	58,04	15,90	10,53	26,43
	4φ3/4"	11,36	23,64				
Tramo 3 L _n = 2,65	4φ3/4" + 1φ5/8"	13,36	27,36	54,72	20,65	4,10	24,75
	4φ3/4" + 1φ5/8"	13,36	27,36				

Precisa b) La siguiente figura muestra la envolvente de fuerzas cortantes considerando la amplificación de las cargas de sismo por 2.5.

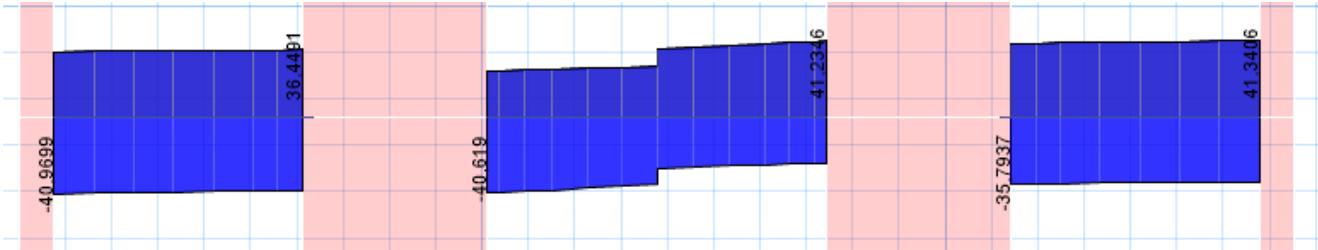


Figura 29 Envolvente de DFC (Amplificación de las cargas de sismo por 2.5)

Los resultados mostrados indican que las menores fuerzas cortantes de diseño “Vu” son las provenientes del diseño por capacidad del inciso (a), por lo que estas fuerzas son las utilizadas para el diseño por cortante, se procederá a calcular el espaciamiento que tendrán los estribos en cada tramo.

Tabla 22 Cálculo del espaciamiento de estribos en viga VT-03

	TRAMO 1	TRAMO 2	TRAMO 2
Vu (Ton)	24,05	26,43	24,75
Resistencia al corte ϕVc (Ton)	$\phi Vc = 0.85 \times 0.53 \times \sqrt{f'c} \times bw \times d$ 10,58		
Vs requerido (Ton)	15,85	18,65	16,67
s requerido (cm)	$Vs = \frac{Av \times fy \times d}{s}$		
	20,32	17,27	19,31

Adicionalmente, la norma E.060 en el artículo 21.4.4. exige tener en ambos extremos del elemento estribos de confinamiento a una longitud de dos veces el peralte de la viga medida desde la cara del apoyo, además el primer estribo cerrado de confinamiento deberá estar a no más de 10 cm de la cara del primer apoyo. El espaciamiento será como mínimo el menor de los siguientes valores:

- ✓ $d/4$, pero no necesariamente menor a 0.15 m ($d/4 = 54\text{cm}/4 = 13.5 \text{ cm}$)
- ✓ 10 veces el diámetro de la barra longitudinal de menor diámetro ($10 \times 1.90 \text{ cm}$) = 19 cm)
- ✓ 24 veces el diámetro del estribo ($24 \times 0.95 \text{ cm} = 22.86 \text{ cm}$)
- ✓ 30 cm

Además, los estribos serán espaciados como máximo una distancia de $0.5 \times d = 0.5 \times 54 = 27 \text{ cm}$ en todo el elemento, el artículo 21.4.4.5 también indica que la separación de estribos nunca deberá ser mayor a la requerida por la fuerza cortante V_u .

Por lo tanto, el espaciamiento en la zona de confinamiento será de 15 cm en una longitud de $2h = 2 \times 0.60 = 1.2 \text{ m}$, fuera de esta zona se colocarán estribos a una separación máxima de la que se indica en la Tabla 22. La distribución final de estribos será, para el primer tramo: $\phi 3/8": 1@.05, 8@.15, \text{rto.}@.20$, para el segundo tramo: $\phi 3/8": 1@.05, \text{rto.}@.15$ y para el tercer tramo: $\phi 3/8": 1@.05, 8@.15, \text{rto.}@.175$.

7.3) Empalme por Traslape de Refuerzo:

En el mercado nacional, comúnmente se encuentran varillas de acero en longitudes de 9 m, generalmente éstos son traslapados para generar el refuerzo total en el desarrollo de la viga, esta superposición es recomendada realizarla en zonas donde haya esfuerzos bajos; a continuación, se muestran las zonas donde es recomendable empalmar las barras de refuerzo y las longitudes recomendadas de traslape para los diferentes diámetros de barra. Estos detalles se encuentran en los planos de especificaciones generales del proyecto.

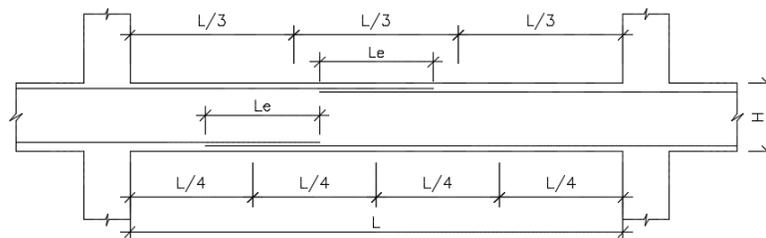


Figura 30 Recomendación de zonas y longitudes de traslape en vigas

La siguiente tabla muestra las longitudes de traslape permitidas a usar en este proyecto.

Tabla 23 Tabla de longitudes de empalmes

LONGITUDES DE EMPALMES TRASLAPADOS "Le" (cm) EN VIGAS, LOSAS Y ALIGERADOS			
Ø	BARRAS SUPERIORES	OTRAS BARRAS	NOTAS:
1/4"	40	40	1) LAS BARRAS SUPERIORES SON BARRAS HORIZONTALES COLOCADAS SOBRE 30cm Ó MÁS DE CONCRETO FRESCO. EL REFUERZO HORIZONTAL DE MUROS SE CONSIDERARÁ COMO "BARRAS SUPERIORES". EL REFUERZO VERTICAL PODRÁ SER CONSIDERADO COMO "OTRAS BARRAS". 2) SE PERMITIRÁ EL USO DE EMPALMES MECÁNICOS TIPO-2 EN REEMPLAZO DE LOS EMPALMES TRASLAPADOS. 3) EN CASO DE EMPALMAR MÁS DEL 50% DEL REFUERZO EN UNA MISMA SECCIÓN O EMPALMAR FUERA DE LAS ZONAS INDICADAS, SE DEBERÁN AUMENTAR LAS LONGITUDES DE TRASLAPE EN UN 30%.
3/8"	45	40	
1/2"	60	45	
5/8"	75	55	
3/4"	90	65	
1"	160	115	
1 3/8"	(*)		

(*): USAR CONECTORES Y ANCLAJES MECÁNICOS BARSPLICE (CLASE 2)

7.4) Control de Fisuración:

En las siguientes tablas, se muestra el cálculo del factor "Z" para las secciones con mayor momento positivo y negativo, se usarán las siguientes fórmulas:

$$Z = fs \times \sqrt[3]{dc \times Act} \frac{kg}{cm}, Act = \frac{2 \cdot ys \cdot bw}{N \text{ barras}}, fs = \frac{M \text{ servicio}}{As (0.9 d)}$$

Tabla 24 Cálculo del factor "Z" para la verificación de fisuración

	Ms (Ton.m)	As (cm ²)	d (cm)	ys (cm)	N barras	bw (cm)	fs (kg/cm ²)	Act	Z (kg/cm)
M+ máx	5.41	11.36	54.00	6.00	4.00	25.00	979.90	75.00	15619.52
M- máx	6.78	17.04	52.00	8.00	6.00	25.00	850.19	66.67	12867.23

Para ambos momentos máximos, el parámetro "Z" es menor a su valor máximo de 26000 kg/cm, por lo que se está cumpliendo con el límite de fisuración.

7.5) Control de deflexiones:

Es importante controlar las deflexiones en elementos estructurales; ya que, si son excesivas, pueden verse a simple vista o en algunos casos pueden afectar a otros elementos no estructurales

adyacentes como tabiques, ventanas, vanos, etc. La norma E.060 en el artículo 9.6.2. establece valores de peralte mínimo de viga; para los cuales, dependiendo de las condiciones de apoyo, no será necesario calcular las deflexiones. La siguiente tabla muestra los valores mínimos mencionados, dependiendo de las condiciones de apoyo.

Tabla 25 Peraltes o espesores mínimos que no requieren de verificación de deflexiones

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

Nota. Tomado de E.060 Concreto Armado, por Reglamento Nacional de Edificaciones, 2009.

Según la tabla mostrada y de acuerdo a las condiciones de apoyo de la viga, cada tramo debe contar con un peralte mínimo de viga de $Ln/18.5$, entonces se tiene:

$$h_{min1} = \frac{ln}{18.5} = \frac{2.65}{18.5} = 0.143 \text{ m}$$

$$h_{min2} = \frac{ln2}{18.5} = \frac{3.65}{18.5} = 0.197 \text{ m}$$

Ya que la viga cuenta con un peralte de 60 cm “ $h = 60 \text{ cm}$ ”, es notorio que se están cumpliendo las condiciones para no realizar el cálculo de deflexiones y se concluye que la viga no sufrirá grandes deflexiones.

Finalmente, se presenta el diseño final de la viga VT-03 (0.30x0.60):

8) Capítulo 8: Diseño de Columnas y Placas

8.1) Diseño de Columnas

Las columnas son los elementos estructurales que soportan carga axial, flexión y cortante, una falla de éstas llevaría al colapso de la estructura. Las columnas se diseñarán por flexocompresión y cortante y se tendrá en cuenta las disposiciones del capítulo 21 de la E.060.

8.1.1) Diseño por Flexocompresión:

- ✓ Se construirá el diagrama de interacción nominal y de diseño de la columna “C-03” considerando todas sus propiedades mecánicas del material y de la sección.
- ✓ En el diagrama se representarán todas las combinaciones de diseño mediante puntos, verificando que éstos queden dentro del diagrama de interacción.
- ✓ Se tomará en cuenta los límites de cuantía de refuerzo longitudinal que se establecen en la norma E.060 (generalmente entre el 1% y 6% del área bruta). Si la cuantía supera el 4%, se deberá añadir detalles constructivos de la armadura en la unión viga-columna.

Se muestra el área tributaria de la columna “C-03” (0.25 m x 0.80 m):

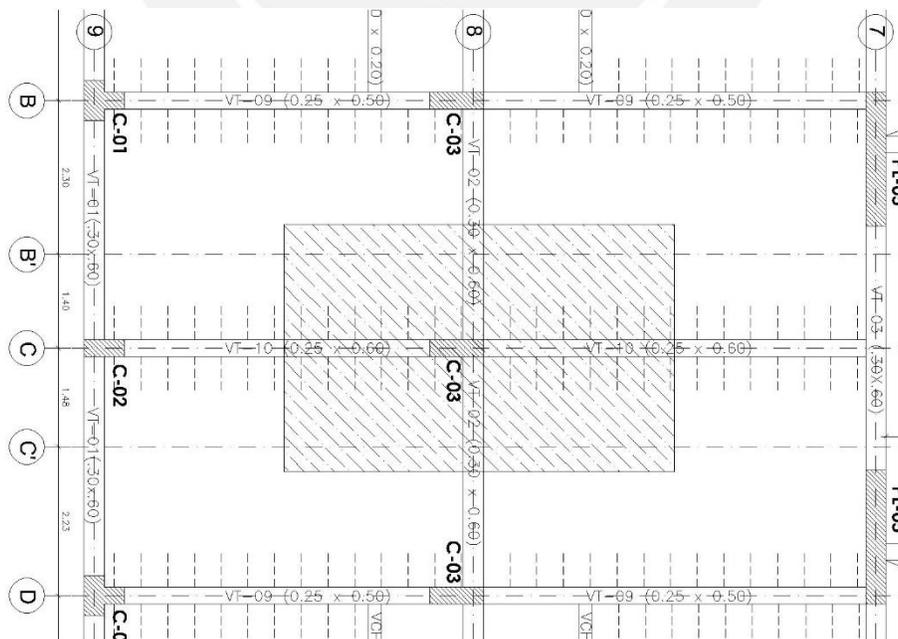


Figura 32 Columna C-03 y su área tributaria

Procedimiento de diseño:

Se muestran las fuerzas actuantes en la columna C-03 en el primer piso:

Tabla 26 Cargas que actúan sobre la columna C-03 en el extremo inferior.

Carga	P (ton)	V2 (ton)	V3 (ton)	M2 (ton.m)	M3 (ton.m)
Muerta	-135.76	-1.52	-0.01	-0.01	-1.46
Viva	-31.13	-0.30	0.00	0.00	-0.29
Sismo X-X	0.21	0.04	1.50	2.23	0.11
Sismo Y-Y	2.34	0.64	0.04	0.06	1.62

Tabla 27 Cargas que actúan sobre la columna C-03 en el extremo superior.

Carga	P (ton)	V2 (ton)	V3 (ton)	M2 (ton.m)	M3 (ton.m)
Muerta	-134.42	-1.52	-0.01	0.01	2.79
Viva	-31.13	-0.30	0.00	0.00	0.55
Sismo X-X	0.21	0.04	1.50	1.96	0.02
Sismo Y-Y	2.34	0.64	0.04	0.05	0.20

Se hacen las combinaciones de cargas de diseño, entonces se forma la siguiente tabla:

Tabla 28 Cargas últimas sobre la columna C-03

Combinaciones	P (ton)	V2 (ton)	V3 (ton)	Extremo Inferior		Extremo Superior	
				M2 (ton.m)	M3 (ton.m)	M2 (ton.m)	M3 (ton.m)
1.4CM+1.7CV	-242.99	-2.64	-0.02	-0.03	-2.54	0.03	4.85
1.25(CM+CV)+SX	-208.41	-2.23	1.48	2.21	-2.08	1.98	4.20
1.25(CM+CV)-SX	-208.83	-2.32	-1.51	-2.25	-2.30	-1.93	4.16
0.9CM+SX	-121.98	-1.32	1.49	2.22	-1.21	1.97	2.53
0.9CM-SX	-122.40	-1.41	-1.50	-2.24	-1.43	-1.94	2.49
1.25(CM+CV)+SY	-206.27	-1.63	0.02	0.04	-0.57	0.07	4.38
1.25(CM+CV)-SY	-210.96	-2.91	-0.06	-0.08	-3.81	-0.03	3.98
0.9CM+SY	-119.84	-0.73	0.03	0.05	0.30	0.07	2.71
0.9CM-SY	-124.53	-2.01	-0.05	-0.07	-2.94	-0.04	2.31

Luego se procede a definir el refuerzo de la columna; para ello, se colocará una cuantía de refuerzo de 1.7% lo que equivale a $12\phi 3/4$ colocados de manera simétrica; con la ayuda del software ETABS, se construirá su diagrama de interacción para verificar si los puntos correspondientes a las combinaciones de carga estarán dentro del diagrama de interacción. En el software, se establece el eje “X” paralelo al eje “3” y al eje “Y” paralelo al eje “2”; por lo cual, los

momentos por el sismo del eje “X” se presentarán en el diagrama “M22” y los momentos por el sismo del eje “Y” se presentarán en el diagrama “M33”.

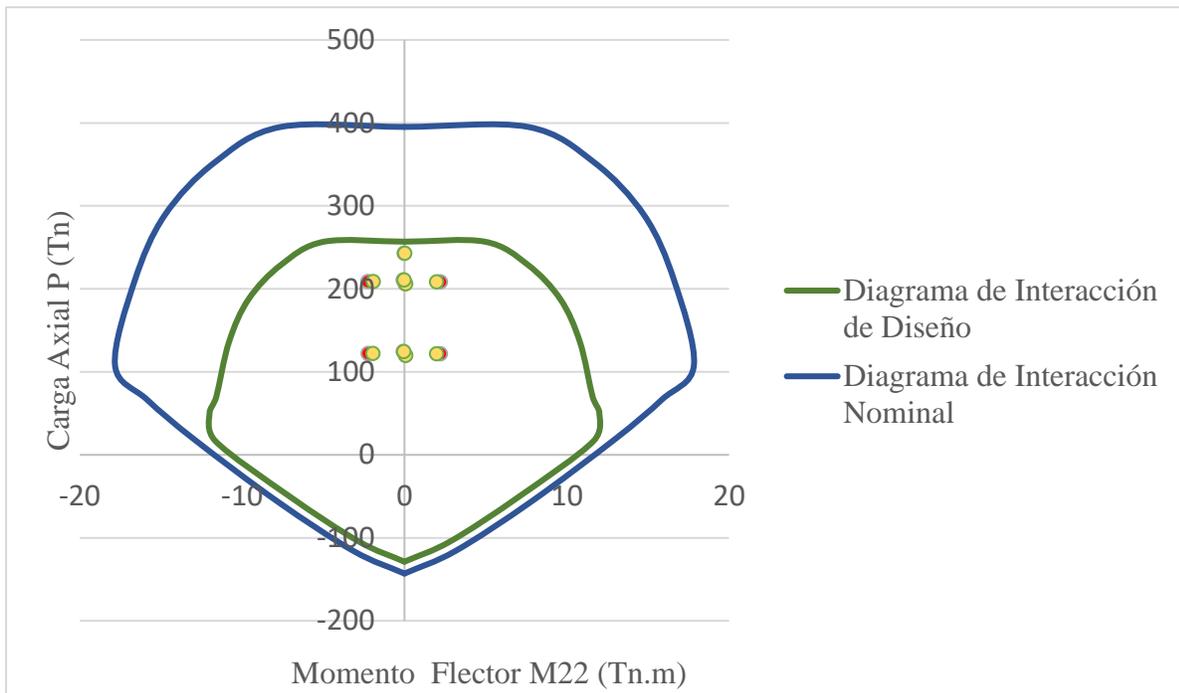


Figura 33 Diagrama de interacción M22-P (Tn.m)

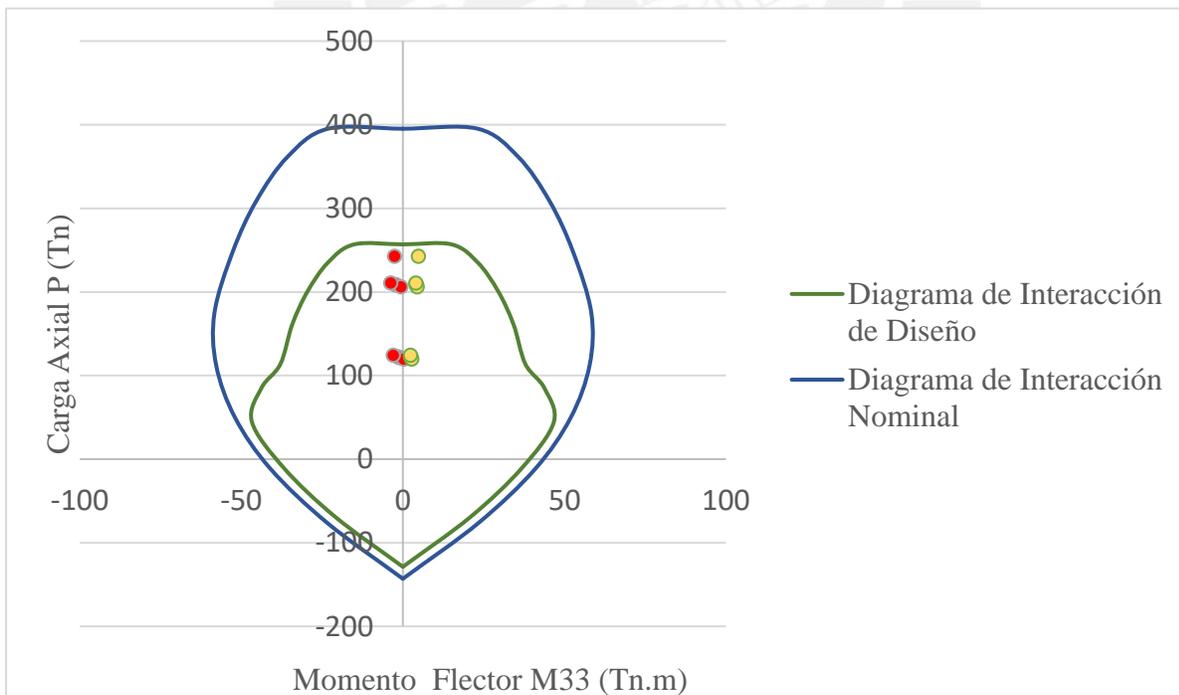


Figura 34 Diagrama de interacción M33-P (Tn.m)

Como se puede apreciar, se verifica que todas las combinaciones de cargas representadas mediante puntos quedan dentro del diagrama de interacción de diseño, se concluye que el refuerzo longitudinal está cumpliendo con el diseño por flexocompresión.

8.1.2) Diseño por Corte:

- ✓ Para el refuerzo transversal de las columnas, se colocarán estribos rectangulares que proporcionarán confinamiento a las barras longitudinales y además aportarán a la resistencia frente a las fuerzas cortantes que superen la capacidad del concreto. El armado de estribos confinará cada barra longitudinal logrando una distancia no mayor a 15 cm con respecto a otra barra confinada por estribos.
- ✓ La norma E.060 en el artículo 11.3.1.2. establece la siguiente expresión para estimar el aporte del concreto a cortante en elementos sometidos a compresión.

$$V_c = 0.53 \times \sqrt{f'_c} \times \left(1 + \frac{Nu}{140Ag}\right) b_w \times d, \quad Nu: \text{compresión en kg}$$

- ✓ La resistencia que aportará el acero de refuerzo y su respectivo espaciamiento se calculará mediante:

$$V_s = \frac{V_u}{\phi} - V_c \quad S = \frac{A_v \times f_y \times d}{V_s}$$

Procedimiento de diseño:

De acuerdo a las combinaciones de diseño en la Tabla 28, se utilizarán las combinaciones que formen mayores fuerzas cortantes y sus respectivas fuerzas axiales con la finalidad de calcular el aporte de concreto para fuerzas cortantes y conocer el refuerzo transversal que tendría que colocarse a la columna, entonces se tiene para cada dirección de análisis:

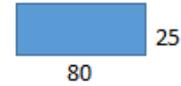
Dirección X-X (Cortante V3):

$$\phi V_c = 0.85 \times 0.53 \times \sqrt{210 \text{ kg/cm}^2} \times \left(1 + \frac{208.83 \text{ Tn}}{140 \times 2000}\right) 80 \text{ cm} \times 19 \text{ cm} = 17.32 \text{ Tn}$$

$$V_u \leq \phi V_n, V_u \leq \phi(V_c + V_s), V_s = \frac{1.51 - 17.32}{0.85} = -18.60 \text{ Tn}, S = 0 \text{ cm} = \text{no requiere}$$

Tabla 29 Diseño por corte en columna C-03 para dirección “X”

Av	1,42	h	25
bw	80	d	19
H1	3,4	Ag	2000

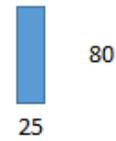


Combinaciones	Pu	Vu-x	ϕVc	Vs	S
	Tn	Tn	Tn	Tn	cm
1.25(CM+CV)-SX	208,83	1,51	17,32	-18,60	No Requiere

Dirección Y-Y (Cortante V2):

Tabla 30 Diseño por corte en columna C-03 para dirección “Y”

Av	1,42	h	80
bw	25	d	74
H1	3,4	Ag	2000



Combinaciones	Pu	Vu-y	ϕVc	Vs	S
	Tn	Tn	Tn	Tn	cm
1.25(CM+CV)-SY	210,96	2,91	21,18	-21,48	No Requiere

De acuerdo a los cálculos realizados para ambas direcciones de análisis, el aporte del concreto “ ϕVc ” supera a las cortantes últimas “ Vu ” ocasionadas por sismo en “x” e “y”, $Vu \leq \phi Vc$, por lo que solo sería necesario colocar estribos mínimos. Sin embargo, se evaluará lo indicado en el artículo 21.4.3 de la norma E.060 y se calculará el espaciamiento que le corresponde la menor fuerza cortante de diseño “ Vu ” calculado mediante los dos métodos descritos a continuación:

Método a): Cortante asociada a los momentos nominales.

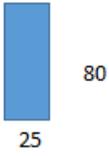
Como se tienen mayores momentos nominales en la dirección “Y”, se hará el análisis para los momentos “M3”. Se encuentra que para el valor $Pu = 119.84$ ton le corresponde el mayor valor del momento nominal (Mn), que según el diagrama de interacción es 57.8 Tn.m. Entonces la cortante última asociada a este momento será:

$$Vu = \frac{(Mni + Mnd)}{hn} = \frac{(57.8 + 57.8)}{3.4} = 34 \text{ Tn}$$

Se tiene entonces:

Tabla 31 Cálculo de “Vu” mediante el diseño por Capacidad de la C-03

Av	1,42	h	80
bw	25	d	74
H1	3,4	Ag	2000



Mn	Pu	Vu capacidad	ϕVc	Vs	s
Tn.m	Tn	Tn	Tn	Tn	cm
57,8	119,84	34,00	17,25	19,71	22,39165717

Método b): Cortante de diseño al amplificar por 2.5 a Fuerzas Sísmicas.

Se muestran las fuerzas resultantes de las combinaciones de diseño amplificando las fuerzas de sismo por 2.5.

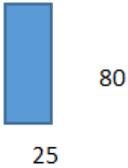
Tabla 32 Combinaciones de diseño con fuerzas de sismo amplificadas por 2.5

Combinaciones	P (ton)	V2 (ton)	V3 (ton)	M2 (ton.m)	M3 (ton.m)
1.4CM+1.7CV	-241,11	-2,64	-0,02	0,03	4,85
1.25(CM+CV)+2.5(SX)	-206,41	-2,16	3,72	4,91	4,23
1.25(CM+CV)-2,5(SX)	-207,46	-2,39	-3,75	-4,87	4,13
0.9CM+2,5(SX)	-120,45	-1,26	3,73	4,90	2,56
0.9CM-2,5(SX)	-121,50	-1,48	-3,75	-4,88	2,46
1.25(CM+CV)+2,5(SY)	-201,08	-0,67	0,09	0,15	4,67
1.25(CM+CV)-2,5(SY)	-212,80	-3,88	-0,12	-0,11	3,68
0.9CM+2,5(SY)	-115,12	0,23	0,09	0,15	3,00
0.9CM-2,5(SY)	-126,84	-2,97	-0,11	-0,12	2,02

Se toma el cortante máximo $Vu=3.88$ Tn de la combinación: 1.25(CM+CV)-2.5(SY)

Tabla 33 Diseño por corte de columna C-03 con $Vu = 3.88$ Ton

Av	1,42	h	80
bw	25	d	74
H1	3,4	Ag	2000



Combinaciones	Pu	Vu	ϕVc	Vs	s
	Tn	Tn	Tn	Tn	cm
1.25(CM+CV)-2,5(SY)	212,80	3,88	21,26	-20,44	No Requiere

Se observa el valor de “Vu” calculado por el método “b” es menor al calculado del método “a”; por lo tanto, el diseño asignado debería ser el del método “b” con una cortante última de $V_u=3.88 \text{ Tn}$ la cual solo requeriría estribos mínimos.

Adicionalmente, la norma E.060 en el artículo 21.4.5 exige colocar estribos de confinamiento en ambos extremos del elemento a una longitud “Lo” medida desde la cara del nudo. “Lo” no debe ser menor que el mayor entre la altura libre entre seis ($L_n/6 = 2.8 \text{ m} / 6 = 0.46 \text{ m}$), la mayor dimensión del elemento (0.80 m) o 0.50 m. Resultando $L_o = 80 \text{ cm}$.

En esta longitud “Lo”, los estribos serán colocados a una distancia “So” la cual no deberá ser mayor al mínimo valor obtenido entre ($8d_b = 8 \times \phi 3/4" = 0.15 \text{ m}$), la mitad de la menor dimensión del elemento ($b/2=0.25/2= 0.125 \text{ m}$) o 0.10 m, resultando como $S_o=0.10\text{m}$. Además, fuera de la zona de confinamiento, se colocarán estribos a una distancia máxima de: $16 d_b =0.30 \text{ m}$, $48(d_e) =0.45 \text{ m}$, la menor dimensión del elemento = 0.25 m, el espaciamiento asociado a la máxima fuerza cortante de diseño “Vu” o 30 cm. Debido la resistencia a corte del concreto es suficiente se colocará como máxima separación de estribos la menor dimensión del elemento, que es 25 cm. El diseño final de la C-03 es el siguiente @ $\phi 3/8"$: $1 @ 0.05, 8 @ 0.10\text{m, rt, } @ 0.25\text{m}$.

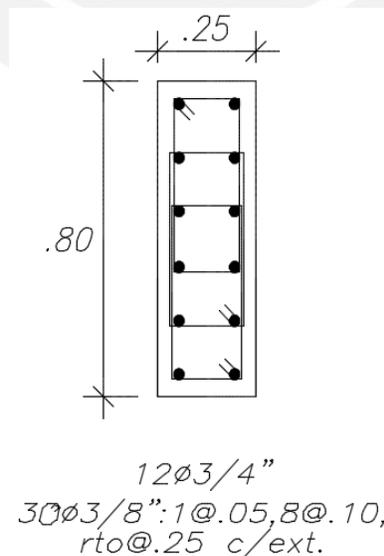


Figura 35 Diseño final de la columna C-03 Pisos 1 al 3

8.2) Diseño de Placas

Las placas, debido a su gran rigidez, ayudan en controlar los desplazamientos y distorsiones generados por las fuerzas de sismo. Para el diseño, se tendrá en cuenta lo siguiente:

- ✓ Se colocará refuerzo distribuido en mallas de acero en el alma de la placa, las mallas horizontales son colocadas para soportar las fuerzas cortantes actuantes. Las mallas verticales, junto con las mallas horizontales, controlan la fisuración de la placa además de aportar resistencia para flexocompresión.

- ✓ Debido a la importancia de los muros de corte, la norma E.60 indica cuantías mínimas de refuerzo:

$$Si, Vu < \frac{\phi Vc}{2} : ph > 0.002 ; pv = 0.0015$$
$$Si, Vu > \frac{\phi Vc}{2} : ph > 0.0025 ; pv > 0.0025 + 0.5x \left(2.5 - \frac{hm}{li} \right) > 0.0025$$

- ✓ El espaciamiento del refuerzo longitudinal y corte, no debe ser mayor a tres veces el espesor del muro ni a 40 cm.
- ✓ Los espesores de las placas deben ser mayores a 15cm. Cuando el espesor de la placa sea mayor a 20 cm, el refuerzo deberá repartirse en ambas caras del muro.
- ✓ En el diseño por capacidad se amplificarán las fuerzas por el factor M_n/M_u , siempre y cuando no se exceda el valor del factor de reducción “R”. La amplificación de las fuerzas se realiza en los dos primeros pisos o en una altura menor a la longitud del muro.
- ✓ Como ejemplo, se diseñará la placa PL – 08 para las cargas del primer piso, se repetirá el procedimiento para los demás pisos superiores. La placa PL-08 es una placa en forma de “C” con alas paralelas. Según el ACI 318, para el análisis y diseño de este tipo de placas se debe tomar como ala efectiva una longitud igual al 25% de la altura total del elemento en cada dirección de análisis; sin embargo, para la norma E.060 se considera esta longitud exagerada ya que no se cumpliría que las secciones planas permanecen planas. La E.060

recomienda tomar como ala efectiva al menor valor entre el 10% de la altura total del muro o la mitad de la distancia al alma del muro adyacente (Artículo 21.9.6.3). Debido a lo explicado, la placa PL-08 se dividirá en dos secciones y serán analizadas por separado. Cada parte sombreada consta de un alma junto con la mitad del ala perpendicular y adyacente, como se muestra en la figura:

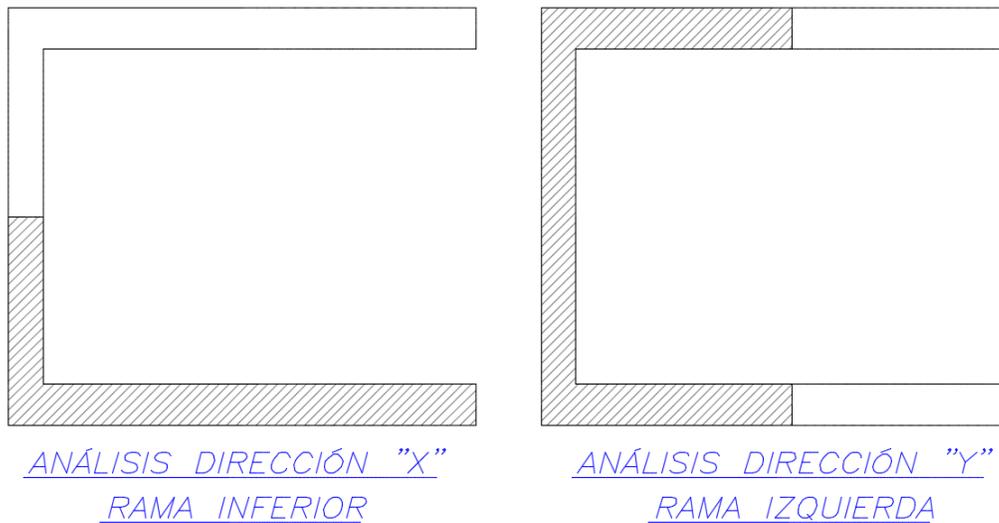


Figura 36 División de placa PL-08 en rama inferior y rama izquierda

8.2.1) Análisis Dirección "X":

Análisis Rama Inferior: La siguiente tabla muestra los resultados de las combinaciones de carga para la rama inferior.

Tabla 34 Combinaciones de carga en rama inferior de placa PL-08

COMBINACIÓN	P	V2	V3	M2	M3
	Tn	Tn	Tn	Tn.m	Tn.m
1.4CM+1.7CV	-210,96	-4,38	1,44	0,25	9,49
1.25(CM+CV)+CSXmax	-156,23	89,30	13,16	102,24	662,81
1.25(CM+CV)+CSXmin	-212,50	-96,84	-10,67	-101,80	-646,50
1.25(CM+CV)+CSYmax	-105,58	5,68	12,95	28,23	52,06
1.25(CM+CV)+CSYmin	-263,15	-13,22	-10,46	-27,79	-35,74
0.9CM+CSX max	-91,20	90,81	12,69	102,17	659,49
0.9CM+CSX min	-147,48	-95,33	-11,15	-101,86	-649,82
0.9CM+CSY max	-40,55	7,19	12,48	28,16	48,73
0.9CM+CSY min	-198,13	-11,71	-10,94	-27,86	-39,06

Diseño por Flexocompresión: El refuerzo se planteará de forma iterativa hasta cumplir con el diagrama de interacción, en la siguiente figura se muestra el refuerzo planteado.

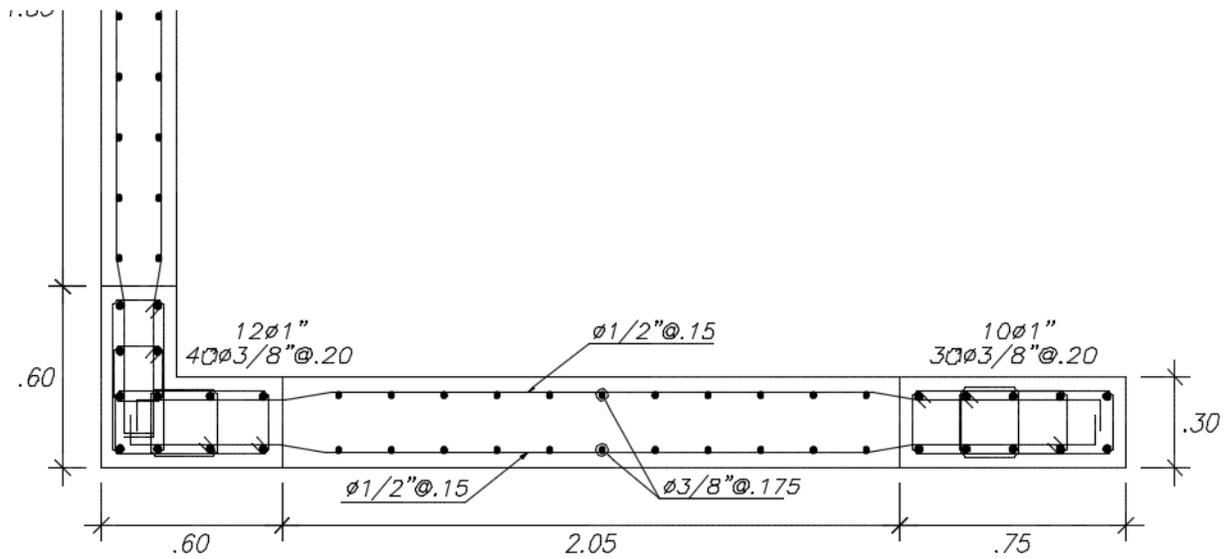


Figura 37 Refuerzo en rama inferior de la PL-08

Con el refuerzo planteado se verificará que las combinaciones de carga se ubiquen dentro del diagrama de interacción Momentos en Y vs Compresión (P).

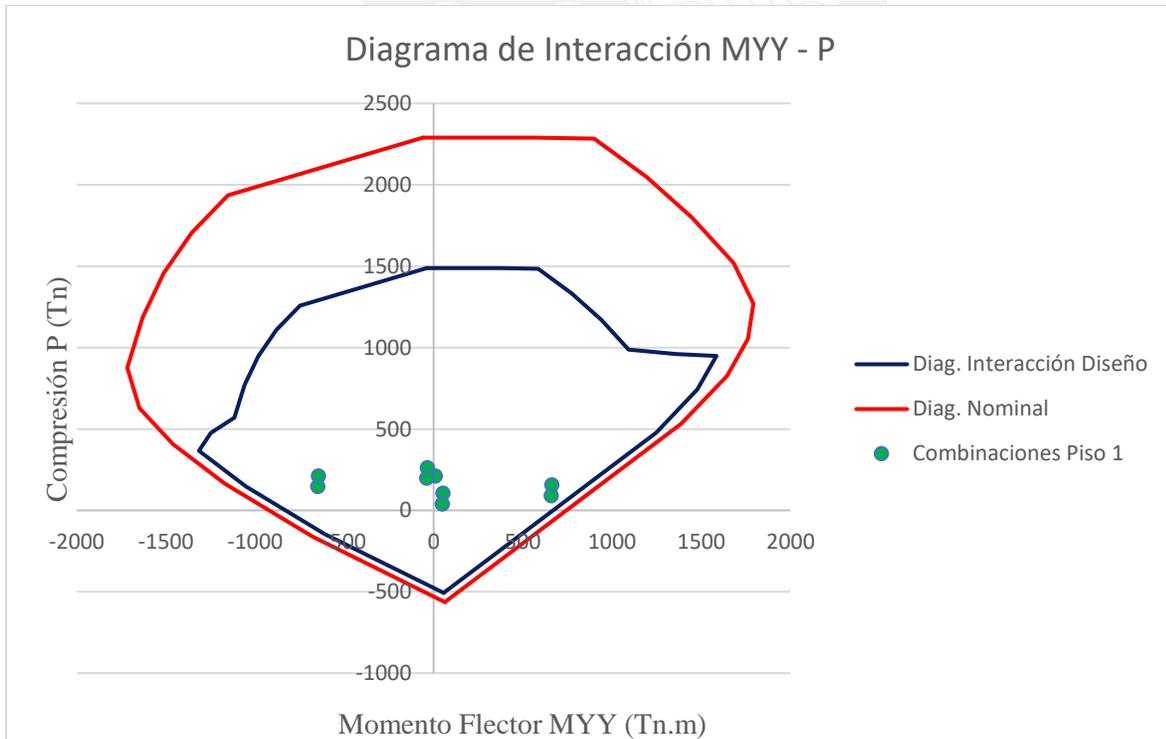


Figura 38 Diagrama de Interacción momentos en “Y” de rama inferior placa PL-08

Es notorio que las combinaciones de cargas últimas quedan dentro del diagrama de interacción de diseño, verificando como válido el refuerzo longitudinal propuesto.

Diseño por Corte: De acuerdo a la norma E.060, la cortante de diseño deberá ser calculada por capacidad, es decir se deberá ajustar la cortante a la capacidad de flexión instalada en el muro.

La Tabla 34 muestra que las fuerzas de interés son la V2 (paralelas al eje “X”) las cuales están relacionadas con los momentos M3 (Momentos paralelos al eje “Y”), por lo que el diagrama de interacción que se analizará por capacidad es el de la Figura 38. Se presenta el cálculo de la fuerza cortante de diseño Vu:

$$Vu = 96.84 \text{ Tn}$$

$$\frac{Mn}{Mu} = \frac{-1350 \text{ Tn.m}}{-646.5 \text{ Tn.m}} = 2.08 < "R"$$

$$Vu = 96.84 \text{ Tn} * 2.08 = 201.42 \text{ Tn}$$

La placa será diseñada con esta fuerza cortante hasta una altura mayor a la longitud del muro o hasta los 3 primeros pisos. Se calculará el aporte del concreto a la resistencia al corte:

$$\Phi Vc = 0.85 x Acw x \alpha c x \sqrt{f'c}$$

El coeficiente “ αc ” depende de la relación entre la altura del muro y su longitud, en este caso, $hm/lm = 19.6m/3.4m = 5.76$; para $hm/lm \geq 2$, entonces $\alpha c = 0.53$, se tiene:

$$\Phi Vc = 0.85 x 0.8 x 340 x 30 x 0.53 x \sqrt{210} = 53.27 \text{ Tn}$$

Conociendo el aporte del concreto, se calculará la resistencia al corte que aportará el acero:

$$Vs = \frac{Vu - \Phi Vc}{\Phi} = \frac{201.42 - 53.27}{0.85} = 174.29 \text{ Tn}$$

$$ph = \frac{Vs}{Acw x fy} = \frac{174294}{30 x 340 x 4200} = 0.004 \geq 0.0025$$

Entonces se colocará doble malla horizontal de $\phi 1/2'' @ 0.20$ m con lo que el elemento tendría una cuantía de 0.0043 (mayor a la mínima exigida = 0.0025) de refuerzo frente a fuerzas de corte en la dirección "X".

Verificación de refuerzo mínimo:

La norma E.060 exige cumplir ciertos requerimientos mínimos en las cuantías de refuerzo vertical y horizontal, según el artículo 11.10.7 y 11.10.8 se deberá cumplir que:

$$Si Vu < 0.27\sqrt{210} * Acw; ph \geq 0.002 \text{ y } pv \geq 0.0015$$

$$Si Vu > 0.27\sqrt{210} * Acw; ph \geq 0.0025 \text{ y } pv \geq 0.0025 + 0.5 \left(2.5 - \frac{hm}{lm} \right) (ph - 0.0025)$$

$$Como Vu = 201.42 \text{ Ton} > 0.27x\sqrt{210}x340x30 = 39.90 \text{ Ton}$$

ph = 0.0043 > 0.0025: Se cumple la cuantía mínima horizontal

$$pv = 0.0025 + 0.5 \left(2.5 - \frac{19.6}{3.4} \right) (0.0043 - 0.0025) = -0.00043 < 0.0025$$

Sin embargo, la norma E.060 especifica una cuantía mínima de 0.0025, por lo que el refuerzo inicialmente planteado cumple con ello ya que se tiene $\phi 3/8'' @ 0.175$ resultando una cuantía **pv = 0.0027 > 0.0025**

Elementos de Borde: Se evaluará la necesidad de elementos de borde evaluando la capacidad de la zona comprimida "C". De acuerdo a la E.060 en su artículo 21.9.7.4, se indica que son necesarios elementos de borde si la profundidad del eje neutro en compresión supera el valor crítico:

$$C \geq \frac{lm}{600 \left(\frac{du}{hm} \right)}, \frac{du}{hm} \geq 0.005$$

Donde:

lm = longitud del muro

du = desplazamiento inelástico del muro en el último piso

hm = altura total del muro

Se tiene: $du/hm = 4.2 \text{ cm}/1960 \text{ cm} = 0.002$ se toma como mínimo 0.005, entonces:

$$C \geq \frac{340 \text{ cm}}{600 \times 0.005} = 113.3 \text{ cm}$$

Cálculo del valor de “C”: La norma E.060 indica que el valor de “C” será la mayor profundidad del eje neutro correspondiente a la mayor carga axial P_u y momento M_u asociada con el desplazamiento de diseño " du ". De acuerdo a lo cálculos realizados el desplazamiento de diseño " $du = 4.2 \text{ cm}$ " está asociada a la combinación de cargas $1.25(\text{CM}+\text{CV})+\text{SX}$, según la Tabla 34 el P_u de esta combinación es $P_u=212.50 \text{ Tn}$. La norma indica que, para muros con alas, como es el caso de este ejemplo, se debe considerar el mayor valor “C” que se obtenga al considerar compresión en cada extremo del muro.

Calculando el eje neutro con el extremo izquierdo comprimido (ala efectiva): $C=19.96 \text{ cm}$

Tabla 35 Cálculo de “C” con el ala comprimida (Extremo Izquierdo)

	Posicion	Acero (cm2)	Deformación	Esfuerzo	$P_n(\text{Tn})$
C1	6	23,95	0,0021	4196,45	100,50
C2	18	23,95	0,0003	589,35	14,11
C3	36	10,2	-0,0024	4200,00	-42,84
C4	54	10,2	-0,0051	4200,00	-42,84
C5	79	1,42	-0,0089	4200,00	-5,96
C6	96,5	1,42	-0,0115	4200,00	-5,96
C7	114	1,42	-0,0141	4200,00	-5,96
C8	131,5	1,42	-0,0168	4200,00	-5,96
C9	149	1,42	-0,0194	4200,00	-5,96
C10	166,5	1,42	-0,0220	4200,00	-5,96
C11	184	1,42	-0,0247	4200,00	-5,96
C12	201,5	1,42	-0,0273	4200,00	-5,96
C13	219	1,42	-0,0299	4200,00	-5,96
C14	236,5	1,42	-0,0325	4200,00	-5,96
C15	254	1,42	-0,0352	4200,00	-5,96
C16	272	10,2	-0,0379	4200,00	-42,84
C17	288	10,2	-0,0403	4200,00	-42,84
C18	304	10,2	-0,0427	4200,00	-42,84
C19	320	10,2	-0,0451	4200,00	-42,84
C20	336	10,2	-0,04749944	4200,00	-42,84



ACERO	-250,86	Tn
CONCRETO	463,36	Tn
TOTAL	212,50	Tn

Calculando el eje neutro con el extremo derecho comprimido: $C=57.73$ cm

Tabla 36 Cálculo de “C” con el extremo derecho comprimido

Fibra	Posición	Area (cm ²)	Formación	Esfuerzo	Pn(Tn)
C1	6	23,95	0,0027	4200,00	100,59
C2	18	23,95	0,0021	4129,18	98,89
C3	36	10,20	0,0011	2258,35	23,04
C4	54	10,20	0,0002	387,53	3,95
C5	79	1,42	-0,0011	2210,83	-3,14
C6	96,5	1,42	-0,0020	4029,69	-5,72
C7	114	1,42	-0,0029	4200,00	-5,96
C8	131,5	1,42	-0,0038	4200,00	-5,96
C9	149	1,42	-0,0047	4200,00	-5,96
C10	166,5	1,42	-0,0057	4200,00	-5,96
C11	184	1,42	-0,0066	4200,00	-5,96
C12	201,5	1,42	-0,0075	4200,00	-5,96
C13	219	1,42	-0,0084	4200,00	-5,96
C14	236,5	1,42	-0,0093	4200,00	-5,96
C15	254	1,42	-0,0102	4200,00	-5,96
C16	272	10,20	-0,0111	4200,00	-42,84
C17	288	10,20	-0,0120	4200,00	-42,84
C18	304	10,20	-0,0128	4200,00	-42,84
C19	320	10,20	-0,0136	4200,00	-42,84
C20	336	10,20	-0,0145	4200,00	-42,84



ACERO	-50,27 Tn
CONCRETO	262,77 Tn
TOTAL	212,50 Tn

Se concluye que el mayor valor de “C” es 57.73 cm y no supera el C límite definido por la E.060 (C límite = 113.3 cm), por lo cual el confinamiento de bordes no es necesario bajo la norma E.060. Sin embargo, por buenas prácticas, se confinarán los extremos para brindar mayor ductilidad al muro. El espaciamiento entre los estribos no debe exceder del menor valor entre:

- Diez veces el diámetro de la barra longitudinal: $10 \cdot 2.54 = 25.4$ cm
- La menor dimensión de la sección transversal: 25cm
- 25 cm

Finalmente, la separación de estribos escogida para los núcleos confinados será 20 cm para evitar interferir con el refuerzo cortante de la malla horizontal.

8.2.2) Análisis Dirección “Y”

Análisis Rama Izquierda: La siguiente tabla mostrará los resultados de las combinaciones de carga para la rama izquierda:

Tabla 37 Combinaciones de carga en rama izquierda de placa PL-08

COMBINACIÓN	P	V2	V3	M2	M3
	Tn	Tn	Tn	Tn.m	Tn.m
1.4CM+1.7CV	-256,28	2,37	1,11	-2,24	12,44
1.25(CM+CV)+CSXmax	201,22	18,05	103,98	313,68	108,86
1.25(CM+CV)+CSXmin	-649,15	-13,96	-102,09	-317,53	-87,64
1.25(CM+CV)+CSYmax	-192,25	24,83	9,10	21,30	154,24
1.25(CM+CV)+CSYmin	-255,68	-20,73	-7,21	-25,16	-133,02
0.9CM+CSX max	280,24	17,25	103,59	314,46	104,21
0.9CM+CSX min	-570,13	-14,76	-102,48	-316,75	-92,29
0.9CM+CSY max	-113,24	24,02	8,71	22,08	149,59
0.9CM+CSY min	-176,66	-21,53	-7,60	-24,37	-137,67

Diseño por Flexocompresión: Se muestra el refuerzo planteado de la rama izquierda para cumplir con el diseño por flexocompresión.

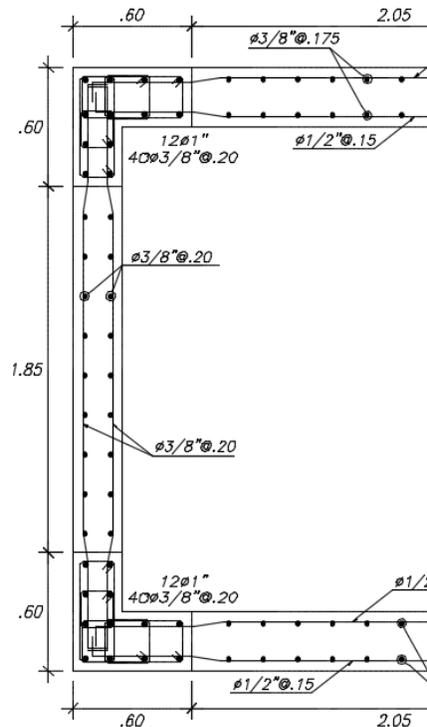


Figura 39 Refuerzo en rama izquierda de la PL-08

Con el refuerzo planteado se procederá a verificar que las combinaciones de carga queden dentro del diagrama de interacción Momentos en “X” vs Compresión (P).

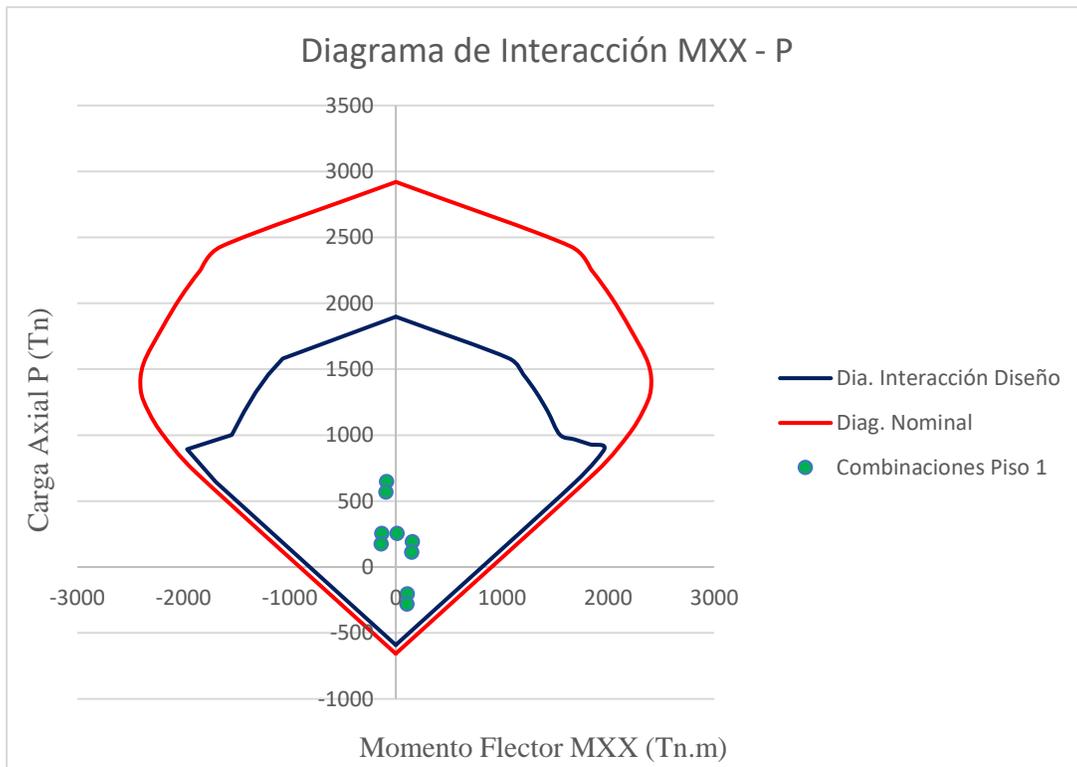


Figura 40 Diagrama de Interacción momentos en “X” de rama izquierda placa PL-08

Las combinaciones de carga se ubican dentro del diagrama de interacción en “X” por lo que se verifica correcto el diseño por flexocompresión.

Diseño por Corte: A pesar que las fuerzas cortantes V3 son mayores, este no es indicativo de que éstas sean las que se van a analizar ya que las fuerzas V3 son tomadas por las alas horizontales las cuales ya fueron analizadas. Las fuerzas V2 de esta placa son menores ya que la mayor parte de la cortante basal en Y es tomada por las placas laterales. Las fuerzas de interés son las V2 de la Tabla 37 (fuerzas paralelas al eje “Y”) las cuales están relacionadas con los momentos M3 (Momentos paralelos al eje “X”), por lo que el diagrama de interacción que se analizará por capacidad es el de la Figura 40. Se presenta el cálculo de la fuerza Vu del diseño por capacidad:

$$Vu = 24.83 Tn$$

$$\frac{Mn}{Mu} = \frac{1150 \text{ Tn.m}}{154.24 \text{ Tn.m}} = 7.45 < R, \text{ se tomará } R = 5.4$$

$$Vcap = 24.83 \text{ Tn} * 5.4 = 134.08 \text{ Tn}$$

Calculando el aporte del concreto a la resistencia al corte:

$$\phi Vc = 0.85 * 0.80 * (305 * 25 + 158 * 30 * 2) * 0.53 * \sqrt{210} = 89.33 \text{ Tn}$$

Se calculará la resistencia a cortante que aportará el acero:

$$Vs = \frac{Vcap - \phi Vc}{\phi} = \frac{134.08 - 89.33}{0.85} = 52.64 \text{ Tn}$$

$$ph = \frac{Vs}{Acw * fy} = \frac{52.64}{25 * 305 * 4200} = 0.0016 \geq 0.0025$$

Se usará la cuantía mínima, por lo que se colocará doble malla de $\phi 3/8'' @ 0.20 \text{ m}$ y la placa tendrá una cuantía de 0.0028 (mayor a la mínima exigida = 0.0025) de refuerzo a fuerzas cortantes en "Y".

Verificación de refuerzo mínimo:

$$\text{Como } Vu = 134.08 \text{ Ton} > 0.27 * \sqrt{210} * 305 * 25 = 29.83 \text{ Ton}$$

$$ph = 0.0028 > 0.0025$$

$$pv = 0.0025 + 0.5 \left(2.5 - \frac{19.6}{3.05} \right) (0.0028 - 0.0025) = 0.002 < 0.0025$$

El refuerzo vertical longitudinal inicialmente planteado cumple con ello ya que se tiene $\phi 3/8'' @ 0.20$ resultando una cuantía $pv = 0.0028 > 0.0025$.

Confinamiento de borde:

Se tiene: $du/hm = 1.28 \text{ cm} / 1960 \text{ cm} = 0.0006$ se toma como mínimo 0.005, entonces:

$$C \geq \frac{305 \text{ cm}}{600 * 0.005} = 101.6 \text{ cm}$$

Cálculo del valor de “C”: En este caso, es indiferente realizar el cálculo de “C” en ambos extremos ya que la sección es simétrica, el valor de $C = 22.62 \text{ cm} < C \text{ límite} = 101.6 \text{ cm}$.

Tabla 38 Cálculo de “C” en la rama izquierda

Fibra	Posición	Acero (cm ²)	Deformación	Esfuerzo	Pn(Tn)
C1	6	49,32	0,0022	4200,00	207,14
C2	23	49,32	-0,0001	100,13	-4,94
C3	38	10,20	-0,0020	4078,47	-41,60
C4	53	10,20	-0,0040	4200,00	-42,84
C5	75	1,42	-0,0069	4200,00	-5,96
C6	95	1,42	-0,0096	4200,00	-5,96
C7	115	1,42	-0,0123	4200,00	-5,96
C8	135	1,42	-0,0149	4200,00	-5,96
C9	155	1,42	-0,0176	4200,00	-5,96
C10	175	1,42	-0,0202	4200,00	-5,96
C11	195	1,42	-0,0229	4200,00	-5,96
C12	215	1,42	-0,0255	4200,00	-5,96
C13	235	1,42	-0,0282	4200,00	-5,96
C14	251	10,20	-0,0303	4200,00	-42,84
C15	266	10,20	-0,0323	4200,00	-42,84
C16	281	49,32	-0,0343	4200,00	-207,14
C17	298	49,32	-0,0365	4200,00	-207,14

ACERO	-435,88	Tn
CONCRETO	628,13	Tn
TOTAL	192,25	Tn

El muro no requiere confinamiento de bordes. Sin embargo, se colocará confinamiento para dar más ductilidad al muro. Además, el confinamiento se extenderá 30 cm dentro del alma en cada dirección de diseño. Finalmente se muestra el diseño final de la placa PL-08.

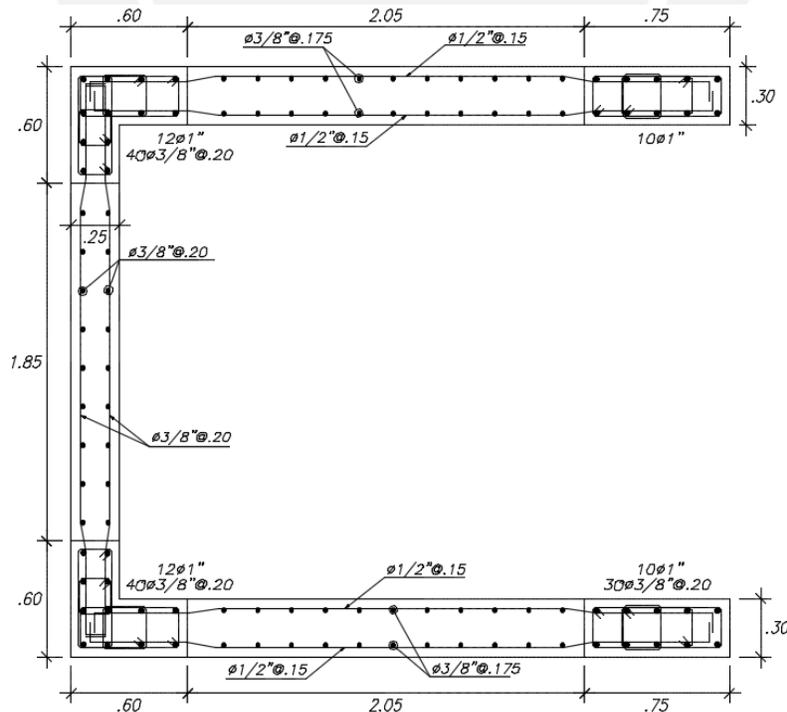


Figura 41 Diseño final de placa PL-08

9) Capítulo 9: Diseño de Cimentaciones

Las cimentaciones reciben las cargas provenientes de los elementos verticales y las transmiten hacia el suelo con la finalidad de tener esfuerzos menores a la capacidad admisible del terreno. Para su diseño, es necesario contar con los resultados del EMS, con ellos se encontrará el mejor tipo de cimentación que se adecúe a cada base de placa y/o columna.

Para este proyecto el EMS indica como resultados una presión admisible de 4kg/cm^2 a 1.5 m de profundidad y un peso específico del suelo de 1900kg/m^3 . Dependiendo de las cargas y de la geometría de la sección, se podrá cimentar superficialmente con zapatas aisladas, zapatas combinadas y/o zapatas conectadas. En el presente capítulo, se mostrará el procedimiento de diseño de cada tipo de cimentación del proyecto.

9.1) Consideraciones Para el Diseño de Cimentaciones

Se muestran las consideraciones a tener en cuenta en el diseño de cimentaciones, para ello se explicará el procedimiento de diseño para una zapata aislada, luego el procedimiento varía muy poco para los demás tipos de cimentación. Para el diseño de las zapatas es necesario tener definidos los siguientes conceptos:

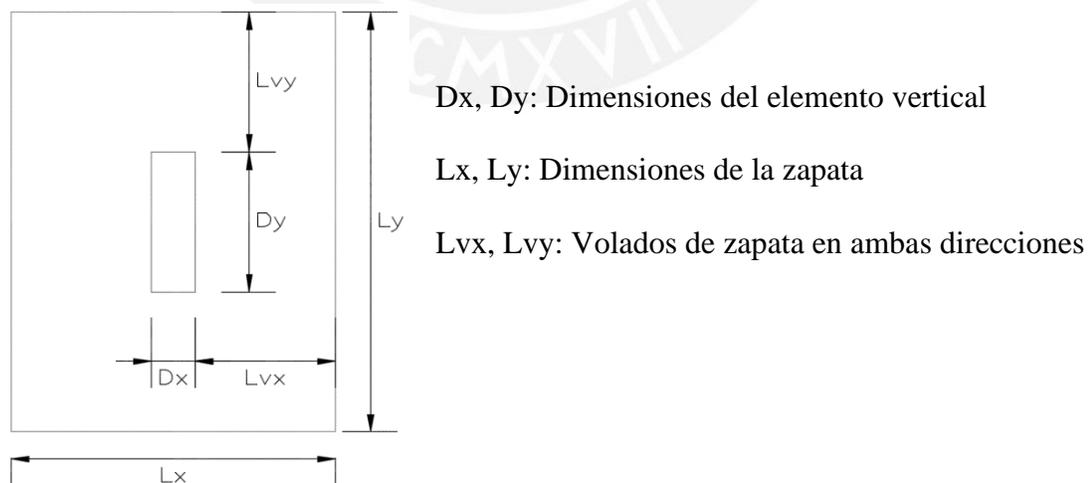


Figura 42 Parámetros de diseño de zapata aislada

Para calcular los esfuerzos en el suelo, las cargas se analizan en condiciones de servicio ya que la presión admisible del suelo (σ_{adm}) ya contempla un factor de seguridad (F.S.). En el análisis, se considerará un caso donde solo actúen las cargas de gravedad y otro donde se considere además el sismo. Además, según la norma E.060 en el artículo 15.2.5., se deberá determinar los esfuerzos en el suelo considerando las acciones sísmicas reducidas al 80%.

9.1.1) Dimensionamiento por Presión Admisible:

Para dimensionar la cimentación, los esfuerzos que las fuerzas en servicio ejercen deben ser menor que la presión admisible del terreno. Si se consideran cargas sísmicas, se permite un incremento del 30% de la presión admisible para el dimensionamiento.

$$\text{Área req} = \frac{(1 + \%PP)(P_{cm} + P_{cv})}{\sigma_{adm}} \quad \text{Área req} = \frac{(1 + \%PP)(P_{cm} + P_{cv}) + P_{cs}}{1.3 \sigma_{adm}}$$

Se dimensiona la zapata considerando volados iguales en ambos sentidos:

$$L_x = D_x + 2L_{vx} \quad L_y = D_y + 2L_{vy} \quad L_x L_y \geq \text{Área requerida}$$

Con las dimensiones calculadas se verificará que los esfuerzos producidos por la acción conjunta de cargas axiales y momentos, sean menores a la presión admisible del terreno. Se asumirá una distribución lineal de esfuerzo y se determinará por la siguiente expresión:

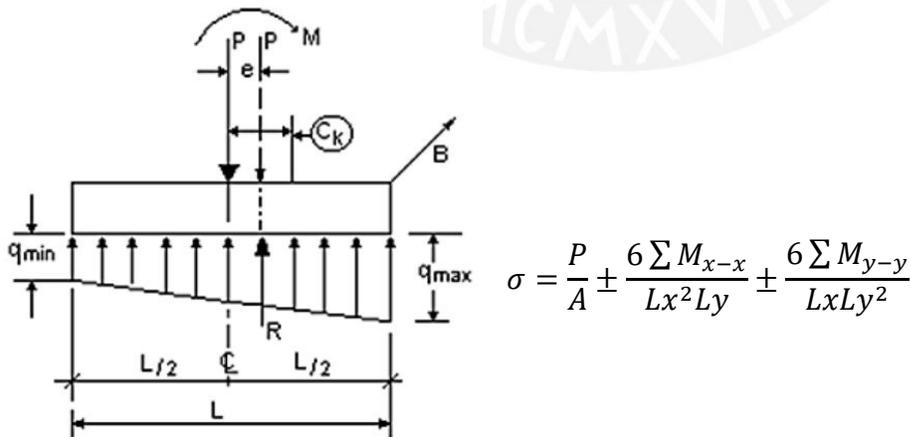


Figura 43 Distribución de esfuerzos del suelo asumidas para el cálculo

9.1.2) Verificación por Punzonamiento

Consiste en comprobar que la altura de la zapata (h) es suficiente para que el concreto resista las fuerzas cortantes por punzonamiento. Esta falla es típica en cimentaciones y se produce en forma de cono o pirámide alrededor de los elementos verticales (placas o columnas) a una distancia “ $d/2$ ” de la cara del elemento estructural:

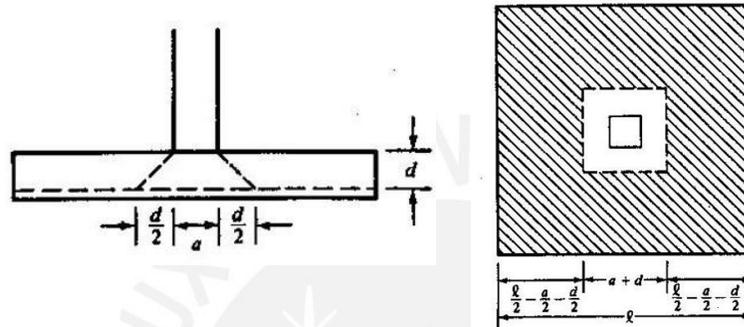


Figura 44 Sección crítica para verificar efecto de punzonamiento

La resistencia requerida para efectos de punzonamiento se calcula:

$$Vu = \sigma_u \times (A_{total} - A_0)$$

$$A_0 = (Dx + d) \times (Dy + d)$$

La resistencia del concreto será:

$$\phi Vc = \phi * 1.06 \sqrt{f'c} * bo * d$$

El peralte final de la zapata deberá cumplir que: $\phi Vc \geq Vu$.

9.1.3) Verificación por Corte

La verificación por corte en zapatas, consiste en analizar las fuerzas cortantes generadas por el empuje del suelo a una distancia “ d ” de la cara del elemento vertical. En las zapatas no se colocan estribos para resistir las fuerzas de corte, todo el esfuerzo es asumido netamente por el concreto, por ello es necesario considerar un peralte adecuado de la zapata, es necesario considerar lo siguiente:

La resistencia requerida por corte “Vu” se calculará mediante las siguientes expresiones:

$$Vu = \sigma_u Ly(Lvx - d) \quad Vu = \sigma_u Lx(Lvy - d)$$

Además, la resistencia del concreto será:

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

Para ambas direcciones de análisis, se deberá cumplir que $\phi Vc \geq Vu$ de lo contrario, deberá aumentarse el peralte de la zapata hasta cumplir la relación

9.1.4) Diseño por Flexión

El diseño por flexión en zapatas, consiste en considerar los extremos de zapatas como vigas en voladizo empotradas en la cara del elemento vertical, con lo que aparecerán momentos flectores en la base de la zapata, esto ocasiona que se coloquen refuerzos inferiores en ambas direcciones.

La resistencia requerida por flexión, se calculará mediante las siguientes expresiones:

$$\text{Dirección X: } M_u = \frac{\sigma_u Lvx^2 Ly}{2} \quad \text{Dirección Y: } M_u = \frac{\sigma_u Lvy^2 Lx}{2}$$

Con la resistencia requerida se calculará el refuerzo necesario para la zapata; además se deberá tener en consideración lo especificado en el artículo 9.7 de la Norma E.060 donde se exige cumplir la cuantía mínima para el refuerzo inferior en zapatas de 0.0018; además se deberá cumplir que la separación entre barras de refuerzo no debe exceder de 40 cm y se debe contemplar un recubrimiento mínimo de 10 cm.

Además de los efectos de corte y punzonamiento, se deberá tener presente el considerar la longitud de anclaje de los fierros longitudinales de los elementos verticales; como recomendación, las alturas mínimas de las zapatas deberán ser del orden de 60 cm; con esto, se garantiza un correcto recubrimiento del acero y anclaje de los refuerzos verticales.

9.2) Diseño de Zapatas Aisladas

Para el diseño de la cimentación se usarán las siguientes propiedades obtenidas del estudio de mecánica de suelos.

- ✓ Tipo de estrado de apoyo en la cimentación: Grava mal graduada (GP)
- ✓ Capacidad admisible del terreno: 4 kg/cm²
- ✓ Profundidad de cimentación (Df): 1.50 m
- ✓ Peso volumétrico del suelo: 1900 kg/ m³
- ✓ Ángulo de fricción: 37°

Se muestra el análisis para la zapata aislada de la placa PL-06, la siguiente tabla muestra las cargas en servicio en la base de la placa PL-06.

Tabla 39 Cargas en la base de la placa PL-06

	P (ton)	M33 (ton.m)	M22 (ton.m)
Carga Muerta	-101,8523	-1,6233	0,0208
Carga Viva	-14,6763	-0,4674	0,0051
Sismo "X"	33,5999	103,6687	0,2617
Sismo "Y"	3,373	3,4527	0,5249

Dimensionamiento por presión admisible:

Se hallará el área requerida, se estimará el peso propio de la zapata como el 5% de las cargas de gravedad.

$$\text{Área req} = \frac{1.05(101.85 + 14.67)}{40} = 3.05 \text{ m}^2$$

$$\text{Área req} = \frac{1.05(101.85 + 14.67) + 33.59}{1.3 \times 40} = 3 \text{ m}^2$$

Se requiere como mínimo 3.05 m² de zapata, sin embargo; mediante un proceso iterativo se determinó un volado final de 80 cm para poder cumplir con los esfuerzos presentados posteriormente, las dimensiones finales de la zapata serán 3.4 m x 1.9 m, resultando un área de

6.46 m². Se verificará los esfuerzos en las esquinas por acción de los momentos, se considera un peralte de 60 cm. Se calcula las cargas de la zapata y se evalúan los siguientes casos:

Peso propio de zapata = 6.46m² x 0.60m x 2.4ton/m³ = 9.30 Tn

Peso de la tierra sobre zapata= (6.46m² -1.8mx0.3m) x0.9mx1900kg/m³= 10.12 Tn

Peso propio + relleno = 19.42 Tn

Caso 1: Sólo cargas de gravedad:

➤ $P = 101.85 + 14.67 + 19.42 = 135.95 \text{ Tn}$

➤ $\sum M_{33} = 1.62 + 0.46 = 2.09 \text{ Tn.m}$

➤ $\sum M_{22} = 0$

$$\sigma = \frac{135.95}{6.46} \pm \frac{6 \times 2.09}{3.4^2 \times 1.9} \pm 0$$

$$\sigma_{m\acute{a}x} = 21.61 \frac{\text{Tn}}{\text{m}^2} < 40 \frac{\text{Tn}}{\text{m}^2} ; \sigma_{m\acute{i}n} = 20.47 \frac{\text{Tn}}{\text{m}^2} > 0 \frac{\text{Tn}}{\text{m}^2}$$

En el caso 1 se observa que se cumplen con los esfuerzos admisibles.

Caso 2: Cargas de gravedad + Sismo X-X:

➤ $P = 135.95 - 33.6 = 102.35 \text{ Tn}$

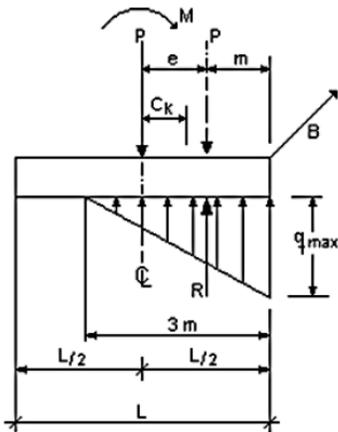
➤ $\sum M_{33} = 103.66 - 2.09 = 101.58 \text{ Tn.m}$

➤ $\sum M_{22} = 0$

$$\sigma = \frac{102.35}{6.46} \pm \frac{6 \times 101.58}{3.4^2 \times 1.9} \pm 0$$

$$\sigma_{m\acute{a}x} = 43.59 \frac{\text{Tn}}{\text{m}^2} < 52 \frac{\text{Tn}}{\text{m}^2} ; \sigma_{m\acute{i}n} = -11.90 \frac{\text{Tn}}{\text{m}^2} < 0 \frac{\text{Tn}}{\text{m}^2}$$

Como el esfuerzo mínimo es negativo (en tracción), lo que es físicamente imposible, se realizará una redistribución de esfuerzos triangular:



$$\sigma_{m\acute{a}x} = \frac{2P}{3xLyx\left(\frac{Lx}{2} - \frac{M_{33}}{P}\right)} = \frac{2 * 102.35}{3x1.9x\left(\frac{3.4}{2} - \frac{101.58}{102.35}\right)}$$

$$\sigma_{m\acute{a}x} = 50.75 \frac{Tn}{m^2} < 52 \frac{Tn}{m^2} \rightarrow OK$$

Luego de realizar la redistribuci3n de esfuerzos se comprueba que el caso 2 cumple con el esfuerzo admisible que se amplifica por 1.3 por efectos de sismo. (40x1.3=52 Tn.m).

Caso 3: Cargas de gravedad + Sismo Y-Y:

- $P = 135.95 - 3.37 = 132.58 Tn$
- $\sum M_{33} = 1.62 + 0.46 - 3.45 = -1.36 Tn.m$
- $\sum M_{22} = 0.55 Tn.m$

$$\sigma = \frac{132.58}{6.46} \pm \frac{6x1.36}{3.4^2x1.9} \pm \frac{6x0.55}{1.9^2x3.4}$$

$$\sigma_{m\acute{a}x} = 21.16 \frac{Tn}{m^2} < 52 \frac{Tn}{m^2} ; \sigma_{m\acute{i}n} = 19.88 \frac{Tn}{m^2} > 0 \frac{Tn}{m^2}$$

En el caso 3 se est1 cumpliendo tambi3n con los esfuerzos admisibles.

Se comprueba que en todos los casos se est1 cumpliendo los esfuerzos admisibles y las dimensiones propuestas de la zapata son las definitivas. Se procede a amplificar el esfuerzo en servicio y obtener el esfuerzo de dise1o que se usar1 en el dise1o por punzonamiento, corte y flexi3n. El esfuerzo en servicio se amplificar1 por 1.25.

$$\sigma_u = 1.25 x 50.75 = \mathbf{63.44 ton/m^2}$$

Verificación por punzonamiento:

El peralte efectivo para la zapata es $d = 50$ cm, se calcula la resistencia requerida “ V_u ”:

$$A_0 = (Dx + d)(Dy + d) = (1.80 + 0.5)(0.30 + 0.5) = 1.84 \text{ m}^2$$

$$V_u = \sigma_u(A_{total} - A_0) = 63.44x(6.46 - 1.84) = 293.11 \text{ Tn}$$

Calculando el aporte del concreto ϕV_c , se tiene:

$$\phi V_c = \phi * 1.06 * \sqrt{f'c} * b_o * d$$

$$b_o = 2(Dx + Dy + 2d) = 2(1.80 + 0.3 + 2x0.5) = 6.2m$$

$$\phi V_c = 0.85 * 1.06 * \sqrt{210} * 620 * 50 = 404.75 \text{ Tn}$$

Se cumple que $\phi V_c > V_u$ con lo que ($h=60$ cm) cumple la verificación por punzonamiento.

Verificación por corte:

Se calculará la resistencia requerida V_u y la resistencia ϕV_c para cada dirección de análisis.

En la dirección X-X:

$$V_u = \sigma_u L_y (L_{vx} - d) = 63.44x1.90x(0.8 - 0.5) = 36.16 \text{ Tn}$$

$$\phi V_c = 0.85 * 0.53\sqrt{f'c} * b * d = 0.85 * 0.53\sqrt{210} * 190 * 50 = 62.019 \text{ Tn}$$

$$\phi V_c > V_u$$

En la dirección Y-Y:

$$V_u = \sigma_u L_x (L_{vy} - d) = 63.44x3.40x(0.8 - 0.5) = 64.71 \text{ Tn}$$

$$\phi V_c = 0.85 * 0.53\sqrt{f'c} * b * d = 0.85 * 0.53\sqrt{210} * 340 * 50 = 110.98 \text{ Tn}$$

$$\phi V_c > V_u$$

Para ambas direcciones de análisis, se cumple que $\phi V_c > V_u$ con lo que el peralte $h=60$ cm cumple tanto para las solicitaciones de punzonamiento y corte. Se procederá al diseño por flexión.

Diseño por flexión:

Calculando los momentos últimos y el acero requerido por flexión:

$$\text{Dirección X: } M_u = \frac{\sigma_u L v x^2 L y}{2} = \frac{63.44 \times 0.80^2 \times 1.90}{2} = 38.57 \text{ Ton. m, } A_{s_{req}} = 18.8 \text{ cm}^2$$

$$\text{Dirección Y: } M_u = \frac{\sigma_u L v y^2 L x}{2} = \frac{63.44 \times 0.80^2 \times 3.40}{2} = 69.02 \text{ Ton. m, } A_{s_{req}} = 33.65 \text{ cm}^2$$

Se calcula el acero mínimo exigido por la norma:

$$\text{Dirección X: } A_{s_{min}} = 0.0018 \times 190 \times 60 = 20.52 \text{ cm}^2$$

$$\text{Dirección Y: } A_{s_{min}} = 0.0018 \times 340 \times 60 = 36.72 \text{ cm}^2$$

Para esta zapata, es el refuerzo mínimo que controla el diseño y se colocará una malla inferior de $\phi 5/8'' @ 15$ cm horizontal y $\phi 5/8'' @ 17.5$ cm vertical. El diseño final de la zapata se muestra en la siguiente figura:

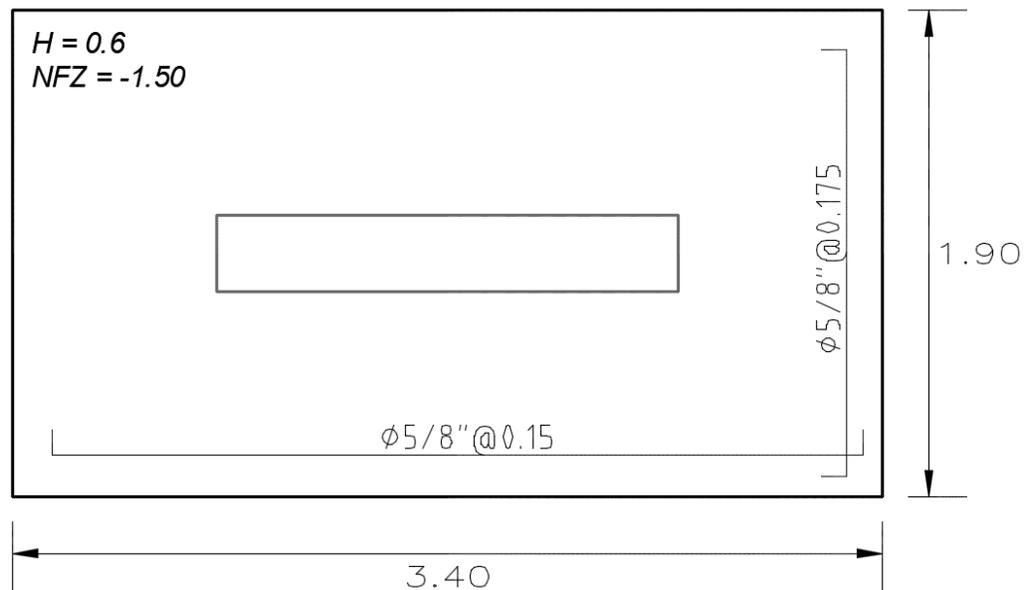


Figura 45 Diseño final de zapata aislada de placa PL-06

9.3) Diseño de Zapatas Conectadas

Como ejemplo de diseño, se desarrollará la zapata de la columna C-02 en la cual se generan fuerzas excéntricas debido a que la columna se encuentra ubicada en el límite de propiedad. Para contrarrestar los momentos generados por esta excentricidad, la zapata de la C-02 se conectará mediante una viga de cimentación a la zapata de la columna interior C-03. Se presenta al diseño de la zapata excéntrica, posteriormente se presentará el diseño de la viga de cimentación. La tabla siguiente muestra las fuerzas internas que actúan en la base de la columna excéntrica C-02.

Tabla 40 Cargas en la base de la columna C-02

	P (ton)	M33 (ton.m)	M22 (ton.m)
Carga Muerta	-52,98	-0,01	-1,37
Carga Viva	-10,84	0	-0,4
Sismo "X"	0,49	2,35	0,05
Sismo "Y"	4,8	0,11	0,77

Además, se generan momentos de gravedad por la columna excéntrica teniendo un brazo palanca de 0.35 m, los momentos generados por esta excentricidad son:

$$M_{CM} = 52.98 \text{ ton} \times 0.35 \text{ m} = 18.55 \text{ ton.m}$$

$$M_{CV} = 10.84 \text{ ton} \times 0.35 \text{ m} = 3.8 \text{ ton.m}$$

Tal como se dimensionó de la zapata de la placa PL-06, se procede a calcular el área de zapata de la C-02 con carga axial centrada.

$$\text{Área req} = \frac{1.05(52.98 + 10.84)}{40} = 1.65 \text{ m}^2$$

Se requiere como mínimo 1.65 m² de zapata, luego de un proceso iterativo se proponen volados iguales de 70cm en ambas direcciones, resultando una zapata de 1.3 m x 1.65 m, con un área de 2.15 m². Similar al cálculo de la zapata aislada, se procede a verificar los esfuerzos en los tres casos siguientes, se considera un peralte de zapata de 60 cm.

Caso 1: Sólo cargas de gravedad:

- $P = 70.32 \text{ Tn}$
- $\sum M_{33} = 0.01 \text{ Tn.m}$
- $\sum M_{22} = 1.77 \text{ Tn.m}$ $\sigma_{\text{máx}} = 36.60 \frac{\text{Tn}}{\text{m}^2} < 40 \frac{\text{Tn}}{\text{m}^2}$; $\sigma_{\text{mín}} = 28.95 \frac{\text{Tn}}{\text{m}^2} > 0 \frac{\text{Tn}}{\text{m}^2}$

Caso 2: Cargas de gravedad + Sismo X-X:

- $P = 69.83 \text{ Tn}$
- $\sum M_{33} = 2.34 \text{ Tn.m}$
- $\sum M_{22} = 1.72 \text{ Tn.m}$ $\sigma_{\text{máx}} = 32.82 \frac{\text{Tn}}{\text{m}^2} < 52 \frac{\text{Tn}}{\text{m}^2}$; $\sigma_{\text{mín}} = 32.28 \frac{\text{Tn}}{\text{m}^2} > 0 \frac{\text{Tn}}{\text{m}^2}$

Caso 3: Cargas de gravedad + Sismo Y-Y:

- $P = 65.52 \text{ Tn}$
- $\sum M_{33} = 0.1 \text{ Tn.m}$
- $\sum M_{22} = 1 \text{ Tn.m}$ $\sigma_{\text{máx}} = 32.52 \frac{\text{Tn}}{\text{m}^2} < 52 \frac{\text{Tn}}{\text{m}^2}$; $\sigma_{\text{mín}} = 28.56 \frac{\text{Tn}}{\text{m}^2} > 0 \frac{\text{Tn}}{\text{m}^2}$

En todos los casos se confirma que los esfuerzos generados son menores a los admisibles. Para obtener el esfuerzo de diseño se aplica un factor de 1.6 a los esfuerzos máximos generados por cargas de gravedad.

$$\sigma_u = 1.6 \times 36.6 = \mathbf{58.56 \text{ ton/m}^2}$$

Verificación por punzonamiento:

El peralte efectivo para la zapata es $d = 50 \text{ cm}$, se calcula la resistencia requerida “Vu”:

$$Vu = 58.56 \times (2.15 - (0.6 + 0.25) \times (0.25 + 0.5)) = 88.3 \text{ Tn}$$

$$\phi Vc = 0.85 \times 1.06 \times \sqrt{210} \times (2(0.6 + 0.25 + 0.25 + 0.5)) \times 50 = 208.9 \text{ Tn}$$

Se cumple que $\phi Vc > Vu$ con lo que se cumple la verificación por punzonamiento.

Verificación por corte:

En la dirección X-X: $V_u = 58.56 \times 1.30 \times (0.70 - 0.50) = 15.22 \text{ Tn}$

$$\phi V_c = 0.85 * 0.53 \sqrt{210} * 130 * 50 = 42.43 \text{ Tn}$$

En la dirección Y-Y: $V_u = 58.56 \times 1.65 \times (0.70 - 0.5) = 19.32 \text{ Tn}$

$$\phi V_c = 0.85 * 0.53 \sqrt{210} * 165 * 50 = 53.85 \text{ Tn}$$

En ambas direcciones se cumple $\phi V_c > V_u$ con lo que se cumple la verificación por corte.

Diseño por flexión:

Calculando la resistencia requerida por flexión "Mu":

$$\text{Dirección "X"} M_u = \frac{\sigma_u L v x^2 L y}{2} = \frac{58.56 \times 0.70^2 \times 1.65}{2} = 18.65 \text{ Tn.m, } A_{s_{req}} = 9.03 \text{ cm}^2$$

$$\text{Dirección "Y"} M_u = \frac{\sigma_u L v y^2 L x}{2} = \frac{58.56 \times 0.70^2 \times 1.30}{2} = 23.67 \text{ Tn.m, } A_{s_{req}} = 11.46 \text{ cm}^2$$

$$\text{En "X"} A_{s_{min}} = 0.0018 \times 130 \times 60 = 14.0 \text{ cm}^2$$

$$\text{En "Y"} A_{s_{min}} = 0.0018 \times 165 \times 60 = 17.82 \text{ cm}^2$$

Se colocará acero mínimo de refuerzo, una malla inferior de $\phi 5/8'' @ 17.5 \text{ cm}$

Para el diseño de la zapata de la columna C-03 se sigue el mismo procedimiento anterior, se muestra el diseño de ambas zapatas conectadas en la siguiente figura.

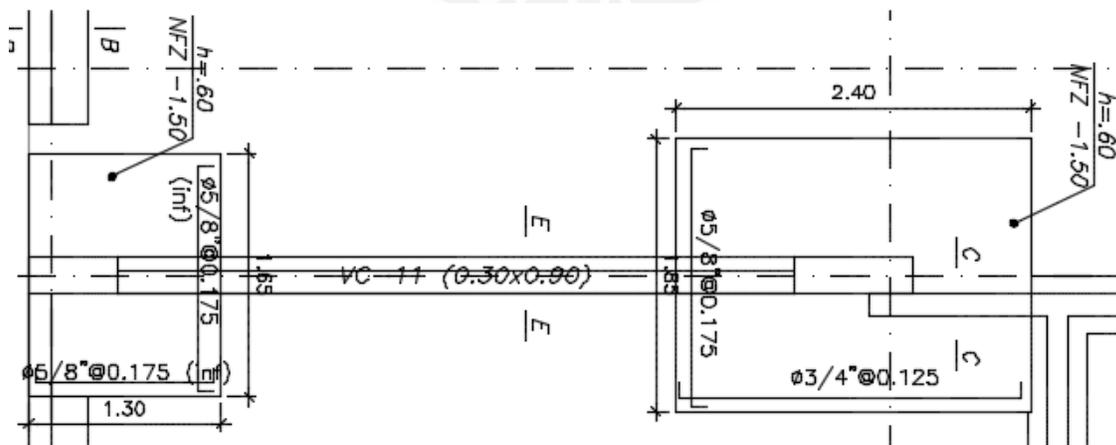


Figura 46 Diseño final de las zapatas C-02 y C-03

Diseño de Viga de Cimentación:

Los momentos generados por la excentricidad de las cargas serán tomados por la viga de cimentación VC-11 (0.30 m x 0.90 m) la cual conecta la zapata Z-01 y la zapata Z-02. La siguiente figura muestra el DMF y el modelo considerado para la viga.

$$M_U = 18.55 \times 1.4 + 3.8 \times 1.7 = 32.41 \text{ ton.m}$$

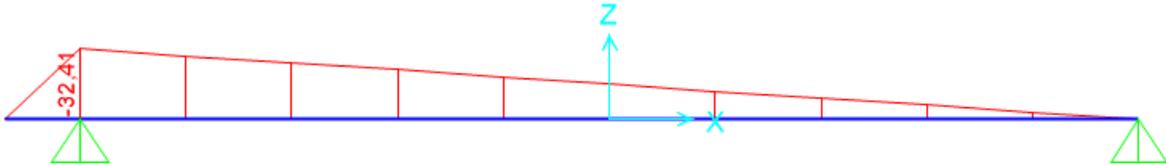


Figura 47 DMF para la viga de cimentación VC-11

De acuerdo al DMF, la viga requiere un área de acero de 10.74 cm^2 , se colocará 2 $\emptyset 1''$ como acero corrido y un bastón de 1 $\emptyset 3/4''$, resultando un total de 13.04 cm^2 . De acuerdo a la norma E.060 en el artículo 9.9.6. se indica que para vigas cuyo peralte exceda los 90 cm se colocará armadura longitudinal distribuida en todo el desarrollo de la viga. Este diseño obedece la cuantía mínima de 0.0015, resultando 4.05 cm^2 de acero distribuido que será colocados en 3 filas de $2\emptyset 3/8''$, resultando un área de 4.26 cm^2 .

Finalmente se muestra el diseño de la viga de cimentación VC-11:

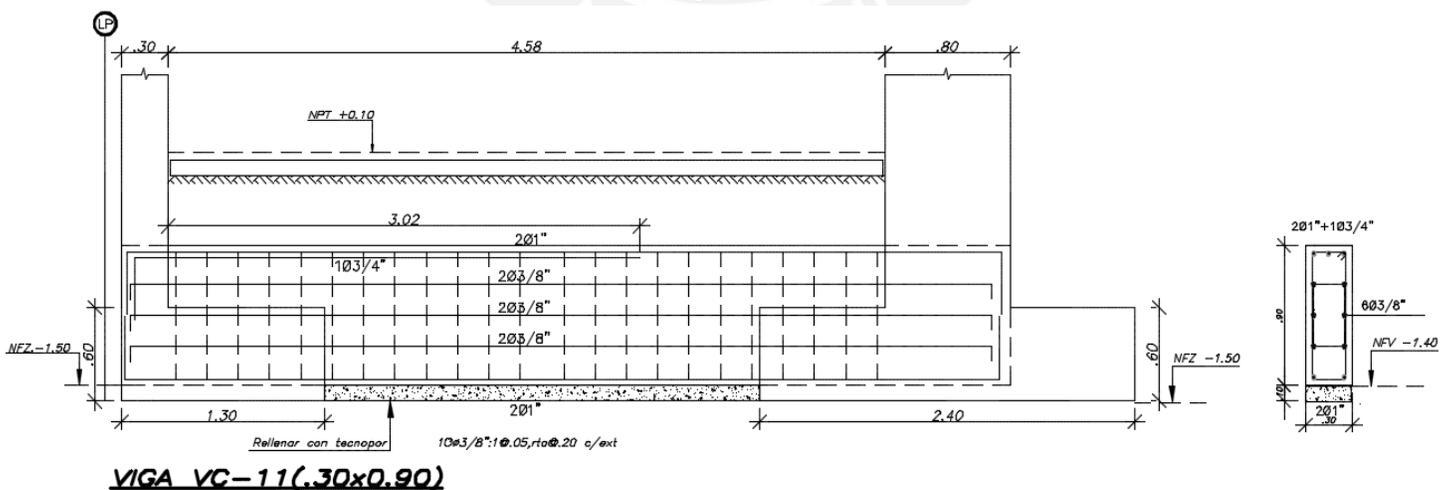


Figura 48 Diseño de viga de cimentación VC-11

10) Capítulo 10: Diseño de Otros Elementos Estructurales

10.1) Diseño de Cisterna

La cisterna estará compuesta por muros los que serán diseñados para resistir los empujes de la tierra y agua, la tapa será diseñada como una losa maciza en dos direcciones que resiste su propio peso y una sobrecarga de 200kg/m².

Diseño de muro: Con el objetivo de minimizar las fisuras y evitar la corrosión del refuerzo, el ACI sugiere colocar una cuantía mínima de 0.0028 para muros en contacto con el agua, esto se verificará posteriormente. La cisterna está totalmente enterrada, por lo tanto, se considera el peor escenario que es cuando esta esté totalmente vacía, sin empuje hidrostático. Se presentan los datos y cálculos para el diseño de las paredes de la cisterna.

$$K_a = 0.33$$

$$E_{Au} = 1.7 \times 0.33 \times 1900 \times 2.35 = 2504 \text{ kg/m}$$

$$\gamma = 1900 \text{ kg/m}^3$$

$$E_{s/c} u = 1.7 \times 0.33 \times 200 = 112.2 \text{ kg/m}$$

$$H = 2.35 \text{ m}$$

$$W_{s/c} = 200 \text{ kg/m}$$

Se presenta las cargas asignadas al modelo y sus resultados correspondientes:

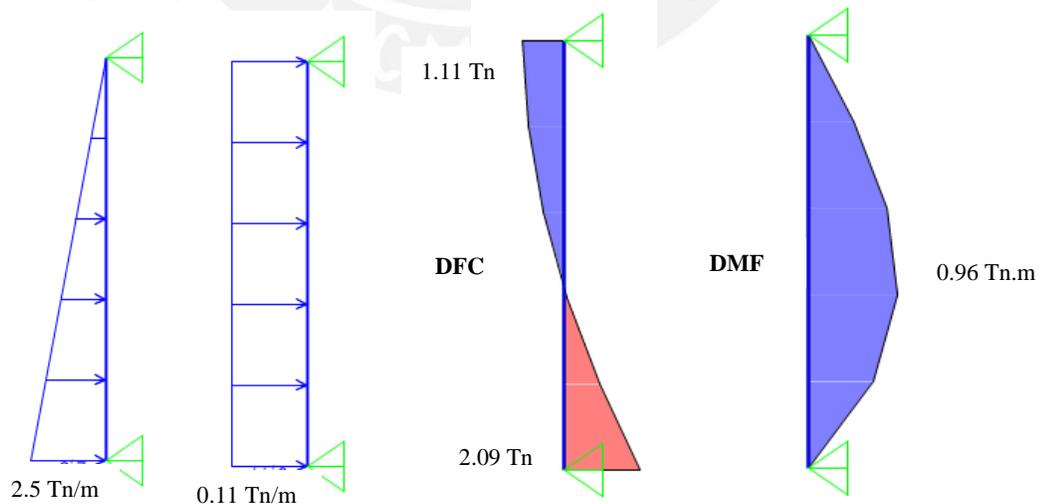


Figura 49 Diagrama Fuerza Cortante y Momento Flector para Muro Cisterna

De acuerdo al diseño por flexión, para un muro de espesor $e=0.20$ m, $d=0.17$ m y $\mu=0.96$ Tn.m se requerirá un refuerzo mínimo de 1.51 cm^2 . Sin embargo, se verificará los requerimientos del ACI de acuerdo al acero mínimo:

$$A_{s_{\min}} = 0.0028 \times b \times t = 0.0028 \times 100 \times 20 = 5.60 \text{ cm}^2$$

Para cumplir con el acero mínimo, el muro tendrá una doble malla de $\emptyset 3/8'' @ 0.20$ m.

Verificación por Corte: Se calculará la resistencia al corte del muro de Cisterna mediante la siguiente expresión:

$$\phi V_c = 0.85 \times 0.53 \times \sqrt{210} \times 100 \times 16 = 10.45 \text{ Tn}$$

Del DFC se tiene que $V_u=2.09$ Tn con lo que se cumple con el diseño por resistencia, $\phi V_c > V_u$

Diseño del Techo de Cisterna: El techo se diseñará como una losa que trabaja en una sola dirección ya que la relación ($2.8\text{m}/5.8\text{m} < 0.5$) es menor a 0.5. Se utilizará un modelo simplemente apoyado en los extremos para calcular los momentos últimos.

$$CM = 2400 \times 0.2 \times 1 = 0.48 \text{ Tn/m}$$

$$CV = 250 \times 1 = 0.25 \text{ Tn/m}$$

$$CU = 1.4 \times 0.48 + 1.7 \times 0.25 = 1097 \text{ kg/m}$$

$$\mu = 1.075 \text{ Tn.m}, A_{s_{req}} = 1.69 \text{ cm}^2, A_{s_{\min}} = 3.6 \text{ cm}^2$$

Finalmente, se colocará $2\emptyset 3/8'' @ 0.20$ m como refuerzo para el techo de cisterna.

Diseño de la Losa de Cisterna: Debido a que los esfuerzos generados por la presión del agua en la losa de la cisterna son inferiores a la presión admisible del suelo, se colocará el acero mínimo de refuerzo para un espesor de losa de 20 cm, $1\emptyset 3/8'' @ 0.20$ m. En la siguiente figura se presenta el diseño final de la cisterna.

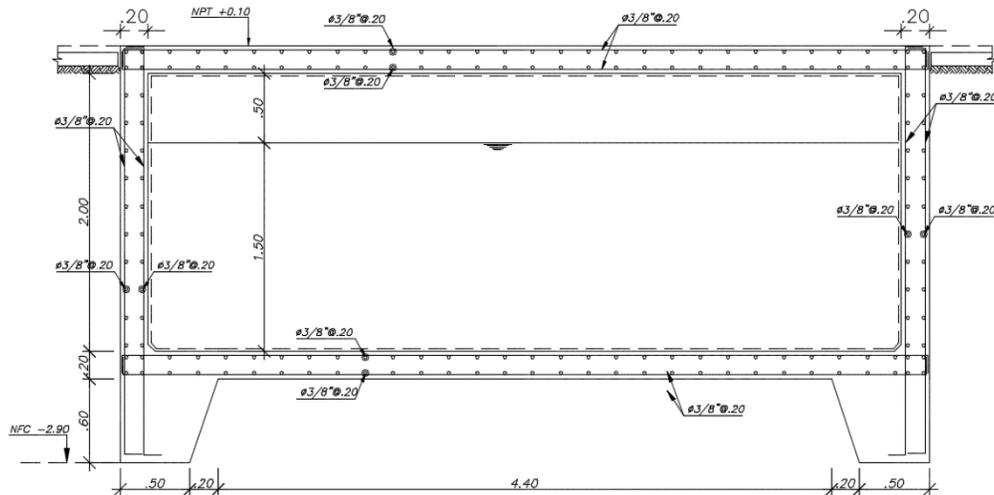


Figura 50 Diseño final de muros, pared y techo de Cisterna

10.2) Diseño de Escaleras

Se presenta el diseño del tramo típico de la escalera principal del edificio. El modelo estructural de este tramo consiste en una viga simplemente apoyada en ambos extremos. Se presentan los cálculos respectivos para el metrado de cargas y el análisis estructural.

$$\text{En el descanso: } CM = 0.20m \times 2400 \frac{kg}{m^3} \times 1m + 1m \times 100 \frac{kg}{m^2} = 580 \frac{kg}{m}$$

$$CV = 200 \frac{kg}{m}$$

$$W_u = 1.4 \times 580 + 1.7 \times 200 = 1152 \frac{kg}{m}$$

$$\text{En el tramo inclinado: } W_{PP} = 0.27m \times 2400 \frac{kg}{m^3} \times 1m = 650 \frac{kg}{m}$$

$$CM = 650 \frac{kg}{m} + 1m \times 100 \frac{kg}{m^2} = 750 \frac{kg}{m}$$

$$CV = 200 \frac{kg}{m}$$

$$W_u = 1.4 \times 750 + 1.7 \times 200 = 1390 \frac{kg}{m}$$

Con las cargas últimas calculadas se presenta el modelo estructural y se muestran los diagramas de fuerza cortante y momento flector:

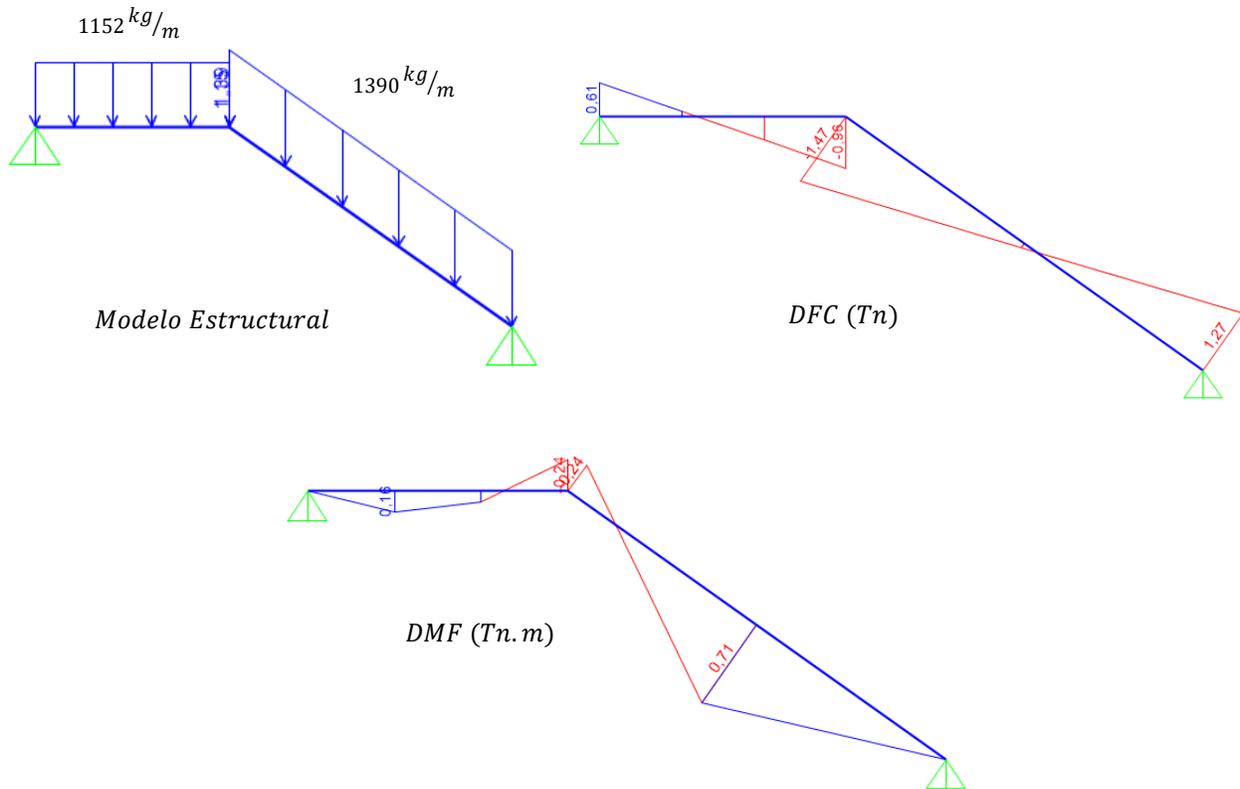


Figura 51 Modelo Estructural, DFC y DMF de escalera principal

Diseño por Corte: Para una sección de $b=100$ cm y $d=17$ se tiene:

$$\phi V_c = 0.85 \times 0.53 \times \sqrt{210} \times 100 \times 17 = 11.1 \text{ Tn}$$

Del DFC se tiene que la mayor fuerza cortante $V_u=1.47$ Tn es menor a la resistencia de la sección, con lo que se cumple que $\phi V_c > V_u$.

Diseño por Flexión: Del DMF el mayor momento que se tiene es $M_u = 0.71$ Tn.m lo que requiere de 1.11 cm^2 de refuerzo. Se calcula el acero mínimo que deberá tener la sección:

$$A_{s_{\min}} = 0.0018 \times b \times h = 0.0018 \times 100 \times 17 = 3.06 \text{ cm}^2 / l$$

Es notorio que el acero mínimo requerido supera el requerimiento de refuerzo por flexión por lo que se colocará $\emptyset 3/8'' @ 0.20$ m como refuerzo longitudinal y transversal. Se presenta el diseño final de la escalera.

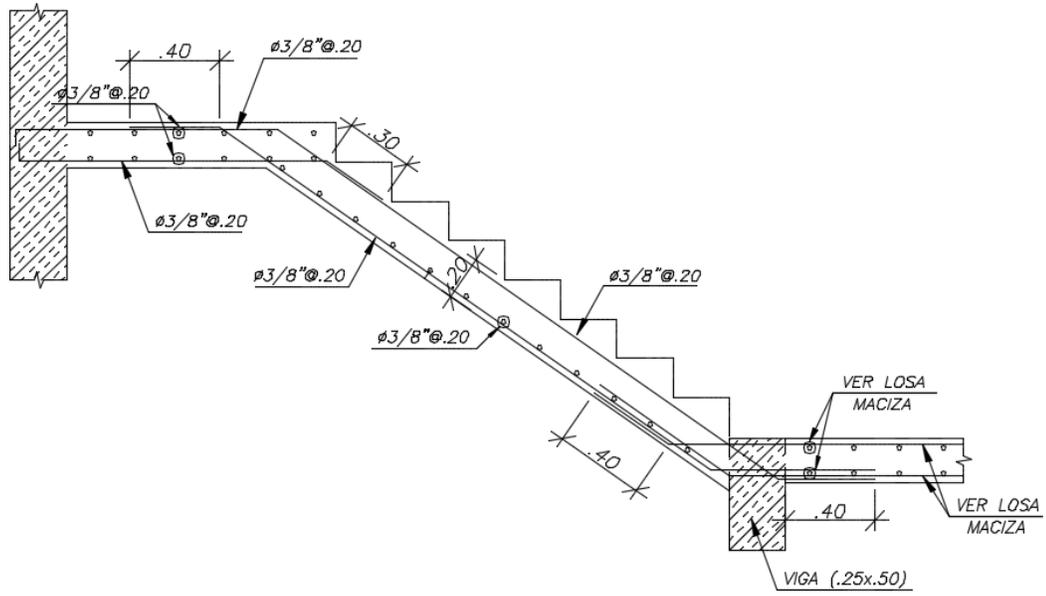
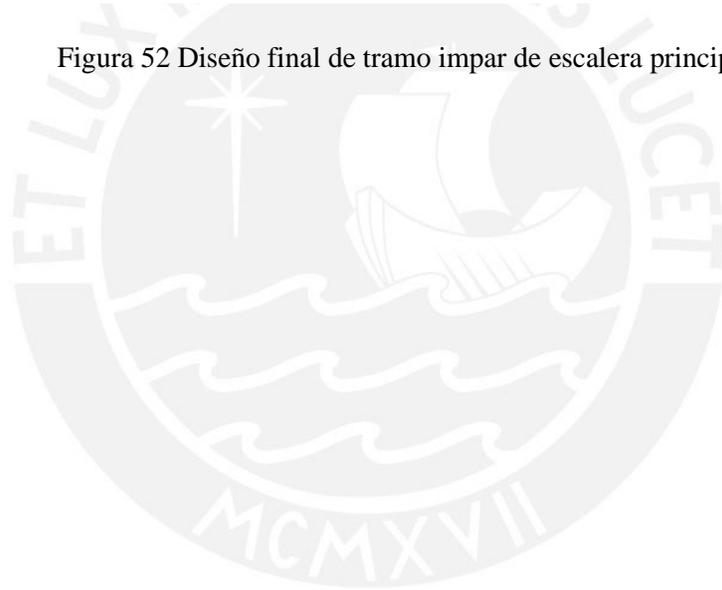


Figura 52 Diseño final de tramo impar de escalera principal



11) Capítulo 11: Conclusiones

Estructuración y Predimensionamiento:

La edificación presenta una estructura que cumple con los requisitos sismorresistentes de la norma E.030, ya que al ser una edificación destinada a vivienda (Edificación común) solo presenta irregularidad torsional en el eje “X” y esquinas entrantes en el eje “Y” lo cual está permitido en este tipo de edificaciones.

El proceso de predimensionamiento de los elementos estructurales es correcto ya que se obtuvieron elementos estructurales cuyas cuantías son adecuadas y no generan congestión de los refuerzos, además las dimensiones de elementos horizontales (vigas y losas) son correctas ya que las deflexiones de éstas están muy controladas.

Análisis Sísmico:

La arquitectura del proyecto permitía tener placas en ambas direcciones (con mayor densidad de muros en el eje “Y”), cumpliendo con las disposiciones de rigidez presentes en la norma E.030. El sistema estructural en ambas direcciones es de muros estructurales ya que sobre las placas actúa más del 70% de la fuerza cortantes en ambas direcciones. La deriva máxima es de 4 ‰, la cual está presente en el eje “X” debido a la menor cantidad de muros paralelos a ese eje, además ésta deriva es menor al límite permitido por la norma E.030 (7‰). El periodo es de 0.385 s para el modo 1, cuya masa participativa es de 72.59% en el eje “X”, el periodo del eje “Y” es 0.183 s cuya masa participativa es de 71.22%.

Con respecto a las irregularidades encontradas, se tiene como resultado la presencia de irregularidad torsional en el eje “X” obteniendo valores de torsión mayores al 1.3 pero menores a 1.5 (no llegando a ser extremas), mientras que en el eje “Y” solo se tiene irregularidad por esquinas

entrantes debido a la geometría del proyecto. Por esta razón el factor de reducción R para el eje “X” es 4.5 y para el eje “Y” es 5.4, las cuales son aplicadas a las fuerzas de diseño.

Diseño Estructural:

Se tomó especial consideración el factor de redundancia (el cual es requerimiento de la norma E.030) para aquellos elementos estructurales cuya fuerza actuante supere el 30% de la cortante basal.

En el diseño por cortante de vigas y columnas se tomó muy en consideración las disposiciones del capítulo 21 de la norma E.030. En el caso de la viga del ejemplo, se verificó que el diseño por capacidad genera menores fuerzas cortantes que amplificar las fuerzas de sismo por un factor de 2.5. Mientras en el caso de la columna del ejemplo la fuerza de diseño fue menor amplificando las fuerzas de sismo por 2.5. Si se hubiera tomado la cortante por capacidad, el refuerzo transversal de la columna sería muy excedido.

El ejemplo de la placa de diseño, la cual tiene varias secciones paralelas, fue realizado analizando cada rama más el 50% de la rama adyacente y perpendicular, el refuerzo calculado para ésta es más detallado en comparación a que si se hubiera diseñad toda la placa en conjunto, ya que así se conoce mejor el refuerzo para cada dirección de análisis y se obtienen mejores cuantías de refuerzo.

Debido a la geometría del proyecto, se cuenta con cimentaciones superficiales de tipo aislada para las columnas y placas de la parte central del edificio, mientras que para los muros y columnas con carga excéntrica se colocaron zapatas conectadas y combinadas, verificando en todos los casos que no se supere la capacidad admisible del terreno.

12) Bibliografía

- ACI 318 (2011) *Building Code Requirements for Reinforced Concrete*. American Concrete Institute. Detroit, USA.
- Blanco Blasco, A. (1994). *Estructuración y Diseño de Edificaciones de Concreto Armado*. Lima: Colegio de Ingenieros del Perú.
- Braja M, D. (2001) *Fundamentos de Ingeniería Geotécnica*. Thomson Learning.
- Ministerio de Vivienda Construcción y Saneamiento (2006). *Norma Técnica E.020 Cargas*. Lima, Perú.
- Ministerio de Vivienda Construcción y Saneamiento (2018). *Norma Técnica E.030 Diseño Sismorresistente*. Lima, Perú.
- Ministerio de Vivienda Construcción y Saneamiento (2009). *Norma Técnica E.060 Concreto Armado*. Lima, Perú.
- Muñoz P., A. (1999). *Ingeniería Sismorresistente*. Fondo Editorial PUCP. Lima, Perú.
- Ottazi P., G. (2016). *Apuntes del curso Concreto Armado 1*. Fondo Editorial PUCP. Lima, Perú.

ESPECIFICACIONES GENERALES EDIFICIO MULTIFAMILIAR

ESPECIFICACIONES GENERALES:

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

CARGAS:

A). CARGAS MUERTAS:

REGLAMENTO:	E-0.20
ZONA TECHO 1° PISO	400 kg/m ² ; 580 kg/m ²
ZONA TECHO 2° PISO	400 kg/m ² ; 580 kg/m ²
ZONA TECHO 3° PISO	400 kg/m ² ; 580 kg/m ²
ZONA TECHO 4° PISO	400 kg/m ² ; 580 kg/m ²
ZONA TECHO 5° PISO	400 kg/m ² ; 580 kg/m ²
ZONA TECHO 6° PISO	400 kg/m ² ; 580 kg/m ²
ZONA TECHO 7° PISO	400 kg/m ² ; 460kg/m ² ; 580 kg/m ²

B). CARGAS VIVAS

REGLAMENTO:	E-0.20
ZONA TECHO 1° PISO	200 kg/m ²
ZONA TECHO 2° PISO	200 kg/m ²
ZONA TECHO 3° PISO	200 kg/m ²
ZONA TECHO 4° PISO	200 kg/m ²
ZONA TECHO 5° PISO	200 kg/m ²
ZONA TECHO 6° PISO	200 kg/m ²
ZONA TECHO 7° PISO	100 kg/m ²

C). CARGAS SISMICAS:

REGLAMENTO:	E-0.30
FACTOR DE ZONA, Z	0.45
FACTOR DE USO, U	1.0
FACTOR DE SUELO, S	1.0
Tp	0.4
TL	2.5
COEFICIENTE DE REDUCCION DE SOLICITACIONES SISMICAS, R	Rx=4.5 Ry=5.4
RESULTADOS DEL ANALISIS SISMICO:	
DIRECCION X-X -Txx = 0.385 Seg. -MAXIMO DESPLAZAMIENTO DE LA AZOTEA = 6.468 cm -MAXIMA DERIVA DE ENTREPISO = 0.004	
DIRECCION Y-Y -Tyy = 0.183 Seg. -MAXIMO DESPLAZAMIENTO DE LA AZOTEA = 1.31 cm -MAXIMA DERIVA DE ENTREPISO = 0.0007	

CIMENTACIONES:

1. RESUMEN DE LAS CONDICIONES DE CIMENTACION:

TIPO DE CIMENTACION	: ZAPATAS AISLADAS Y CONECTADAS
ESTRATO DE APOYO	: GRAVA GP
PROFUNDIDAD MIN. DE CIMENTACION	: Df=1.5m. (Debajo de NPT. 1° Piso)
PRESION ADMISIBLE	: 4.00 kg/cm ²

- LAS EXCAVACIONES DEBERAN MANTENERSE LIBRES DE AGUA ANTES Y DURANTE EL VACIADO DEL CONCRETO.
- NO DEBE CIMENTARSE SOBRE TURBA, SUELO ORGANICO, TIERRA VEGETAL, DESMONTES, RELLENO SANITARIO O RELLENO ARTIFICIAL Y ESTOS MATERIALES INADECUADOS DEBERAN SER REMOVIDOS EN SU TOTALIDAD, ANTES DE CONSTRUIR LA EDIFICACION Y SE DEBERA PROFUNDIZAR LA CIMENTACION HASTA EL TERRENO NATURAL.
- EN EL CASO EN QUE A LA PROFUNDIDAD INDICADA SE ENCUENTRE MATERIAL SUELTO O RELLENO, SE DEBE PROFUNDIZAR LA EXCAVACION POR LO MENOS 30 CM EN TERRENO NATURAL Y VACEAR FALSA ZAPATA.
- LAS CISTERNAS DEBERAN SER CUIDADOSAMENTE IMPERMEABILIZADAS.
- LAS INSTALACIONES DE AGUA Y DESAGUE DEBERAN CONSTRUIRSE DE TAL MANERA QUE NO SE PRODUZCAN PERDIDAS DE AGUA QUE AFECTEN LAS CARACTERISTICAS FISICO MECANICAS DE LOS SUELOS DE CIMENTACION QUE PUEDAN DISMINUIR SU CAPACIDAD PORTANTE.
- EN LAS AREAS DONDE SE REQUIERA RELLENAR PARA FORMAR FALSO PISO, TERRAZAS O PATIOS, SE DEBERA USAR UN AFIRMADO COMPACTADO AL 95% DE PROCTOR MODIFICADO Y LA COMPACTACION DEBERA SER CON PLANCA VIBRADORA EN CAPAS NO MAS DE 10 CM.

CONCRETO:

1). COLOCACION

- EL CONCRETO DEBE DEPOSITARSE LO MAS CERCA POSIBLE DE SU UBICACION FINAL PARA EVITAR LA SEGREGACION DEBIDA A SU MANIPULACION O TRANSPORTE.
- LA COLOCACION DEBE EFECTUARSE A UNA VELOCIDAD TAL QUE EL CONCRETO CONSERVE SU ESTADO PLASTICO EN TODO MOMENTO Y FLUYA FACILMENTE DENTRO DE LOS ESPACIOS LIBRES ENTRE EL REFUERZO.
- NO DEBE COLOCARSE EN LA ESTRUCTURA CONCRETO QUE SE HAYA ENDURECIDO PARCIALMENTE, O QUE SE HAYA CONTAMINADO CON MATERIALES EXTRAÑOS.
- NO DEBE UTILIZARSE CONCRETO AL QUE DESPUES DE PREPARADO SE LE ADICIONE AGUA, NI QUE HAYA SIDO MEZCLADO DESPUES DE SU FRAGUADO INICIAL.
- UNA VEZ INICIADA LA COLOCACION DEL CONCRETO, ESTA DEBE EFECTUARSE EN UNA OPERACION CONTINUA HASTA QUE SE TERMINE EL LLENADO DEL PANEL O SECCION DEFINIDA POR SUS LIMITES O JUNTAS ESPECIFICADAS.
- LA SUPERFICIE SUPERIOR DE LAS CAPAS COLOCADAS ENTRE ENCOFRADOS VERTICALES POR LO GENERAL DEBE ESTAR A NIVEL.
- TODO CONCRETO DEBE COMPACTARSE CUIDADOSAMENTE POR MEDIOS ADECUADOS DURANTE LA COLOCACION, Y DEBE ACOMODARSE POR COMPLETO ALREDEDOR DEL REFUERZO, DE LAS INSTALACIONES EMBEBIDAS, Y EN LAS ESQUINAS DE LOS ENCOFRADOS.

2). CURADO

- EL CONCRETO NO DEBERA SER COLOCADO DURANTE LLUVIAS, NEVADAS O GRANIZADAS, A MENOS QUE SE EMPLEEN METODOS DE PROTECCION AUTORIZADOS POR LA SUPERVISION DE ESTE PROYECTO.
- LA TEMPERATURA DEL A COLOCAR NO DEBERA SER MAYOR DE 32°C, CUANDO ESTA SE SUPERE, DEBERAN TOMARSE MEDIDAS APROBADAS POR SUPERVISION PARA PROTEGER EL CONCRETO.
- EL CONCRETO DEBE MANTENERSE A UNA TEMPERATURA POR ENCIMA DE 10°C Y PERMANENTEMENTE HUMEDO POR LO MENOS DURANTE LOS PRIMEROS 7 DIAS DESPUES DE LA COLOCACION.
- SE PODRA SUSTITUIR EL CURADO POR VIA HUMEDA POR OTRO MEDIO DE CURADO SIEMPRE Y CUANDO SE DEMUESTRA QUE LA RESISTENCIA A LA COMPRESION DEL CONCRETO, EN LA ETAPA DE CARGA CONSIDERADA, SEA POR LO MENOS IGUAL A LA RESISTENCIA DE DISEÑO REQUERIDA EN DICHA ETAPA DE CARGA.

3). ENCOFRADO

- LOS ENCOFRADOS DEBEN PERMITIR QUE LA ESTRUCTURA CUMPLA CON LOS PERFILES, NIVELES, ALINEAMIENTOS Y DIMENSIONES DE LOS ELEMENTOS SEGUN LO INDICADO EN LOS PLANOS DE DISEÑO Y ESPECIFICACIONES.
- LOS ENCOFRADOS DEBERAN SER LO SUFICIENTEMENTE HERMETICOS PARA EVITAR FUGGAS DE MORTERO O CONCRETO.
- LOS ENCOFRADOS DEBERAN ESTAR ADECUADAMENTE ARRIOSTRADOS O AMARRADOS ANTE SI, DE TAL MANERA QUE CONSERVEN SU POSICION Y FORMA.
- LOS ENCOFRADOS Y SUS APOYOS DEBEN DISEÑARSE DE TAL MANERA QUE NO DAÑEN A LAS ESTRUCTURAS PREVIAMENTE CONSTRUIDAS.
- EL DISEÑO DE ENCOFRADOS DEBE TOMAR EN CUENTA LO SIGUIENTE:
 - A) LA VELOCIDAD Y LOS METODOS DE COLOCACION DEL CONCRETO INDICADOS POR EL CONTRATISTA.
 - B) TODAS LAS CARGAS DE CONSTRUCCION Y LAS DE IMPACTO.
 - C) LOS REQUISITOS DE LOS ENCOFRADOS ESPECIALES NECESARIOS PARA LA CONSTRUCCION DE CASCARAS, LOSAS PLEGADAS, U OTROS PRESENTES EN ESTE PROYECTO.
- LOS ENCOFRADOS PODRAN SER DISEÑADOS Y CONSTRUIDOS POR UN PROFESIONAL RESPONSABLE Y ESPECIALISTA QUE DISEÑE LOS ENCOFRADOS DE ACUERDO CON LOS REGLAMENTOS VIGENTES PERUANOS. EL CONSTRUCTOR DEBERA SER RESPONSABLE DE LA SEGURIDAD EN LA CONSTRUCCION DE LOS ENCOFRADOS.

4). REMOCION DE ENCOFRADOS

- LOS ENCOFRADOS DEBEN RETIRARSE DE TAL MANERA QUE NO SE AFECTE NEGATIVAMENTE LA SEGURIDAD O CONDICIONES DE SERVICIO DE LA ESTRUCTURA.
- EL CONCRETO EXPUESTO POR EL DESENCOFRADO DEBE TENER SUFICIENTE RESISTENCIA PARA NO SER DAÑADO POR LAS OPERACIONES DE DESENCOFRADO.
- PARA DETERMINAR EL TIEMPO DE DESENCOFRADO SE CONSIDERARAN TODAS LAS CARGAS DE CONSTRUCCION Y LAS POSIBLES DEFLEXIONES QUE ESTAS OCASIONEN. DEBE CONSIDERARSE QUE LAS CARGAS DE CONSTRUCCION PUEDEN SER RESISTIDAS POR LAS ESTRUCTURAS PERO PODRIAN CAUSAR DEFORMACIONES SUFICIENTES COMO PARA CAUSAR UN DAÑO PERMANENTE EN LA ESTRUCTURA, POR LO QUE SE PIDE TENER ESPECIAL CUIDADO EN LA COLOCACION DE LAS CARGAS DE CONSTRUCCION.
- ADEMAS LOS ENCOFRADOS DEBERAN RETIRARSE CON LA AUTORIZACION PREVIA DEL INGENIERO SUPERVISOR ENCARGADO.
- SE DETALLA LOS TIEMPOS PARA DESENCOFRADO MINIMOS RECOMENDABLES:
 - PARA MUROS, COLUMNAS Y ENCOFRADOS LATERALES DE VIGAS : DE 1 A 3 DIAS
 - PARA ALIGERADOS, LOSAS Y ESCALERAS: DE 7 A 14 DIAS (DEJANDO PUNTALES DE SEGURIDAD DEBIDAMENTE DISTRIBUIDOS)
 - PARA FONDOS DE VIGAS: 21 DIAS

NOTA : ESTOS PERIODOS DE TIEMPO SON VALIDOS PARA CONCRETOS A BASE DE CEMENTOS PORTLAND TIPO I Y CONDICIONES DE TEMPERATURA MAYOR A 15 °C.

5). CALIDAD DEL CONCRETO

- CEMENTO PORTLAND TIPO V Y/O PUZOLANICO PARA LOS ELEMENTOS EN CONTACTO CON EL TERRENO.
- CEMENTO PORTLAND TIPO I PARA EL CONCRETO DE OTROS ELEMENTOS ESTRUCTURALES.

ELEMENTO	RESISTENCIA A COMPRESION DE CILINDROS A LOS 28 DIAS,fc.	TAMAÑO MÁXIMO DEL AGREGADO	SLUMP MÁXIMO
FALSAS ZAPATAS (CONCRETO CICLOPEO 1:10) +30% DE PIEDRA GRANDE)	100 Kg/cm ²	6"	4"
ZAPATAS Y CIMENTACIONES	210 Kg/cm ²	1"	4"
COLUMNAS Y PLACAS (DEL PISO 1 A AZOTEA)	210 Kg/cm ²	1"	4"
LOSAS	210 Kg/cm ²	1"	4"
VIGAS	210 Kg/cm ²	1"	4"
CISTERNA	210 Kg/cm ²	1"	4"

5). ACERO DE REFUERZO

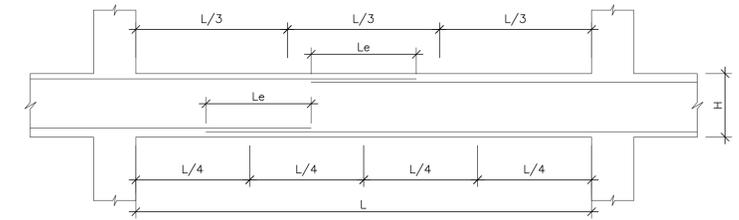
REFUERZO	CALIDAD	RESISTENCIA A LA FLUENCIA, fy
ACERO LONGITUDINAL	ASTM A615 - GRADO 60	4200 Kg/cm ²
ESTRIBOS	ASTM A615 - GRADO 60	4200 Kg/cm ²

6). RECUBRIMIENTOS

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

ELEMENTO	RECUBRIMIENTO LIBRE
SOLADO CIMENTACION	4.0 cm
MUROS Y LOSAS EN CONTACTO CON AGUA Y/O TERRENO	4.0 cm EN CARA HUMEDA Y/O CON TERRENO 2.0 cm EN CARA SECA
PLACAS	4.0 cm
LOSAS	2.0 cm
COLUMNAS Y VIGAS	4.0 cm
COLUMNAS CISTERNA	7.0 cm
ZAPATAS	8.0 cm

- LAS DIMENSIONES DE LOS ELEMENTOS DE CONCRETO NO INCLUYEN LOS ESPESORES DE LOS ACABADOS.
- LAS JUNTAS DE CONSTRUCCION O DE VACIADO QUE NO ESTEN ESPECIFICADAS EN PLANOS O DETALLES EN LOS PLANOS ESTRUCTURALES, DEBERAN SER UBICADAS Y APROBADAS POR EL INGENIERO ESTRUCTURAL.
- NO SE EFECTUARAN DUCTOS O PENETRACIONES ADICIONALES A LO MOSTRADO EN LOS PLANOS, EN ELEMENTOS DE CONCRETO SIN LA APROBACION PREVIA DEL INGENIERO ESTRUCTURAL.
- EL REFUERZO EN ESTOS PLANOS ESTA REPRESENTADO DIAGRAMATICAMENTE. NO ESTA NECESARIAMENTE MOSTRADO EN SU PROYECCION REAL.
- NOTIFICAR AL SUPERVISOR CON 24 HORAS DE ANTICIPACION AL VACIADO. EL CONCRETO NO DEBERA SER VACIADO SIN LA APROBACION DEL SUPERVISOR.
- LOS EMPALMES DEL REFUERZO DEBERAN EFECTUARSE SOLAMENTE EN LAS POSICIONES MOSTRADAS EN ESTOS PLANOS. CUANDO LOS EMPALMES NO SE ENCUENTREN ESPECIFICADOS EN ESTOS PLANOS, ESTOS DEBERAN SER EFECTUADOS PARA DESARROLLAR TODA LA RESISTENCIA DEL REFUERZO.



EMPALMES TRASLAPADOS PARA VIGAS, LOSAS Y ALIGERADOS

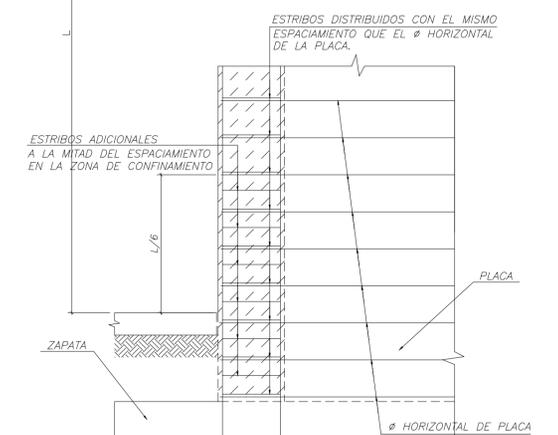
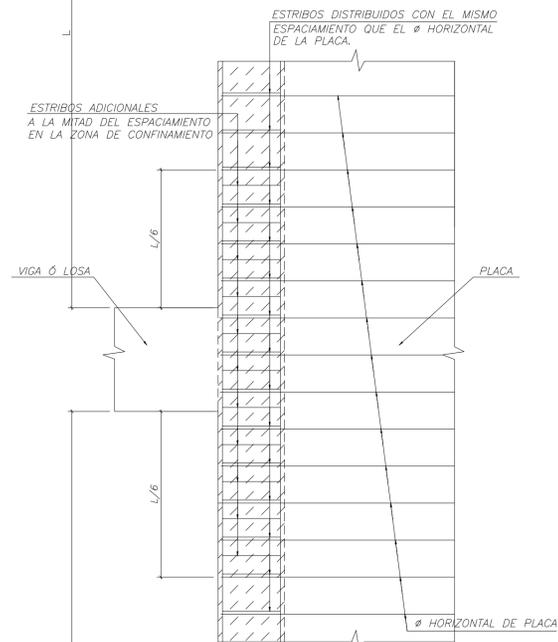
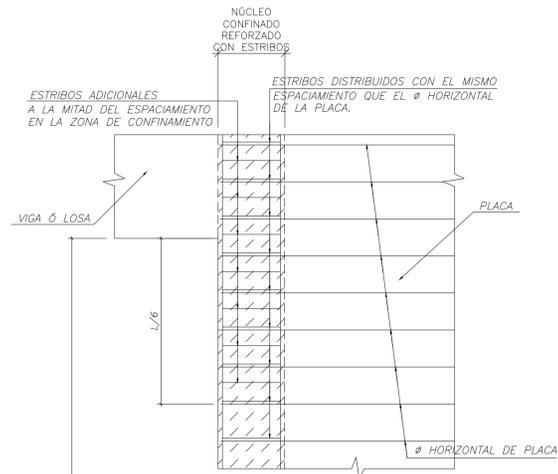
- NOTA.-(a) NO EMPALMAR MAS DEL 50 % DEL AREA TOTAL EN UNA MISMA SECCION.
(b) EN CASO DE NO EMPALMARSE EN LAS ZONAS INDICADAS O CON LOS PORCENTAJES ESPECIFICADOS, AUMENTAR LA LONGITUD EN UN 30%.
(c) PARA ALIGERADOS Y VIGAS CHATAS EL ACERO INFERIOR SE EMPALMARA SOBRE LOS APOYOS.

LONGITUDES DE EMPALMES TRASLAPADOS "Le" (cm) EN VIGAS, LOSAS Y ALIGERADOS

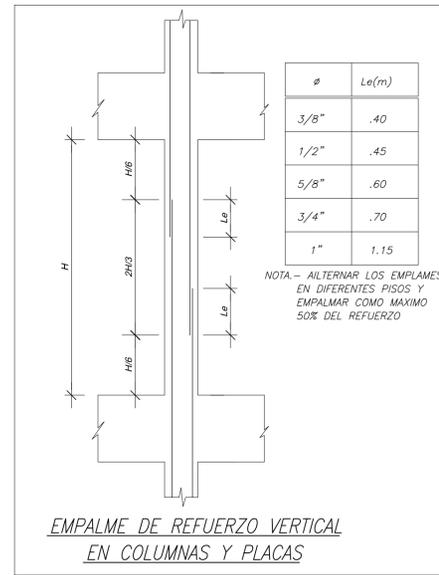
Ø	BARRAS SUPERIORES	OTRAS BARRAS	NOTAS:
1/4"	40	40	1) LAS BARRAS SUPERIORES SON BARRAS HORIZONTALES COLOCADAS SOBRE 30cm Ó MÁS DE CONCRETO FRESCO. EL REFUERZO HORIZONTAL DE MUROS SE CONSIDERARÁ COMO "BARRAS SUPERIORES". EL REFUERZO VERTICAL PODRÁ SER CONSIDERADO COMO "OTRAS BARRAS". 2) SE PERMITIRÁ EL USO DE EMPALMES MECÁNICOS TIPO-2 EN REEMPLAZO DE LOS EMPALMES TRASLAPADOS. 3) EN CASO DE EMPALMAR MÁS DEL 50% DEL REFUERZO EN UNA MISMA SECCIÓN O EMPALMAR FUERA DE LAS ZONAS INDICADAS, SE DEBERÁN AUMENTAR LAS LONGITUDES DE TRASLAPE EN UN 30%.
3/8"	45	40	
1/2"	60	45	
5/8"	75	55	
3/4"	90	65	
1"	160	115	
1 3/8"	(*)	(*)	

(*): USAR CONECTORES Y ANCLAJES MECÁNICOS BARSPLICE (CLASE 2)

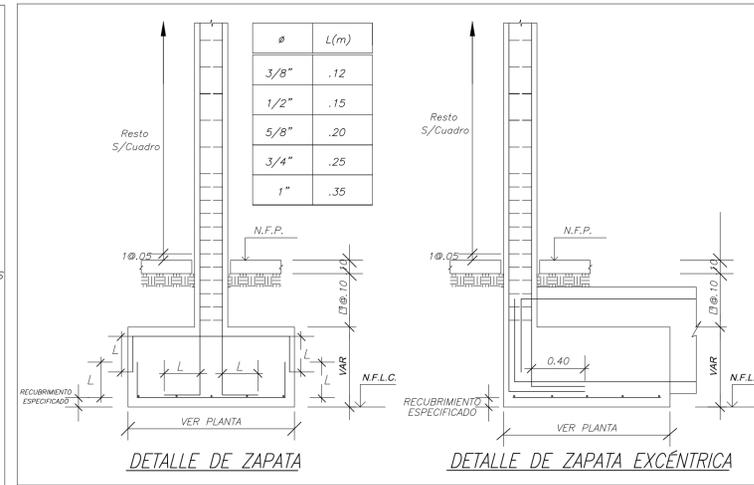
DISEÑO:		DIEGO ALBERTO NEYRA SALAZAR	
ASESOR:		ING.WILSON EDGAR SILVA BERRIOS	
PROYECTO:			
DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO MULTIFAMILIAR DE CONCRETO ARMADO DE 7 PISOS EN PUEBLO LIBRE			
PLANO:		LÁMINA:	
ESPECIFICACIONES GENERALES I		E-01	
ESCALA:	FECHA:		
SIN ESCALA	MAYO 2021		



DETALLE DE REFUERZO TRANSVERSAL PARA NÚCLEOS CONFINADOS DE PLACAS

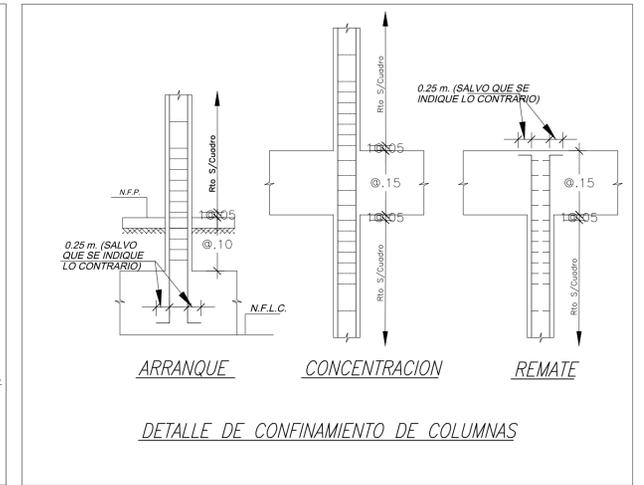


EMPALME DE REFUERZO VERTICAL EN COLUMNAS Y PLACAS



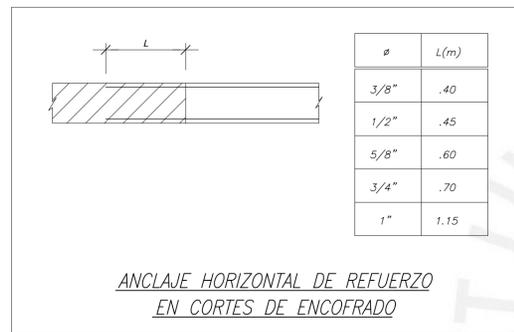
DETALLE DE ZAPATA

DETALLE DE ZAPATA EXCÉNTRICA

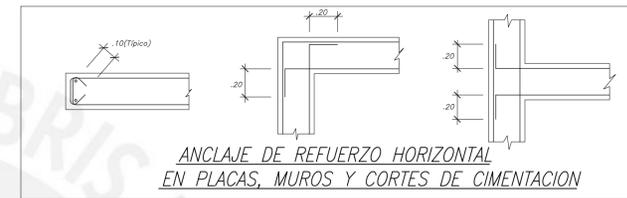


ARRANQUE CONCENTRACION REMATE

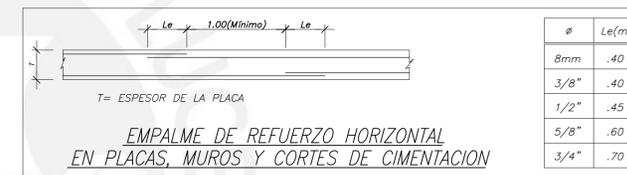
DETALLE DE CONFINAMIENTO DE COLUMNAS



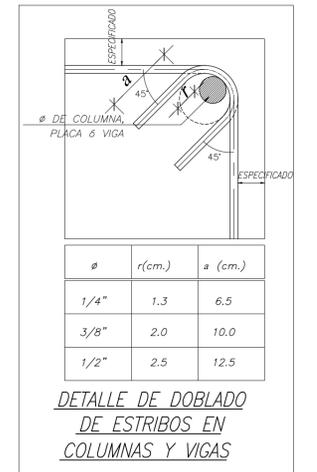
ANCLAJE HORIZONTAL DE REFUERZO EN CORTES DE ENCOFRADO



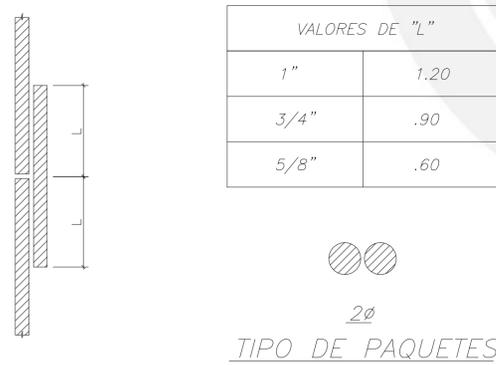
ANCLAJE DE REFUERZO HORIZONTAL EN PLACAS, MUROS Y CORTES DE CIMENTACION



EMPALME DE REFUERZO HORIZONTAL EN PLACAS, MUROS Y CORTES DE CIMENTACION



DETALLE DE DOBLADO DE ESTRIBOS EN COLUMNAS Y VIGAS



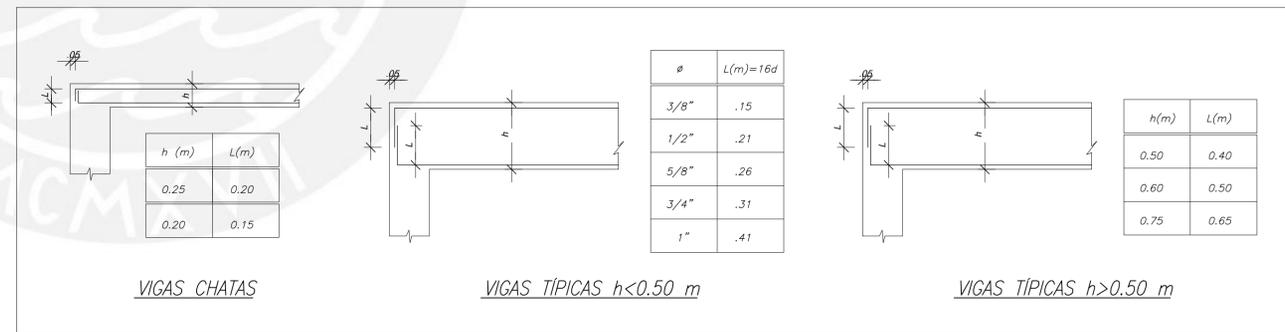
TIPO DE PAQUETES

EMPALME A TOPE CON BARRA DE TRASLAPE

ESPECIFICACIONES PARA PAQUETES DE FIERROS

DEBE DE CUMPLIRSE LO SIGUIENTE:

- ENSAMBLAR LOS PAQUETES ANTES DEL MONTAJE
- AMARRAR LAS BARRAS QUE FORMAN EL PAQUETE CON ALAMBRE #16 CADA 20 cm.
- EFFECTUAR LOS EMPALMES POR MEDIO DE UNA BARRA DE TRASLAPE ENCADA UNION SEGUN DETALLE.
- TERMINAR LAS BARRAS DE UN PAQUETE EN PUNTOS DISTINTOS DE MANERA QUE NUNCA EXISTAN DOS UNIONES A MENOS DE 60 cm. UNA DE OTRA.

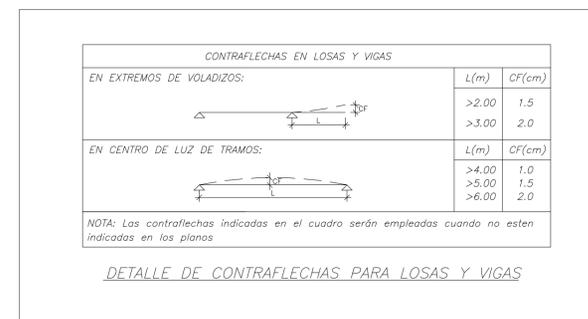


VIGAS CHATAS

VIGAS TÍPICAS h<0.50 m

VIGAS TÍPICAS h>0.50 m

DETALLE DE GANCHO ESTANDAR



DETALLE DE CONTRAFLECHAS PARA LOSAS Y VIGAS

DISEÑO: **DIEGO ALBERTO NEYRA SALAZAR**

ASESOR: **ING. WILSON EDGAR SILVA BERRIOS**

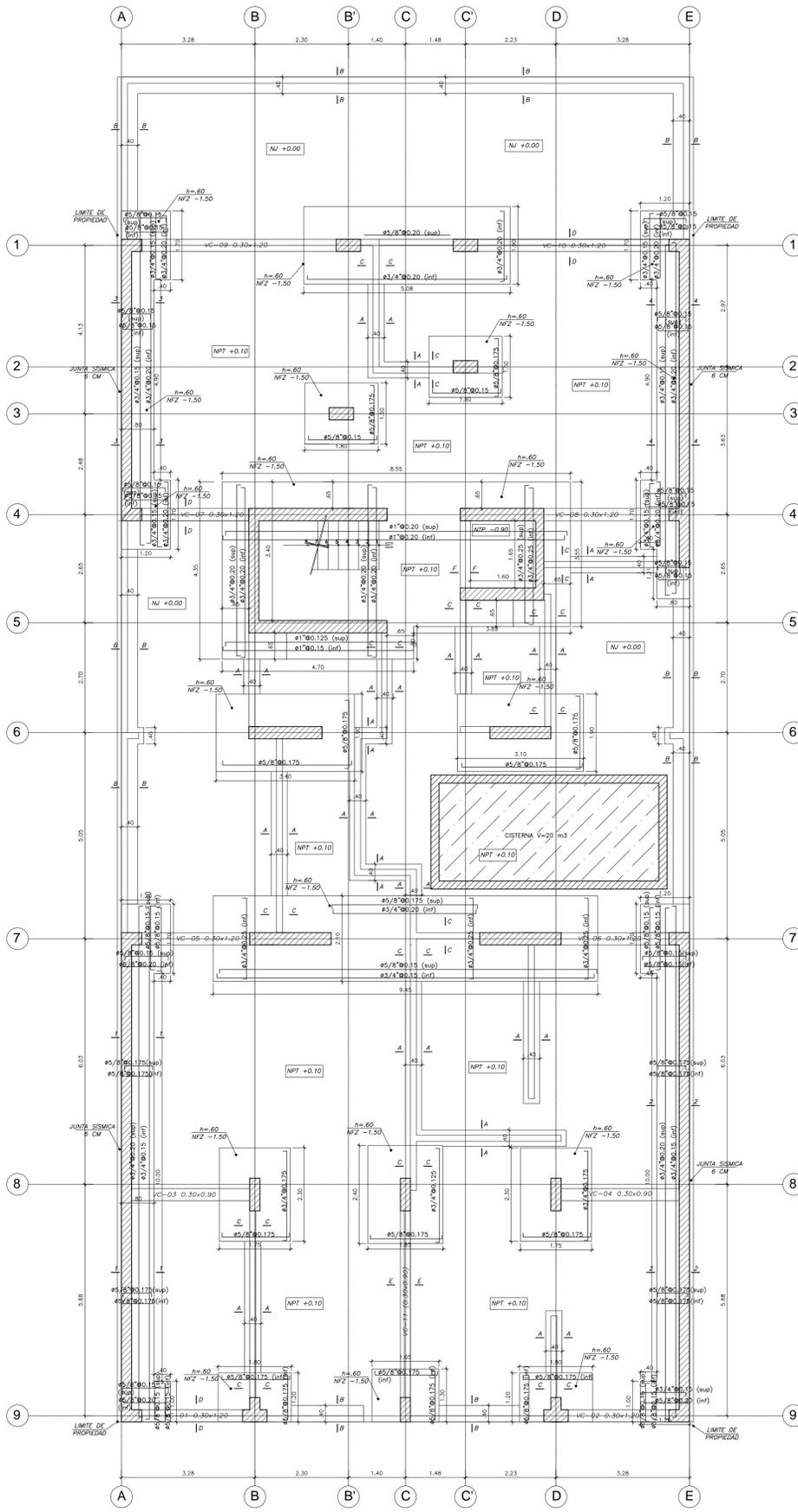
PROYECTO: **DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO MULTIFAMILIAR DE CONCRETO ARMADO DE 7 PISOS EN PUEBLO LIBRE**

PLANO: **ESPECIFICACIONES GENERALES II**

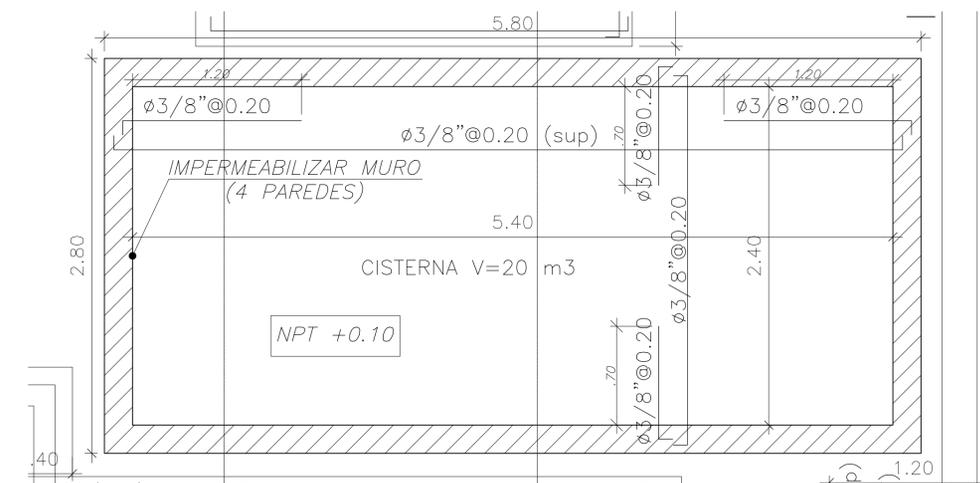
LÁMINA: **E-02**

ESCALA: **S/E**

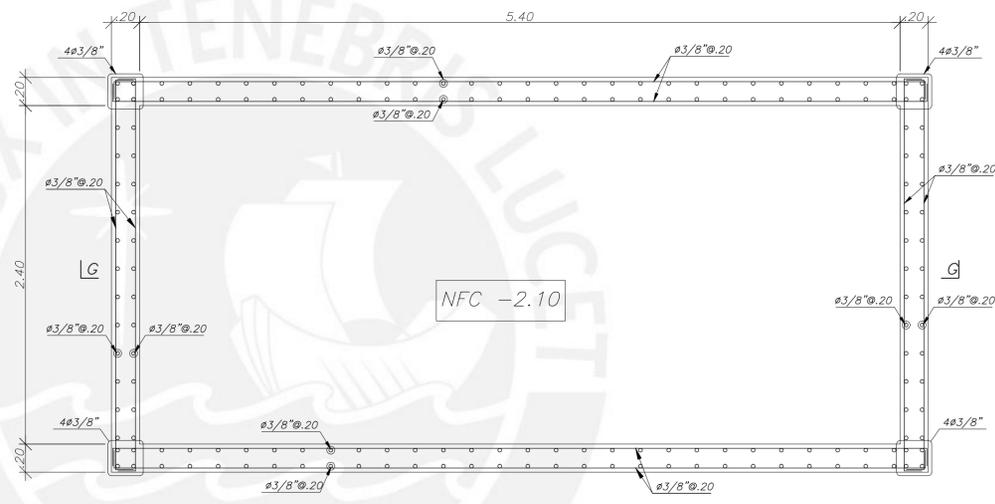
FECHA: **MAYO 2021**



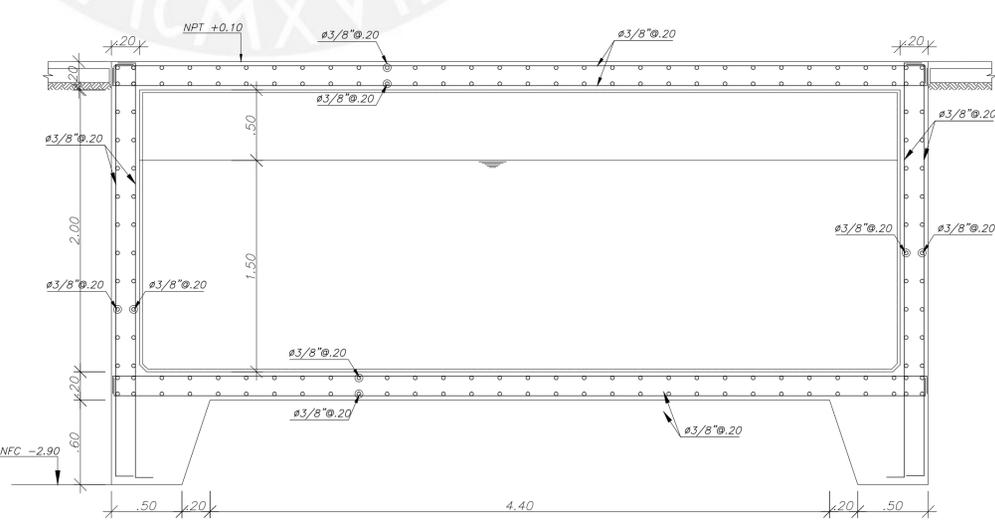
PLANTA DE CIMENTACIÓN
(ESCALA 1/75)



ENCOFRADO CISTERNA
ESC: 1/25



PLANTA DE CISTERNA
ESC: 1/25

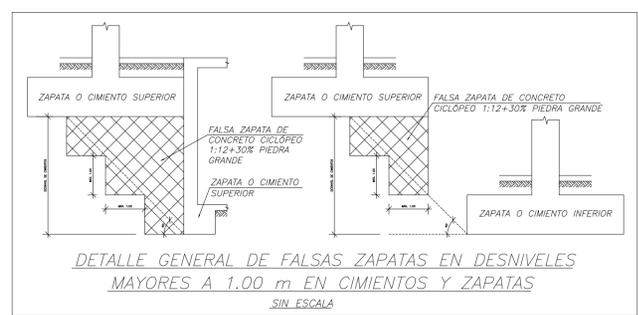


G-G
ESC: 1/25

CIMENTACIONES:

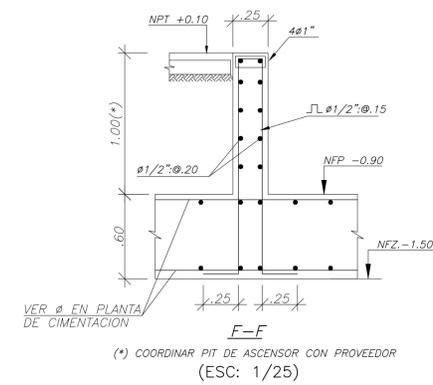
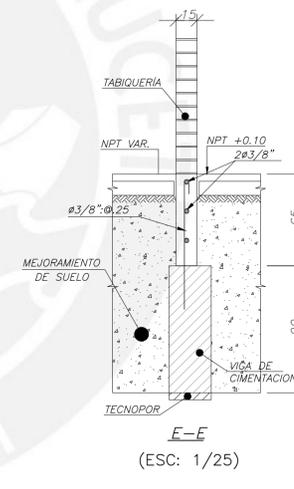
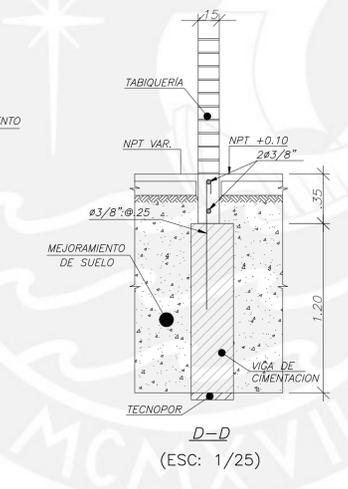
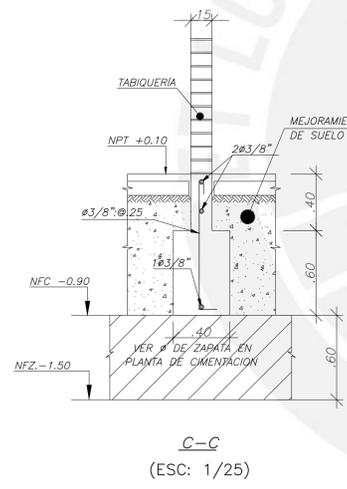
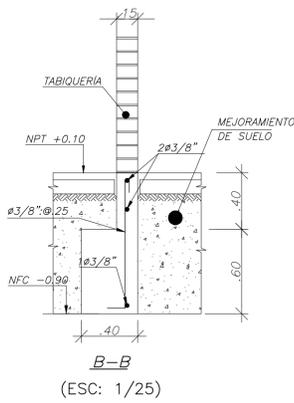
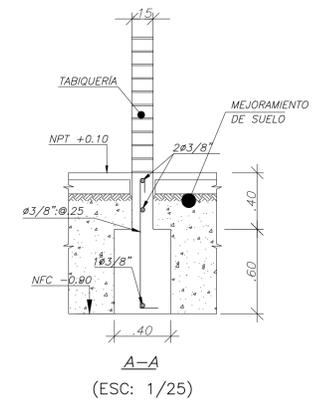
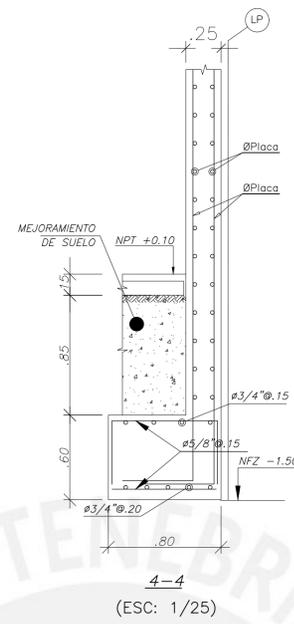
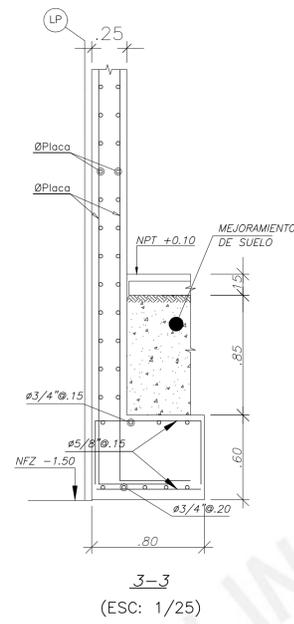
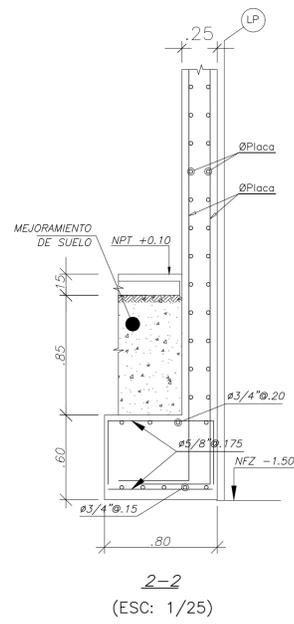
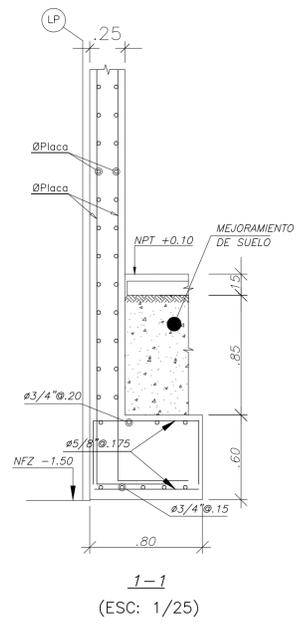
- RESUMEN DE LAS CONDICIONES DE CIMENTACIÓN:

TIPO DE CIMENTACION	:ZAPATAS AISLADAS, CONECTADAS Y CIMENTACION
ESTRATO DE APOYO	:GRAVA GP
PROFUNDIDA MIN. DE CIMENTACION	: Df=1.5m. (Debajo de NPT. 1° Piso)
PRESION ADMISIBLE	: 4.00 kg/cm2
MAXIMO ASENTAMIENTO ESPERADO	: 2.0 cm
PROFUNDIDAD DEL NIVEL FREÁTICO	: NO SE ENCONTRÓ
- LAS EXCAVACIONES DEBERAN MANTENERSE LIBRES DE AGUA ANTES Y DURANTE EL VACIADO DEL CONCRETO.
- NO DEBE CIMENTARSE SOBRE TURBA, SUELO ORGANICO, TIERRA VEGETAL, DESMONTE, RELLENO SANITARIO O RELLENO ARTIFICIAL Y ESTOS MATERIALES INADECUADOS DEBERAN SER REMOVIDOS EN SU TOTALIDAD, ANTES DE CONSTRUIR LA EDIFICACION Y SER REPLAZADOS CON MATERIALES ADECUADOS DEBIDAMENTE COMPACTADOS.
- EN EL CASO EN QUE AL NIVEL DE CIMENTACION SE ENCUENTRE UN LENTE DE BOLSÓN DE LIMO, DEBERA PROFUNDIZARSE LA EXCAVACION HASTA SOBREPASARLO EN POR LO MENOS 0.20m Y VACIAR EN LA ALTURA DE SOBRE EXCAVACION EFECTUADA UN FALSO CIMIENTO DE CONCRETO CICLOPEO $f_c = 100 \text{ Kg/cm}^2$.
- LAS CISTERNAS DEBERAN SER CUIDADOSAMENTE IMPERMEABILIZADAS.
- LAS INSTALACIONES DE AGUA Y DESAGUE DEBERAN CONSTRUIRSE DE TAL MANERA QUE NO SE PRODUZCAN PERDIDAS DE AGUA QUE AFECTEN LAS CARACTERISTICAS FISICO MECANICAS DE LOS SUELOS DE CIMENTACION QUE PUEDAN DISMINUIR SU CAPACIDAD PORTANTE.
- EN LAS AREAS DONDE SE CONSTRUYAN PISOS, TERRAZAS O PATIOS, DEBERA RETIRARSE LA CAPA SUPERIOR DE RELLENO EN UN ESPESOR NO MENOR DE 0.25m Y REEMPLAZARSE POR UN MATERIAL GRANULAR SELECCIONADO, COLOCADO EN CAPAS DE NO MAS DE 0.20m DE ESPESOR COMPACTADAS AL 95% DE LA MAXIMA DENSIDAD SECA DEL ENSAYO PROCTOR MODIFICADO. DE ESTA MANERA SE LOGRARA UN APOYO ADECUADO PARA LOS PISOS Y SE EVITARA LA FORMACION DE RAJADURAS.

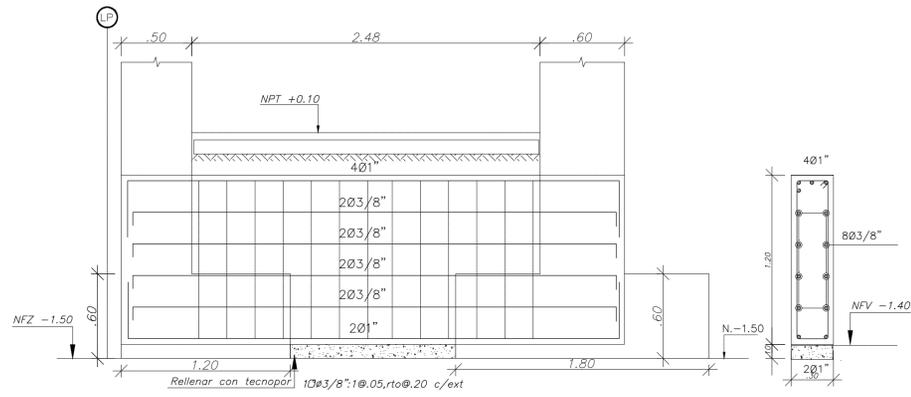


DETALLE GENERAL DE FALSAS ZAPATAS EN DESNIVELES
MAYORES A 1.00 m EN CIMIENTOS Y ZAPATAS
SIN ESCALA

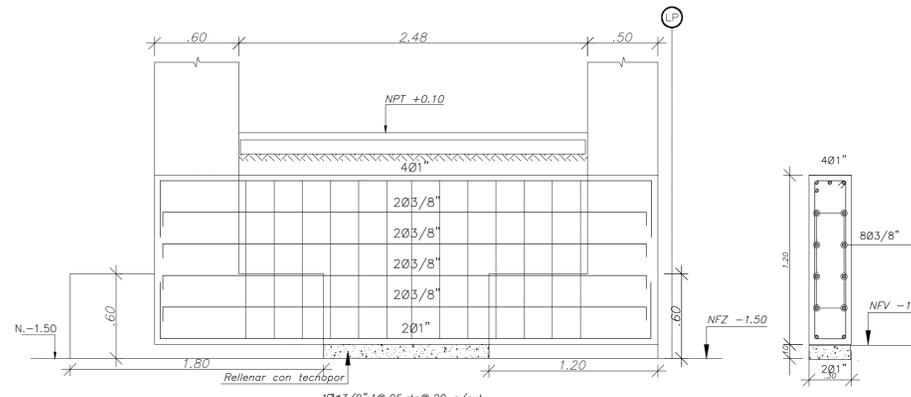
DISEÑO: DIEGO ALBERTO NEYRA SALAZAR	
ASESOR: ING. WILSON EDGAR SILVA BERRIOS	
PROYECTO: DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO MULTIFAMILIAR DE CONCRETO ARMADO DE 7 PISOS EN PUEBLO LIBRE	
PLANO: PLANTA DE CIMENTACIÓN Y ENCOFRADO CISTERNA	LÁMINA: E-03
ESCALA: 1/75 1/25	FECHA: MAYO 2021



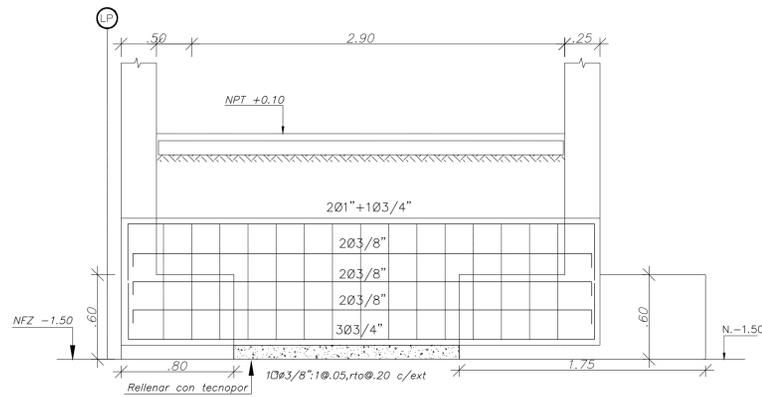
DISEÑO: DIEGO ALBERTO NEYRA SALAZAR	
ASESOR: ING. WILSON EDGAR SILVA BERRIOS	
PROYECTO: DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO MULTIFAMILIAR DE CONCRETO ARMADO DE 7 PISOS EN PUEBLO LIBRE	
PLANO: CORTES DE CIMENTACIÓN	LÁMINA: E-04
ESCALA: 1/25	FECHA: MAYO 2021



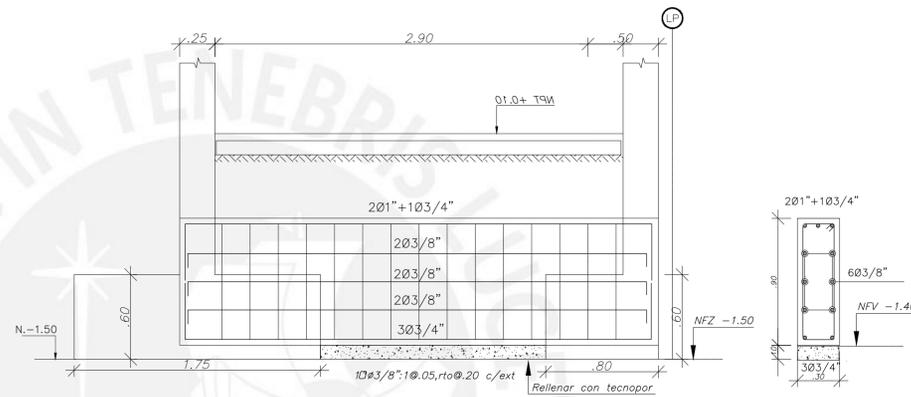
VIGA VC-01 (.30x1.20)
(ESC: 1/25)



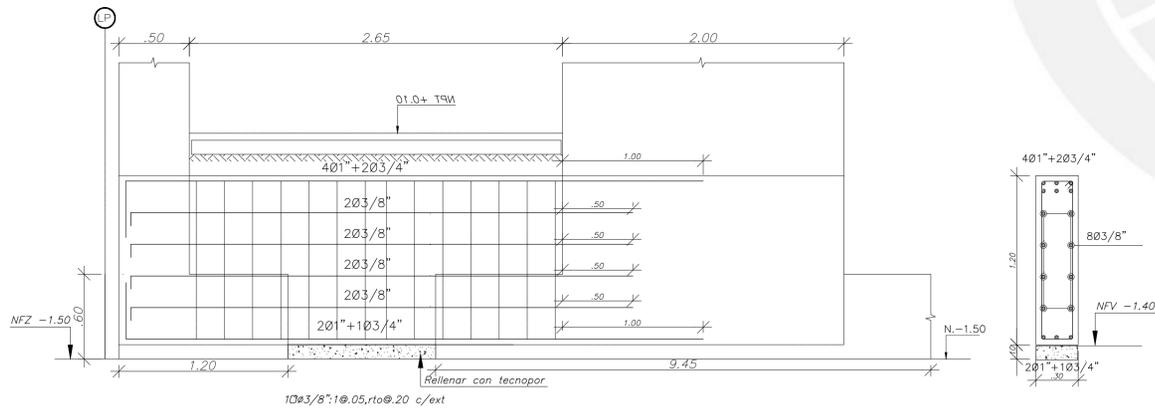
VIGA VC-02 (.30x1.20)
(ESC: 1/25)



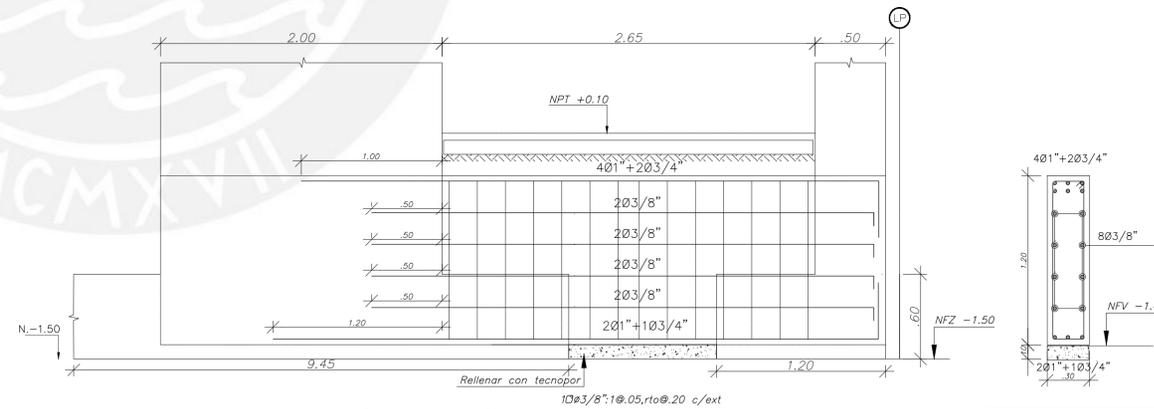
VIGA VC-03 (.30x.90)
(ESC: 1/25)



VIGA VC-04 (.30x.90)
(ESC: 1/25)

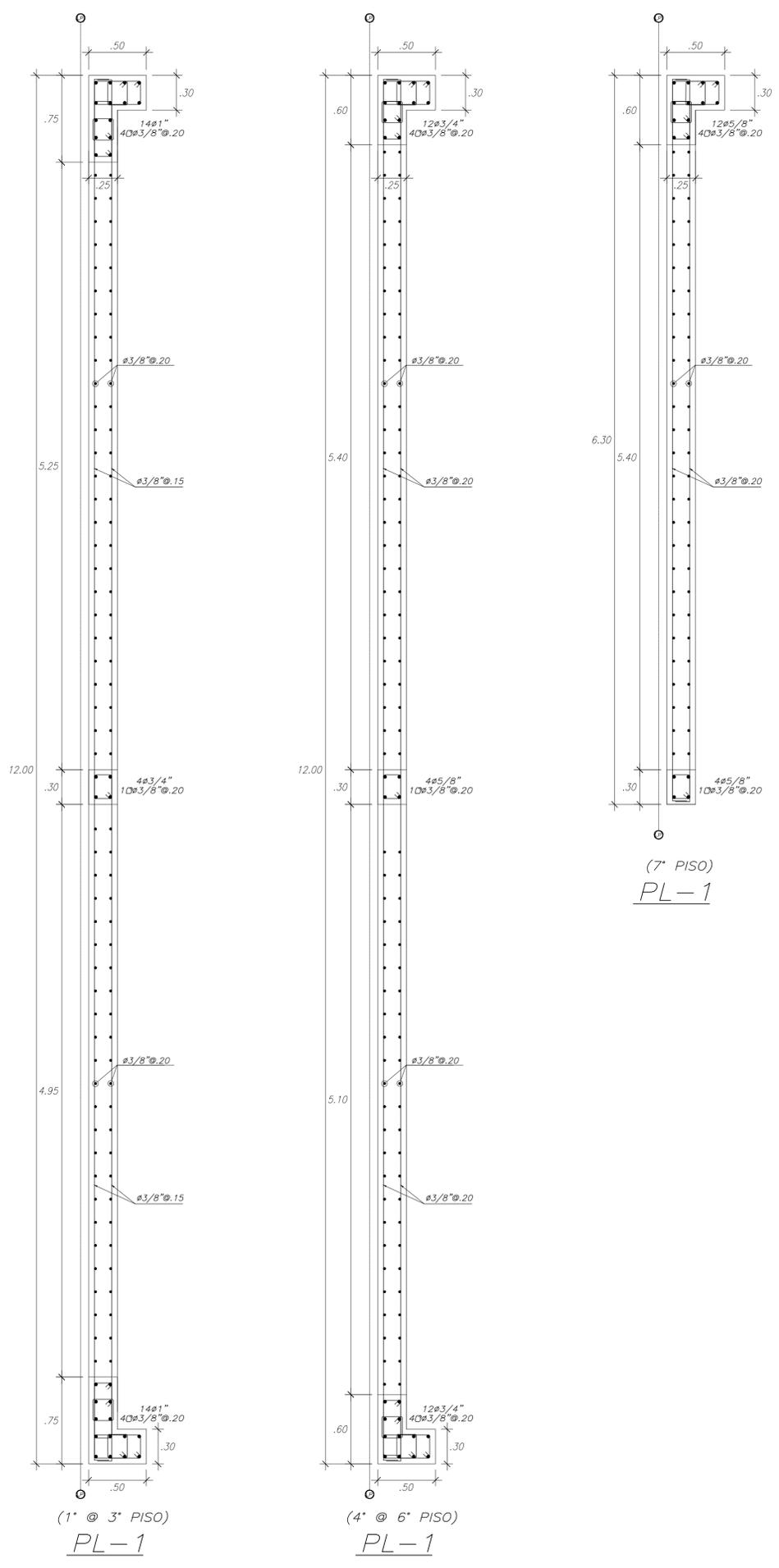


VIGA VC-05 (.30x1.20)
(ESC: 1/25)

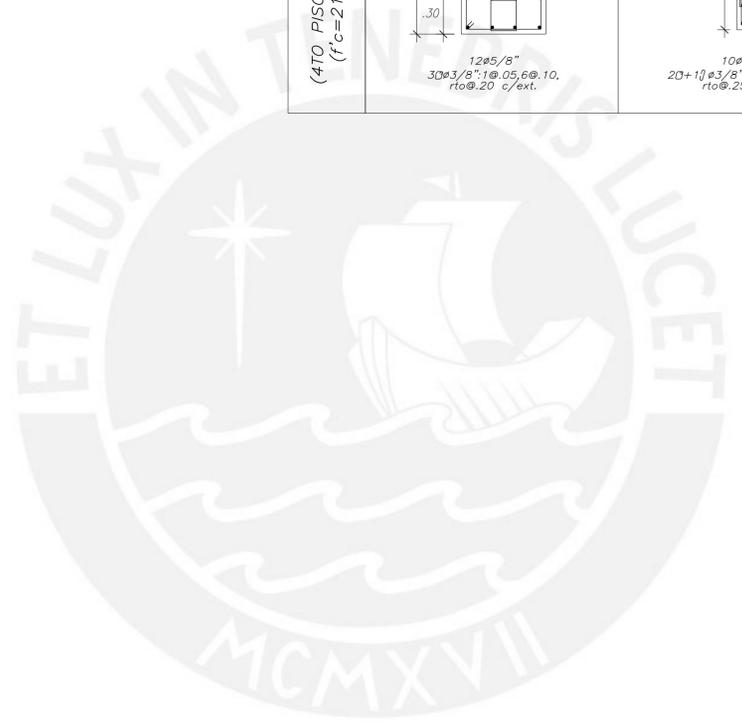


VIGA VC-06 (.30x1.20)
(ESC: 1/25)

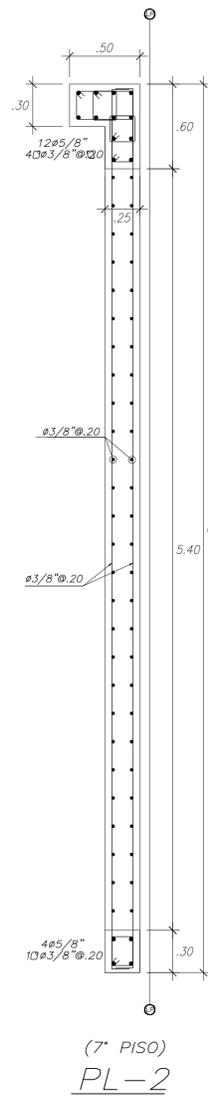
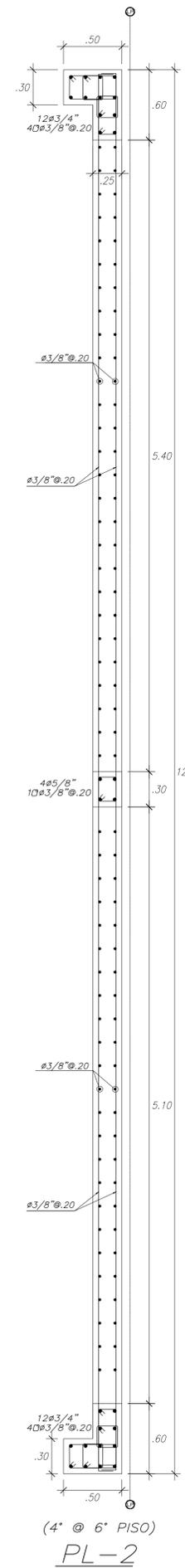
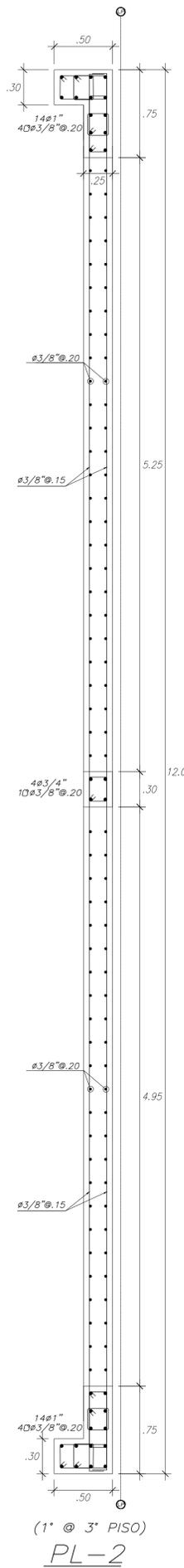
DISEÑO: DIEGO ALBERTO NEYRA SALAZAR	
ASESOR: ING. WILSON EDGAR SILVA BERRIOS	
PROYECTO: DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO MULTIFAMILIAR DE CONCRETO ARMADO DE 7 PISOS EN PUEBLO LIBRE	
PLANO: VIGAS DE CIMENTACIÓN I	LÁMINA: E-05
ESCALA: 1/25	FECHA: MAYO 2021



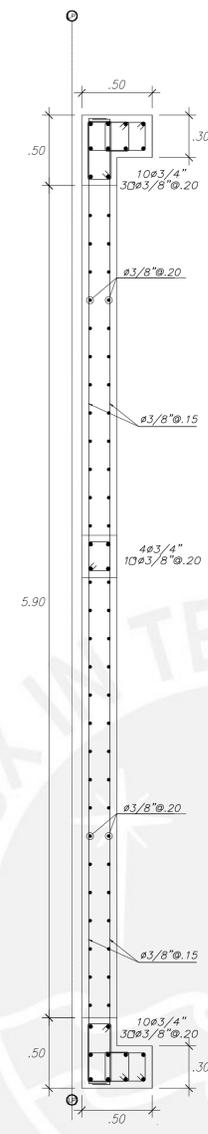
CUADRO DE COLUMNAS				
NIVEL	C-1	C-2	C-3	C-4
(1ER PISO @ 3ER PISO) (f'c=210kg/cm2)				
(4TO PISO @ AZOTEA) (f'c=210kg/cm2)				



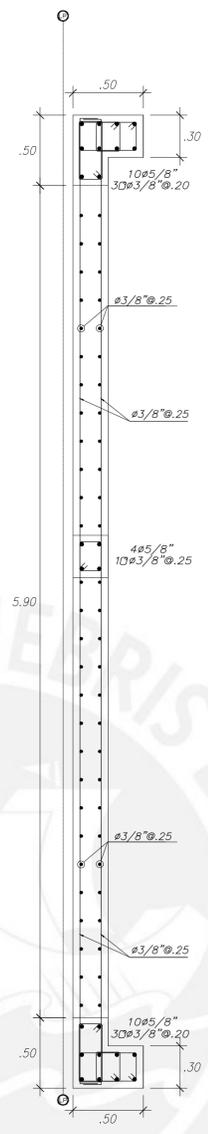
DISEÑO: DIEGO ALBERTO NEYRA SALAZAR	
ASESOR: ING. WILSON EDGAR SILVA BERRIOS	
PROYECTO: DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO MULTIFAMILIAR DE CONCRETO ARMADO DE 7 PISOS EN PUEBLO LIBRE	
PLANO: COLUMNAS Y PLACAS I	LÁMINA: E-07
ESCALA: 1/25	FECHA: MAYO 2021



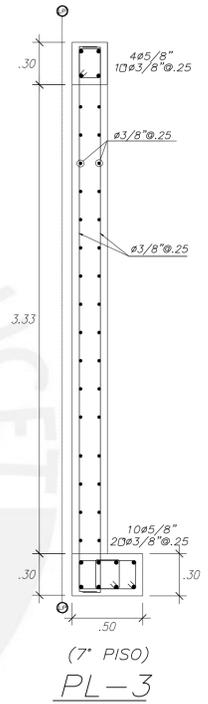
(7° PISO)
PL-2



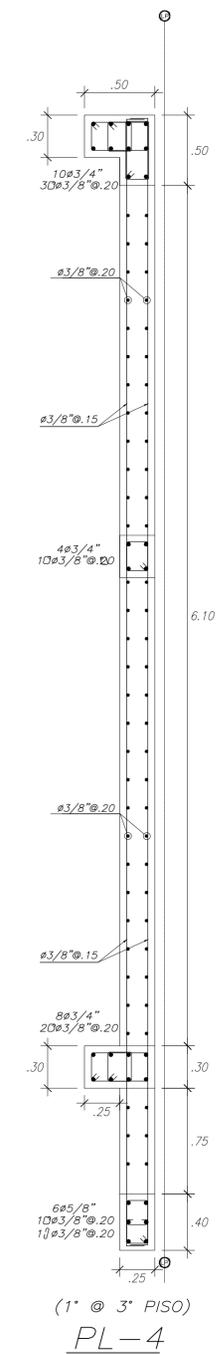
(1° @ 3° PISO)
PL-3



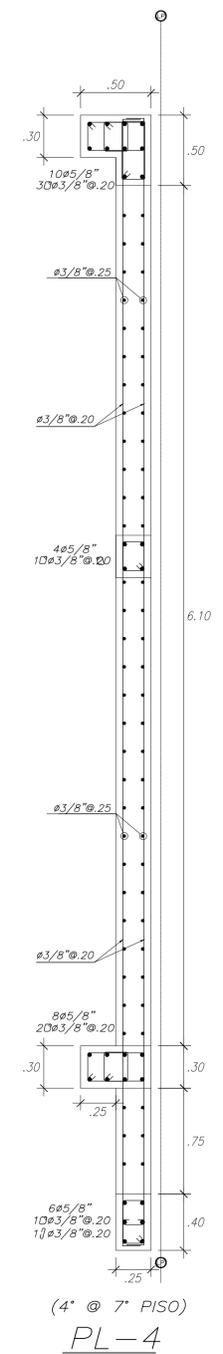
(4° @ 6° PISO)
PL-3



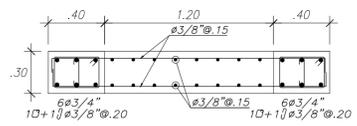
(7° PISO)
PL-3



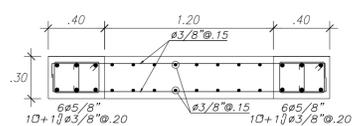
(1° @ 3° PISO)
PL-4



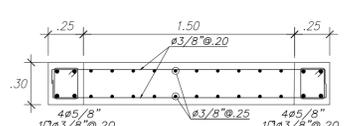
(4° @ 7° PISO)
PL-4



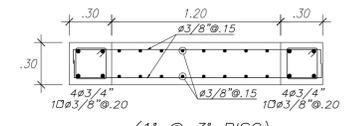
(1° @ 2° PISO)
PL-5



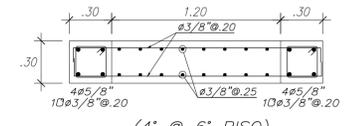
(3° @ 5° PISO)
PL-5



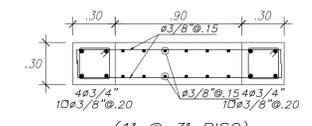
(6° @ 7° PISO)
PL-5



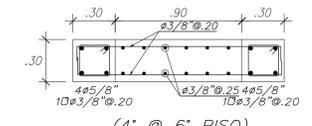
(1° @ 3° PISO)
PL-6



(4° @ 6° PISO)
PL-6

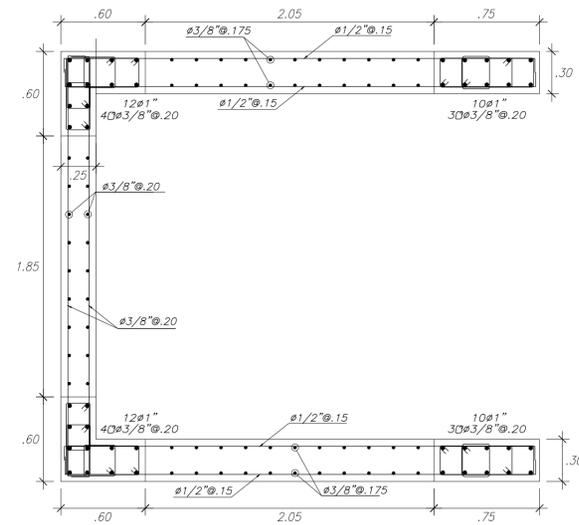


(1° @ 3° PISO)
PL-7

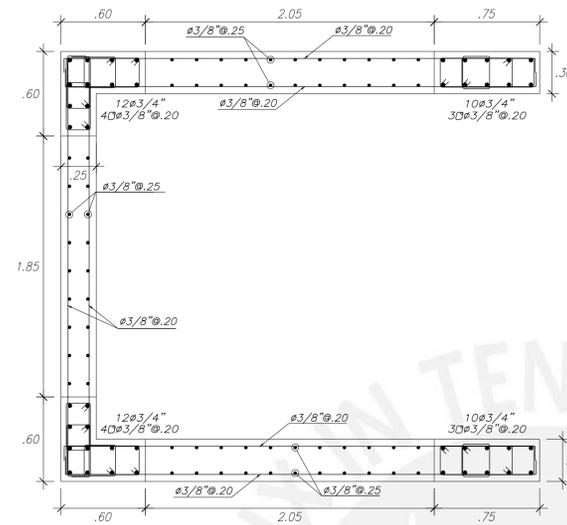


(4° @ 6° PISO)
PL-7

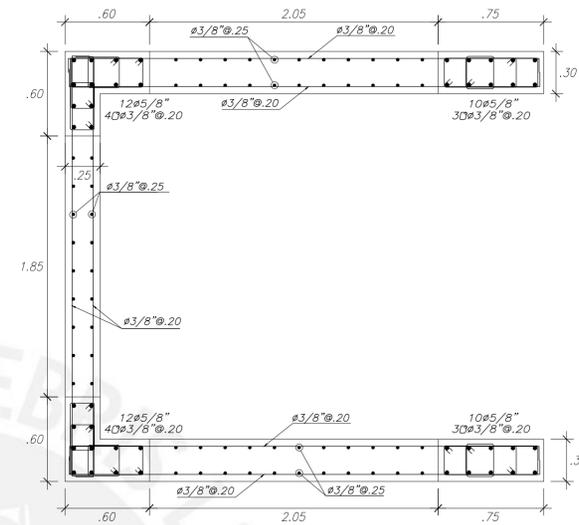
DISEÑO: DIEGO ALBERTO NEYRA SALAZAR	
ASESOR: ING. WILSON EDGAR SILVA BERRIOS	
PROYECTO: DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO MULTIFAMILIAR DE CONCRETO ARMADO DE 7 PISOS EN PUEBLO LIBRE	
PLANO: PLACAS II	LÁMINA: E-08
ESCALA: 1/25	FECHA: MAYO 2021



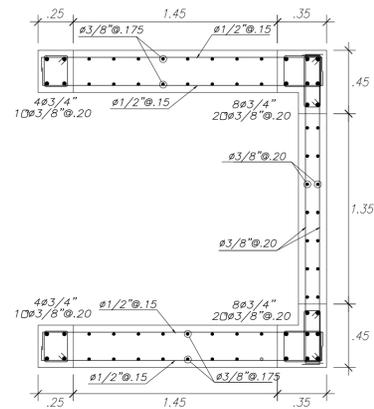
(1° @ 2° PISO)
PL-8



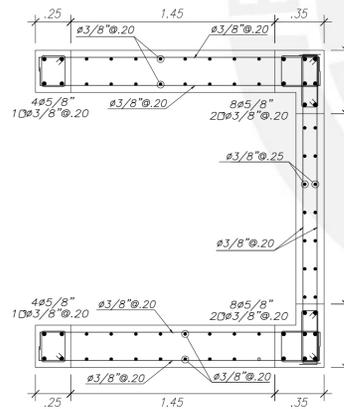
(3° @ 4° PISO)
PL-8



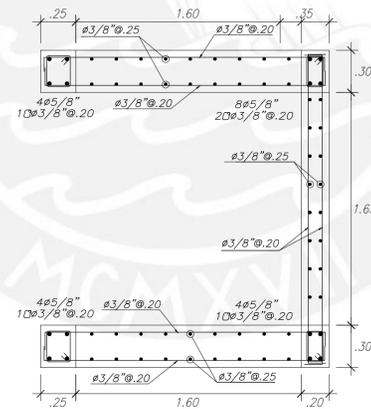
(5° @ 7° PISO)
PL-8



(1° @ 2° PISO)
PL-9

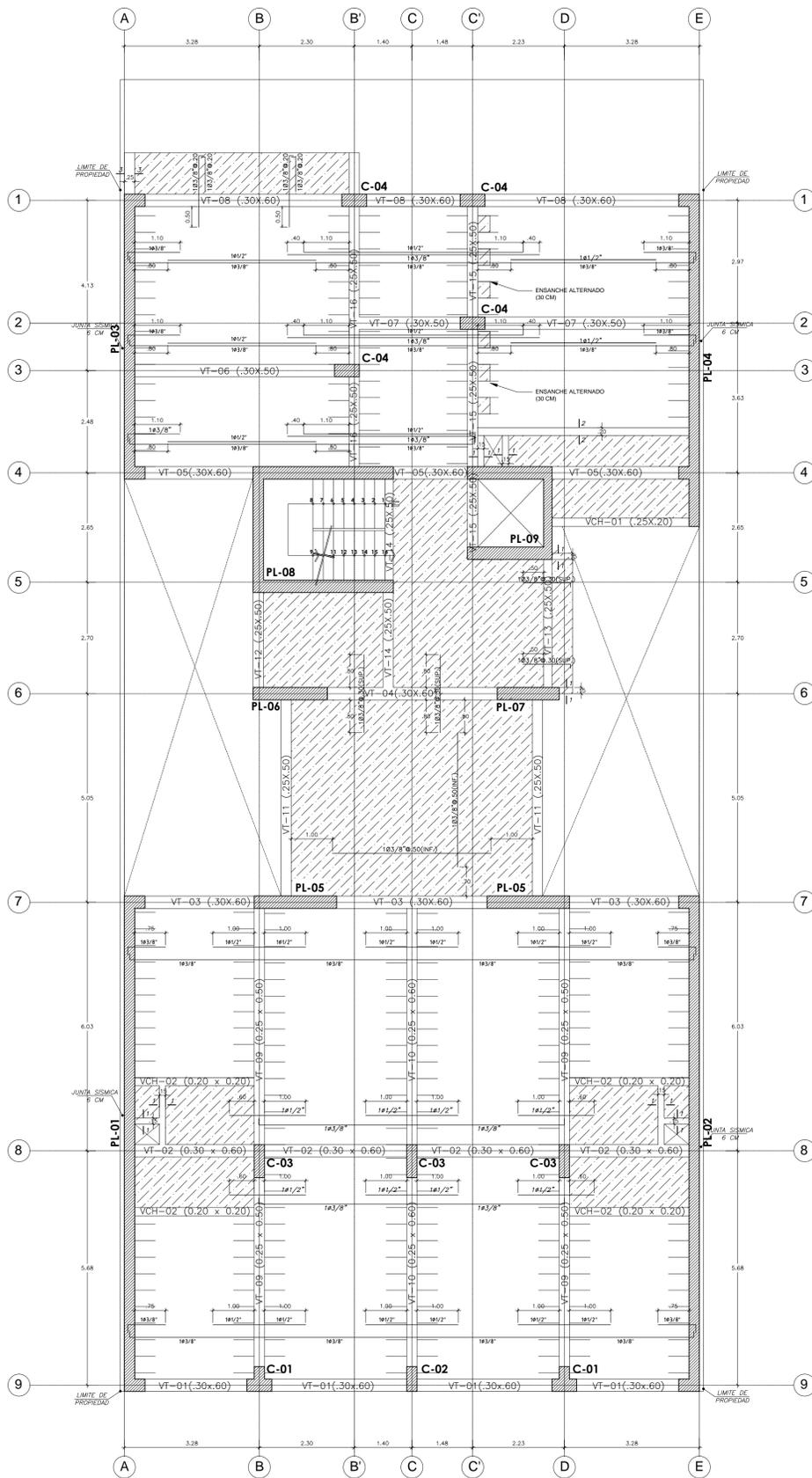


(3° @ 4° PISO)
PL-9



(5° @ 7° PISO)
PL-9

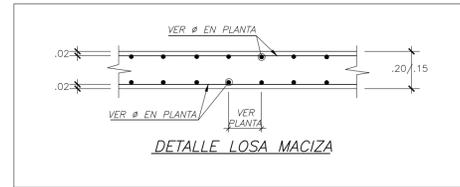
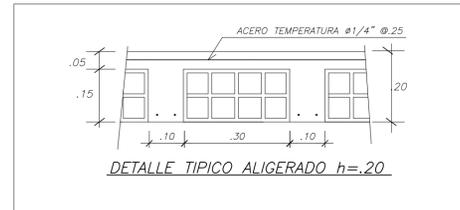
DISEÑO: DIEGO ALBERTO NEYRA SALAZAR	
ASESOR: ING. WILSON EDGAR SILVA BERRIOS	
PROYECTO: DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO MULTIFAMILIAR DE CONCRETO ARMADO DE 7 PISOS EN PUEBLO LIBRE	
PLANO: PLACAS III	LÁMINA: E-09
ESCALA: 1/25	FECHA: MAYO 2021



ENCOFRADO TECHO DEL 1er, 2do, 3er y 4to PISO
(S/C = 200 kg/m²)

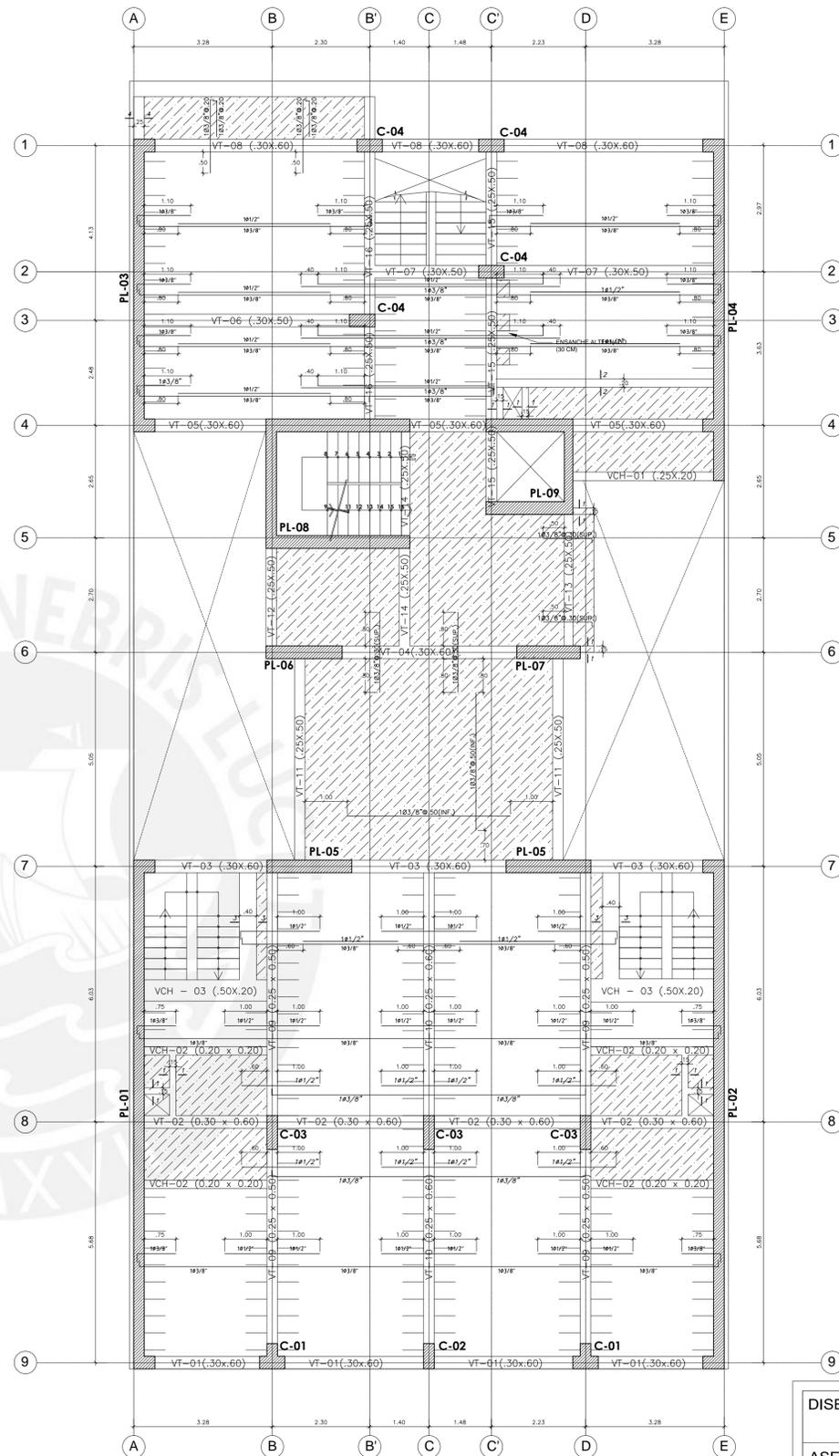
LEYENDA

LOSA ALIGERADA DE H = 0,20 m.
ESPACIAMIENTO ENTRE VIGUETAS = 0,40 m
LOSA MACIZA DE H = 0,20 m.
MALLA Ø3/8@0,30 (Sup.) y Ø3/8"@0,30 (Inf.)
(SOLO SE MUESTRAN LOS BASTONES ADICIONALES)



VIGAS CHATAS Y CORTES DE TECHO

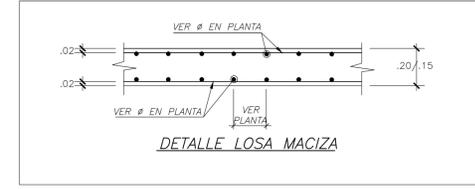
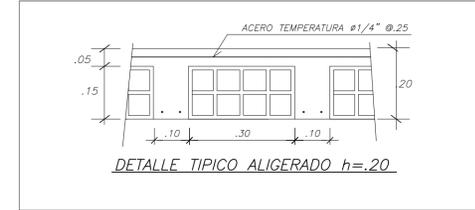
<p>4#3/8" 10#1/4":1@.05,6@.10, rto@.25 c/ext.</p> <p>1-1</p>	<p>3#1/2"(inf)+2#3/8"(sup) 10#1/4":1@.05,6@.10, rto@.25 c/ext.</p> <p>2-2</p>
<p>4#5/8" 10#3/8":1@.05,10@.125 rto@.25 c/ext.</p> <p>3-3</p>	<p>3#5/8"(inf)+2#1/2"(sup) 10#3/8":1@.05,6@.10, rto@.25 c/ext.</p> <p>VCH-01 (.25x.20)</p>
<p>3#1/2"(inf)+2#3/8"(sup) 10#1/4":1@.05,6@.10, rto@.25 c/ext.</p> <p>VCH-02 (.20x.20)</p>	



ENCOFRADO TECHO DEL 5to PISO
(S/C = 200 kg/m²)

LEYENDA

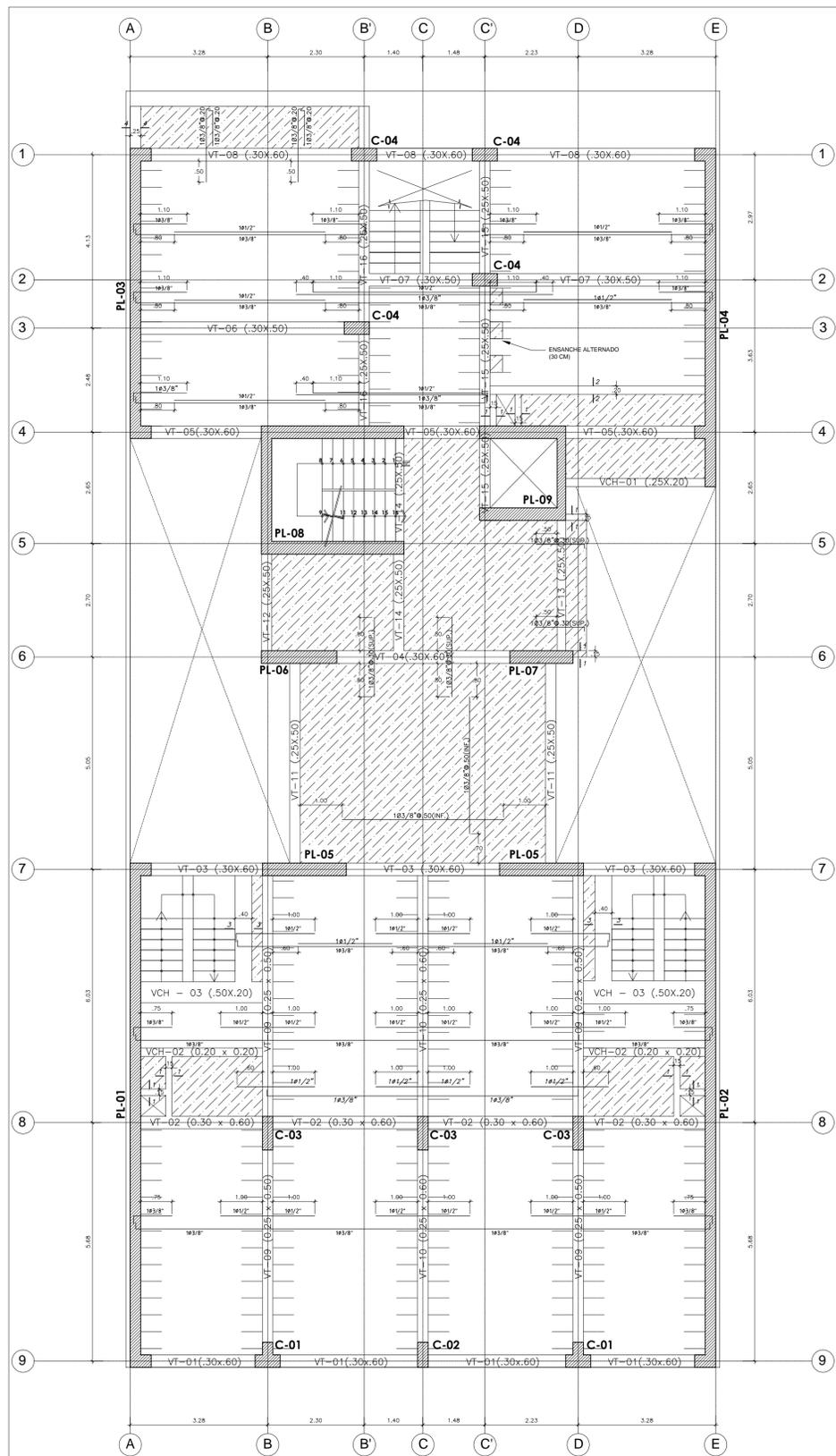
LOSA ALIGERADA DE H = 0,20 m.
ESPACIAMIENTO ENTRE VIGUETAS = 0,40 m
LOSA MACIZA DE H = 0,20 m.
MALLA Ø3/8@0,30 (Sup.) y Ø3/8"@0,30 (Inf.)
(SOLO SE MUESTRAN LOS BASTONES ADICIONALES)



VIGAS CHATAS Y CORTES DE TECHO

<p>4#3/8" 10#1/4":1@.05,6@.10, rto@.25 c/ext.</p> <p>1-1</p>	<p>3#1/2"(inf)+2#3/8"(sup) 10#1/4":1@.05,6@.10, rto@.25 c/ext.</p> <p>2-2</p>
<p>5#5/8" 10#3/8":1@.05,6@.10, rto@.25 c/ext.</p> <p>3-3</p>	<p>4#5/8" 10#3/8":1@.05,10@.125 rto@.25 c/ext.</p> <p>*ACERO LONGITUDINAL ANCLA 1.2 m EN PLACA</p> <p>4-4</p>
<p>3#5/8"(inf)+2#1/2"(sup) 10#3/8":1@.05,6@.10, rto@.25 c/ext.</p> <p>VCH-01 (.25x.20)</p>	<p>3#1/2"(inf)+2#3/8"(sup) 10#1/4":1@.05,6@.10, rto@.25 c/ext.</p> <p>VCH-02 (.20x.20)</p>
<p>8#1/2" 10#3/8":1@.05,6@.10, rto@.25 c/ext.</p> <p>VCH-03 (.50x.20)</p>	

DISEÑO: DIEGO ALBERTO NEYRA SALAZAR
ASESOR: ING. WILSON EDGAR SILVA BERRIOS
PROYECTO: DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO MULTIFAMILIAR DE CONCRETO ARMADO DE 7 PISOS EN PUEBLO LIBRE
PLANO: ENCOFRADOS TECHOS 1°, 2°, 3°, 4° Y 5°.
ESCALA: 1/75
FECHA: MAYO 2021
LÁMINA: E-10

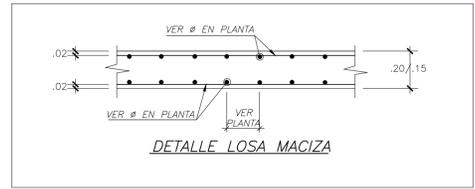
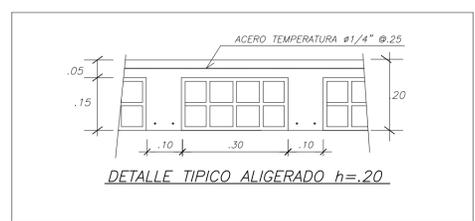


ENCOFRADO TECHO DEL 6to PISO
(S/C = 200 kg/m²)

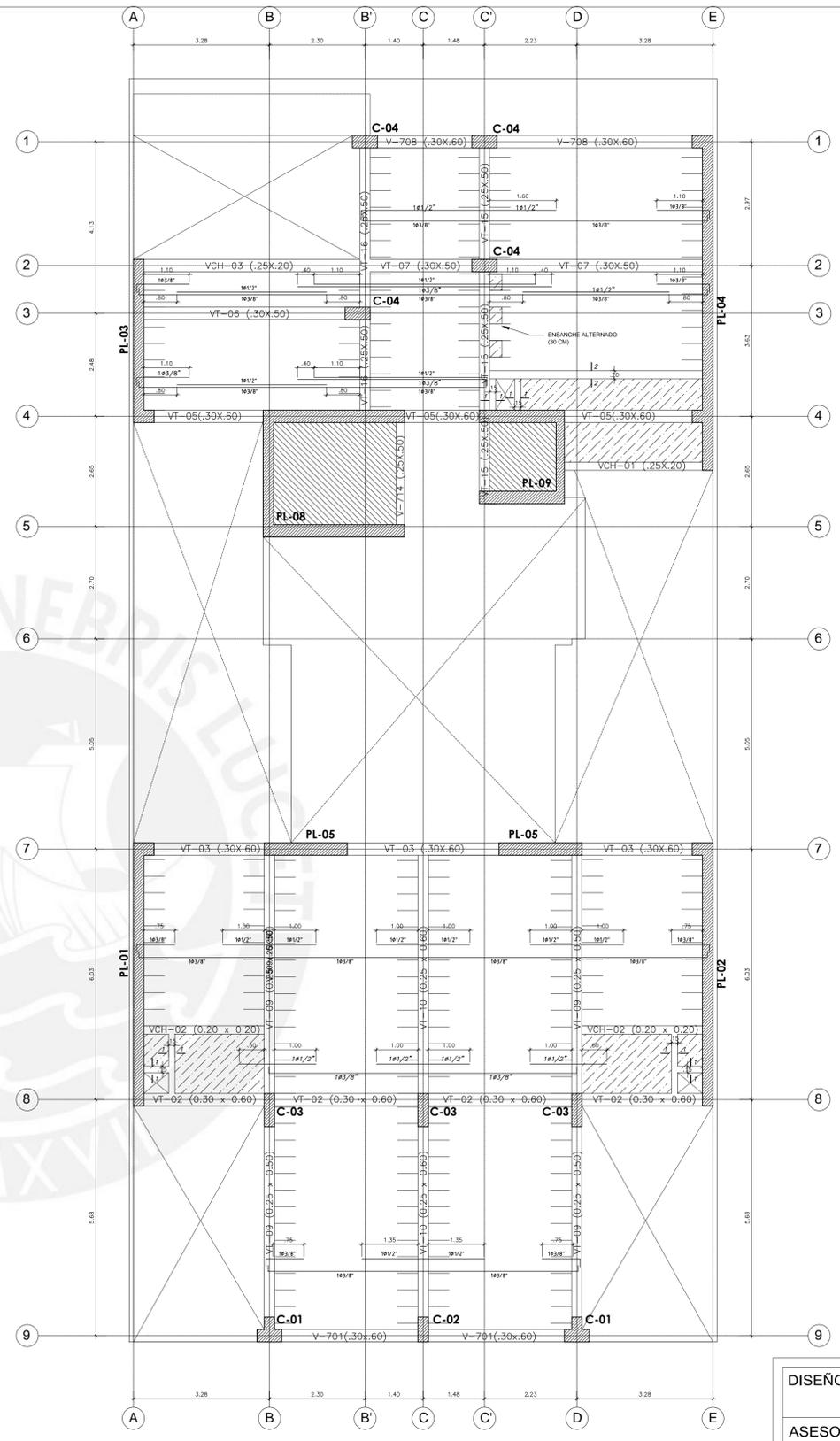
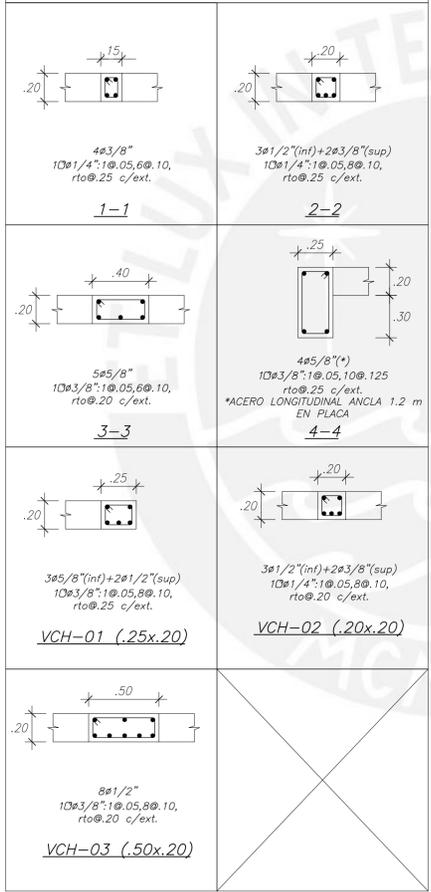
LEYENDA

LOSA ALIGERADA DE H = 0.20 m.
ESPACIAMIENTO ENTRE VIGUETAS = 0.40 m

LOSA MACIZA DE H = 0.20 m.
MALLA Ø3/8@0.30 (Sup.) y Ø3/8@0.30 (Inf.)
(SOLO SE MUESTRAN LOS BASTONES ADICIONALES)



VIGAS CHATAS Y CORTES DE TECHO



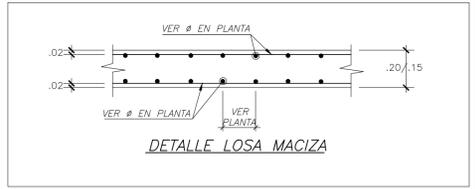
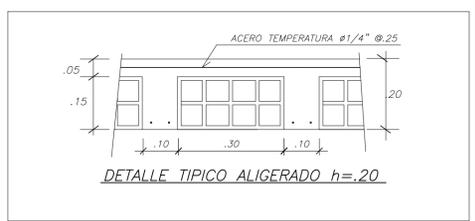
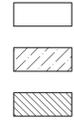
ENCOFRADO TECHO DEL 7mo PISO
(S/C = 100 kg/m²)

LEYENDA

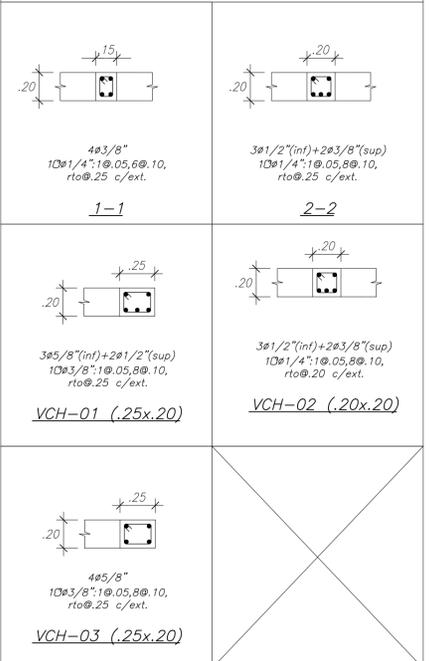
LOSA ALIGERADA DE H = 0.20 m.
ESPACIAMIENTO ENTRE VIGUETAS = 0.40 m

LOSA MACIZA DE H = 0.20 m.
MALLA Ø3/8@0.30 (Sup.) y Ø3/8@0.30 (Inf.)
(SOLO SE MUESTRAN LOS BASTONES ADICIONALES)

LOSA MACIZA DE H = 0.15 m.
MALLA Ø3/8@0.20 (Sup.) y Ø3/8@0.20 (Inf.)
(SOLO SE MUESTRAN LOS BASTONES ADICIONALES)



VIGAS CHATAS Y CORTES DE TECHO



DISEÑO: **DIEGO ALBERTO NEYRA SALAZAR**

ASESOR: **ING. WILSON EDGAR SILVA BERRIOS**

PROYECTO:
**DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO
MULTIFAMILIAR DE CONCRETO ARMADO
DE 7 PISOS EN PUEBLO LIBRE**

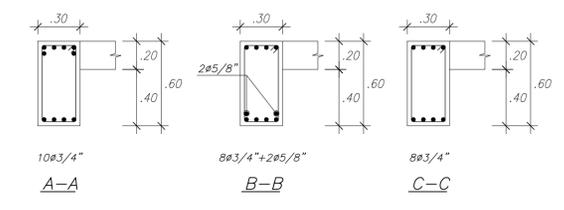
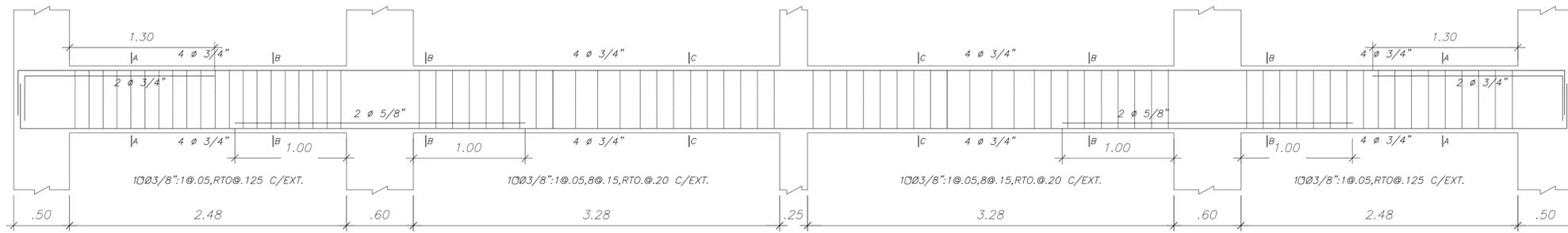
PLANO:
ENCOFRADOS TECHOS 6° Y 7°.

LÁMINA:

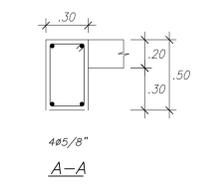
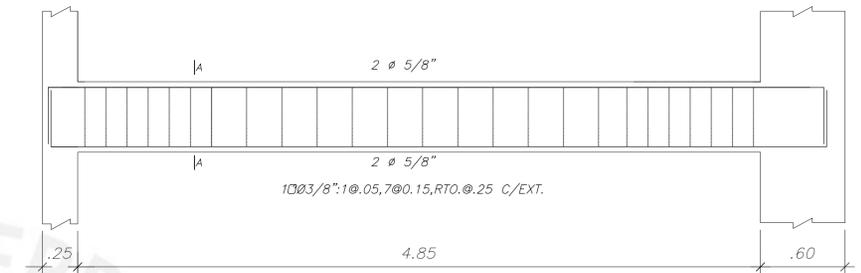
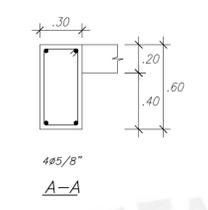
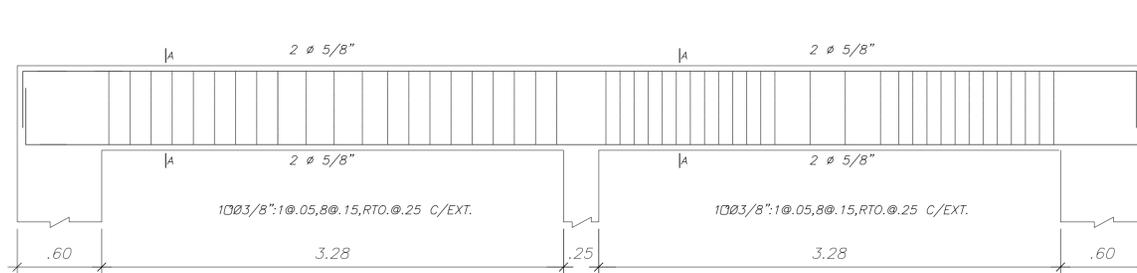
ESCALA:
1/75
1/25

FECHA:
MAYO 2021

E-11

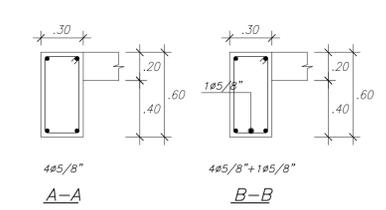
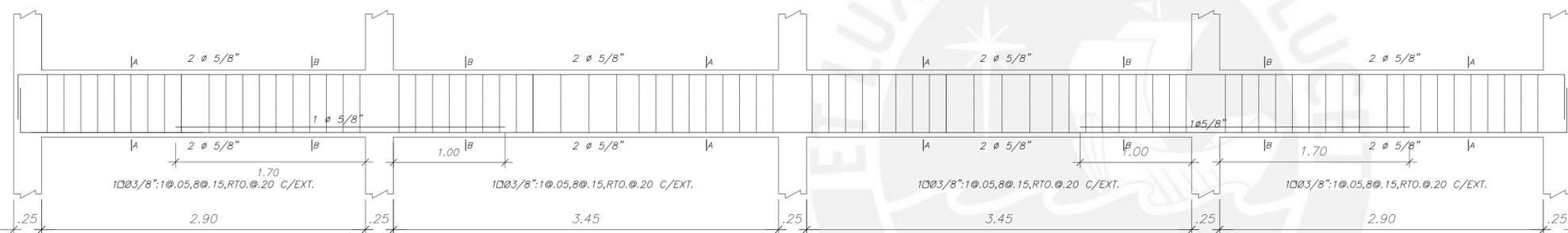


VT-01 (.30X.60)

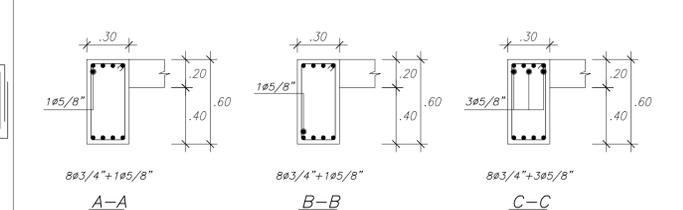
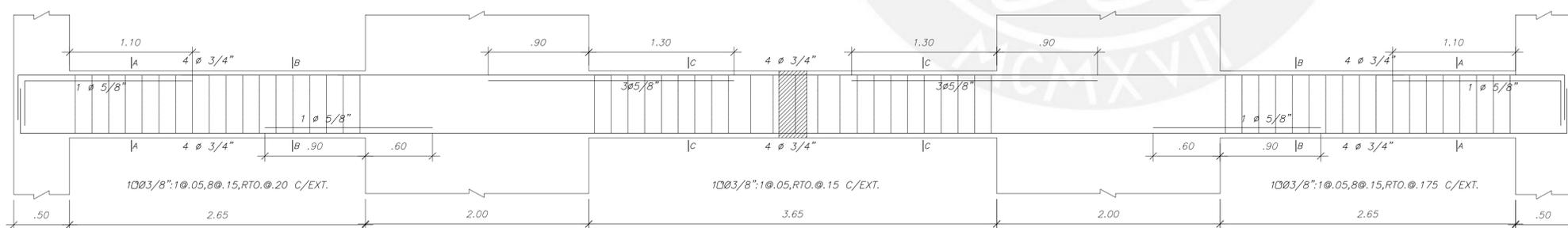


V-701 (.30X.60)

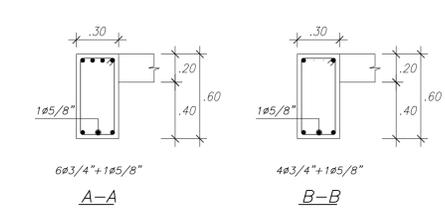
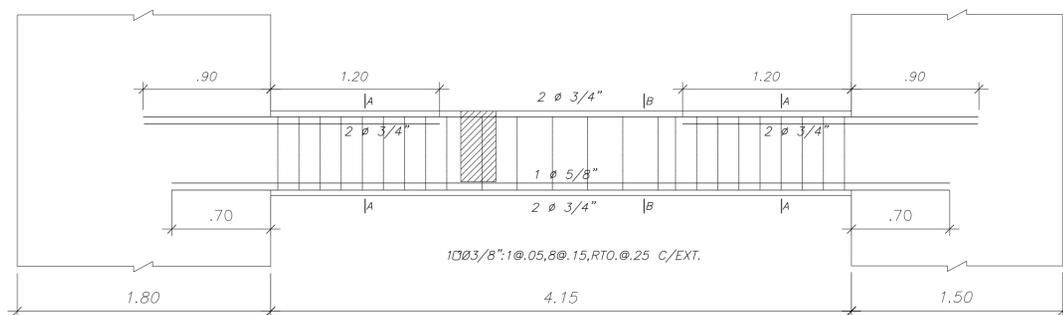
VT-06(.30X.50)



VT-02 (.30X.60)

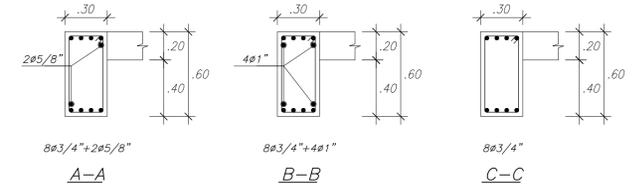
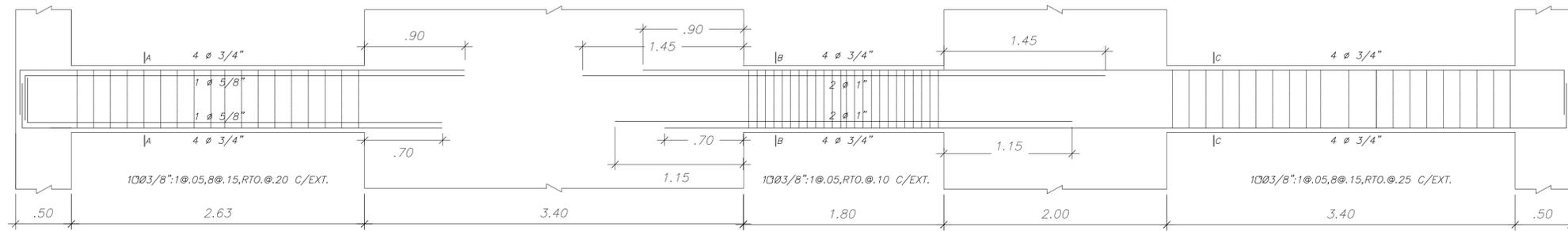


VT-03 (.30X.60)

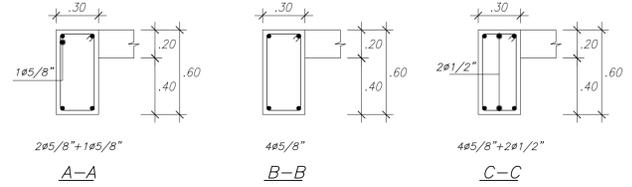
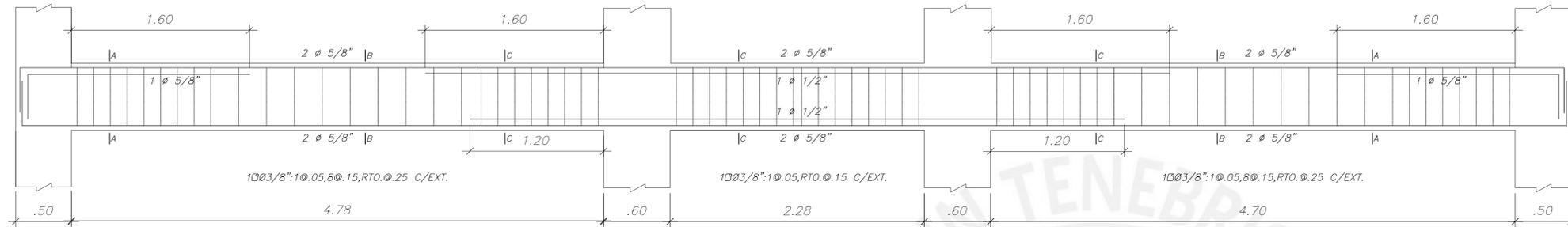


VT-04(.30X.60)

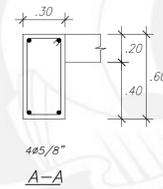
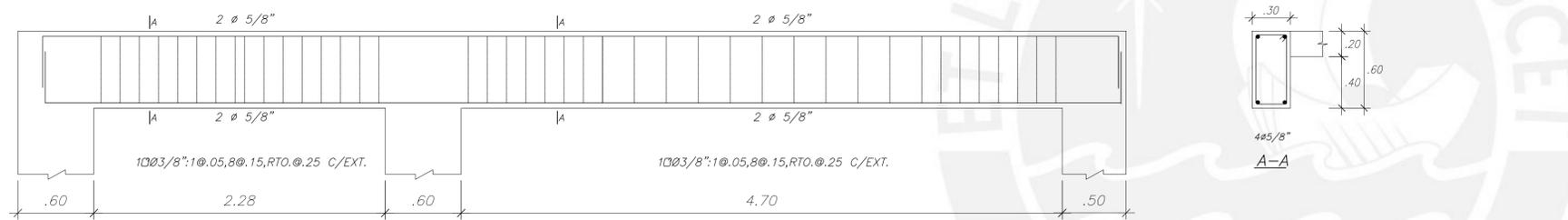
DISEÑO: DIEGO ALBERTO NEYRA SALAZAR	
ASESOR: ING.WILSON EDGAR SILVA BERRIOS	
PROYECTO: DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO MULTIFAMILIAR DE CONCRETO ARMADO DE 7 PISOS EN PUEBLO LIBRE	
PLANO: VIGAS I	LÁMINA: E-12
ESCALA: 1/25	FECHA: MAYO 2021



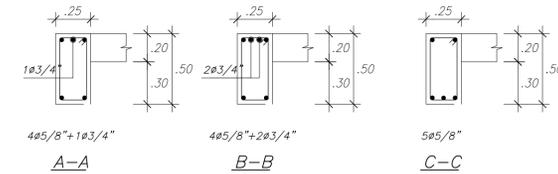
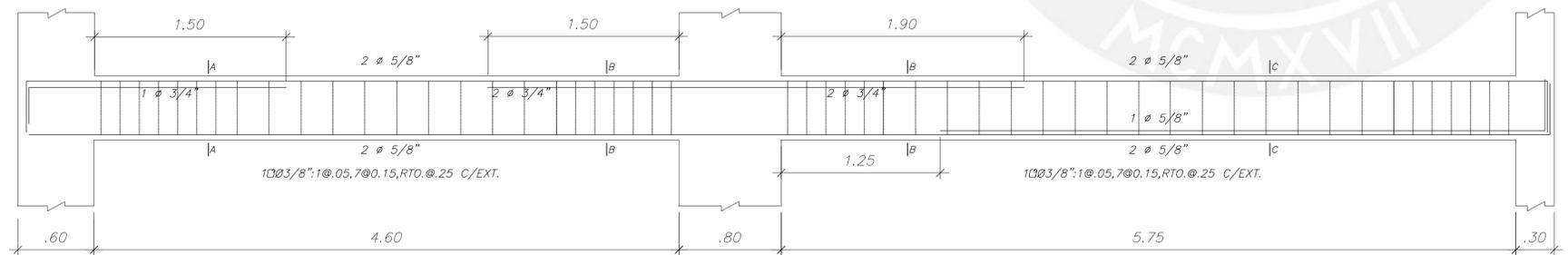
VT-05 (.30X.60)



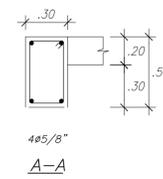
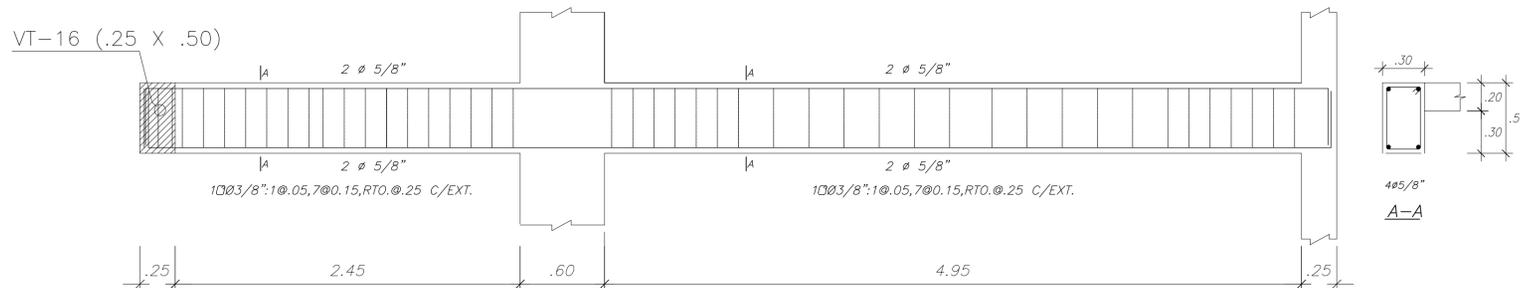
VT-08 (.30X.60)



V-708 (.30X.60)

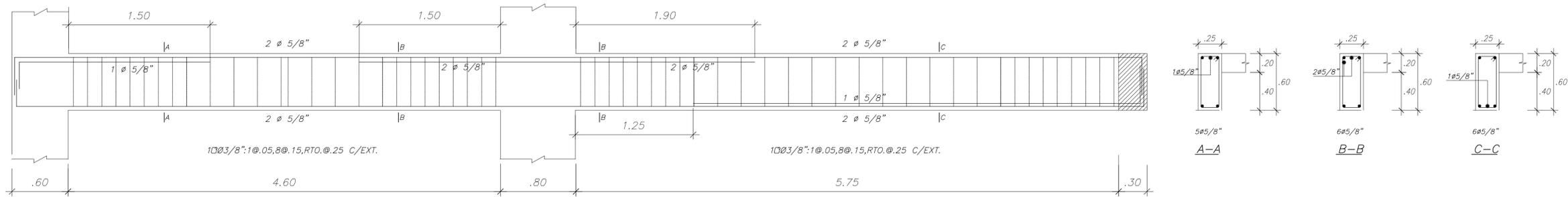


VT-09 (.25X.50)

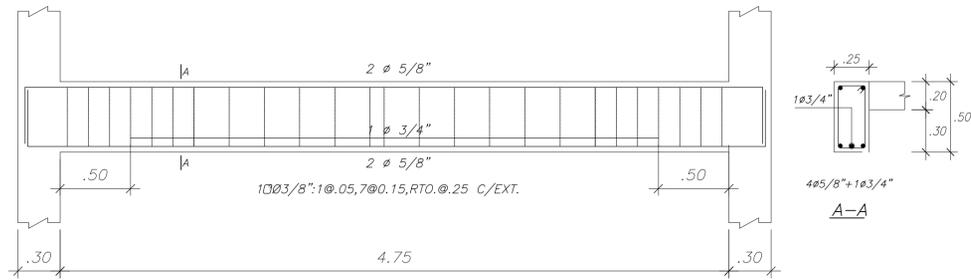


VT-07(.30X.50)

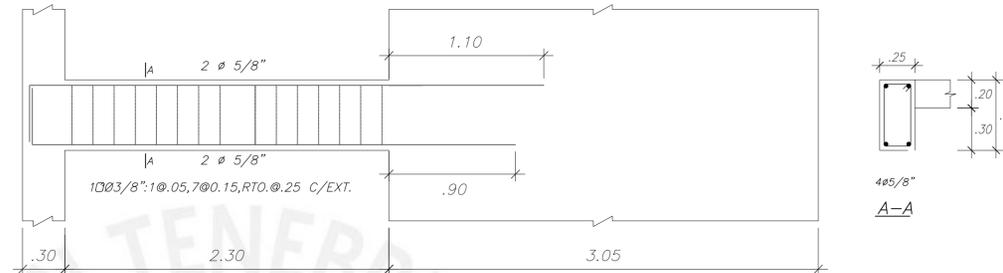
DISEÑO: DIEGO ALBERTO NEYRA SALAZAR	
ASESOR: ING.WILSON EDGAR SILVA BERRIOS	
PROYECTO: DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO MULTIFAMILIAR DE CONCRETO ARMADO DE 7 PISOS EN PUEBLO LIBRE	
PLANO: VIGAS II	LÁMINA: E-13
ESCALA: 1/25	FECHA: MAYO 2021



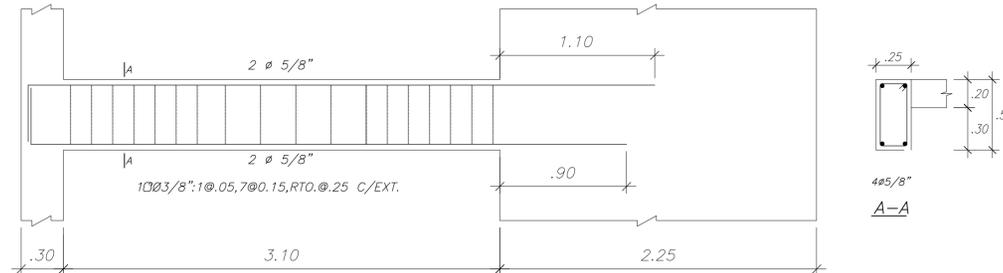
VT-10 (.25X.60)



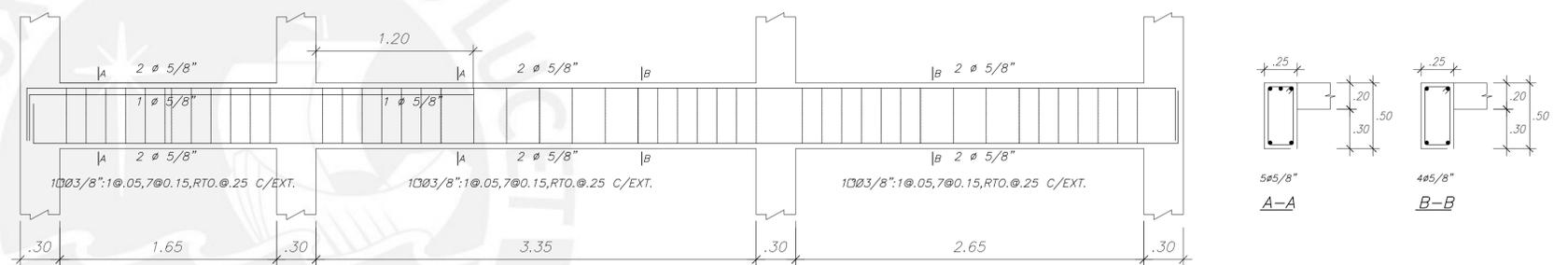
VT-11 (.25X.50)



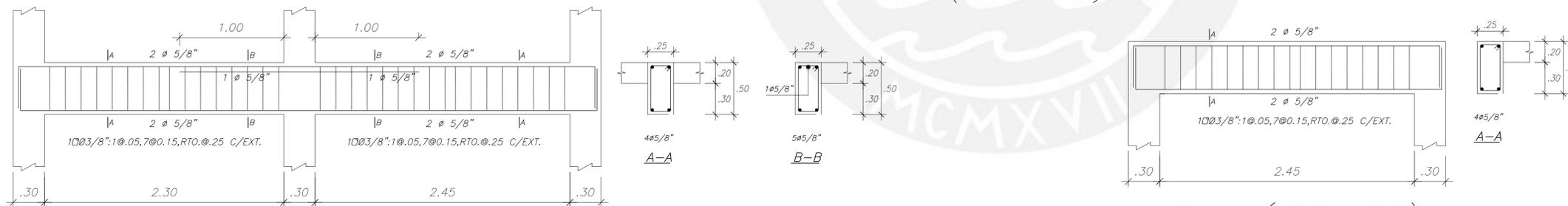
VT-12 (.25X.50)



VT-13 (.25X.50)

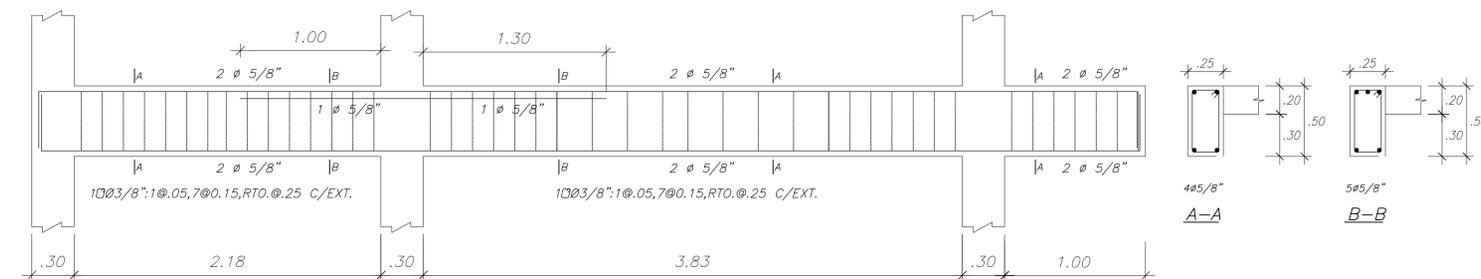


VT-15 (.25X.50)



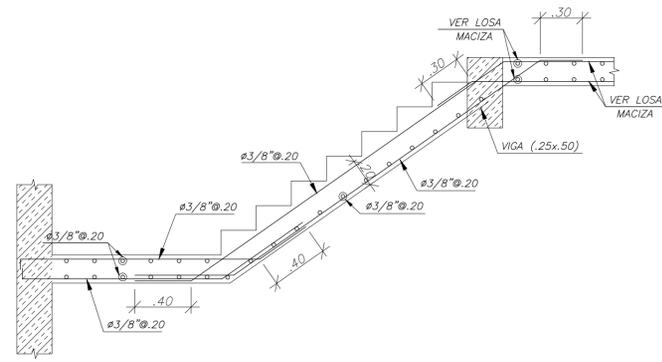
V-714 (.25X.50)

VT-14 (.25X.50)

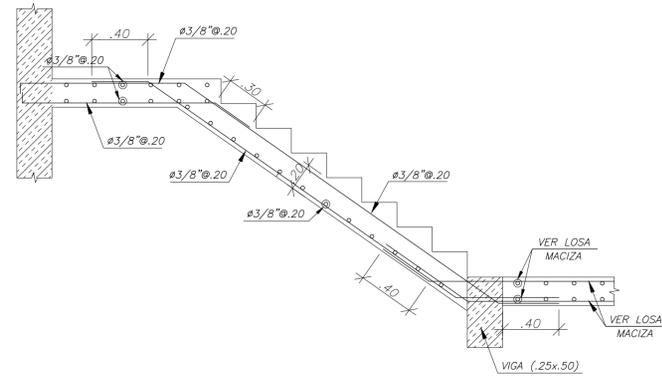


VT-16 (.25X.50)

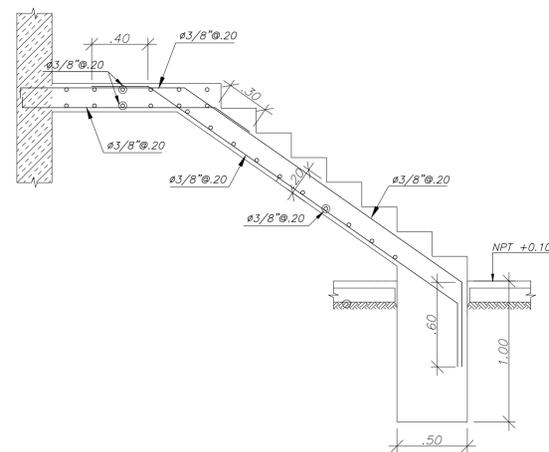
DISEÑO: DIEGO ALBERTO NEYRA SALAZAR	
ASESOR: ING. WILSON EDGAR SILVA BERRIOS	
PROYECTO: DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO MULTIFAMILIAR DE CONCRETO ARMADO DE 7 PISOS EN PUEBLO LIBRE	
PLANO: VIGAS III	LÁMINA: E-14
ESCALA: 1/25	FECHA: MAYO 2021



2°, 4°, 6°, 8°, 10° y 12° TRAMO



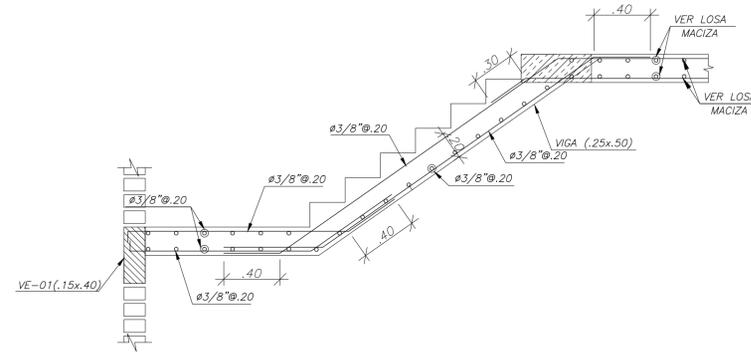
3°, 5°, 7°, 9° y 11° TRAMO



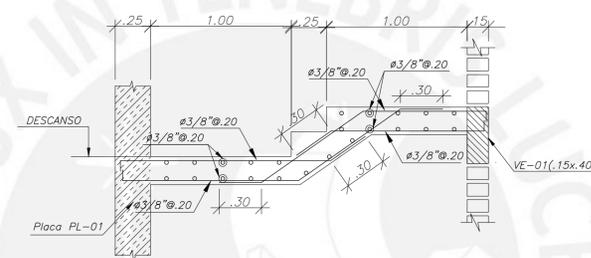
1° TRAMO

ESCALERA 1

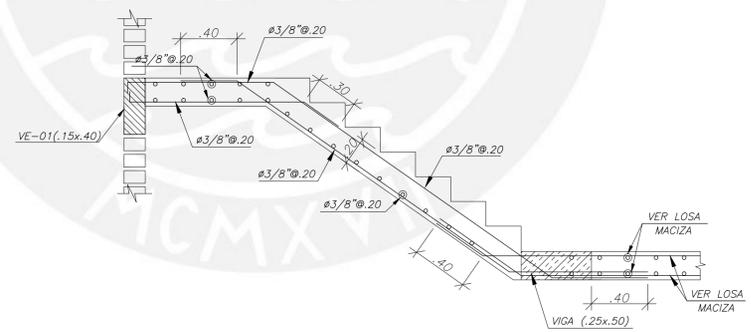
(ESC: 1/25)



3° TRAMO



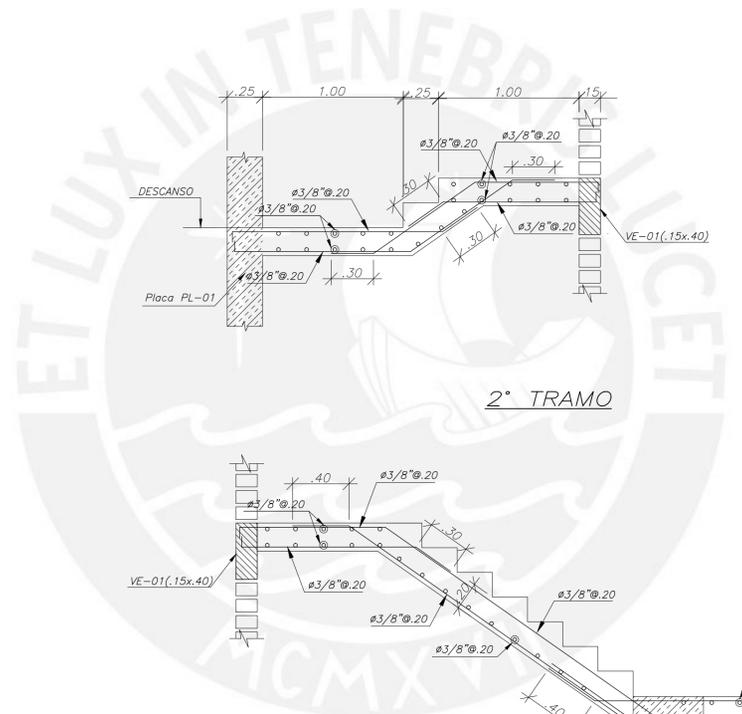
2° TRAMO



1° TRAMO

ESCALERA 2

(ESC: 1/25)



DISEÑO: DIEGO ALBERTO NEYRA SALAZAR	
ASESOR: ING. WILSON EDGAR SILVA BERRIOS	
PROYECTO: DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO MULTIFAMILIAR DE CONCRETO ARMADO DE 7 PISOS EN PUEBLO LIBRE	
PLANO: ESCALERAS	LÁMINA: E-15
ESCALA: 1/25	FECHA: MAYO 2021