

PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ
FACULTAD DE CIENCIAS E INGENIERÍA



PONTIFICIA
UNIVERSIDAD
CATÓLICA
DEL PERÚ

**DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO RESIDENCIAL
DE CONCRETO ARMADO DE OCHO PISOS Y SEMISÓTANO**

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

GIANCARLO SAMUEL ENRIQUE AZA SANTILLÁN

ASESOR: Antonio Blanco Blasco

Lima, Abril de 2014

Resumen

El presente proyecto de tesis contempla el análisis y diseño estructural en concreto armado de un edificio multifamiliar de ocho pisos y semisótano, ubicado en el distrito de Barranco, departamento de Lima, Perú. La arquitectura de la edificación presenta 9 niveles; un semisótano y 8 pisos. El semisótano y parte del primer piso están destinados a estacionamientos, mientras que los 7 pisos superiores y la parte restante del primer piso están destinados a departamentos.

El terreno sobre el que se plantea el proyecto es de forma rectangular, de 1800m² de área y con capacidad admisible a nivel de cimentación, de 4kg/cm². El terreno tiene 31 metros de frente y 58 metros de fondo aproximadamente.

El edificio se ha estructurado en base a elementos de concreto armado, considerando el uso de muros de cortes o placas, de columnas y vigas peraltadas. Los muros de corte predominan en ambas direcciones y son los elementos sismorresistentes que controlarán los desplazamientos laterales.

El sistema de encofrados de techo que se propone contempla losas aligeradas unidireccionales de 20 y 25 cm de peralte, de acuerdo a las dimensiones de cada paño y a la sollicitación por cargas verticales o presencia de tabiquería en cada uno de ellos.

Para el análisis sísmico del presente proyecto se utilizó un modelo tridimensional elaborado en el programa ETABS, siguiendo las estipulaciones y exigencias mencionadas en la Norma Técnica E.030 [Diseño Sismorresistente]. Se consideró el supuesto que los sistemas de piso funcionan como diafragmas rígidos, por lo que se usó un modelo con masas concentradas con tres grados de libertad por piso; dos componentes ortogonales de traslación horizontal y uno de rotación.

TEMA DE TESIS PARA OPTAR EL TÍTULO DE INGENIERO CIVIL

Título : "Diseño estructural de un edificio residencial de concreto armado de ocho pisos y semisótano"
Área : Estructuras -Concreto Armado-
Asesor : Ing. Antonio Blanco Blasco
Alumno : GIANCARLO SAMUEL ENRIQUE AZA SANTILLÁN
Código : 2007.5265.N.412
Tema N° : 325
Fecha : Lima, 24 de junio de 2013



DESCRIPCIÓN

Se realizará el proyecto de estructuras de un edificio residencial de nueve pisos; siete pisos destinados a departamentos, un primer nivel (o planta baja) destinado a estacionamientos y hall de entrada, y un semisótano destinado exclusivamente a estacionamientos.

El desarrollo del proyecto comprenderá todos los planos necesarios para que el edificio pueda ser construido o presentado al municipio.

El edificio se ubicará en el distrito de Barranco, en un terreno con capacidad admisible de 4kg/cm^2 .

PLAN DE TRABAJO

Para las revisiones se presentará:

Primera revisión

Estructuración y dimensionamiento.
Análisis sísmico y de cargas de gravedad.

Segunda revisión

Diseño de losas y vigas

Tercera revisión

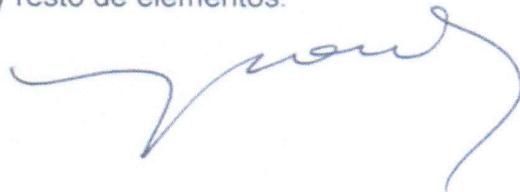
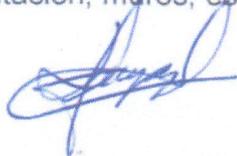
Diseño de columnas. Y placas

Cuarta Revisión

Diseño de cimentación, muros, escaleras y resto de elementos.

NOTA

Extensión máxima: 100 páginas.



Índice

Capítulo I: Introducción	1
Capítulo II: Estructuración	2
Capítulo III: Predimensionamiento	5
Losas Aligeradas	
Vigas	
Columnas	
Muros de Corte o Placas	
Capítulo IV: Metrado de Cargas de Gravedad	7
4.1 Cargas de Diseño	
4.2 Aligerados	
4.3 Vigas Chatas	
4.4 Vigas	
4.5 Columnas y Placas	
Capítulo V: Análisis Sísmico	13
5.1 Modelo Sísmico	
5.2 Parámetros Sísmicos	
5.3 Configuración Estructural	
5.4 Modos y Periodos de Vibración de la Estructura	
5.5 Análisis Estático	
5.6 Análisis Dinámico	
5.7 Derivas de Entrepiso	
Capítulo VI: Fundamentos del Diseño en Concreto Armado	20
6.1 Diseño por Flexión y Carga Axial	
6.2 Diseño por Cortante	
6.3 Diseño por Flexocompresión	
6.4 Detalles de Refuerzo	
6.5 Consideraciones Especiales para Elementos con Responsabilidad Sísmica	
6.6 Rótula MESNAGER	
Capítulo VII: Diseño de Losas Aligeradas	49
7.1 Diseño por Flexión	
7.2 Diseño por Corte	
7.3 Deflexiones	
7.4 Corte del Acero de Refuerzo	

Capítulo VIII: Diseño de Vigas	53
8.1 Diseño por Flexión	
8.2 Diseño por Corte	
8.3 Diseño de Rótula MESNAGER	
8.4 Deflexiones	
8.6 Corte del Acero de Refuerzo	
Capítulo IX: Diseño de Columnas	59
9.1 Esbeltez en elementos a compresión	
9.2 Diseño por Flexocompresión	
9.3 Diseño por Corte	
Capítulo X: Diseño de Muros de Corte o Placas	67
10.1 Diseño por Flexocompresión	
10.2 Diseño por Corte	
Capítulo XI: Diseño de Muros de Sótano	73
11.1 Cargas Perpendiculares	
Diseño por Flexión	
Diseño por Corte	
Capítulo XII: Diseño de la Cimentación	77
12.1 Diseño de Zapatas Aisladas	
12.1.1 Dimensionamiento de la Zapata	
12.1.1.1 Verificación por Gravedad	
12.1.1.2 Verificación por Sismo	
12.1.1.3 Determinación de la Reacción Amplificada	
12.1.1.4 Diseño por Corte	
12.1.1.5 Diseño por Flexión	
12.2 Diseño de Zapatas Combinadas	
12.2.1 Dimensionamiento de la Zapata	
12.2.1.1 Verificación por Gravedad	
12.2.1.2 Verificación por Sismo	
12.2.1.3 Determinación de la Reacción Amplificada	
12.2.1.4 Diseño por Corte	
12.2.1.5 Diseño por Flexión	
Capítulo XIII: Elementos Estructurales Adicionales	92
13.1 Diseño de Escaleras	
Capítulo XIV: Comentarios y Conclusiones	96
Capítulo XV: Bibliografía	97

Capítulo I

Introducción

La edificación diseñada en el presente trabajo de tesis se presenta como un edificio multifamiliar, proyectado sobre un terreno rectangular de 1800m²; 31 metros de frente por 58 metros de profundidad. El proyecto se ubica en una zona residencial del distrito de Barranco, que dada la disposición y ubicación del terreno, la arquitectura se ha establecido de manera que todos los departamentos puedan tener vista hacia el mar. El edificio limita por 2 frentes con edificaciones vecinas, cuenta con semisótano exclusivo para estacionamientos, con un 1er piso (PB) donde se puede distinguir la entrada principal junto con 2 departamentos en este mismo nivel, 7 pisos superiores con 4 departamentos por piso, y una azotea.

En el piso típico, se presentan 4 departamentos; dos departamentos anteriores de 150m² y dos departamentos posteriores de 120m². Cada uno de ellos cuenta con sala, comedor, baño de visitas, y balcones.

En el edificio se encuentran 3 accesos: una primera rampa para autos que sube hacia la Planta Baja (PB) a +1.5m sobre el terreno, una segunda rampa para autos que baja hacia el semisótano a -1.5m y un acceso peatonal con escaleras que llegan a un punto de control/recepción, siguiendo hacia un hall de entrada, una sala de espera y finalmente hacia el hall principal donde se encuentran la entrada hacia el ascensor, las escaleras, así como también la entrada hacia los 2 departamentos del mismo nivel.

En el presente proyecto el estudio, análisis y diseño de los elementos estructurales de concreto armado se basa en la normativa actual, instada en los documentos vigentes a la fecha de publicación del presente trabajo, tales como: Norma Técnica de Edificación E.020 [Cargas], Norma Técnica de Edificación E.030 [Diseño Sismorresistente], Norma Técnica de Edificación E.050 [Suelos y Cimentaciones], Norma Técnica de Edificación E.060 [Concreto Armado].

Capítulo II

Estructuración

Los elementos estructurales resistentes del presente proyecto han sido definidos exclusivamente como elementos de concreto armado. Es así, que se ha considerado la implementación de muros de corte en las zonas donde se encontró posible, así como columnas y vigas peraltadas distribuidas acorde a la arquitectura, buscando garantizar el comportamiento armónico y más eficiente de los elementos en las direcciones principales, logrando finalmente una transmisión ordenada de esfuerzos a través de dichos elementos, y principalmente rigidez al desplazamiento lateral.

Como lo recomienda la bibliografía revisada ¹, se han considerado los siguientes criterios de estructuración:

Simplicidad y Simetría: Dado que se puede predecir el comportamiento e idealizar adecuadamente la estructura. Es así que se ha aprovechado la simetría de la edificación en el eje horizontal para reducir efectos torsionales.

Resistencia y Ductilidad: Es necesario que la transferencia de cargas (sísmicas) a lo largo de toda la estructura en su totalidad, como en cada elemento independiente sea adecuada, buscando lograr estabilidad así como ductilidad, dado que la sollicitación sísmica se presenta bajo un evento aleatorio y durante un corto periodo de tiempo, por lo que se dota a los elementos estructurales de resistencia contra valores intermedios de fuerza sísmica.

Hiperestaticidad y Monolitismo: Se busca que la estructura presente la mayor capacidad de resistencia posible como conjunto, y esto es posible mediante una disposición hiperestática, permitiendo que se produzcan y

controlen las rótulas plásticas de manera que se disipe la energía sísmica de la forma más eficiente y segura.

Uniformidad y Continuidad de la Estructura: Es importante que la estructura sea continua, tanto en planta como en elevación, con elementos que no cambien repentina ni abruptamente de rigidez, evitando así concentraciones de esfuerzos.

Rigidez Lateral: A razón de evitar excesivas deformaciones es necesario dotar a la estructura de elementos que aporten rigidez en las direcciones principales.

Diafragma Rígido: Es importante estudiar la condición de las losas; distribución en planta y presencia de aberturas, con el fin de saber si es posible considerar que las fuerzas horizontales se distribuirán en los elementos verticales de acuerdo a la rigidez lateral de cada unos de ellos manteniendo todas la misma deformación lateral (en un mismo nivel).

Elementos No Estructurales: Es necesario saber de qué manera, y si es conveniente considerar la influencia de la tabiquería y/o elementos secundarios (participación) sobre la estructura resistente, dado que esta puede repercutir de forma positiva así como de forma negativa sobre el comportamiento de la estructura de no tomarse las previsiones del caso.

Sub-Estructura o Cimentación: El diseño final de la cimentación debe garantizar y contemplar, además de la transmisión de las cargas actuantes verticales; transmisión de la cortante basal de la estructura hacia el suelo, provisión para los momentos volcantes, posibilidad de movimientos diferenciales de los elementos de la cimentación, licuefacción del subsuelo así como la posibilidad de giro de la cimentación (condición de apoyo).

El Artículo 9. [Capítulo III] de la Norma Peruana de Diseño Sismorresistente E.030 también presenta pautas sobre la concepción estructural sismorresistente:

- ✿ Simetría, tanto en la distribución de masas como en las rigideces.
- ✿ Peso mínimo, especialmente en los pisos altos.
- ✿ Selección y uso adecuado de los materiales de construcción.
- ✿ Resistencia adecuada.
- ✿ Continuidad en la estructura, tanto en planta como en elevación.
- ✿ Ductilidad.
- ✿ Deformación Limitada.
- ✿ Inclusión de líneas sucesivas de resistencia.
- ✿ Consideración de las condiciones locales.
- ✿ Buena práctica constructiva e inspección estructural rigurosa.

¹BLANCO BLASCO, Antonio. *Estructuración y Diseño de Edificaciones de Concreto Armado*. 2a ed. Lima: Fondo Editorial de la Pontificia Universidad Católica del Perú. pp. 5 -14 .

Capítulo III

Predimensionamiento

El predimensionamiento se realizó en base a recomendaciones prácticas de la ingeniería, proponiendo dimensiones para cada tipo de elemento estructural que serán verificadas y modificadas (de ser necesario) hasta encontrar la sección más apropiada y un diseño final, bajo las solicitaciones de cargas más desfavorables.

Losas Aligeradas Unidireccionales: Se consideró un peralte igual a 25cm para todas las losas ubicadas en el bloque izquierdo de la edificación, desde el eje donde se ubica la entrada al ascensor hasta el borde izquierdo del edificio. Para las losas ubicadas en el bloque derecho, se consideró un peralte igual a 20cm.

Losas Macizas: Se decidió incluir una losa maciza en la zona de entrada hacia las escaleras. La Norma Técnica Peruana E.060 para el Diseño en Concreto Armado, en su inciso 9.6.2, recomienda un peralte mínimo (h), para losas macizas en una dirección y simplemente apoyadas, igual a $\frac{l}{20}$, lo que sugiere un peralte (h_{\min}) de 5cm. Finalmente, la propuesta de colocar un peralte igual a 15cm, cumple de manera holgada con lo sugerido por la norma y no será necesario verificar deflexiones.

Vigas: Para aquellas vigas que forman pórticos, se ha considerado un peralte cercano al $\frac{1}{10}$ de la luz libre de los tramos (ln), obteniendo en los tramos más largos valores máximos del orden de 60 cm. Este valor que se ha colocado en todas las vigas del sistema estructural, desde el techo del semisótano hasta el techo del último piso considerando que las luces libres, tanto como la arquitectura lo permiten. De la misma manera, se ha colocado 25 cm como valor del ancho de estos elementos. La Norma Técnica Peruana E.060 sugiere un peralte mínimo para las vigas y/o

losas armadas en una dirección equivalente a $\frac{1}{16}$ de la luz libre, por lo que tampoco será necesario verificar las deflexiones para las vigas ni para el caso de las losas aligeradas.

Columnas: Para el presente caso, el criterio de predimensionamiento que sugiere la referencia anterior (1) establece que el área de las columnas, en edificios que tengan muros de corte en las dos direcciones, puede suponerse igual a la carga de servicio entre el 45% de la resistencia del concreto $[A_{Col} = \frac{P(Servicio)}{0.45f'_c}]$. Para el caso de las columnas con menos carga axial (esquinas y/o exteriores), el área puede considerarse igual a la carga en servicio entre el 35% de la resistencia del concreto $[A_{Col} = \frac{P(Servicio)}{0.35f'_c}]$.

Placas o Muros de Corte: Tanto los muros portantes de los pisos típicos, como los muros de semisótano de la edificación, han sido dimensionados de acuerdo al Capítulo 14, acápite 14.5.3 de la Norma Técnica E.060

Capítulo IV

Metrado de Cargas de Gravedad

Las cargas verticales a las que se encuentra sometida la estructura se cuantificaron de acuerdo al peso o carga muerta de los elementos presentes en el mismo (losas, columnas, vigas, placas, tabiquería, etc.) así como de las sobrecargas previstas en los distintos ambientes.

4.1 Cargas de Diseño

El peso unitario de cada elemento estructural y/o no-estructural, tanto como las sobrecargas consideradas en los distintos ambientes han sido tomados en base a los valores establecidos en la Norma Técnica de Edificación E.020 Cargas.

Tabla 4.1.1 Pesos Unitarios

Material	Peso Unitario [Kg / m³]
Concreto Armado	2400
Unidades de arcilla cocida sólidas	1800
Agua	1000

Tabla 4.1.2 Pesos de Aligerados y Piso Terminado

Elemento	Peso [Kg / m²]
Aligerado de 20 cm	300
Aligerado de 25 cm	350
Piso Terminado de 5 cm	100

Tabla 4.1.3 Cargas Vivas Mínimas Repartidas

Ocupación o Uso	[Kg / m ²]
Viviendas	200
Corredores y Escaleras	200
Estacionamiento exclusivo de vehículos de pasajeros	250

4.2 Aligerados

Consiste en un armado unidireccional de nervaduras o viguetas, que juntamente con una losa de 5 cm se encargan de transferir todas las cargas presentes en los paños hacia las vigas y/o placas directamente. En el espacio entre nervaduras, se suele colocar ladrillo o poliestireno expandido (tecnopor).

En las figuras 4.2.1, 4.2.2, 4.2.3 y 4.2.4 se muestra el análisis de una vigueta del aligerado de 25cm del techo del semisótano. Sobre él se encuentra parte del estacionamiento (por simplificación, se desprecia la influencia del piso terminado del estacionamiento como carga muerta).

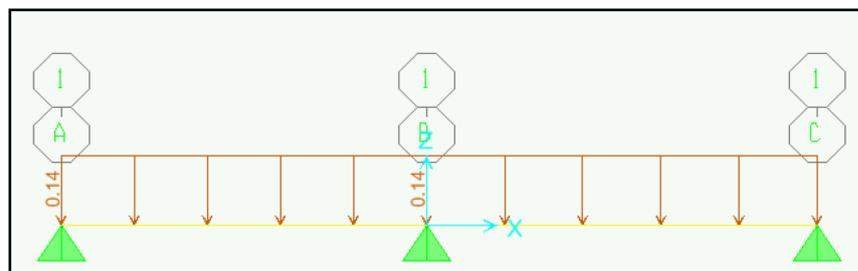


Figura 4.2.1 - Carga Muerta

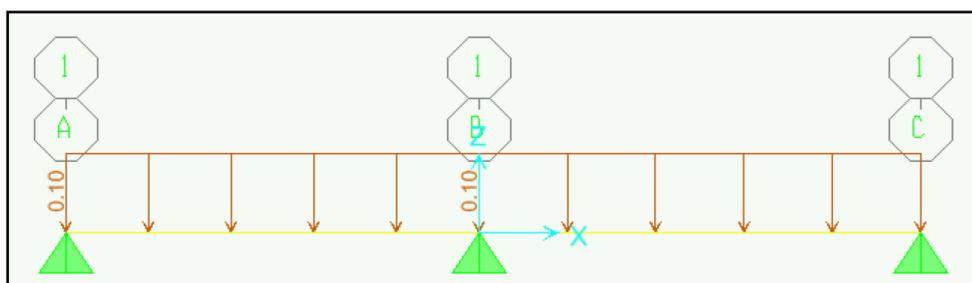


Figura 4.2.2 - Carga Viva

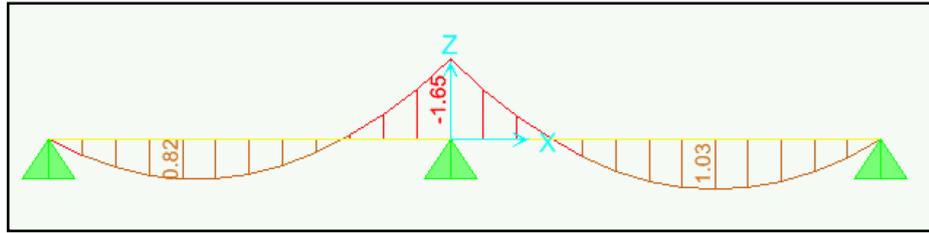


Figura 4.2.3 - Diagrama de Momento Flector

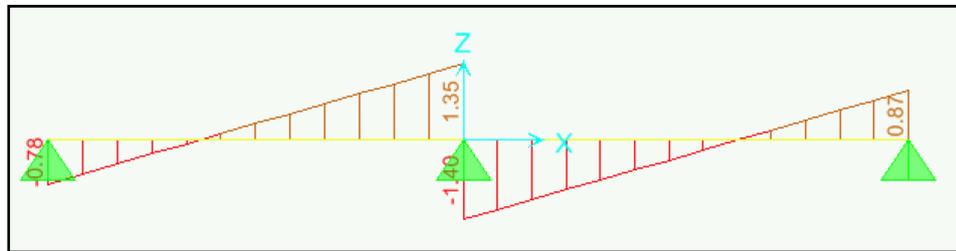


Figura 4.2.4 - Diagrama de Fuerza Cortante

4.3 Vigas Chatas

Para lograr el metrado de cargas que concurren a una viga chata debe considerarse simplemente el peso propio del elemento así como el peso del elemento que esté apoyado sobre él (generalmente tabiquería). La mayoría de vigas chatas del presente proyecto fueron establecidas con la finalidad de tomar la carga de los tabiques ubicados en la dirección del armado del aligerado, así como para lograr cierto grado de continuidad en los pórticos donde no era posible colocar vigas peraltadas.

Se presentará el metrado de la viga chata VIGA V-2 (30x25) del piso típico.

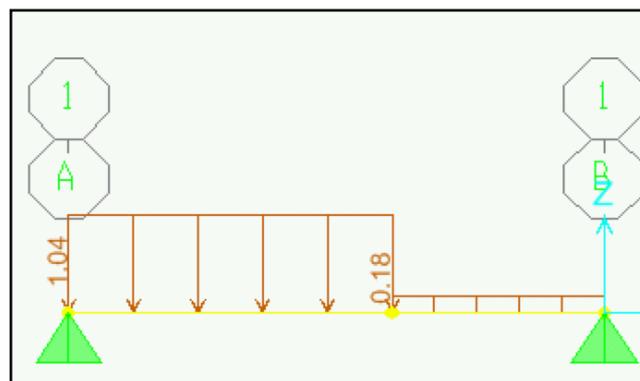


Figura 4.3.1 - Carga Muerta

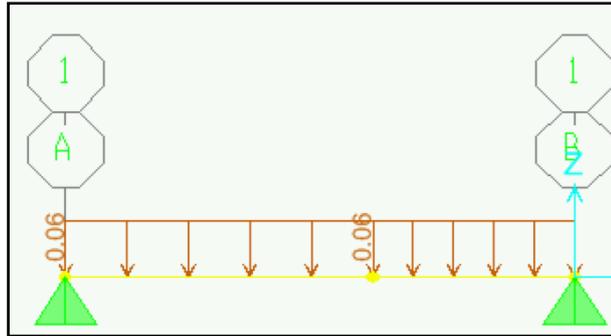


Figura 4.3.2 - Carga Viva

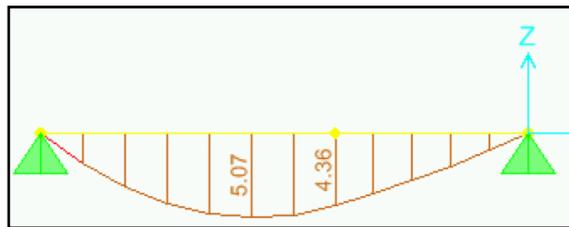


Figura 4.3.3 - Diagrama de Momento Flector (Combinación 1.4CM + 1.7CV)

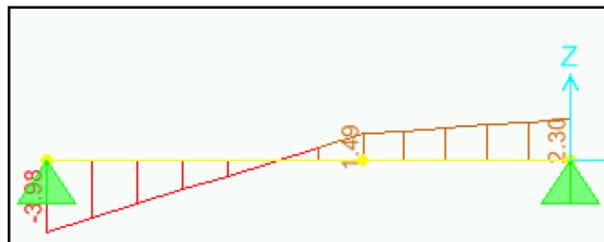


Figura 4.3.4 - Diagrama de Fuerza Cortante (Combinación 1.4CM + 1.7CV)

4.4 Vigas

Las cargas que actúan sobre las vigas se cuantificaron de acuerdo al porcentaje del área de los techos que cargan cada una de ellas. Al ser todos los techos aligerados, se sabe que aquellas vigas que se encuentran perpendiculares al armado de los aligerados cargan la mitad del paño que se apoya sobre ellas; mientras que para aquellas que se encuentran en el eje del armado del aligerado, se ha considerado que cargan solamente su peso propio y el de los elementos que se encuentran sobre ellas.

4.5 Columnas y Placas

Para poder obtener la carga axial en columnas y placas, es necesario encontrar el área tributaria correspondiente a cada uno de estos elementos.

En la siguiente tabla, se muestra un ejemplo (Columna P9 - Piso Típico). Se ha considerado el peso propio del elemento por metro de longitud, el área del aligerado, la carga que transfiere la Viga-V7 y la sobrecarga correspondiente.

Elemento	Pu (ton/m ² ó ton/m)	A (m ²) ó L (m)	Peso (ton)	Total	
Columna P9	1.92	1.36	2.61		
Aligerada 25 + Pt	0.45	19.19	8.64		
Viga V-7	1.224	4.94	6.05	17.29	CM
Sobrecarga	0.20	19.19	3.84	3.84	CV
				Carga Muerta Total	138.35
				Carga Viva Total	30.704

Capítulo V

Análisis Sísmico

De acuerdo a la distribución espacial y características de la actividad sísmica observada en el Perú, la zonificación que se propone en la Norma Técnica E.030 de Diseño Sismo-Resistente coloca a toda la zona costera del país en un espacio de alta sismicidad, es por ello que todo proyecto civil debe contemplar la interacción e implicancias estructurales de este fenómeno, con sensatez, economía y seguridad.

En el presente capítulo se expondrán los resultados del análisis sísmico realizado para el proyecto en estudio. El modelo dinámico se realizó en base a las dimensiones geométricas e inercias respectivas a los elementos portantes y sismo-resistentes del edificio. La masa sísmica se obtuvo en el mismo modelo, en base a la totalidad de carga muerta y al 25% de la sobrecarga, como lo estipula la norma actual.

5.1 Modelo Sísmico

El modelo sísmico de la edificación representa un modelo virtual tridimensional de los elementos estructurales que la componen y que le dan rigidez ante el desplazamiento lateral. Todos estos elementos se ven comprometidos ante la sollicitación sísmica, y es criterio del ingeniero establecer las dimensiones, orientación y distribución más apropiada y eficiente, que sea estéticamente aceptable, económica y segura.

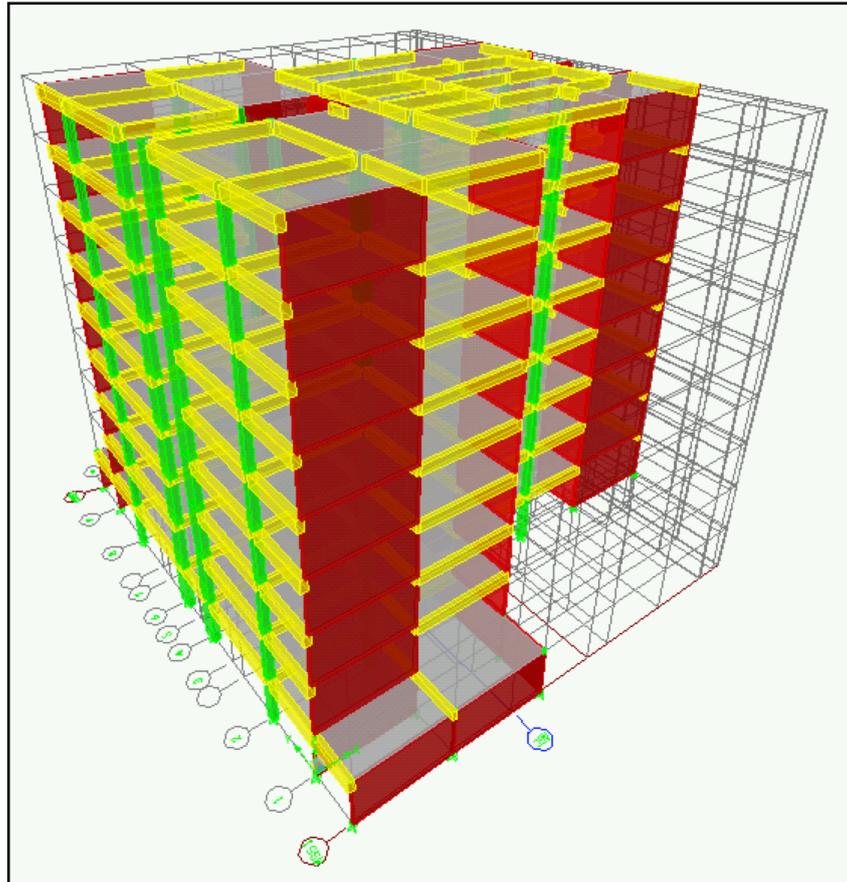


Figura 5.1.1 - Modelo Tridimensional en ETABS

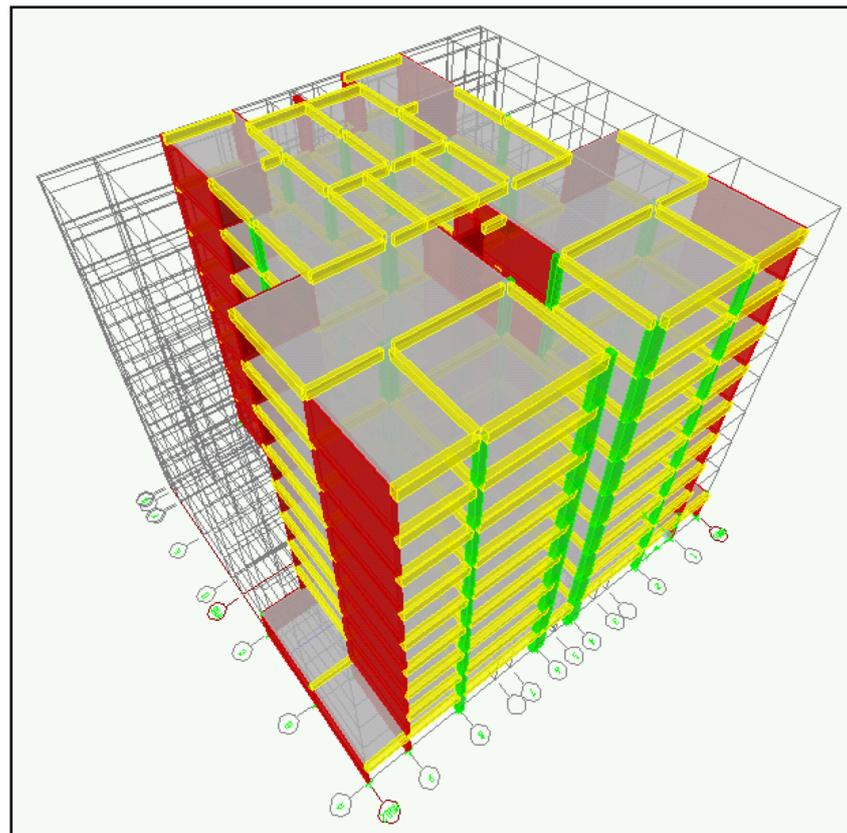


Figura 5.1.2 - Modelo Tridimensional en ETABS

5.2 Parámetros Sísmicos

El espectro de diseño viene dado por la siguiente expresión:

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

Los parámetros sísmicos se emplearon de acuerdo a la Norma Técnica de Edificación E.030 Diseño Sismo Resistente y se resumen en los siguientes:

- $Z = 0.4$ (Factor de Zona - Zona 3)
- $U = 1$ (Categoría de la Edificación - C Edificación Común)
- $C = 2.5 \cdot T_p / T$; donde T_p es el período de vibración acorde al tipo de suelo y T es el periodo fundamental de vibración de la estructura. C no debe exceder el valor de 2.5 ni puede ser menor a $0.125 \cdot R$.
- $S = 1$ (Parámetro del Suelo - S1 Roca o suelo muy rígido)
- $R = 4.5$ en los ejes X e Y (Valor correspondiente a un sistema estructural de Muros de Concreto Armado afectado por 0.75 dada la irregularidad por esquinas entrantes en la edificación).

5.3 Configuración Estructural

La edificación se compone estructuralmente de pórticos y principalmente de muros de concreto armado. Estos mantienen una misma distribución en planta desde la Azotea hasta el 1er Piso, para posteriormente continuar con sólo la margen izquierda (desde el Eje A hasta el Eje C) de la edificación para formar el semisótano.

Se ha aprovechado el área correspondiente a la escalera y al ascensor para incluir placas y lograr un núcleo central. Aparentemente la presencia de placas hacia la margen derecha y la distancia hacia el

centro de rigidez cercano al núcleo podría generar algún efecto de torsión en planta, por lo que se decidió incluir un pórtico con mayor inercia y una columna de 1 m de longitud en el Eje A para controlar este efecto.

El encofrado del semisótano soportará las cargas correspondientes al estacionamiento y hall de ingreso. A este nivel, los departamentos, que se ubican en la margen derecha (aproximadamente desde el Eje D hasta el Eje F), se encuentran apoyados sobre el terreno.

De acuerdo al Artículo 11. de la Norma Técnica de Edificación E.030 Diseño Sismo Resistente, la edificación presenta una irregularidad estructural en planta por esquinas entrantes, dado que en el Eje Principal X-X (paralelo al eje de simetría) la dimensión del borde en el Eje 5 resulta ser mayor al 20% de la dimensión total en planta.

5.4 Modos y Periodos de Vibración de la Estructura

Los periodos de vibración de la estructura se presentan en el siguiente cuadro:

Mode	Period	UX	UY
1	0.71	0.0	70.1
2	0.69	0.0	2.5
3	0.48	69.40	0.02
4	0.17	0.0	16.0
5	0.14	0.0	1.0
6	0.10	19.7	0.0
7	0.08	0.0	5.6
8	0.06	0.0	0.4
9	0.05	0.0	2.7

Tabla 5.4.1 Periodos de Vibración de la estructura

5.5 Análisis Estático

Del cuadro anterior se obtiene que:

$$T_x = 0.48 \text{ seg}$$

$$T_y = 0.71 \text{ seg}$$

Con estos valores y sabiendo que $T_p = 0.4 \text{ seg}$ se pueden encontrar los valores de C.

$$C_x = 2.5 \cdot 0.4 / 0.48 = 2.08$$

$$C_y = 2.5 \cdot 0.4 / 0.71 = 1.41$$

El Peso Total de la Edificación: $P_{tot} = 4159.6 \text{ Ton}$

Se ha demostrado que la edificación se clasifica como estructuralmente irregular bajo el concepto de la Norma, por lo que para el análisis estático es necesario considerar que la Fuerza Cortante Basal del Análisis Dinámico debe ser por lo menor igual al 90% de la Fuerza Cortante Basal obtenida del Análisis Estático.

$$V_{xEST} = [0.4 \cdot 1 \cdot 2.08 \cdot 1] \cdot 4159.6 \cdot 0.9 / 4.5 = 693.2 \text{ Ton}$$

$$V_{yEST} = [0.4 \cdot 1 \cdot 1.41 \cdot 1] \cdot 4159.6 \cdot 0.9 / 4.5 = 468.5 \text{ Ton}$$

5.6 Análisis Dinámico

Los resultados del Software de Análisis ETABS mostraron los siguientes valores para las cortantes en la base de la edificación:

$$V_{xDIN} = 591 \text{ Ton}$$

$$V_{yDIN} = 424 \text{ Ton}$$

por lo que los factores de amplificación exigidos por la Norma resultan:

$$f(x) = 693.2/591 = 1.17$$

$$f(y) = 468.5/424 = 1.11$$

5.7 Derivas de Entrepiso

Del análisis realizado, las derivas de entrepiso máximas son las que se presentan en las siguientes tablas para los casos de sismo en X y sismo en Y:

Nivel	Punto	Caso	Deriva Máx XX	Deriva Máx YY
PISO7	11	SISMOXX	0.0042885	-
PISO6	11	SISMOXX	0.00432	-
PISO7	16	SISMOXX	0.004248	-
PISO6	16	SISMOXX	0.0042795	-
PISO7	37	SISMOXX	0.0042885	-
PISO6	37	SISMOXX	0.00432	-
PISO7	38	SISMOXX	0.0042885	-
PISO6	38	SISMOXX	0.00432	-
PISO7	54	SISMOXX	0.004248	-
PISO6	54	SISMOXX	0.0042795	-
PISO7	55	SISMOXX	0.004248	-
PISO6	55	SISMOXX	0.0042795	-
PISO6	39	SISMOYY	-	0.0058275
PISO5	39	SISMOYY	-	0.005922
PISO6	41	SISMOYY	-	0.0058275
PISO5	41	SISMOYY	-	0.005922
PISO5	47	SISMOYY	-	0.005859
PISO6	52	SISMOYY	-	0.0058275
PISO5	52	SISMOYY	-	0.005922
PISO6	53	SISMOYY	-	0.0058275
PISO5	53	SISMOYY	-	0.005922
PISO5	71	SISMOYY	-	0.0059085
PISO5	72	SISMOYY	-	0.0059085
PISO5	73	SISMOYY	-	0.0059085
PISO5	74	SISMOYY	-	0.0059085

Tabla 5.7.1 - Derivas Máximas de Entrepiso

Los valores de la tabla anterior han sido tomados de programa de análisis estructural, y han sido también multiplicados por $3/4$ del valor de R de manera que estas deformaciones elásticas se transformen en las deformaciones inelásticas esperadas del sistema estructural de acuerdo a su capacidad dúctil.

Bajo ninguna sollicitación sísmica, en X o Y, la deriva sobrepasa el valor de 0.7% (0.007) que sostiene la Norma como valor máximo de desplazamiento lateral de entrepiso en edificaciones de concreto armado.

Capítulo VI

Fundamentos del Diseño en Concreto Armado

El diseño en concreto armado debe establecerse en base a los máximos esfuerzos de las cargas actuantes amplificadas (Resistencia Requerida), es decir, todos los elementos deben tener una resistencia de diseño (ϕR_n) por lo menos igual a la resistencia requerida (R_u) - Filosofía del Diseño por Resistencia [USD], y finalmente comprobar que en condiciones de servicio la respuesta de estos elementos (deflexiones, agrietamiento, vibraciones, fatiga, etc.) se encuentra dentro de rangos de valores que demuestren el buen funcionamiento de los mismos y la comodidad de los usuarios.

$$\phi R_n \geq R_u$$

Como lo estipula la Norma Técnica de Edificación E.060 Concreto Armado en su artículo 8.2.2: "Las cargas serán las estipuladas en la Norma Técnica de Edificación E.020 Cargas, con las reducciones de sobrecarga que en ella se permiten, y las acciones sísmicas serán las prescritas en la Norma Técnica de Edificación E.030 Diseño Sismorresistente."

Factores de Reducción de Resistencia - Norma E.060 Concreto Armado:

<u>Solicitud</u>	<u>Factor de Reducción (ϕ)</u>
•Flexión	0.90
•Tracción / Tracción + Flexión	0.90
•Cortante	0.85
•Torsión	0.85
•Cortante y Torsión	0.85
•Compresión y Flexocompresión:	

•Elementos con Espirales	0.75
•Elementos con Estribos	0.70
•Aplastamiento en el concreto	0.70
•Zonas de anclaje del Postensado	0.85
•Concreto Simple	0.65

Factores de Amplificación de Carga y Combinaciones

Carga Muerta y Viva: $U = 1.4CM + 1.7CV$

Cargas de Sismo: $U = 1.25(CM + CV) \pm CS$

$U = 0.9CM \pm CS$

6.1 Diseño por Flexión y Carga Axial

Del Capítulo 10 de la NTE E.060 Concreto Armado se pueden resumir las siguientes hipótesis de diseño para los elementos sometidos a flexión y/o carga axial, buscando satisfacer siempre las condiciones de equilibrio y de compatibilidad de deformaciones.

- I. Las secciones planas permanecen planas (Hipótesis de Navier).
- II. No existe deslizamiento entre el acero y el concreto que lo rodea.
- III. Se puede despreciar la resistencia en tracción del concreto para el cálculo de la resistencia de una sección.
- IV. Los esfuerzos en el concreto y el acero se pueden calcular a partir de las deformaciones utilizando las relaciones constitutivas (σ - ϵ) del acero y el concreto.
- V. El diagrama constitutivo del acero de refuerzo se puede asumir elastoplástico.
- VI. El concreto falla cuando la fibra extrema sometida a compresión alcanza el valor de $\epsilon_{cu} = 0.003$

VII. La relación entre la distribución de los esfuerzos de compresión en el concreto y la deformación unitaria correspondiente (σ - ϵ) puede asumirse como: Rectangular, trapezoidal, parabólica o cualquier otra forma que permita una predicción de la resistencia que coincida con los resultados de ensayos de laboratorio representativos.

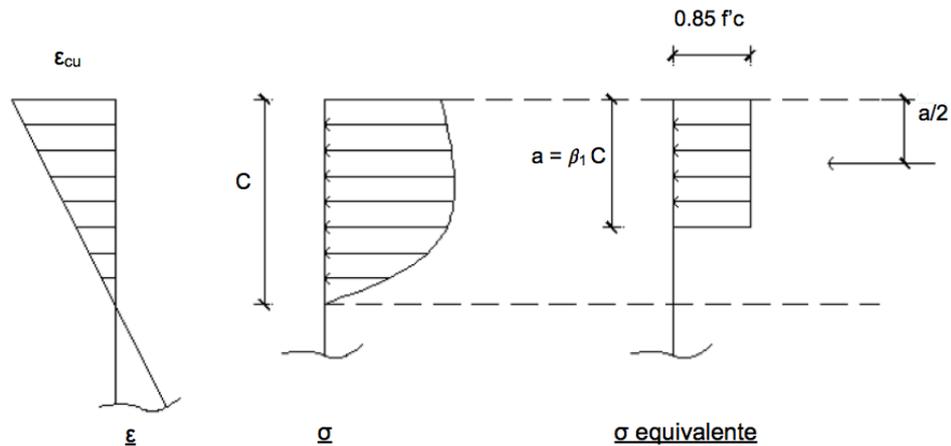


FIGURA 6.1.1 Bloque equivalente de compresiones

La Norma Peruana permite reemplazar el diagrama de esfuerzos en el concreto por uno equivalente y simplificado, mostrado en la figura anterior, donde existe un esfuerzo de $0.85 f'c$ uniformemente distribuido en una zona de compresión equivalente, limitada por los bordes de la sección transversal del elemento y por una línea paralela al eje neutro ubicada a una distancia $a = \beta_1 C$ desde la fibra extrema en compresión unitaria máxima.

El valor del factor β_1 se encuentra en relación directa con la resistencia del concreto $f'c$. Este tendrá un valor de 0.85 para $f'c$ entre 170 y 280 Kg/cm², 0.65 para $f'c$ mayor o igual a 560 Kg/cm² y se interpolará linealmente entre 0.85 y 0.65 para valores intermedios de $f'c$.

6.1.1 Cuantía Balanceada, Acero Máximo y Acero Mínimo

Una sección puede experimentar una de tres tipos de fallas (Falla de Tracción, Falla Balanceada o Falla de Compresión) de acuerdo a la cantidad de refuerzo en tracción que se coloque.

La norma establece un **valor máximo** de acero en tracción en las secciones de concreto armado, buscando que la falla sea por tracción (comportamiento dúctil).

El caso de falla balanceada se presenta cuando el concreto alcanza la deformación unitaria última en compresión (ϵ_{cu}) al mismo tiempo en que el acero alcanza la deformación de fluencia (ϵ_y). La norma fija una porción del acero que produce la falla balanceada como la cantidad de máxima de refuerzo de la sección con la finalidad de lograr siempre la falla por tracción. La cantidad de acero no debe exceder de:

$$\rho_{max} = 0.75 \rho_b \quad \text{donde } \rho_b = \frac{0.85 \cdot \beta_1 \cdot f_c}{f_y} \cdot \frac{\epsilon_{cu}}{\epsilon_{cu} + \epsilon_y}$$

$$A_{smax} = 0.75 \rho_b \cdot b \cdot d \quad \text{ó}$$

$$A_{smax} = 0.75 \rho_b \cdot b \cdot d + A'_s \cdot f'_{sb} \quad (\text{cuando hay acero en compresión}),$$

donde f'_{sb} (esfuerzo en el acero en compresión):

$$f'_{sb} = E_s \cdot \left(\frac{cb-d}{cb} \right) \cdot \epsilon_{cu} = E_s \cdot \left(1 - \frac{d}{cb} \right) \cdot \epsilon_{cu} = E_s \cdot \left(1 - \frac{d}{\frac{\epsilon_{cu}}{\epsilon_{cu} + \epsilon_y} \cdot d} \right) \cdot \epsilon_{cu} = E_s \cdot d \cdot \frac{(\epsilon_{cu} + \epsilon_y)}{d} \leq f_y$$

La norma también establece un **límite mínimo** para la cantidad de acero que se debe colocar en una sección, con la finalidad de asegurar que la resistencia de la sección agrietada sea un tanto mayor que la resistencia de la sección no agrietada:

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

donde:
$$M_{cr} = \frac{f_r \cdot I_g}{y_t} \quad \text{y} \quad f_r = 2 \cdot \sqrt{f'c}$$

Para secciones rectangulares y para secciones T con el ala en compresión, el acero mínimo que exige la Norma Peruana es:

$$A_s \min = \frac{0.7 \cdot \sqrt{f'c}}{f_y} b_w \cdot d$$

6.1.2 Deflexiones

Las estructuras se deben diseñar bajo solicitaciones límites de cargas amplificadas o últimas (Diseño por Resistencia), pero la mayor parte del tiempo estas estructuras estarán solicitadas por cargas en servicio, por lo que resulta importante verificar que los elementos no excedan los Estados Límites en Servicio.

Las principales variables que influyen en las Deflexiones pueden resumirse de la siguiente manera:

- a. Resistencia a tracción del concreto
- b. Módulo de elasticidad del concreto
- c. Cuantía de acero en tracción colocado
- d. Disposición y arreglo del refuerzo a lo largo del elemento
- e. Patrón de agrietamiento del elemento
- f. Deformaciones por Creep o Flujo Plástico
- g. Retracción del Concreto
- h. Cambios de temperatura

Deflexiones Inmediatas:

Son aquellas que se presentan instantáneamente con la aplicación de la carga. El valor del módulo de elasticidad para concretos de peso normal es $E = 15'000 \sqrt{f'c}$ [Kg/cm²]. La norma establece que cuando

a lo largo de todo el elemento el momento actuante en servicio no excede el momento que genera la fisuración (M_{cr}) la Inercia Efectiva (I_{ef}) es equivalente a la Inercia Bruta de la sección, caso contrario debe considerarse equivalente a la Inercia de la Sección Fisurada (I_{cr}).

Cuando exista acero en compresión y se requiera hacer el cálculo de la inercia de la sección transformada agrietada (I_{cr}), se podrá utilizar la relación modular $2n$ ($n=E_s / E_c$) para transformar el acero en compresión a concreto.

En elementos continuos en ambos extremos:

$$I_{cr} \text{ promedio} = (I_{cr1} + I_{cr2} + 2 \cdot I_{cr3}) / 4$$

donde I_{cr1} e I_{cr2} representan las inercias de sección fisuradas en los extremos del tramo mientras que I_{cr3} representa la inercia de sección fisurada correspondiente al centro del mismo.

En elementos continuos en un extremo:

$$I_{cr} \text{ promedio} = (I_{cr1} + 2 \cdot I_{cr3}) / 3$$

donde I_{cr1} e I_{cr3} representan las inercias de sección fisuradas en el extremo continuo y en el centro del tramo respectivamente.

En elementos simplemente apoyados en ambos extremos la inercia representativa será aquella correspondiente al tramo central.

En elementos en voladizo se considerará la inercia calculada para la sección en el apoyo.

Deflexiones Diferidas:

Son aquellas que se presentan como resultado del flujo plástico y de la retracción de los elementos en flexión. Ésta puede calcularse multiplicando la deflexión inmediata por el factor $\lambda\Delta$.

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

donde ρ' es la cuantía del acero en compresión a la mitad de la luz para tramos simples y continuos, y en el punto de apoyo para voladizos.

ξ representa el factor que depende del tiempo para cargas sostenidas, y puede estimarse de acuerdo a la siguiente tabla:

TABLA 6.1.2.1

Duración de la carga	Valor de ξ
1 mes	0.7
3 meses	1.0
6 meses	1.2
12 meses	1.4
5 años o más	2.0

TABLA 6.1.2.2

Deflexiones Máximas Admisibles^x

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

* Este límite no tiene por objeto constituirse en un resguardo contra el estancamiento de aguas. Este último se debe verificar mediante cálculos de deflexiones adecuados, incluyendo las deflexiones debidas al agua estancada, y considerando los efectos a largo plazo de todas las cargas permanentes, la contraflecha, las tolerancias de construcción y la confiabilidad en las medidas tomadas para el drenaje de aguas.

† Las deflexiones a largo plazo se pueden reducir en la cantidad de deflexión calculada que ocurra antes de unir los elementos

no estructurales. Esta cantidad se determina basándose en datos de ingeniería aceptables correspondiente a las características tiempo-deflexión de elementos similares a los que se están considerando.

‡ Este límite se puede exceder si se toman medidas adecuadas para prevenir daños en elementos apoyados o unidos.

§ Pero no mayor que la tolerancia establecida para los elementos no estructurales. Este límite se puede exceder si se proporciona una contraflecha de modo que la deflexión total menos la contraflecha no exceda dicho límite.

*Fuente: Norma Técnica de Edificación E.060 Concreto Armado

6.2 Diseño por Cortante

La resistencia al cortante de una sección resulta menos predecible que su resistencia a flexión. La norma establece pautas semi-empíricas que ayudan a cuantificar un valor de resistencia al cortante, y se debe tener en consideración que el concreto no falla por corte, sino por esfuerzos de tracción diagonal originados por las cargas externas, concluyendo que la resistencia al cortante (tracción diagonal) dependerá de la resistencia en tracción del concreto.

Resulta de mucha importancia hacer un diseño por cortante correcto, detallado y racional, de manera que se logre que la sección falle primero por flexión permitiendo así que se desarrolle una falla dúctil.

Al igual que en el caso anterior, el diseño por fuerza cortante debe basarse en el Diseño por Resistencia:

$$\phi V_n \geq V_u$$

donde V_u es la fuerza cortante última amplificada y V_n es la resistencia cortante nominal de la sección.

$$V_n = V_c + V_s$$

donde V_c es la resistencia nominal a la cortante proporcionado por el concreto únicamente, mientras que V_s es la resistencia nominal al cortante proporcionada por el refuerzo de cortante.

La Norma permite estimar la resistencia del concreto de acuerdo a la siguiente expresión:

-Elementos en Flexión (Vigas):

$$V_c = 0.53 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b_w \cdot d$$

-Elementos en Compresión (Columnas):

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

-Elementos en Tracción Axial:

$$V_c = 0.53 \cdot \sqrt{f'c} \cdot \left(1 - \frac{Nu}{35 \cdot Ag}\right) b_w \cdot d$$

-Secciones Circulares:

$$V_c = 0.53 \cdot \sqrt{f'c} \cdot (0.8 \cdot \text{Diámetro}^2)$$

Para el caso de estribos perpendiculares al eje del elemento (caso más común), la fuerza total en dichos estribos se supone:

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

donde s es el espaciamiento entre los estribos, A_v es el área total de la sección transversal de un juego de estribos (dirección perpendicular a la fuerza cortante principal) y d es el peralte efectivo del elemento.

La norma limita este último valor para evitar la falla del concreto comprimido antes que los estribos fluyan, a:

$$V_s \text{ max} = 2.1 \cdot \sqrt{f'c} \cdot b_w \cdot d$$

Si la fuerza cortante última se encuentra en el rango $0.5\phi V_c \leq V_u \leq \phi V_c$ entonces se requerirán estribos mínimos, en función al mayor de los siguientes valores:

$$A_v \text{ min} = \frac{0.2 \cdot \sqrt{f'c} \cdot b_w \cdot s}{f_y}$$

$$A_v \text{ min} = \frac{3.5 \cdot b_w \cdot s}{f_y}$$

Si $V_s \geq 1.1 \cdot \sqrt{f'c} \cdot b_w \cdot d$, entonces s (separación de estribos) es el menor de:
 $d/2$ ó 60cm

Disposiciones Especiales para Muros

La Norma establece pautas para el diseño por fuerzas cortantes en muros de concreto armado (Norma E.060, acápite 11.10):

$$V_n \leq 2.6 \cdot \sqrt{f'c} \cdot A_{cw}$$

Donde V_n es la resistencia en cualquier sección horizontal para cortante en el plano del muro y A_{cw} es la sección efectiva horizontal que resiste cortante.

V_n establece el límite para que el concreto de la placa no falle por compresión antes de la fluencia de los estribos.

La contribución del concreto se puede cuantificar como:

$$V_c = A_{cw} \cdot (\alpha_c \cdot \sqrt{f'c})$$

donde el coeficiente α_c es 0.80 para $[h_m/l_m] \leq 1.5$; 0.53 para $[h_m/l_m] \geq 2.0$ y varía linealmente entre 0.80 y 0.53 para $[h_m/l_m]$ entre 1.5 y 2.0
“ h_m ” es la altura total del muro medida desde la base, y “ l_m ” es la longitud total del muro o la longitud considerada en dirección de la fuerza de corte.

- Cuando $V_u \leq 0.27 \cdot \sqrt{f'c} \cdot A_{cw}$:

$$\rho_h \geq 0.002$$

$$\rho_v \geq 0.0015$$

El espaciamiento del refuerzo en cada dirección no debe exceder 3 veces el espesor del muro ni de 40cm.

- Cuando $V_u > 0.27 \cdot \sqrt{f'c} \cdot Acw$:

$$\rho_h \geq 0.0025$$

$$\rho_v \geq 0.0025$$

El espaciamiento del refuerzo en cada dirección no debe exceder 3 veces el espesor del muro ni de 40cm.

Cuando el espesor del muro sea mayor que 20cm deberá distribuirse el refuerzo por cortante horizontal y vertical en las dos caras del muro.

Cuando V_u exceda la resistencia al corte ϕV_c , deberá incluirse refuerzo por cortante. La resistencia V_s se calculará como:

$$V_s = Acw \cdot \rho_h \cdot f_y$$

6.3 Diseño por Flexocompresión

Los elementos sometidos a carga axial y flexión (flexocompresión) son generalmente columnas, placas o muros de corte, muros de sótano, etc. Cuando existan vigas y/o columnas inclinadas resulta complicado diferenciar estos elementos estructuralmente, por lo que es aceptado (ACI) que el elemento puede diseñarse como si estuviese sometido a flexión simple siempre y cuando la carga P_u sea:

$$P_u \leq 0.1 \cdot f'c \cdot A_g$$

Dado que las resistencias nominales de una sección en flexocompresión (P_n y M_n) se encuentran directamente relacionadas y dependen una de la otra, y el análisis de las ecuaciones que permiten encontrar estos valores suele ser complejo, es de buena práctica el uso de Diagramas de Interacción. Estos consisten en gráficas que describen los pares de puntos P y M que producen la falla de la sección en análisis, y se elaboran siguiendo las mismas hipótesis que se consideraron para el caso de flexión simple:

- Las secciones planas permaneces planas (Hipótesis de Navier).
- Se considera que el concreto falla cuando la fibra extrema sometida a compresión alcanza el valor de $\epsilon_{cu} = 0.003$.
- Los esfuerzos en la zona de compresión se pueden reemplazar por el bloque rectangular equivalente de compresiones.
- Existe completa adherencia entre el acero y el concreto.
- El comportamiento mecánico del acero es completamente elastoplástico.
- Se desprecia el aporte/resistencia del concreto en tracción.

Estos se construyen variando la posición del eje neutro (C_i) de tal forma que se obtiene la resistencia nominal de la sección ($P_{ni} - M_{ni}$) correspondiente a cada iteración.

Por otro lado, para elementos en Flexocompresión la Norma especifica que se debe aplicar un factor de reducción de resistencia, por lo que un diagrama de interacción general (para el caso de columnas con estribos) se puede resumir de la siguiente manera:

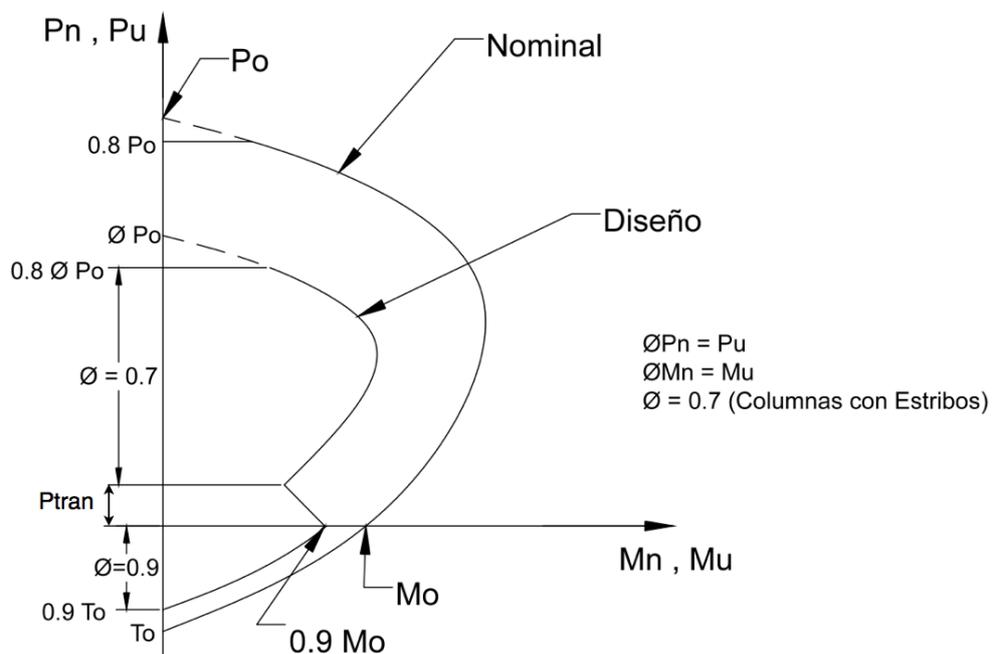


FIGURA 6.3.1 Diagrama de Interacción

El valor de la carga axial donde se puede iniciar la interpolación en el valor de ϕ es el menor de los siguientes valores:

$$\phi P_n = 0.1 \cdot f'_c \cdot A_g \quad \text{y} \quad \phi P_b$$

Para el presente caso en estudio, la expresión que controla el inicio de la interpolación es la primera ($\phi P_n = 0.1 \cdot f'_c \cdot A_g$), dado que el segundo valor suele controlar únicamente en columnas pequeñas y con bastante acero de refuerzo, así como en secciones asimétricas.

Finalmente, para columnas con estribos ($\phi = 0.7$) la interpolación es:

$$\phi = 0.9 - (0.2 \cdot P_n / P_{tran}) \quad \text{y,}$$

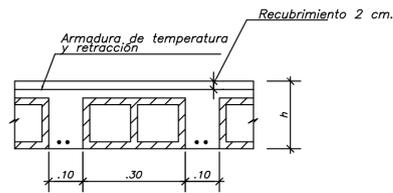
$$P_{tran} = (0.1 / 0.7) \cdot f'_c \cdot A_g$$

DISEÑO POR CAPACIDAD

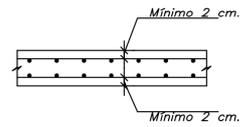
Este método se utiliza para evitar que en un elemento estructural se produzca un modo de falla no deseable. Por ejemplo; para evitar que una viga falle por cortante antes que por flexión, siendo el primero un modo de falla súbito totalmente indeseable; o para evitar que en un nudo viga-columna la columna falle primero por flexión antes que la viga. La secuencia del Diseño por Capacidad puede resumirse de la siguiente manera:

- I) Seleccionar el modo de falla que se desea (asociado a un modo de falla dúctil).
- II) Diseñar el acero por flexión acorde al Diseño por Resistencia (M_u).
- III) Detallar el arreglo del refuerzo.
- IV) Hallar la Resistencia Probable (M_{pr}) a partir del refuerzo colocado.
- V) Determinar la carga externa que produzca la Resistencia Probable (ver inciso **6.5**: "Requisitos para Vigas y Columnas").

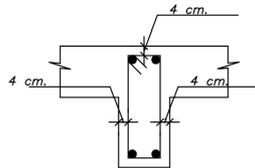
6.4 Detalles de Refuerzo



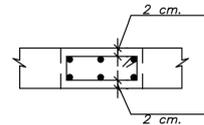
Recubrimientos en aligerados



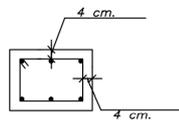
Recubrimientos en losas macizas



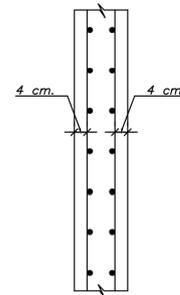
Recubrimientos en vigas peraltadas



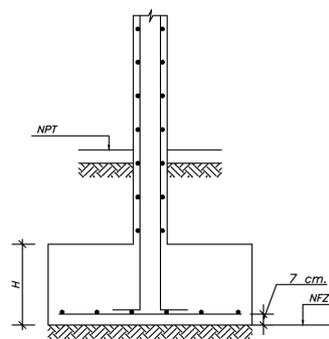
Recubrimientos en vigas chatas



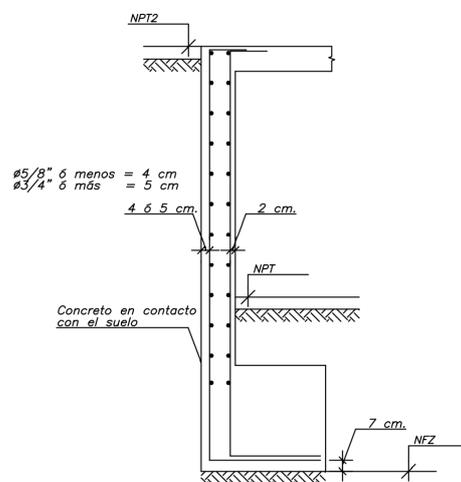
Recubrimientos en columnas



Recubrimientos en placas



Recubrimientos en Zapatas



Recubrimientos mínimos para muros

FIGURA 6.4.1 Recubrimientos (Norma Técnica E.060 Concreto Armado)

6.4.1 Longitudes rectas de anclaje (Norma Técnica E.060 Concreto Armado)

TABLA 6.4.1.1
Longitud de Anclaje en Tracción - Barras Inferiores (Ld)

fy = 4200			f'c (kg/cm²)				
Ld min = 0.30 m			210	280	350	420	550
Barra	db(cm)	Ab (cm ²)	Ld (cm)	Ld (cm)	Ld (cm)	Ld (cm)	Ld (cm)
8 mm	0.80	0.50	28	24	22	20	17
3/8"	0.95	0.71	34	29	26	24	21
1/2"	1.27	1.29	45	39	35	32	28
5/8"	1.59	2.00	56	49	43	40	35
3/4"	1.91	2.84	67	58	52	48	42
7/8"	2.22	3.87	98	85	76	69	60
1"	2.54	5.10	112	97	86	79	69
1 3/8"	3.58	10.06	157	136	122	111	97

TABLA 6.4.1.2
Longitud de Anclaje en Tracción - Barras Superiores (L'd)

fy = 4200			f'c (kg/cm²)				
Ld min = 0.30 m			210	280	350	420	550
Barra	db(cm)	Ab (cm ²)	L'd (cm)	L'd (cm)	L'd (cm)	L'd (cm)	L'd (cm)
8 mm	0.80	0.50	37	32	28	26	23
3/8"	0.95	0.71	44	38	34	31	27
1/2"	1.27	1.29	58	51	45	41	36
5/8"	1.59	2.00	73	63	57	52	45
3/4"	1.91	2.84	88	76	68	62	54
7/8"	2.22	3.87	127	110	98	90	78
1"	2.54	5.10	145	126	112	103	90
1 3/8"	3.58	10.06	204	177	158	145	126

TABLA 6.4.1.3
Longitud de Anclaje en Compresión - Ldc

fy = 4200			f'c (kg/cm²)				
			210	280	350	420	550
Ld min = 0.20 m			210	280	350	420	550
Barra	db(cm)	Ab (cm ²)	Ldc (cm)	Ldc (cm)	Ldc (cm)	Ldc (cm)	Ldc (cm)
8 mm	0.80	0.50	19	16	14	13	13
3/8"	0.95	0.71	22	19	17	16	16
1/2"	1.27	1.29	29	26	23	21	21
5/8"	1.59	2.00	37	32	29	27	27
3/4"	1.91	2.84	44	38	34	32	32
7/8"	2.22	3.87	52	45	40	37	37
1"	2.54	5.10	59	51	46	43	43
1 3/8"	3.58	10.06	83	72	64	60	60

TABLA 6.4.1.4
Anclaje con Gancho Estándar - Ldg

fy = 4200			f'c (kg/cm²)			
			210	280	350	420
Ldg min = 0.15 m			210	280	350	420
Barra	db(cm)	Ab (cm ²)	Ldg (cm)	Ldg (cm)	Ldg (cm)	Ldg (cm)
8 mm	0.80	0.50	18	15	14	12
3/8"	0.95	0.71	21	18	16	15
1/2"	1.27	1.29	28	24	22	20
5/8"	1.59	2.00	35	30	27	25
3/4"	1.91	2.84	42	36	32	30
7/8"	2.22	3.87	49	42	38	34
1"	2.54	5.10	56	48	43	39
1 3/8"	3.58	10.06	79	68	61	56

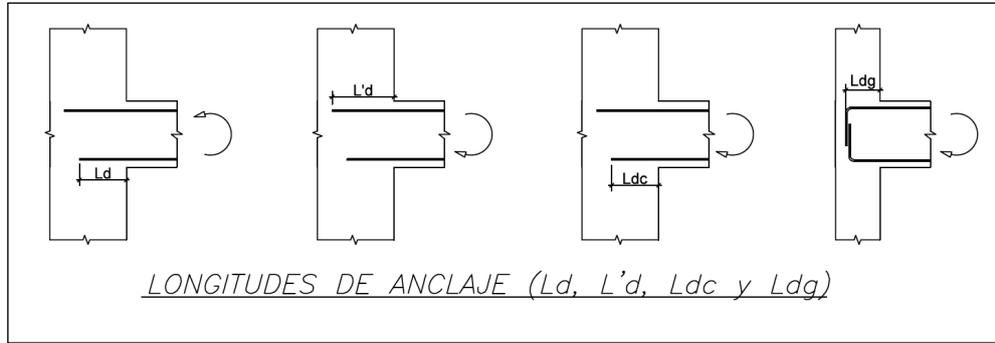


FIGURA 6.4.1.1 Longitudes rectas de anclaje

6.4.2 Detalles de empalmes y de doblado de estribos (Norma Técnica E.060 Concreto Armado)

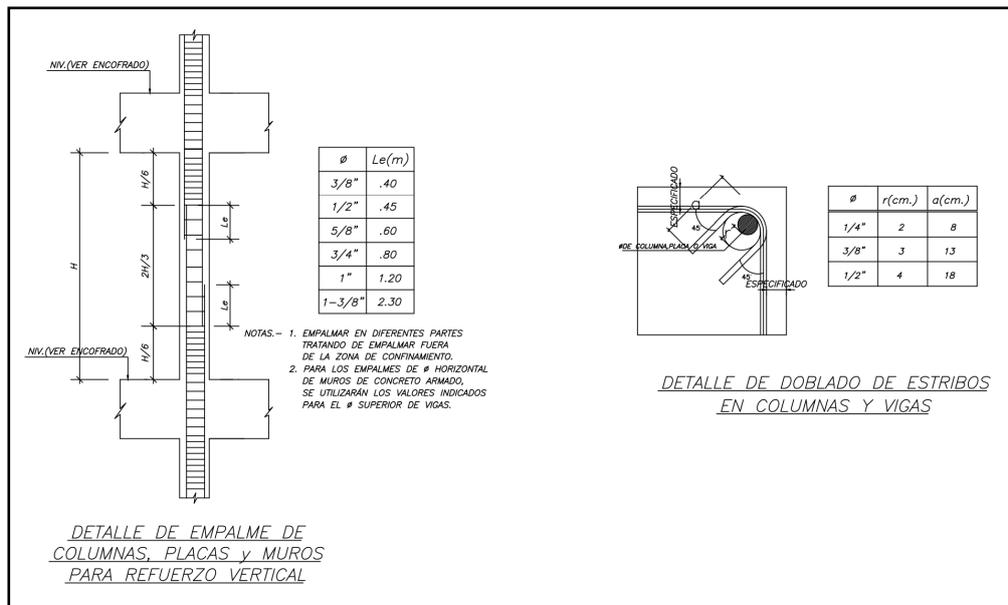


FIGURA 6.4.2.1 Detalles de empalmes y doblado de estribos (Norma Técnica E.060 Concreto Armado)

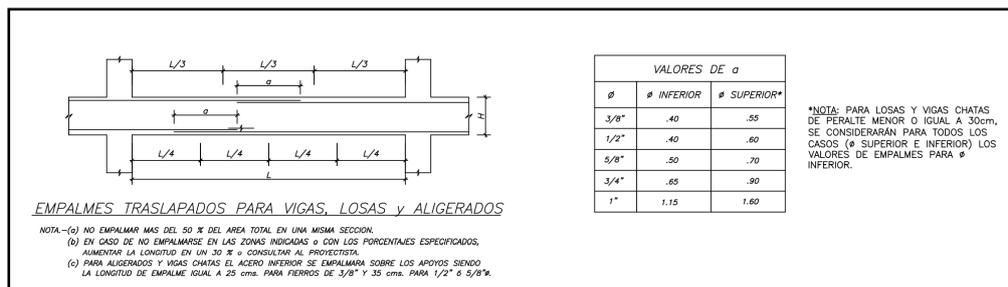


FIGURA 6.4.2.2 Detalles de empalmes y doblado de estribos (Norma Técnica E.060 Concreto Armado)

6.4.3 Corte de Fierro

Para el corte de fierro se consideró uniformizar las longitudes de bastones de acuerdo a las luces de los elementos teniendo en cuenta las siguientes recomendaciones prácticas:

- a. Para el fierro inferior se cortará el bastón a $L/6$ en tramos interiores, y a $L/7$ en tramos exteriores.
- b. El fierro negativo superior se cortará a $L/4$ cuando exista predominio de cargas verticales, y a $L/3$ cuando haya predominio de carga sísmica.

L representa la luz libre del elemento en el tramo analizado. Para cada caso se verificó que estas longitudes vayan acordes y satisfagan con cierto margen (d ó $12db$) la sollicitación final de la envolvente de los diagramas de momentos amplificados.

6.4.4 Espaciamientos mínimos y máximos de barras (Norma Técnica E.060 Concreto Armado)

De acuerdo a lo establecido por la Norma, se debe distribuir el refuerzo de acuerdo a ciertos límites.

La distancia libre mínima entre barras paralelas en una misma capa debe ser db , pero no menor a 2.5 cm ni de 1.33 veces el tamaño máximo del agregado grueso.

Cuando el refuerzo paralelo se coloque en dos o más capas, estas deben colocarse exactamente una sobre otra, con una distancia libre

entre capas no menor a 2.5 cm ni a 1.33 veces el tamaño máximo del agregado grueso.

En elementos a compresión reforzados con espirales o estribos, la distancia mínima libre entre barras longitudinales es de $1.5 d_b$, pero no menor a 4 cm ni a 1.33 veces el tamaño máximo del agregado grueso.

En losas macizas el refuerzo por contracción y temperatura debe colocarse en un espaciamiento máximo de 3 veces el espesor de la losa ó 40 cm, el que sea menor.

Tanto el refuerzo vertical como el refuerzo horizontal en muros, como el refuerzo principal por flexión en losas no debe espaciarse a más de tres veces el espesor del elemento ni de 40cm.

6.5 Consideraciones Especiales para Elementos con Responsabilidad Sísmica

De acuerdo al Capítulo 21 - Disposiciones Especiales para el Diseño Sísmico, de la Norma Técnica de Edificación E.060 Concreto Armado, se deben tener en consideración ciertos criterios para el diseño de vigas y demás elementos con responsabilidad sísmica:

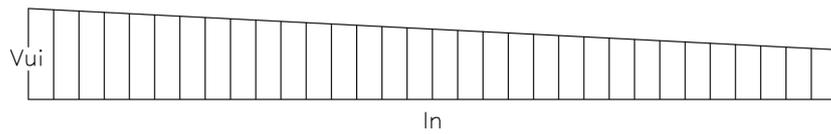
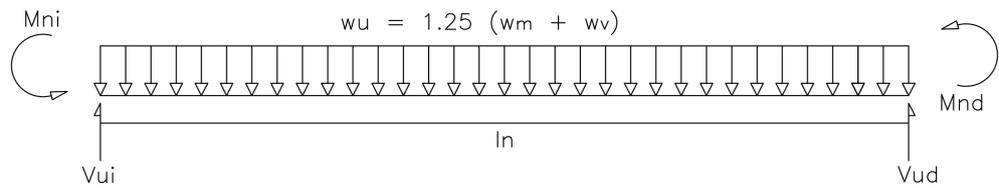
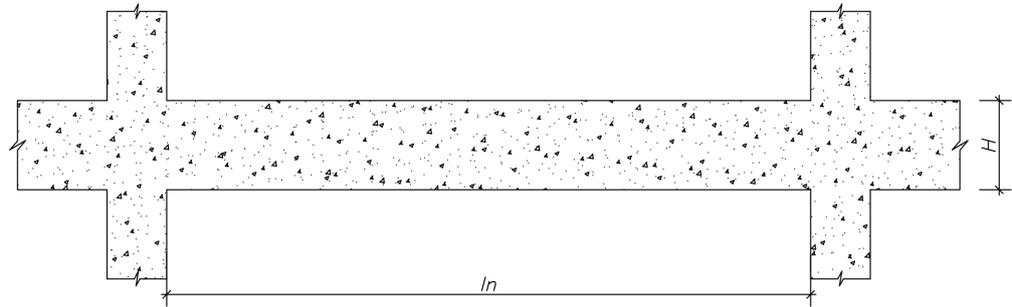
- I. La resistencia especificada del concreto, f'_c , no podrá ser menor a 210 kg/cm^2 .
- II. La resistencia especificada del concreto, f'_c , no podrá ser mayor a 550 kg/cm^2 .
- III. Todo refuerzo de acero será corrugado y deberá cumplir con las disposiciones ASTM A 706M. Se puede emplear acero de refuerzo ASTM A 615M, grados 280 y 420, siempre y cuando la resistencia real a la fluencia no sea mayor que el esfuerzo de fluencia especificado, f_y , en más de 1250 kg/cm^2 , y que la relación entre la resistencia de tracción (f_u) y el esfuerzo de fluencia (f_y) no sea menor a 1.25.

Requisitos para Vigas y Columnas:

La fuerza cortante de diseño (V_u) no debe ser menor que obtenido de (a) y (b):

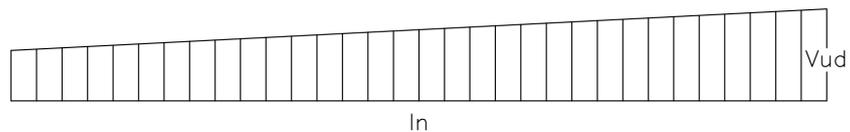
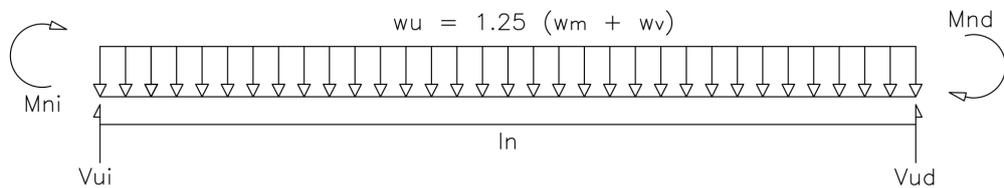
- (a) La suma del cortante asociado con el desarrollo de los momentos nominales (M_n) del elemento en cada extremo restringido de la luz libre y el cortante isostático calculado para las cargas de gravedad tributarias amplificadas. En los elementos en

flexocompresión los momentos nominales en los extremos de la luz libre del elemento, estarán asociados a las fuerza axial P_u que dé como resultado el mayor momento nominal posible.



$$V_{ui} = (M_{ni} + M_{nd}) / l_n + w_u l_n / 2$$

Caso 1



$$V_{ud} = (M_{ni} + M_{nd}) / l_n + w_u l_n / 2$$

Caso 2

Figura 6.5.1.1 Fuerza cortante de diseño en vigas

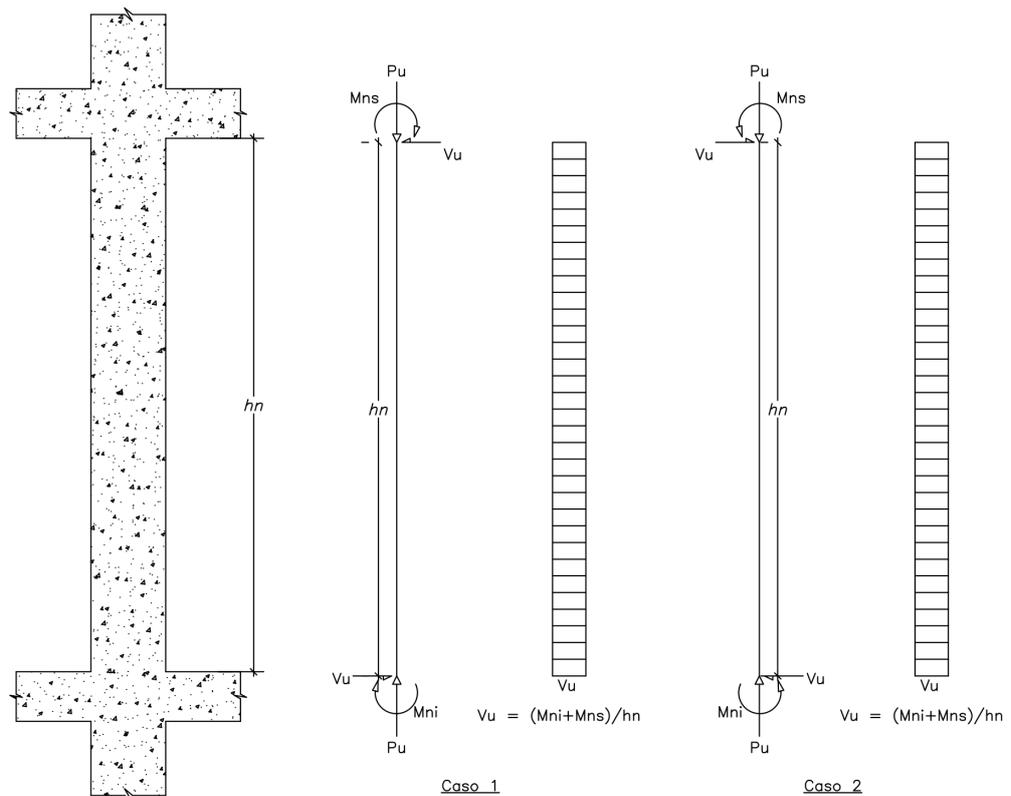


Figura 6.5.1.2 Fuerza cortante de diseño en columnas

- (b) El cortante máximo obtenido de las combinaciones de carga de diseño de 9.2.3 con un factor de amplificación para los valores del sismo igual a 2.5.

Vigas:

1. Debe existir refuerzo corrido, como mínimo 2 barras, en las caras superior e inferior.
2. No deben hacerse empalmes traslapados en la zona ubicada a dos veces el peralte del elemento, medida desde la cara del nudo.
3. La resistencia a momento positivo en la cara del nudo no podrá ser menor al 1/3 de la resistencia a momento negativo en la misma cara. La resistencia a momento negativo y positivo en cualquier sección a lo largo del elemento debe ser mayores a 1/4 de la resistencia provista en la cara de cualquier nudo.

4. En ambos extremos del elemento deben existir estribos de confinamiento, ubicados a 2 veces el peralte total del elemento, desde la cara de los nudos hacia el centro del elemento. El espaciamiento de los estribos cerrados de confinamiento no debe exceder del menor valor de:
 - (a) $d/4$, pero no menor de 15 cm
 - (b) 10 db de menor diámetro
 - (c) 24 veces el diámetro del estribo de confinamiento
 - (d) 30 cm

5. En la longitud restante, los estribos no deben estar espaciados a más de $0.5 \cdot d$. En ningún caso la separación de estribos podrá ser mayor a la requerida por fuerza cortante.

La bibliografía revisada, tanto como el código del ACI recomiendan usar como máximo el 50% del Acero Balanceado ($0.5\rho_b$) por resultar más económicas y pueda considerarse que están controladas por tracción.

Columnas:

1. La cuantía de refuerzo no podrá ser inferior a 1% ni superior a 6%. Cuando ésta exceda el valor de 4% deberá incluirse un detalle constructivo en los planos.
2. El espaciamiento de los estribos en la zona de confinamiento (S_o) no podrá ser mayor al menor de los siguientes valores:
 - (a) 8 db de menor diámetro
 - (b) 0.5 veces la menor dimensión de la sección transversal
 - (c) 10 cm

3. La Longitud de confinamiento (L_o) medida desde la cara del nudo hacia el centro del elemento, no podrá ser menor que el mayor de los siguientes valores:
 - (a) 1/6 de la Luz Libre del elemento
 - (b) La mayor dimensión de la sección transversal
 - (c) 50 cm

4. En la zona central de confinamiento, el espaciamiento del refuerzo por cortante no deberá ser mayor al menor de los siguientes valores. En las zonas donde fuerza cortante (V_s) sea mayor que $1.1 \cdot \sqrt{f'c} \cdot b_w \cdot d$, estos valores deberán multiplicarse por 0.5 :
 - (a) $d/2$
 - (b) 60 cm

Muros Estructurales de Concreto Reforzado (Placas):

1. Los muros de corte deberán ser diseñados para soportar el efecto de las cargas axiales, fuerzas cortantes y momentos flectores simultáneamente.
2. Cuando el muro se convierta en muro exterior de contención en los sótanos, el espesor mínimo será de 20cm, debiendo considerarse en el diseño la acción de las cargas perpendiculares al plano.
3. El refuerzo por cortante en el plano del muro debe ser continuo y debe estar distribuido a través del plano de cortante.
4. Deben emplearse por lo menos 2 capas de refuerzo cuando el espesor del muro sea mayor o igual a 20cm o cuando la cortante V_u exceda $0.53 \cdot A_{cv} \cdot \sqrt{f'c}$. (A_{cv} , área bruta de la sección de concreto limitada por el espesor del alma y la longitud de la sección en la dirección de la fuerza cortante, cm^2 .)

5. El refuerzo vertical distribuido no necesita estar confinado a menos que su cuantía exceda de 0.01 (1%).
6. En las zonas del muro donde se espere fluencia por flexión del refuerzo vertical como consecuencia de la respuesta sísmica inelástica de la estructura, la fuerza cortante última de diseño V_u deberá ajustarse a la capacidad por flexión instalada del muro mediante:

$$V_u \geq V_{ua} \left(\frac{M_n}{M_{ua}} \right)$$

Donde V_{ua} y M_{ua} son el cortante y el momento amplificados provenientes del análisis y M_n es el momento nominal resistente del muro, calculado a partir del acero realmente colocado y asociado a la carga P_u . El Cociente M_n/M_{ua} no debe ser mayor que R (factor de reducción por ductilidad).

6.6 Rótula MESNAGER

Para elementos y conexiones donde es necesaria la transmisión de esfuerzos normales y cortantes, sin resistencia a esfuerzos de flexión, se debe estudiar la aplicabilidad de articulaciones de acero o de concreto armado. Una de las principales articulaciones monolíticas empleadas en la práctica en estructuras de concreto armado es aquella propuesta por el Ingeniero francés Augustin Mesnager, en el año 1910.

Dimensionamiento

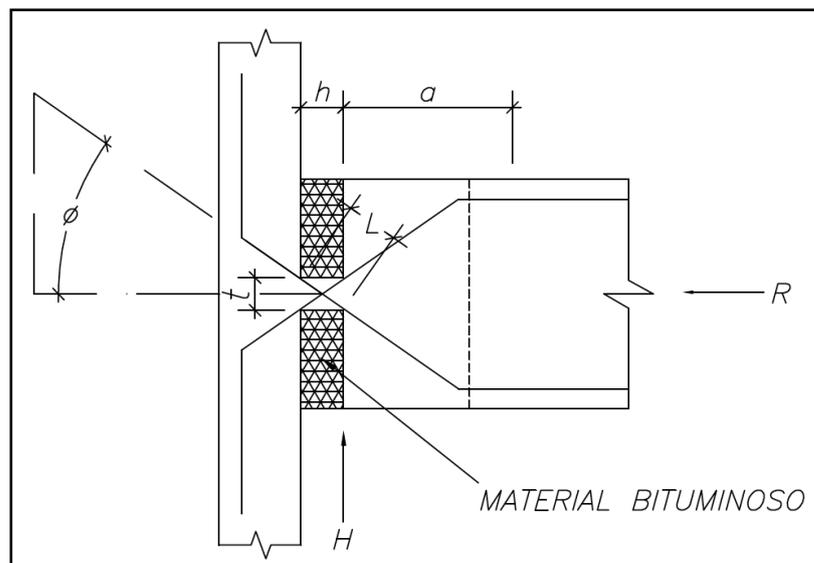


Figura 6.6.1 Esquema de Rótula Mesnager

Con la finalidad de conseguir la máxima flexibilidad en la rótula, la abertura h debe guardar una relación entre 1 y 1.3 veces el valor t (ancho de garganta).

En cuanto a las armaduras que cruzan la garganta, se debe tener cuidado en la relación entre el diámetro de la barra en comparación con su longitud para evitar que se produzca pandeo. La esbeltez L/r de estas armaduras se debe encontrar dentro del rango entre 20 y 40, donde;

$L = h / \cos(\phi)$ (Longitud de la barra comprendida entre las caras de la garganta)

$r = D / 4$ (Radio de giro de una barra de diámetro D)

El ángulo ϕ que forman las barras con el eje del elemento debe ser de 30° a 45° ; preferiblemente 35° .

Para el esfuerzo en las barras se recomienda $S(\text{máx}) \leq 0.30 f_y$; donde f_y es el esfuerzo de fluencia del acero de dichas barras.

$$S(\text{máx}) = \frac{R}{A_s \cdot \cos(\phi)} + \frac{H}{A_s \cdot \sin(\phi)}$$

La distancia $a = 8 \cdot D$, medida desde la cara externa de concreto, es considerada como el segmento resistente a los esfuerzos de expansión, por tanto debe reforzarse transversalmente cumpliendo con la siguiente fórmula:

$$\Sigma A_v = \frac{0.50 \cdot R \cdot \tan(\phi) + H \cdot \frac{a}{j \cdot d}}{0.9 \cdot f_y} - 0.005 \cdot a \cdot b$$

donde; $j = 0.9$

d = Peralte Efectivo de la Viga (cm)

b = Ancho Horizontal de Articulación/Viga (cm)

Capítulo VII

Diseño de Losas Aligeradas

El refuerzo por contracción y temperatura, para el caso de losas macizas y losas aligeradas, deberá estar acorde con la cuantía mínima estipulada por la Norma; $\rho = 0.0018$. Para el caso de losas aligeradas, el espaciamiento del refuerzo perpendicular a los nervios podrá limitarse a 5 veces el espesor de la losa (en losas macizas 3 veces el espesor de la misma) y no mayor a 40 cm.

7.1 Diseño por Flexión

Siguiendo con el ejemplo del aligerado del encofrado de semisótano (Figura 4.2.3), el diseño del aligerado sería el siguiente

Mu	b	d	Ku	ρ (%)	As (cm²)	As colocado
+1.0	40	22	4.24	0.14	1.22	1 ϕ 1/2" + 1 ϕ 3/8"
-1.5	10	22	31	0.92	2.02	1 ϕ 1/2" + 1 ϕ 1/2"
+1.2	40	22	5.32	0.17	1.47	1 ϕ 1/2" + 1 ϕ 3/8"

Tabla 7.1.1 - Momentos Amplificados y Diseño del Aligerado

De acuerdo a lo incluido con anterioridad tanto el Acero Mínimo como el Acero Máximo (para aligerados de 25 cm) vienen limitados por los siguientes valores:

$$A^+s \text{ min} = 0.53 \text{ cm}^2 \text{ (Acero Mínimo Positivo)}$$

$$A^+sb = 11.05 \text{ cm}^2 \text{ (Acero Balanceado Positivo)}$$

$$A^-s \text{ min} = 1.15 \text{ cm}^2 \text{ (Acero Mínimo Negativo)}$$

$$A^-sb = 4.67 \text{ cm}^2 \text{ (Acero Balanceado Negativo)}$$

El diseño de una viga chata se realiza de manera similar. Siguiendo con el ejemplo de viga chata propuesta en el capítulo de metrado de

cargas (Figura 4.3.3), el diseño correspondiente por flexión es el siguiente:

Mu	b	d	Ku	ρ (%)	As (cm²)	As colocado (cm²)
5.10	30	22	35.12	1.06	7.01	4 φ 5/8"

7.2 Diseño por Corte

Para un aligerado, de acuerdo con la Norma la fuerza cortante que resiste el concreto puede estimarse como:

$$\phi V_c = \phi \cdot 1.1 \cdot 0.53 \cdot \sqrt{f'c} \cdot b_w \cdot d$$

$$\phi V_c = 0.85 \cdot 1.1 \cdot 0.53 \cdot (210)^{0.5} \cdot 10 \cdot 22 = 1580 \text{ Kgf}$$

Siguiendo con el mismo ejemplo (Figura 4.2.4), Vu crítico a “d” de la cara:

$$V_u = 1250 \text{ Kgf}$$

Vu no resulta mayor a φVc en ninguno de los extremos de la vigueta, por lo que no es necesario implementar ensanches en ninguno de los paños del encofrado en análisis.

7.3 Deflexiones

La Norma E.060 [Concreto Armado], acápite 9.6.2, establece ciertas consideraciones; peraltes o espesores mínimos, para no verificar deflexiones en aligerados, losas macizas en una dirección y vigas.

TABLA 7.3.1
PERALTES O ESPESORES MÍNIMOS DE VIGAS NO PREESFORZADAS O LOSAS
REFORZADAS EN UNA DIRECCIÓN A MENOS QUE SE CALCULEN LAS DEFLEXIONES^x

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

Para el caso de losas aligeradas unidireccionales no se verificará por deflexiones dado que bajo los lineamientos de predimensionamiento considerados, las dimensiones se encuentran por encima de los valores mínimos establecidos en la tabla anterior.

^xFuente: Norma Técnica de Edificación E.060 Concreto Armado

7.4 Corte del Acero de Refuerzo

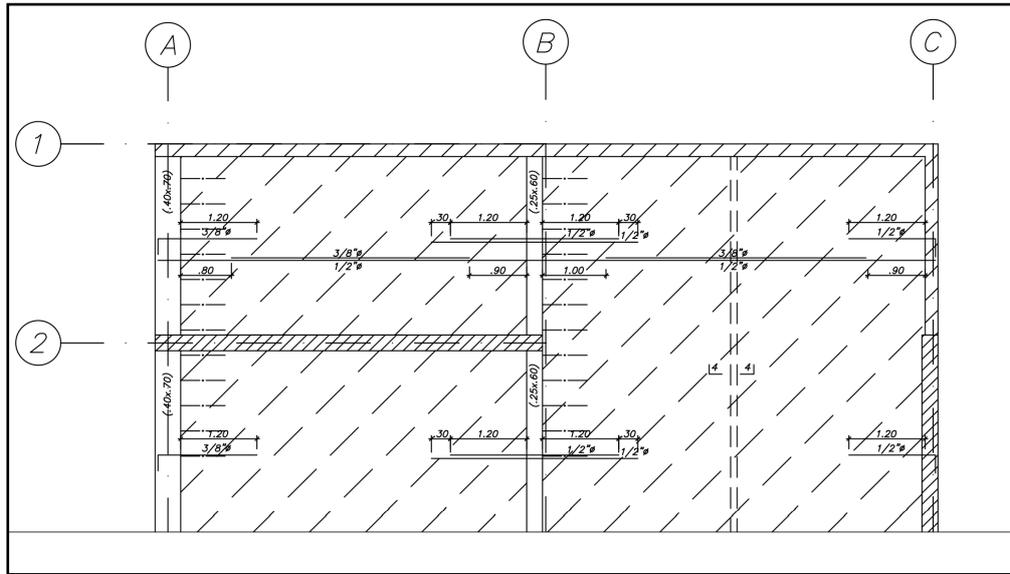


Figura 7.4.1 - Distribución y corte del refuerzo en aligerado de 25 cm

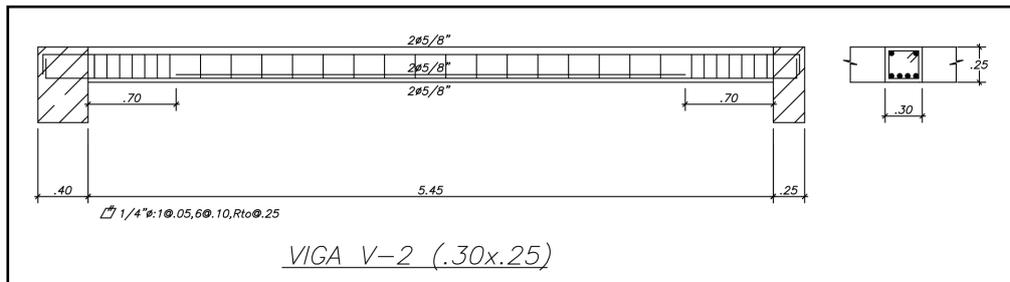


Figura 7.4.2 - Distribución y corte del refuerzo en viga chata V-2

Capítulo VIII

Diseño de Vigas

A manera de ejemplo, en los puntos siguientes se presentan las etapas de diseño y resultados finales de la viga V-8 (40x70) del piso típico. A continuación se presentan los diagramas de momento flector y de fuerza cortante de la envolvente de esfuerzos, donde se evidencia la sollicitación sísmica importante.

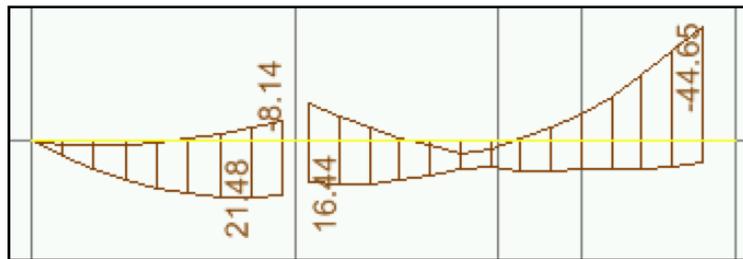


Figura 8.1 Diagrama de Momento Flector Viga V8 (40x70)

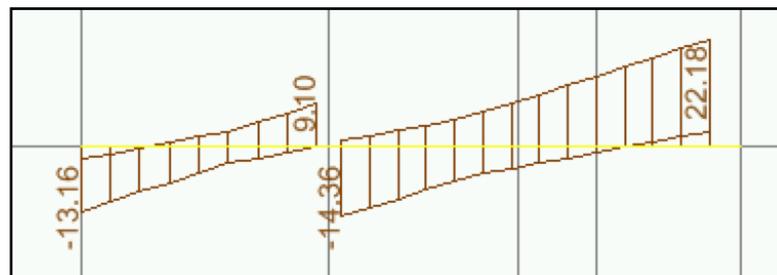


Figura 8.2 Diagrama de Fuerza Cortante Viga V8 (40x70)

8.1 Diseño por Flexión

De la envolvente de momentos anterior y de las propiedades de la sección se obtiene:

	Mu	b	d	Ku	ρ (%)	As (cm ²)	As col. (cm ²)	Corrido	Bastones
M+	13	40	64	7.93	0.2	5.51	6.84	1 ϕ 3/4" + 2 ϕ 5/8"	
M+	22	40	64	13.43	0.4	9.51	10.84	1 ϕ 3/4" + 2 ϕ 5/8"	2 ϕ 5/8"
M-	18	40	64	10.99	0.3	7.71	8.84	1 ϕ 3/4" + 2 ϕ 5/8"	1 ϕ 5/8"
M-	45	40	64	27.47	0.8	20.55	22.14	1 ϕ 3/4" + 2 ϕ 5/8"	3 ϕ 1"
M+	16	40	64	9.77	0.3	6.83	8.84	1 ϕ 3/4" + 2 ϕ 5/8"	1 ϕ 5/8"

8.2 Diseño por Corte

$$V_u = 23'000 \text{ Kgf}$$

Siguiendo lo expuesto en el capítulo VI, parte 6.2 - Diseño por Cortante (para el caso de vigas), se obtiene que:

$$\phi V_c = 16'713 \text{ Kgf}$$

$$V_u > \phi V_c \text{ por lo que } A_v = 0.5 \text{ cm}^2 \text{ (Mínimo)}$$

Utilizando estribos de 3/8" ϕ , el área de la sección transversal total del estribo: $A_v = 1.42 \text{ cm}^2$

La magnitud de fuerza cortante que el refuerzo transversal debe tomar:

$$\phi V_s = \phi V_u - \phi V_c = 6'287 \text{ Kgf}$$

y,

$$\phi V_{s\text{Máx}} = 66'220 \text{ Kgf}$$

Finalmente, $S = A_v \cdot f_y \cdot d / V_s = 51.6 \text{ cm}$

La separación entre estribos necesaria para aportar la resistencia requerida es muy alta, por lo que prevalecerá la separación mínima propuesta por la norma, y expuesta también en el capítulo VI, parte 6.5 Consideraciones Especiales para Elementos con Responsabilidad Sísmica.

ZONA CONFINADA = 2.P: 140 cm

s, el menor de:

a.) $d/4 = 16 \text{ cm}$

b.) $10d\text{-barra} = 15.9 \text{ cm}$

c.) $24db\text{-estrib} = 22.87 \text{ cm}$

d.) $30\text{cm} = 30 \text{ cm}$

S(MIN) 15.9 cm

ZONA CENTRAL = Resto

$S = 0.5 d = 32 \text{ cm}$

8.3 Diseño de Rótula MESNAGER

Cortante máximo en la cara de la articulación proyectada:

$$H = 13.2 \text{ ton}$$

Del arreglo encontrado; As Total = $2 \cdot (2.84 + 2 \cdot 2) = 13.68 \text{ cm}^2$

Considerando $\phi = 35^\circ$;

$$S(\text{máx}) = 0 + 13'200 / (13.68 \cdot \sin(35^\circ)) = 1682.3 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{pero, } 0.3 \cdot f_y = 0.3 \cdot 4200 = 1260 \text{ kg/cm}^2$$

Por lo tanto; **no** se cumple que $S(\text{máx}) \leq 0.30 f_y$

Si se añade $1\phi 3/4$ " corrido superior e inferior; As Total (2) = 19.36 cm^2 ;

$$S(\text{máx}) = 13'200 / (19.36 \cdot \sin(35^\circ)) = 1188.7 \text{ kg/cm}^2 \leq 0.30 f_y$$

Con $t = 13 \text{ cm}$, y considerando $h = t$; $h = 13 \text{ cm}$.

$$L = 13 / \cos(35^\circ) = 15.87 \text{ cm}$$

Para $\phi 3/4$ " :

$$D1 = 1.905 \text{ cm}$$

$$L / r = 15.87 / (1.905/4) = 33.32 \text{ (OK)}$$

Para $\phi 5/8$ " :

$$D2 = 1.5875 \text{ cm}$$

$$L / r = 15.87 / (1.5875/4) = 39.99 \text{ (OK)}$$

Para el área de acero transversal se considera lo siguiente:

$$a = 8 \cdot D1 = 15 \text{ cm.}$$

$$j = 0.9$$

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

$$b = 40 \text{ cm.}$$

$$\Sigma A_v = \frac{0.5 \cdot (0) \cdot \tan(35^\circ) + 13'200 \cdot \frac{15}{0.9 \cdot 64}}{0.9 \cdot 4200} - 0.005 \cdot 15 \cdot 40$$

$$\Sigma A_v = 0.909 - 3 = -2.09$$

El número negativo demuestra que no es necesario reforzamiento transversal dado que la carga axial es despreciable. Aún así, es conveniente confinar esa zona, y se utilizan estribos de $\phi 3/8''$ espaciados a 5cm.

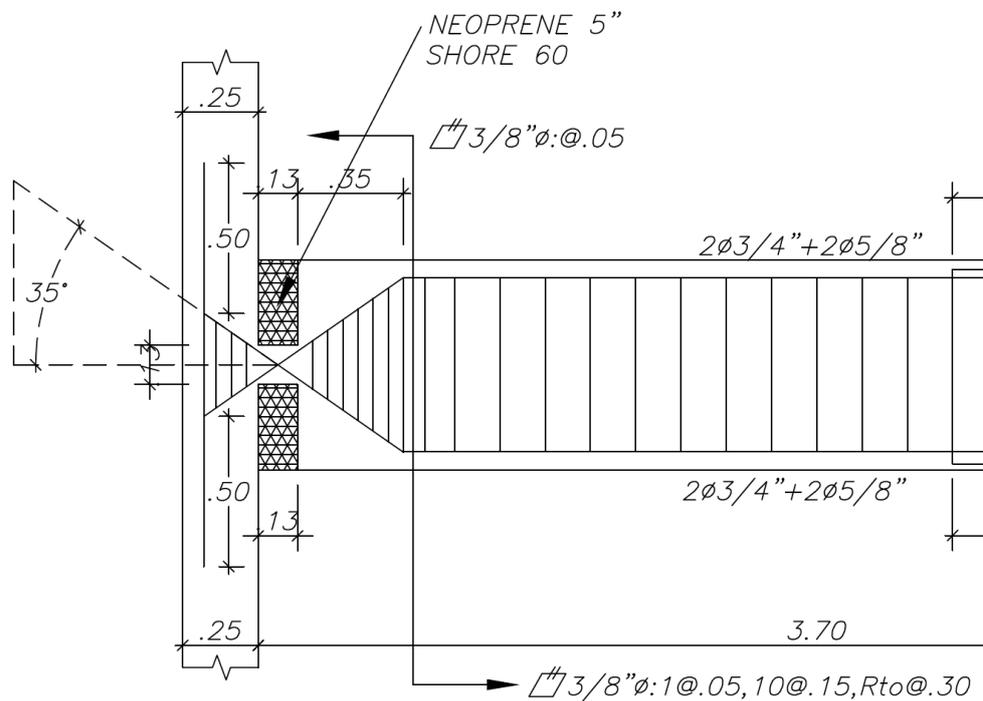


Figura 8.3.1 Diseño de Rótula Mesnager en Viga V8 (40x70)

8.4 Deflexiones

Siguiendo lo establecido en el punto 7.3 del presente trabajo, se concluye que:

Para el caso de vigas no se verificará por deflexiones dado que bajo los lineamientos de predimensionamiento considerados, las dimensiones se encuentran por encima de los valores mínimos establecidos en la TABLA 7.3.

8.5 Corte del Acero de Refuerzo

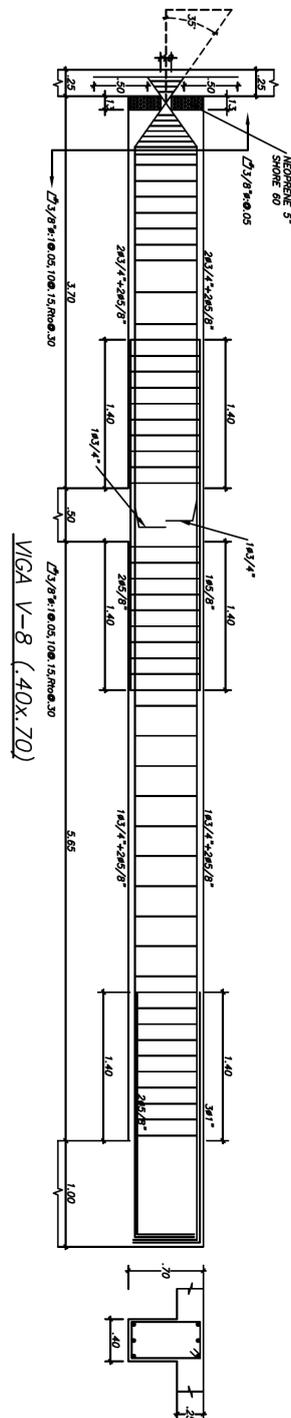


Figura 8.4.1 - Distribución y corte del refuerzo en Viga V-8

Capítulo IX

Diseño de Columnas

Las columnas son elementos sometidos a flexocompresión, y el diseño de estos elementos se basa en las mismas hipótesis del diseño por flexión, considerando simultáneamente el problema de esbeltez.

9.1 Esbeltez en elementos a compresión

Existen casos en los que la arquitectura exige o necesita que se incluyan columnas con alturas grandes, por lo que es necesario verificar que estas no fallen por pandeo.

Las fórmulas conocidas para verificar este fenómeno provienen de ecuaciones diferenciales de 2do orden, donde es necesario estimar la longitud efectiva de acuerdo a los valores del módulo de elasticidad e inercia del elemento.

La norma propone que para considerar los efectos de esbeltez en un elemento, las cargas axiales y momentos deben amplificarse por un factor δ .

$$\delta = \frac{C_m}{1 - \frac{P_u}{0.75 \cdot P_c}}$$

Bajo solicitaciones sísmicas, es evidente que el desplazamiento lateral de la estructura va a generar efectos secundarios (P- Δ) y finalmente magnificar los efectos de esbeltez, por lo que la norma sugiere otro factor adicional de amplificación, llamado δ_s .

$$\delta_s = \frac{1}{1 - Q}$$

donde Q representa el índice de estabilidad de un piso

$$Q = \sum P_u \cdot \Delta_o / V_{us} \cdot h_e$$

donde $\sum P_u$ es la sumatoria de las cargas amplificadas (muertas y vivas) consideradas desde el extremo superior hasta el entrepiso en análisis, Δ_o es la deformación elástica de primer orden del entrepiso, V_{us} la fuerza cortante correspondiente a las cargas laterales, y h_e la altura de entrepiso.

Alternativamente, el factor de amplificación puede calcularse como:

$$\delta_s = 1 / (1 - \sum P_u / \sum \phi P_c)$$

9.2 Diseño por Flexocompresión

Tomando como ejemplo la Columna P-3 (40x100), se mostrará a continuación el diseño por flexocompresión en sus distintas etapas.

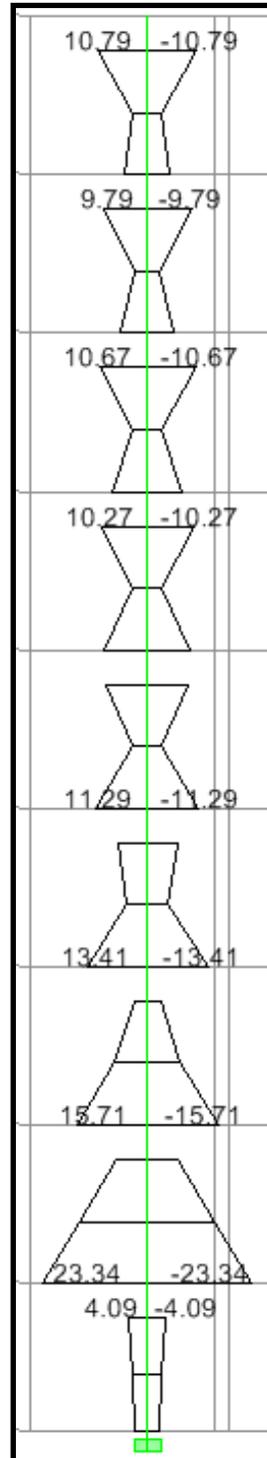


Figura 9.2.1 Diagrama de Momento Flector Solicitación Sísmica (SismoYY) - Columna P-3 (0.40 x 1.00)

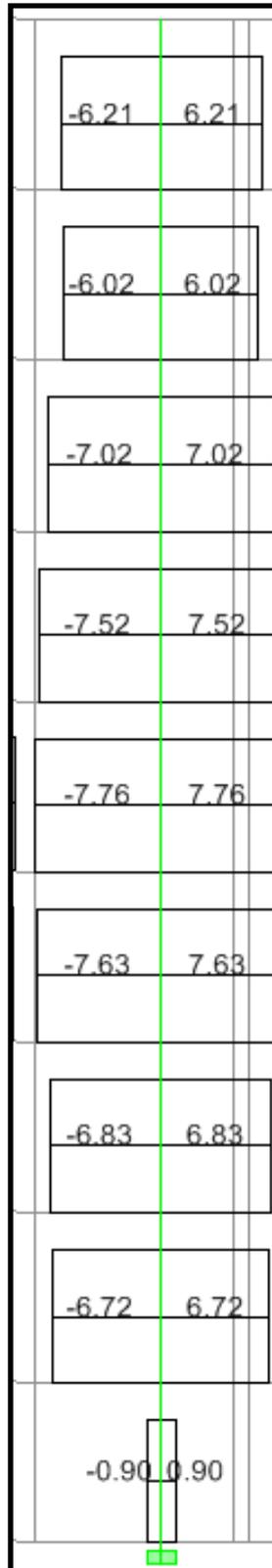


Figura 9.2.2 Diagrama de Fuerza Cortante Solicitación Sísmica (SismoYY) - Columna P-3 (0.40 x 1.00)

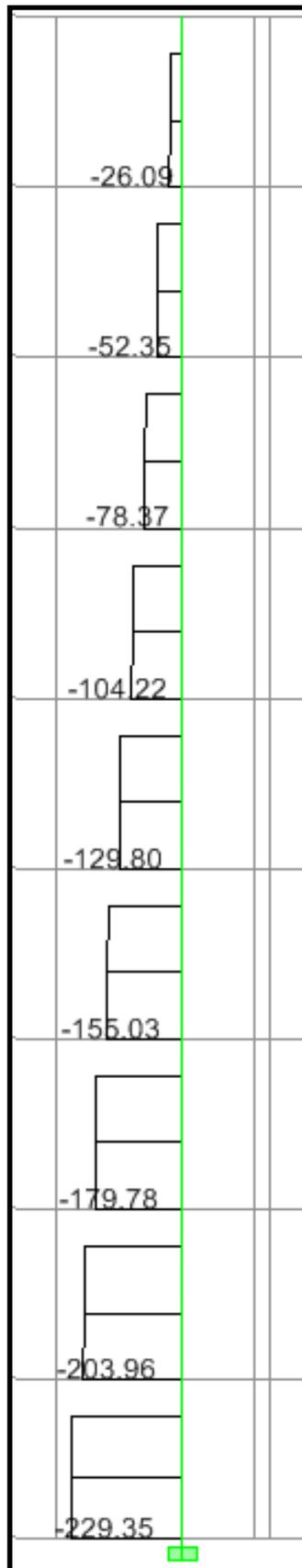


Figura 9.2.3 Diagrama de Fuerza Axial bajo sollicitación de cargas gravitatorias amplificadas (1.4D+1.7L) - Columna P-3 (0.40 x 1.00)

	Pu (ton)	Mu 33 (ton-m)	Vu 22 (ton)	NIVEL
1.25 +S	143.7	31.364	13.56	Piso 1
1.25 - S	209.54	-15.32	0.12	Piso 1
0.9 + S	75.81	27.669	10.57	Piso 1
0.9 - S	141.65	-19.015	-2.87	Piso 1
1.4M + 1.7V	203.96	9.468	8.02	Piso 1

Tabla 9.2.1 Combinaciones de Cargas Amplificadas en Columna P-3

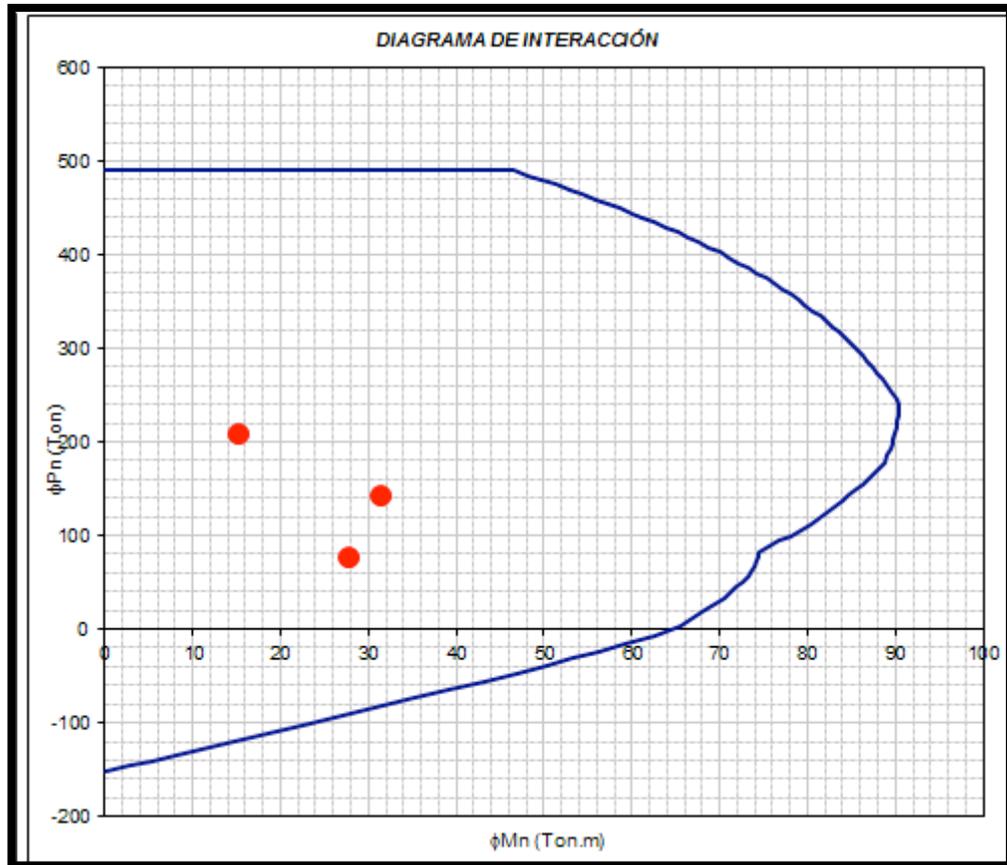


Figura 9.2.4 Diagrama de Interacción de Columna P-3 con $\rho = 1\%$

Pu (Ton)	Mu (Ton-m)	Vu (Ton)
143.7	31.364	13.56
209.54	15.32	0.12
75.81	27.669	10.57

Tabla 9.2.2 Combinaciones críticas usados en el diagrama de interacción

9.3 Diseño por Corte

$$V_u = 13'560 \text{ Kgf}$$

Siguiendo lo expuesto en el capítulo VI, parte 6.2 - Diseño por Cortante (para el caso de columnas):

$$V_c = 0.53 \cdot \sqrt{f'c} \cdot \left(1 + \frac{N_u}{140 \cdot A_g}\right) b_w \cdot d$$

$$\phi V_c = 30'727.1 \text{ Kgf}$$

V_u no es mayor a ϕV_c , pero sí $\geq 0.5 \phi V_c$, por lo que siguiendo lo propuesto por la Norma : $A_v \text{ min} = 0.3 \text{ cm}^2$ para $s = 10 \text{ cm}$

Dado que la resistencia del concreto supera a la fuerza cortante amplificada actuante, se seguirá la distribución que recomienda la Norma:

ZONA CONFINADA	
So , el menor de:	
a.) $1/2 \cdot B$	20 cm
b.) $8d$ -barra	15.24 cm; $\phi 3/4"$
c.) 10cm	10.00 cm
So(MIN)	10 cm
Lo , el mayor de:	
a.) $1/6 \cdot l_n$	43.33333333 cm
b.) d	94 cm
c.) 50cm	50 cm
Lo(MIN)	94 cm

ZONA CENTRAL = Resto	
S , el menor de:	
a.) $d/2$	47 cm
b.) 30cm	30 cm
S (Central)	30 cm

Por tanto, el arreglo final de la columna es el siguiente:

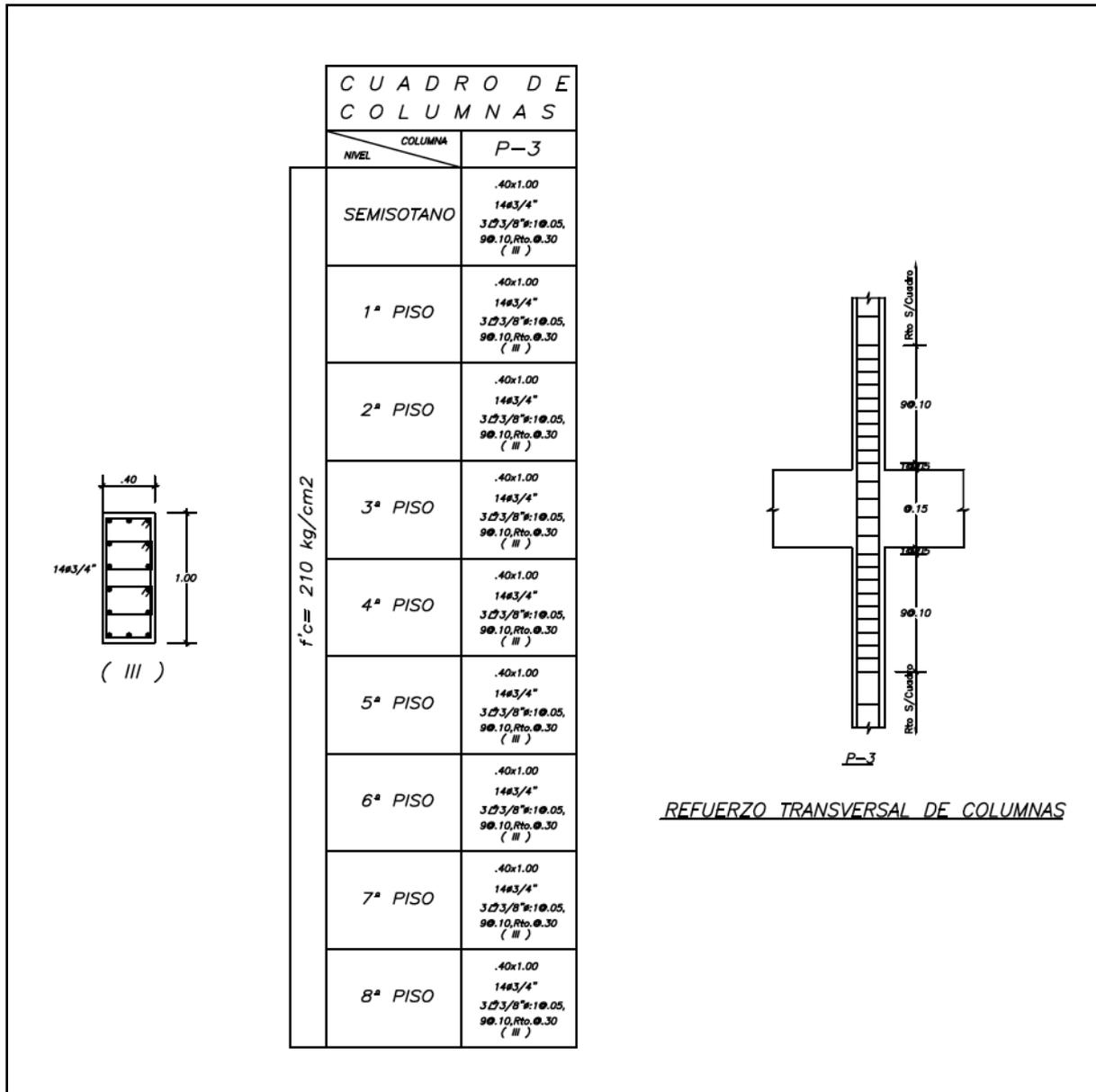


Figura 9.3.1 - Arreglo final de Columna P-3

Capítulo X

Diseño de Muros de Corte o Placas

10.1 Diseño por Flexocompresión

Tomando como ejemplo la Placa 1 (25x610), se mostrará a continuación el diseño por flexocompresión en sus distintas etapas.

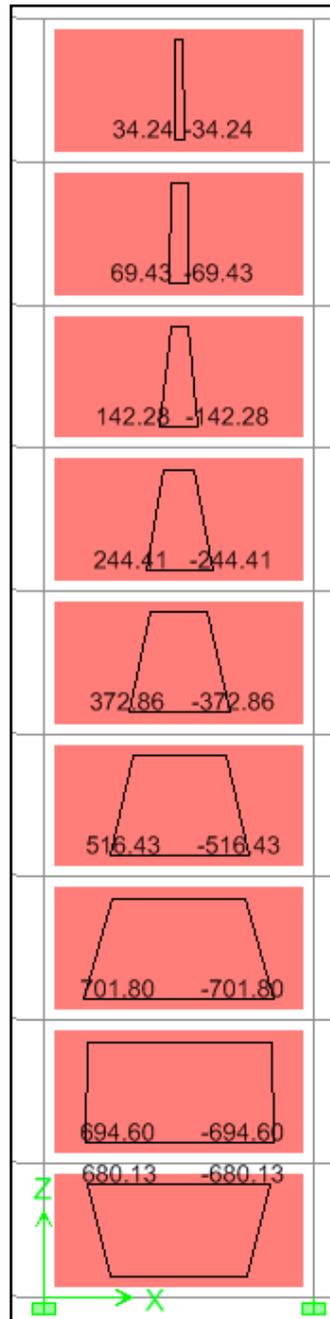


Figura 10.1.1 Diagrama de Momento Flector Solicitación Sísmica (SismoXX) - Placa 1



Figura 10.1.2 Diagrama de Fuerza Cortante Solicitación Sísmica (SismoXX) - Placa 1

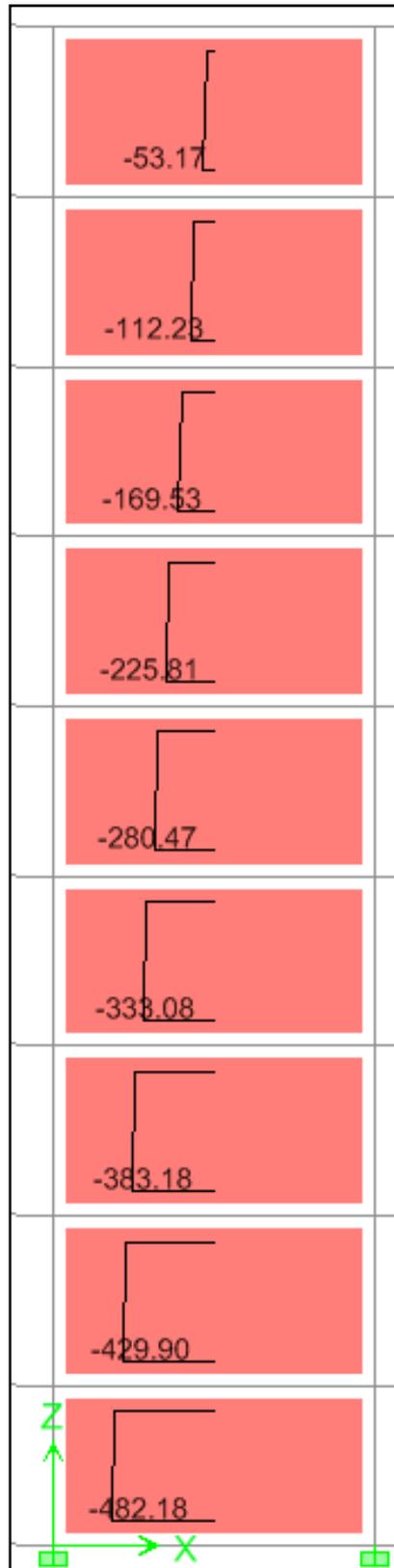


Figura 10.1.3 Diagrama de Fuerza Axial bajo sollicitación de cargas gravitatorias amplificadas (1.4D+1.7L) - Placa 1

Diseño Placa P1

	Pu (ton)	Mu 33 (ton-m)	Vu 22 (ton)	NIVEL
1.25 + S	352.89	663.173	16.12	Piso 1
1.25 - S	393.05	-726.033	-19.66	Piso 1
0.9 + S	211.92	678.614	17.39	Piso 1
0.9 - S	252.08	-710.592	-18.39	Piso 1
1.4D + 1.7L	429.9	-37.415	-2.23	Piso 1

Tabla 10.1.1 Combinaciones de Cargas Amplificadas en Placa 1

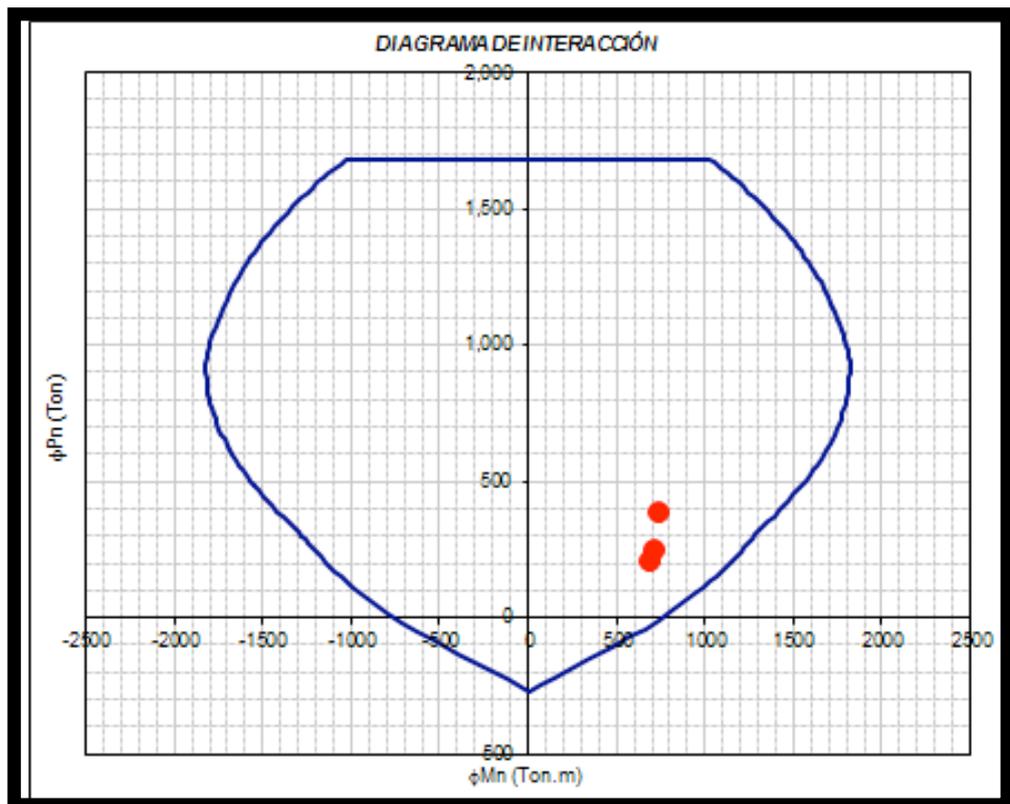


Figura 10.1.4 Diagrama de Interacción de Placa 1 con 6 ϕ 3/4"

Pu (Ton)	Mu (Ton-m)	Vu (Ton)
393.1	726.0	19.7
252.1	-710.6	-18.4
211.9	678.6	17.4

Tabla 10.1.2 Combinaciones críticas usadas en el diagrama de interacción.

10.2 Diseño por Corte

$$V_{ua} = 20'000 \text{ Kgf}$$

Siguiendo lo expuesto en el capítulo VI, partes 6.2 - Diseño por Cortante (Disposiciones especiales para Muros) y 6.5 - Consideraciones Especiales para Elementos con Responsabilidad Sísmica (Muros Estructurales de Concreto Reforzado):

ϕMn (para P_u asociado igual a 393.1 Ton, según el diagrama de interacción anterior) = 1418.9 Ton.m

Por lo tanto,

$$V_u = 20 \left(\frac{\frac{1418.9}{0.7}}{726.0} \right) = 20 \cdot (2.79) = 55.84 \text{ ton}$$

La resistencia máxima de la sección horizontal del muro viene dada por la expresión:

$$V_n \leq 2.6 \cdot \sqrt{f'c} \cdot A_{cw}$$

$$\phi V_{nmax} = 0.85 \cdot (459.67) = 390.72 \text{ ton}$$

La contribución del concreto se puede cuantificar como:

$$V_c = A_{cw} \cdot (\alpha_c \cdot \sqrt{f'c})$$

donde α_c es 0.53 dado que $[h_m/l_m]$ es mayor a 2.0, por tanto;

$$\phi V_c = 0.85 \cdot (93.7) = 79.7 \text{ ton}$$

Se puede ver que la contribución del concreto es mayor a la fuerza cortante última amplificada y escalada, sin embargo, dado que se cumple la condición que $V_u > 0.27 \cdot \sqrt{f'c} \cdot A_{cw}$, la cuantía de refuerzo

(vertical y horizontal) debe cumplir con los siguientes valores mínimos antes expuestos:

$$\rho_h \geq 0.0025$$

$$\rho_v \geq 0.0025$$

finalmente,

$$A_{sv} \text{ y } A_{sh} = 0.0025 \cdot 0.25 \cdot 100 \cdot 100 = 6.25 \text{ cm}^2 \text{ por metro lineal}$$

Considerando varillas de 3/8"φ cada 20 centímetros (3/8"φ@.20) distribuidas en 2 capas, el área de acero por metro lineal es $0.71 \cdot 2 / 0.2 = 7.1 \text{ cm}^2 \text{ por metro lineal}$, mayor a la requerida.

Por tanto, el arreglo final de la placa es el siguiente:

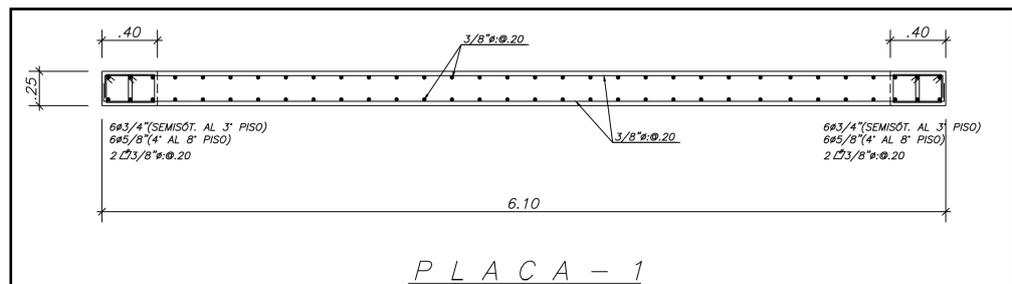


Figura 10.2.1 - Arreglo final de Placa 1

Capítulo XI

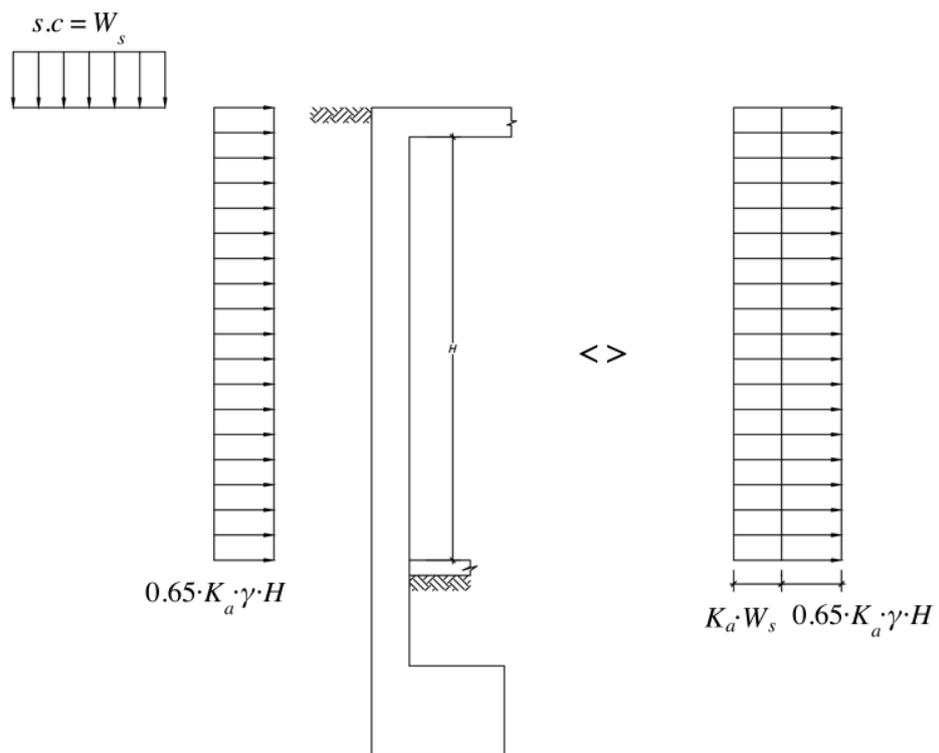
Diseño de Muros de Sótano

Estos elementos se diseñan para resistir el empuje del suelo y cargas verticales si las hubiera, provenientes de la estructura superior. De acuerdo a las relación de rigideces de los elementos de apoyo y el muro de sótano, estos pueden considerarse simplemente apoyados o empotrados. Generalmente, los muros de sótano tienen apoyo en la parte superior por el techo del sótano, y en la parte inferior por otro techo de sótano o de ser el caso del último sótano, por la cimentación respectiva.

11.1 Cargas Perpendiculares

Diseño por Flexión

Según la bibliografía revisada, se puede idealizar la sollicitación de un muro de sótano de la siguiente manera:



En el presente proyecto existe un semisótano en lugar de un sótano completo, pero se ha considerado que se va a rellenar la diferencia de altura de 1.5m, por lo que la idealización del muro será tal como se muestra en la esquema anterior.

Datos del terreno:

Grava Arenosa típica de Lima:

$$\gamma = 2000 \text{ kg/m}^3$$

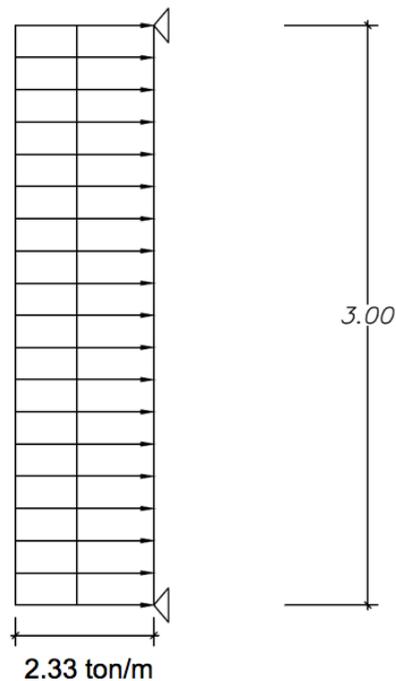
$$\phi = 30^\circ$$

$$K_a = [1 - \text{sen } \phi] / [1 + \text{sen } \phi] = 0.33$$

$$W_s = 250 \text{ kg/m}^2 \text{ (Tránsito Vehicular Ligero)}$$

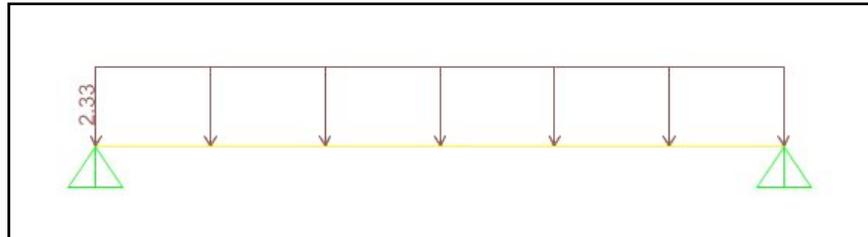
$$\begin{aligned} \text{Empuje} &= K_a \cdot W_s + 0.65 \cdot K_a \cdot \gamma \cdot H = 0.33 \cdot 0.25 + 0.65 \cdot 0.33 \cdot 2 \cdot (3) \\ &= 1.37 \text{ ton/m} \end{aligned}$$

$$\text{Empuje Total} = 1.7 \cdot 1.37 = 2.33 \text{ ton/m}$$

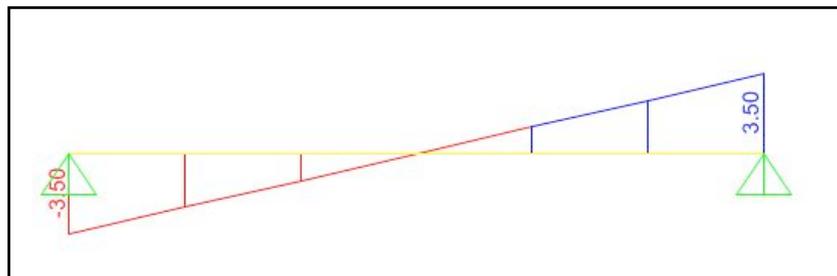


De esta manera, se obtienen los siguientes diagramas:

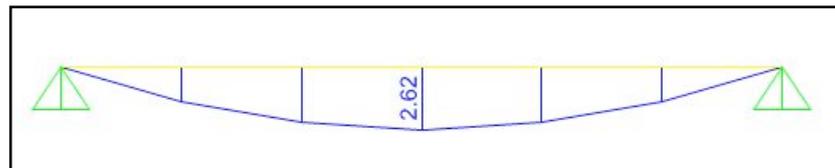
CARGA ACTUANTE



DFC [Diagrama de Fuerza Cortante]



DMF [Diagrama de Momento Flector]



Para calcular el acero vertical

$$\begin{aligned} b &= 100 \text{ cm} \\ t &= 20 \text{ cm} \\ w_u &= 2.62 \text{ ton / m} \end{aligned}$$

Con estos valores y el momento flector máximo obtenido del diagrama anterior, el acero vertical requerido es:

$$A_s = 5.18 \text{ cm}^2$$

$$A_{s_{min}} = 0.002 \cdot b \cdot t = 4 \text{ cm}^2$$

Por tanto, el Acero Vertical requerido por flexión resulta mayor que el mínimo, y se usa: ϕ 1/2" @ 25 cm. [en la cara interior] y ϕ 3/8" @ 30 cm. [en la cara exterior].

Diseño por Corte

En la verificación por fuerzas cortantes, y de acuerdo a los datos del diagrama anterior:

$$V_u = 3.50 \text{ ton}$$

$$\phi V_c = 0.85 \cdot 0.53 \cdot \sqrt{f'c} \cdot b \cdot d$$

$$\phi V_c = 0.85 \cdot 0.53 \cdot \sqrt{210} \cdot 100 \cdot 14 \cdot (10^{-3}) = 9.14 \text{ ton}$$

Por tanto, $\phi V_c > V_u$; el concreto del muro de sótano resiste la fuerza cortante amplificada con bastante holgura.

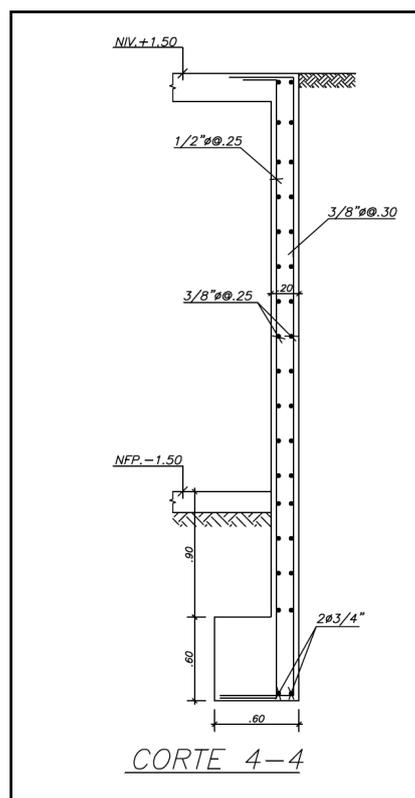


Figura 11.1.1 - Arreglo final de Muro de Sótano (Corte 4-4)

Capítulo XII

Diseño de la Cimentación

La cimentación es el elemento estructural que tiene como función repartir la carga de la columna o muro en un área de terreno de manera segura, sin asentamientos laterales y sin exceder la capacidad o esfuerzo admisible del terreno.

Los estudios de Mecánica de Suelos brindan la información necesaria para poder hacer un diseño de cimentación acorde a las propiedades del suelo en el nivel que se haya previsto. En el presente trabajo se ha considerado que la presión admisible del terreno, ubicado en el distrito de Barranco, es igual a 4kg/cm^2 .

La distribución del terreno en conjunto con la arquitectura, permitieron considerar estructuralmente conveniente el uso de zapatas aisladas como tipo de cimentación del presente proyecto, exceptuando el caso de los muros que componen la caja de escalera y ascensor, que se han cimentado sobre una zapata combinada.

12.1 Diseño de Zapatas Aisladas

Las zapatas aisladas generalmente son losas rectangulares o cuadradas, pudiendo tener peralte constante o variable, decreciente hacia los bordes.

A continuación se mostrará el diseño de la zapata de la columna P-1(60x60 cm.)

12.1.1 Dimensionamiento de la Zapata

Las cargas actuantes en servicio en la columna P-1 son las siguientes:

TABLA 12.1.1.1 Cargas en Servicio en P-1

	CM			CV			CSx		CSy	
	P	Mx	My	P	Mx	My	Psx	Msx	Psy	Msy
Columna P-1	224	0	0	57	0	0	19.7	6.8	16.5	12

12.1.1.1 Verificación por Gravedad

Dadas las condiciones del terreno, se puede asumir:

$$P_{tot} = (P_{cm} + P_{cv}) \cdot 1.05 = (224 + 57) \cdot 1.05 = 295 \text{ ton}$$

$$\text{áreaTotal} = \frac{295}{(0.9) \cdot 40} = 8.195 \text{ m}^2$$

$$\sqrt{8.195} = 2.90 \text{ m}$$

entonces, asumiendo que la zapata cuadrada tiene sus lados iguales a 2.90 m, se procederá a hacer la verificación para el caso de sismo.

12.1.1.2 Verificación por Sismo

En este caso, la Norma E.060 (acápito 15.2.4) permite incrementar en un 30% la presión admisible del suelo:

$$\sigma_{t.sis} = 1.30 \cdot 40 = 52 \text{ ton/m}^2$$

En Y-Y:

$$\sigma = \frac{1.05 \cdot (P_{cm} + P_{cv})}{B \cdot L} + \frac{P_{sy}}{B \cdot L} + \frac{6 \cdot (M_{sy})}{B \cdot L^2}$$

$$\sigma = 40 \text{ ton/m}^2 < 52 \text{ ton/m}^2 \quad (\text{OK})$$

En X-X:

$$\sigma = \frac{1.05 \cdot (P_{cm} + P_{cv})}{B \cdot L} + \frac{P_{sx}}{B \cdot L} + \frac{6 \cdot (M_{sx})}{L \cdot B^2}$$

$$\sigma = 39.1 \text{ ton/m}^2 < 52 \text{ ton/m}^2 \quad (\text{OK})$$

12.1.1.3 Determinación de la Reacción Amplificada

La reacción última del suelo se calculará de acuerdo a las combinaciones exigidas por la Norma E.060 y amplificando las cargas sísmicas por 1.25.

	Pu Ton	Mux Ton·m	Muy Ton·m	σ_{ut} Ton/m²
1.4CM + 1.7CV	410.5	0.0	0.0	48.8
1.25(CM + CV) + Sx	375.9	8.5	0.0	46.8
1.25(CM + CV) - Sx	375.9	8.5	0.0	42.6
1.25(CM + CV) + Sy	371.9	0.0	15.0	47.9
1.25(CM + CV) - Sy	371.9	0.0	15.0	40.5
0.9CM + Sx	226.2	8.5	0.0	29.0
0.9CM - Sx	226.2	8.5	0.0	24.8
0.9CM + Sy	222.2	0.0	15.0	30.1
0.9CM - Sy	222.2	0.0	15.0	22.7

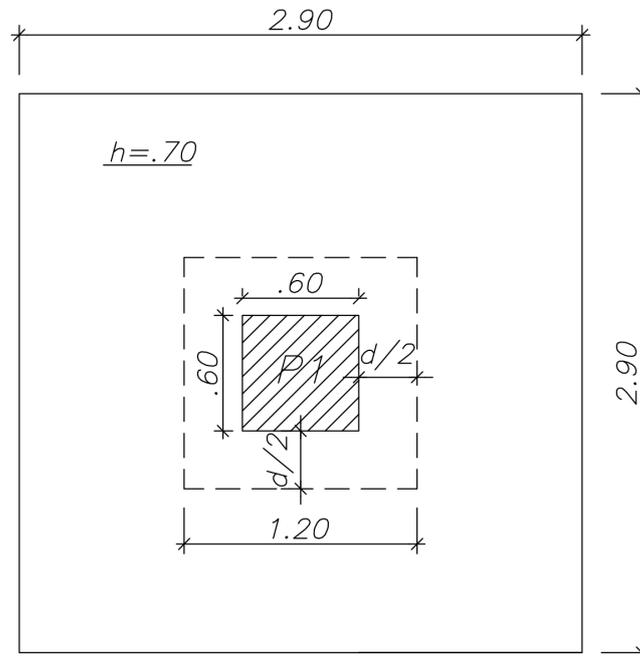
Finalmente, la reacción amplificada más desfavorable es $\sigma_u = 49 \text{ ton/m}^2$

12.1.1.4 Diseño por Corte

Punzonamiento:

$$d = 0.6 \text{ m}$$

$$B = L = 2.90 \text{ m}$$



$$d+C = 1.20\text{m}$$

$$b_0 = 2 \cdot 1.2 + 2 \cdot 1.2 = 4.8 \text{ m (perímetro zona punteada)}$$

$$A_0 = 1.2 \cdot 1.2 = 1.44 \text{ m}^2 \text{ (área encerrada por zona punteada)}$$

$$V_u = \sigma_u \cdot (A_{zapata} - A_0) = 49 \cdot (2.9 \cdot 2.9 - 1.44) = 341.5 \text{ ton}$$

$$\phi V_c = 0.85 \cdot 1.06 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b_0 \cdot d = 0.85 \cdot 1.06 \cdot \sqrt{210} \cdot \frac{480 \cdot 60}{1000} = 376 \text{ ton}$$

$$\phi V_c > V_u \text{ (OK)}$$

Cortante:

$$x = \text{volado} - d = (2.9-0.6)/2 - 0.6 = 0.55 \text{ m}$$

$$V_u = \sigma_u \cdot x \cdot (1\text{m}) = 49 \cdot 0.55 \cdot 1 = 27 \text{ ton}$$

$$\phi V_c = 0.85 \cdot 0.53 \cdot \sqrt{f'c} \cdot (1\text{m}) \cdot d = 0.85 \cdot 0.53 \cdot \sqrt{210} \cdot \frac{100 \cdot 60}{1000} = 39.2 \text{ ton}$$

$$\phi V_c > V_u \text{ (OK)}$$

12.1.1.5 Diseño por Flexión

$$x = \text{volado} = (2.9-0.6)/2 = 1.15 \text{ m}$$

$$M_u = \sigma_u \cdot (1 \text{ m}) \cdot \frac{x^2}{2} = 49 \cdot (1) \cdot \frac{1.15^2}{2} = 32.4 \text{ ton-m}$$

$$K_u = \frac{32000 \cdot 100}{60^2 \cdot 100} = 8.9$$

$$A_s = 0.0024254 \cdot (100) \cdot 60 = 14.55 \text{ cm}^2$$

$$A_{s\text{min}} = 0.0018 \cdot (100) \cdot 70 = 12.60 \text{ cm}^2$$

por lo tanto, predomina el acero por flexión y se usa:

ϕ 3/4" @ 20 cm.

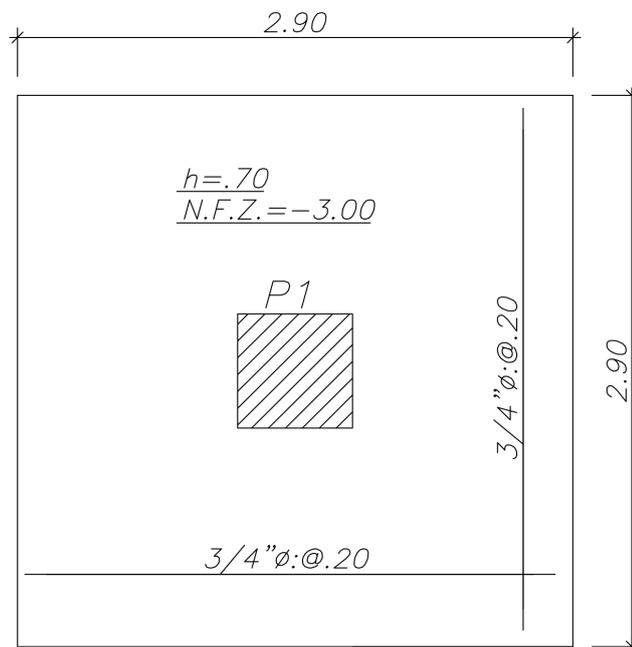


Figura 12.1.1.5.1 - Diseño Zapata - P1

12.2 Diseño de Zapatas Combinadas

Las zapatas combinadas se presentan cuando la distancia entre dos o más elementos verticales es reducida o cuando las zapatas se traslapan.

A continuación se mostrará el diseño de la zapata de la Placa - 2, que comprende la caja de escaleras y ascensor.

12.2.1 Dimensionamiento de la Zapata

Las cargas actuantes totales y transportadas al centro de gravedad de la zapata en la Placa - 2 son las siguientes:

TABLA 12.2.1.1 Cargas en Servicio en P-1

	CM			CV			CSx			CSy		
	P	Mx	My	P	Mx	My	Psx	Msx	Msy	Psy	Msx	Msy
Placa - 2	775	0	0	140	0	0	232	960	0	496	0	89

12.2.1.1 Verificación por Gravedad

Dadas las condiciones del terreno, se puede asumir:

$$P_{tot} = (775+140) \cdot 1.05 = 961 \text{ ton}$$

$$\text{áreaTotal} = \frac{961}{(0.9) \cdot 40} = 26.96 \text{ ton}$$

conociendo que,

$$6.65 - 3.60 = B-L$$

$$\text{entonces, de } B = 3.05 + L \text{ y } 26.96 = B \cdot L$$

se obtiene $L = 3.90$ y $B = 6.90$

12.2.1.2 Verificación por Sismo

En este caso, la Norma E.060 (acápite 15.2.4) permite incrementar en un 30% la presión admisible del suelo:

$$\sigma_{t.sis} = 1.30 \cdot 40 = 52 \text{ ton/m}^2$$

Usando **L = 5.4m** y **B = 8.4m**

En X-X:

$$\sigma = \frac{1.05 \cdot (P_{cm} + P_{cv})}{B \cdot L} + \frac{P_{sx}}{B \cdot L} + \frac{6 \cdot (M_{sx})}{L \cdot B^2}$$

$$\sigma = 41.4 \text{ ton/m}^2 < 52 \text{ ton/m}^2 \quad (\text{OK})$$

En Y-Y:

$$\sigma = \frac{1.05 \cdot (P_{cm} + P_{cv})}{B \cdot L} + \frac{P_{sy}}{B \cdot L} + \frac{6 \cdot (M_{sy})}{B \cdot L^2}$$

$$\sigma = 34.3 \text{ ton/m}^2 < 52 \text{ ton/m}^2 \quad (\text{OK})$$

12.2.1.3 Determinación de la Reacción Amplificada

La reacción última del suelo se calculará de acuerdo a las combinaciones exigidas por la Norma E.060 y amplificando las cargas sísmicas por 1.25.

	Pu Ton	Mux Ton·m	Muy Ton·m	σ_{ut} Ton/m²
1.4CM + 1.7CV	1323.0	0.0	0.0	29.2
1.25(CM + CV) + Sx	1433.8	1200.0	0.0	50.5
1.25(CM + CV) - Sx	1433.8	1200.0	0.0	12.7
1.25(CM + CV) + Sy	1763.8	0.0	89.0	41.1
1.25(CM + CV) - Sy	1763.8	0.0	89.0	36.7
0.9CM + Sx	987.5	1200.0	0.0	40.7
0.9CM - Sx	987.5	1200.0	0.0	2.9
0.9CM + Sy	1317.5	0.0	89.0	31.2
0.9CM - Sy	1317.5	0.0	89.0	26.9

Finalmente, la reacción amplificada más desfavorable es $\sigma_u = 51 \text{ ton/m}^2$

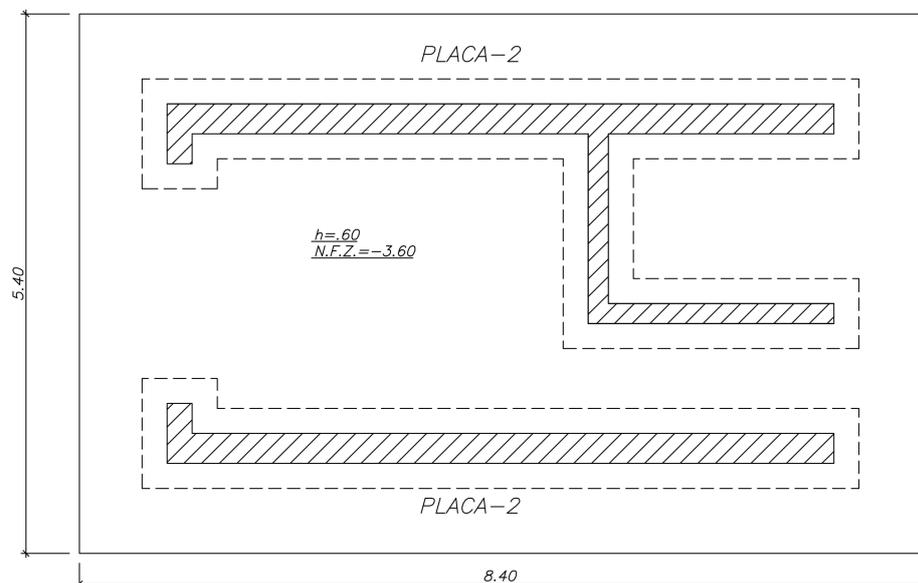
12.2.1.4 Diseño por Corte

Punzonamiento:

$$d = 0.5 \text{ m}$$

$$B = 8.40 \text{ m}$$

$$L = 5.40 \text{ m}$$



$b_{01} = 24.8$ m (perímetro zona punteada superior)

$A_{01} = 8.85$ m² (área encerrada por zona punteada superior)

$b_{02} = 16.5$ m (perímetro zona punteada inferior)

$A_{02} = 5.95$ m² (área encerrada por zona punteada inferior)

$$V_u = \sigma_u \cdot (A_{zapata} - A_{01} - A_{02}) = 51 \cdot (5.4 \cdot 8.4 - 8.85 - 5.95) = 1558.6 \text{ ton}$$

$$\phi V_c = 0.85 \cdot 1.06 \cdot \sqrt{f'c} \cdot (b_{01} + b_{02}) \cdot d = 0.85 \cdot 1.06 \cdot \sqrt{210} \cdot \frac{(2480+1650) \cdot 50}{1000} = 2696.2 \text{ ton}$$

$\phi V_c > V_u$ (OK)

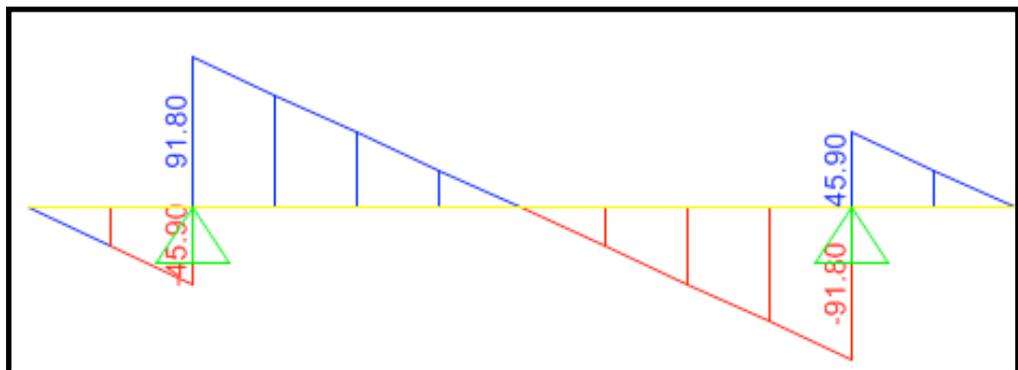
Cortante:

$$x = \text{volado} - d = (5.4 - 3.6) / 2 - 0.5 = 0.40 \text{ m}$$

$$V_u = \sigma_u \cdot x \cdot (1\text{m}) = 51 \cdot 0.40 \cdot 1 = 20.40 \text{ ton}$$

$$\phi V_c = 0.85 \cdot 0.53 \cdot \sqrt{f'c} \cdot (1\text{m}) \cdot d = 0.85 \cdot 0.53 \cdot \sqrt{210} \cdot \frac{100 \cdot 50}{1000} = 32.6 \text{ ton}$$

Para la zona de momento positivo, V_u resulta 51 ton, por tanto el peralte de 60cm no es adecuado y se toma un nuevo peralte **$h = 90$ cm**.



a una distancia “d” de la cara hacia el tramo central,
 $V_u = 51$ ton y la resistencia del concreto viene dada por:

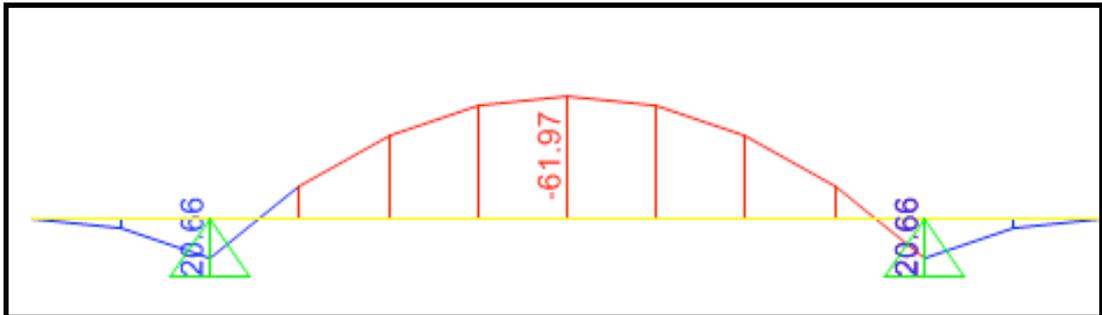
$$\phi V_c = 0.85 \cdot 0.53 \cdot \sqrt{210} \cdot \frac{100 \cdot 80}{1000} = 52.2 \text{ ton}$$

finalmente,

$$\phi V_c > V_u \text{ (OK)}$$

12.2.1.5 Diseño por Flexión

Diagrama de Momentos Flectores en la dirección Y-Y:



- Para el volado:

$$x = \text{volado} = (5.4 - 3.6) / 2 = 0.9 \text{ m}$$

$$M_u = \sigma_u \cdot (1\text{m}) \cdot \frac{x^2}{2} = 51 \cdot 1 \cdot \frac{0.9^2}{2} = 20.7 \text{ ton-m}$$

$$K_u = \frac{20700 \cdot 100}{80^2 \cdot 100} = 3.23$$

$$A_s = 0.000864 \cdot (100) \cdot 80 = 6.90 \text{ cm}^2$$

$$A_{s\text{min}} = 0.0018 \cdot (100) \cdot 80 = 14.40 \text{ cm}^2$$

por lo tanto, predomina el acero mínimo y se usa:

$$\phi \text{ 3/4" @ 20 cm.}$$

- Para el tramo interior:
 Luz libre = $l_n = 3.6 \text{ m}$
 $M_u = 62 \text{ ton-m}$
 $A_s = 0.002645 \cdot (100) \cdot 80 = 21.2 \text{ cm}^2$
 $A_{s_{\min}} = 0.0018 \cdot (100) \cdot 80 = 14.40 \text{ cm}^2$
 Predomina el acero por flexión, por tanto se usa:
 $\phi 1" @ 20 \text{ cm}$.

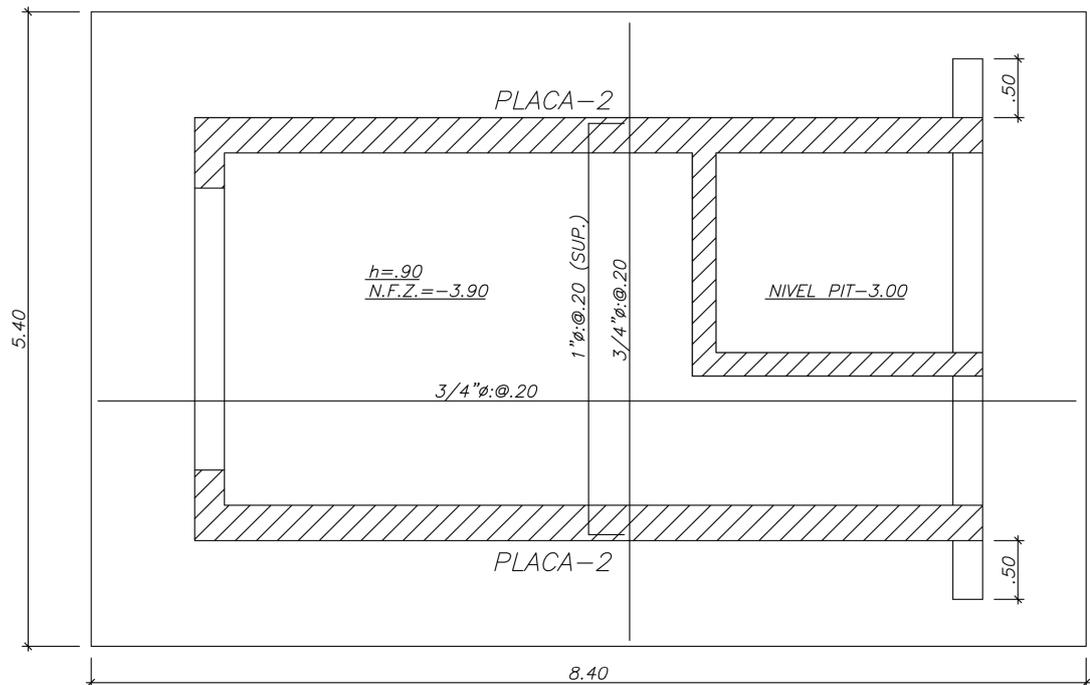


Figura 12.2.1.5.1 - Diseño Zapata Placa - 2

VERIFICACIÓN EN DOS DIRECCIONES

Adicionalmente, se hizo un análisis bidireccional de la misma zapata, encontrándose que:

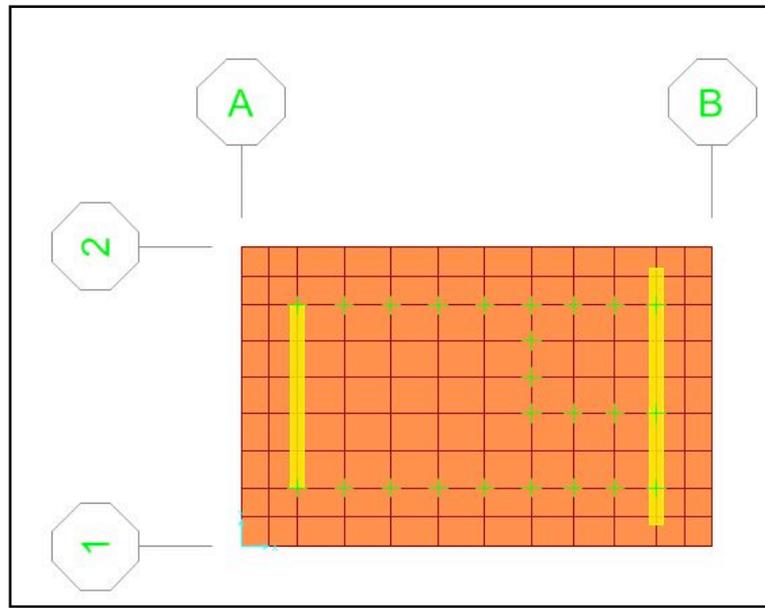


Figura 12.2.1.5.2 - MODELO SAP Zapata Placa - 2

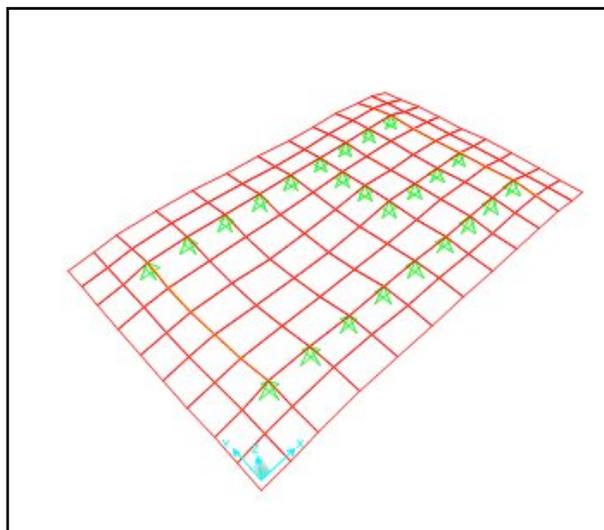


Figura 12.2.1.5.3 - DEFORMADA Zapata Placa - 2 ($\sigma_u = 51 \text{ ton/m}^2$)

EN X-X:

- Para el volado:
 $x = \text{volado} = (8.4 - 6.65) / 2 = 0.9 \text{ m}$
 $M_{u\text{Máx}(-)} = 22 \text{ ton-m}$
 $A_s = 0.000919 \cdot (100) \cdot 80 = 7.35 \text{ cm}^2$
 $A_{s\text{mín}} = 0.0018 \cdot (100) \cdot 80 = 14.40 \text{ cm}^2$
por lo tanto, predomina el acero mínimo y se usa:
 $\phi 3/4" @ 20 \text{ cm}.$
- Para el tramo interior:
 $M_{u\text{Máx}(+)} = 12.50 \text{ ton-m}$
 $A_s = 0.000520 \cdot (100) \cdot 80 = 4.16 \text{ cm}^2$
 $A_{s\text{mín}} = 0.0018 \cdot (100) \cdot 80 = 14.40 \text{ cm}^2$
Predomina el acero mínimo, por tanto se usa:
 $\phi 3/4" @ 20 \text{ cm}.$

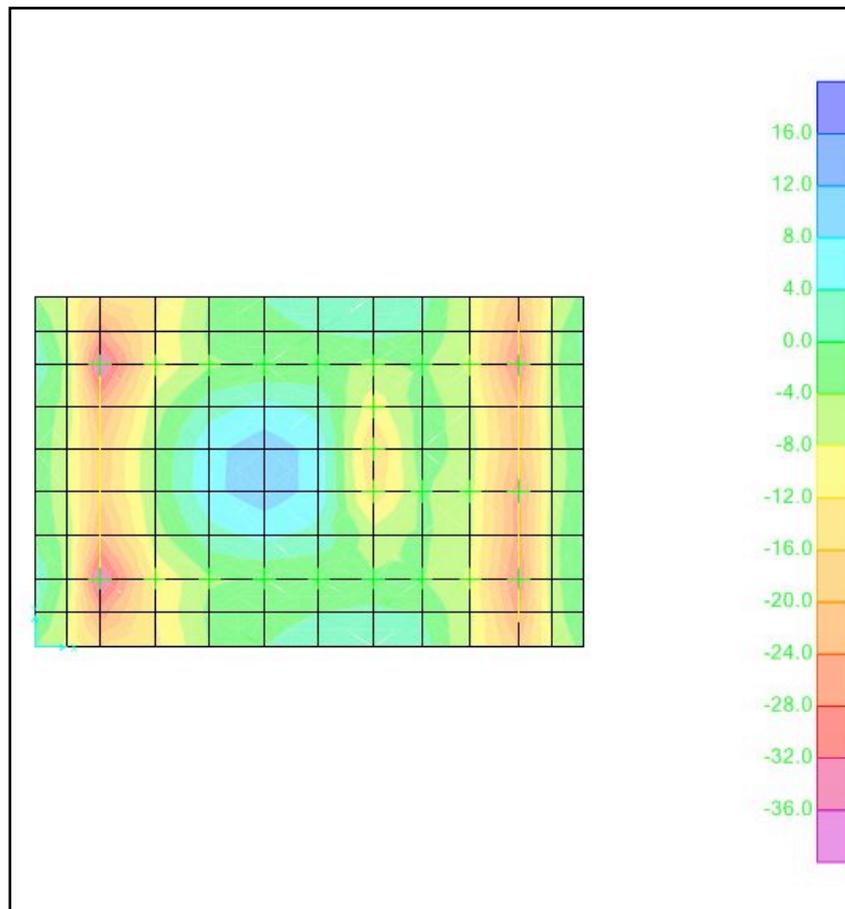


Figura 12.2.1.5.4 - Diagrama de Momentos MXX Zapata Placa - 2

En Y-Y:

- Para el volado:
 $x = \text{volado} = (5.4-3.6)/2 = 0.9 \text{ m}$
 $M_{u\text{Máx}(-)} = 22 \text{ ton-m}$
 $A_s = 0.000919 \cdot (100) \cdot 80 = 7.35 \text{ cm}^2$
 $A_{s\text{mín}} = 0.0018 \cdot (100) \cdot 80 = 14.40 \text{ cm}^2$
por lo tanto, predomina el acero mínimo y se usa:
 $\phi 3/4" @ 20 \text{ cm.}$
- Para el tramo interior:
Luz libre = $l_n = 3.6 \text{ m}$
 $M_{u\text{Máx}(+)} = 22.7 \text{ ton-m}$
 $A_s = 0.000949 \cdot (100) \cdot 80 = 7.59 \text{ cm}^2$
 $A_{s\text{mín}} = 0.0018 \cdot (100) \cdot 80 = 14.40 \text{ cm}^2$
Predomina el acero mínimo, por tanto se usa:
 $\phi 3/4" @ 20 \text{ cm.}$

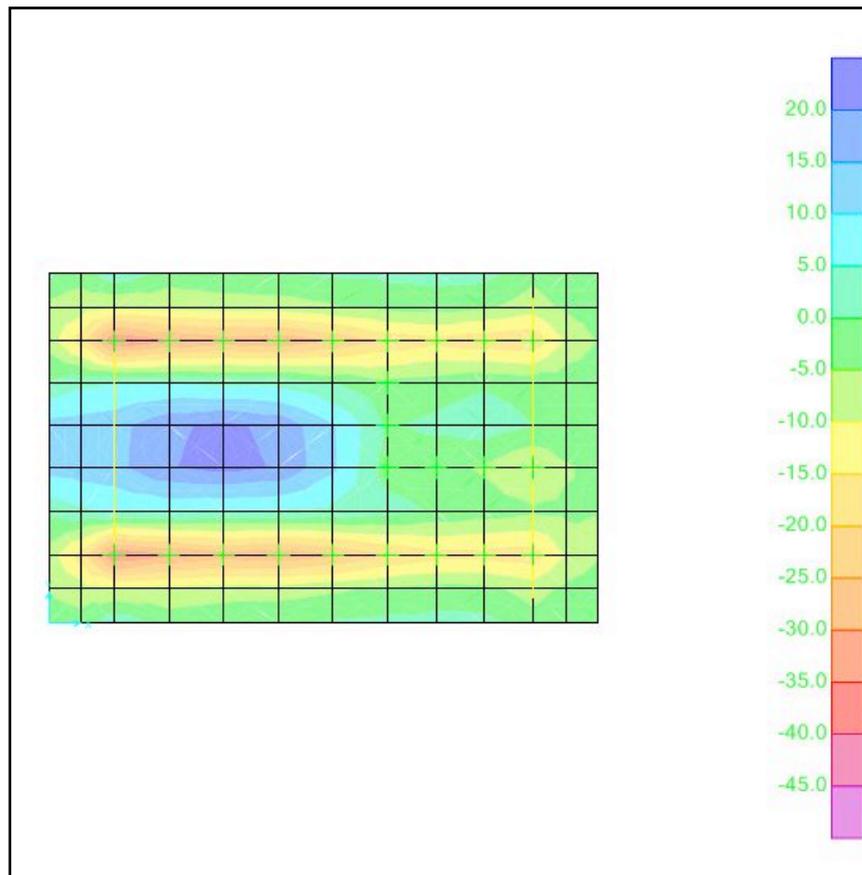


Figura 12.2.1.5.5 - Diagrama de Momentos MYY Zapata Placa - 2

Por tanto, el diseño Final de la Zapata combinada es:

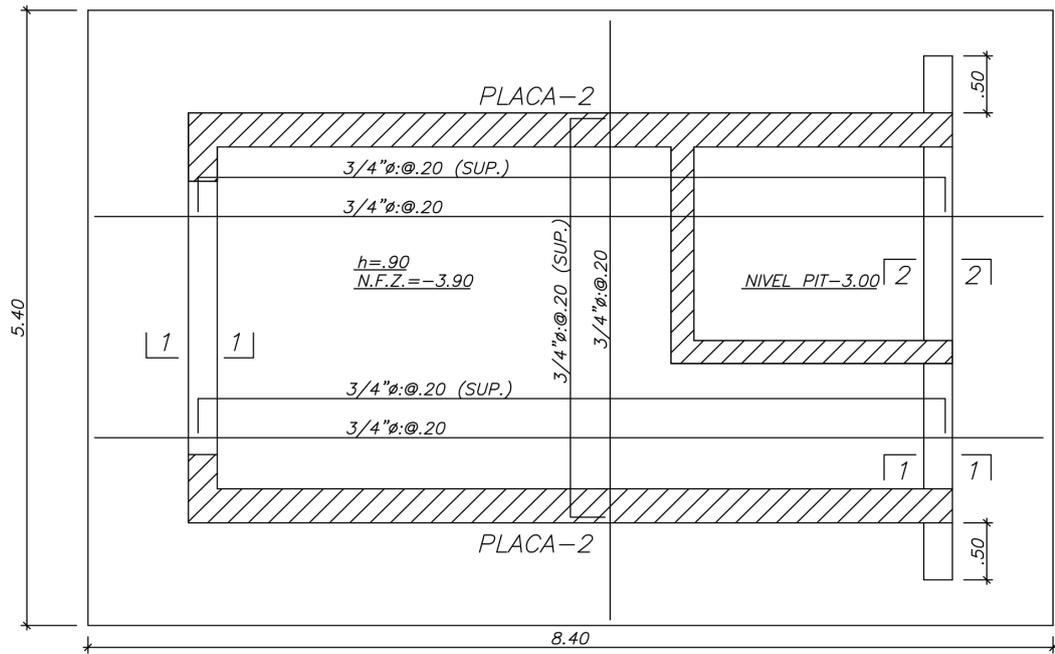


Figura 12.2.1.5.6 - Diseño FINAL Zapata Placa - 2

Capítulo XIII

Elementos Estructurales Adicionales

13.1 Diseño de Escaleras

Son elementos estructurales que conectan los distintos niveles de la edificación y generalmente trabajan como losas armadas en una dirección.

Los pasos pueden medir entre 25 y 30 cm., mientras que los contrapasos pueden oscilar entre 16 y 19 cm. Como regla práctica se puede considerar que una escalera bien proporcionada cumple con:

$$61 \text{ cm.} \leq 2c + p \leq 64 \text{ cm.}$$

donde: c: Longitud del contrapaso.

 p: Longitud del paso.

Para el caso del presente trabajo, las escaleras tendrán las siguientes dimensiones:

p: 30 cm (paso)

cp: 17.8 cm (contrapaso)

t: 15 cm (espesor de garganta)

b: 120 cm (ancho de escalera)

Metrado de Cargas

El peso propio de la escalera, en su tramo inclinado, se calculó con la siguiente fórmula:

$$W_{pp} = \gamma_{concreto} \cdot \left[\frac{cp}{2} + t \cdot \sqrt{1 + \left(\frac{cp}{p} \right)^2} \right]$$

$$W_{pp} = 0.6 \frac{ton}{m^2}$$

El peso propio en los descansos:

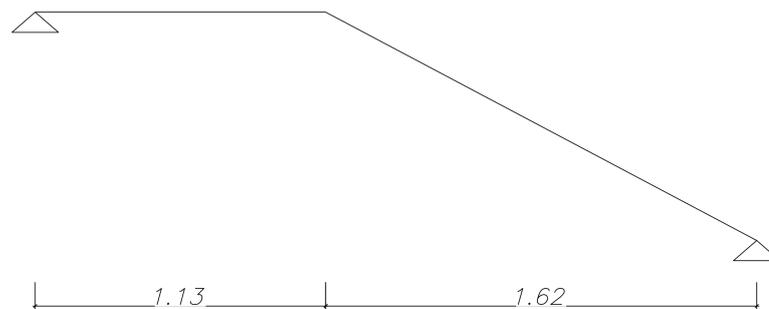
$$W_{pp'} = 2.4 \cdot 0.2 = 0.48 \frac{ton}{m^2}$$

Finalmente, las cargas actuantes en la escalera son las siguientes:

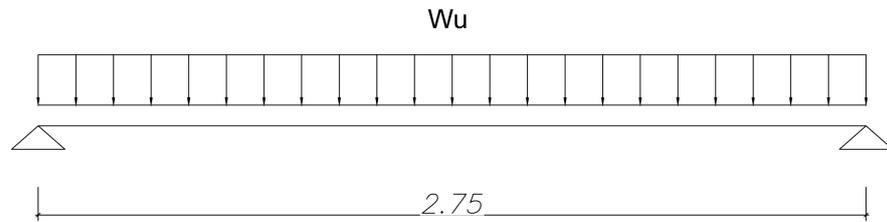
TRAMO:	Inclinado	Descanso
Wpp (ton/m²)	0.60	0.48
Acabado (ton/m²)	0.10	0.10
CM - Total (ton/m²)	0.70	0.58
CV - Total (ton/m²)	0.20	0.20
C Última (ton/m²)	1.32	1.152
W Última (ton/m)	1.58	1.38

“W Última” es la carga última en la escalera; resultado de multiplicar “C Última” por 1.2 m, correspondientes al ancho total de la escalera.

A manera de ejemplo, se presenta el diseño del primer tramo de escalera del presente proyecto:



Simplificando el modelo, podemos asumir:



Se asumirá la carga “W Última” máxima (1.58 ton/m), uniformemente distribuida en toda la proyección horizontal de la escalera.

Diseño por Flexión

Momento Positivo

$$M_u^+ = 1.58 \cdot (2.75)^2 / 8 = 1.49 \text{ ton-m}$$

$$b = 1.20 \text{ m.}$$

$$d = 15 - 3 = 12 \text{ cm.}$$

$$\rho = 0.0023$$

$$A_s = 3.38 \text{ cm}^2 \text{ (en 1.20 m.)}$$

$$A_s \text{ colocado} = \phi \ 3/8'' \ @ \ 20\text{cm} \ \text{ó} \ 7 \ \phi \ 3/8''$$

Para el refuerzo perpendicular:

$$A_{s_{\min}} = 0.0018 \cdot b \cdot h = 0.0018 \cdot 100 \cdot 15 = 2.7 \text{ cm}^2$$

$$A_{s_{\min}} = \phi \ 3/8'' \ @ \ 25 \text{ cm.}$$

Momento Negativo

$$M_u^- = 1.58 \cdot (2.75)^2 / 24 = 0.50 \text{ ton-m}$$

$$b = 1.20 \text{ m.}$$

$$d = 15 - 3 = 12 \text{ cm.}$$

$$\rho = 0.0008$$

$$A_s = 1.11 \text{ cm}^2 \text{ (en 1.20 m.)}$$

Es evidente que el acero resulta muy por menor al requerido por momentos positivos, pero con la finalidad de obtener un diseño más ordenado y homogéneo, y buscando controlar deflexiones, se colocará el mismo acero hallado en el caso anterior:

As colocado = ϕ 3/8" @ 20 cm. ó **7 ϕ 3/8"**

Para el diseño del descanso, predomina el acero mínimo por flexión para losas:

$$A_{s_{\text{mín}}} = 0.0018 \cdot b \cdot h = 0.0018 \cdot 100 \cdot 20 = 3.6 \text{ cm}^2$$

As_{mín} = ϕ 3/8" @ 20 cm.

Diseño Final

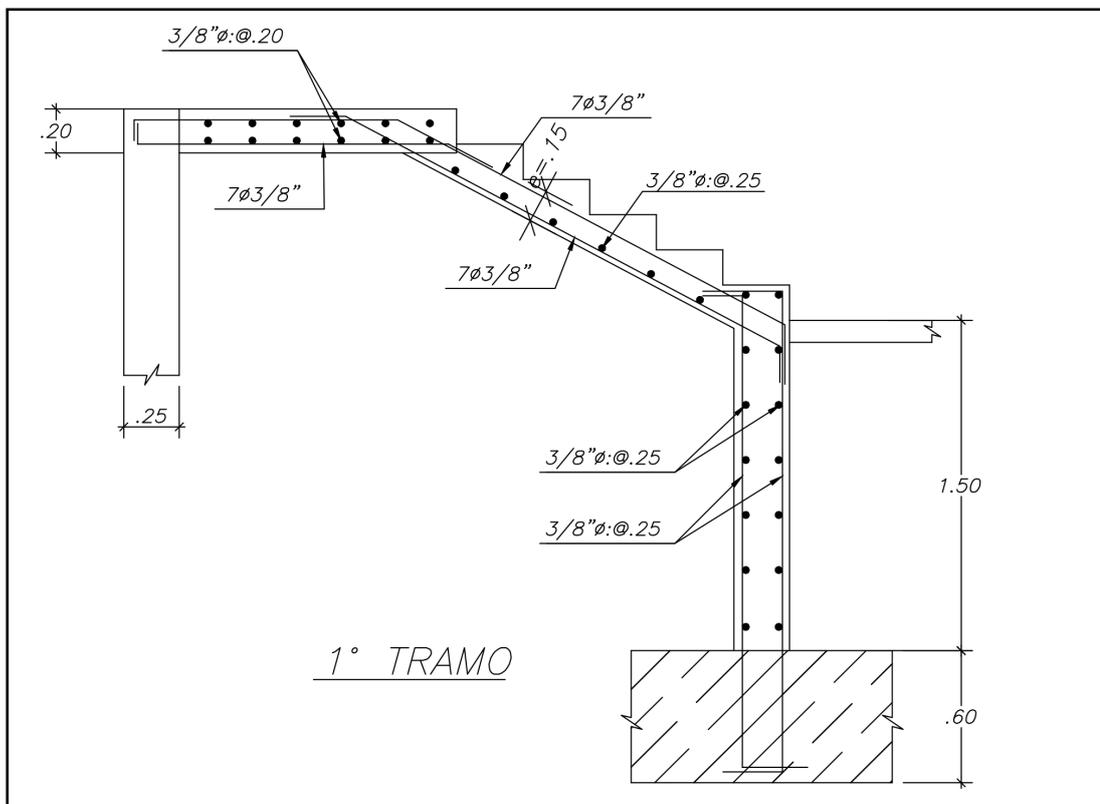


Figura 13.1.1 - Diseño 1^{er} Tramo Escalera

Capítulo XIV

Comentarios y Conclusiones

1. La arquitectura permitió estructurar la edificación de tal manera que fue posible incluir muros de corte en las dos direcciones principales. Se aprovechó la simetría en el Eje X-X (perpendicular a la fachada), sin embargo, no fue posible incluir una cantidad ni distribución similar de placas en el Eje Y-Y (paralelo a la fachada), por lo que los desplazamientos en este último eje fueron ciertamente mayores. En ningún caso los desplazamientos excedieron los valores máximos permisibles establecidos en la Norma E.030.
2. Utilizar software de diseño estructural permite realizar los análisis por cargas gravitatorias y/o por cargas horizontales con alta precisión, pero es responsabilidad del diseñador la correcta interpretación de los datos y resultados, de manera que se logre un diseño realista, económico y seguro.
3. Se debe buscar que la estructuración resulte en un modo de vibración predominante en cada dirección principal, es decir, se logre establecer un modo traslacional asociado a un elevado porcentaje de masa participativa, de manera que el movimiento de la estructura sea predominantemente marcado en sus ejes principales y se eviten en la medida de lo posible, efectos de torsión que puedan sobre-esforzar y perjudicar los distintos elementos estructurales.
4. Generalmente, los elementos verticales extremos necesitan vigas de cimentación para poder tomar los efectos de excentricidad, pero en este caso no fueron necesarias porque estos elementos no coinciden con ningún límite de propiedad, por lo que no se presentan zapatas excéntricas.

Capítulo XV

Bibliografía

BLANCO BLASCO, Antonio

1994 *Estructuración y Diseño de Edificaciones de Concreto Armado*. 4ta ed. Lima: Fondo Editorial de la Pontificia Universidad Católica del Perú.

HARSEM, Teodoro E

2005 *Diseño de Estructuras de Concreto Armado*. 4ta ed. Lima: Fondo Editorial de la Pontificia Universidad Católica del Perú.

OTTAZZI PASINO, Gianfranco

2011 *Apuntes del curso de Concreto Armado I*. 12ma ed. Lima: Fondo Editorial de la Pontificia Universidad Católica del Perú.

MEDINA SÁNCHEZ, Eduardo

2007 *Construcción de Estructuras de Hormigón Armado: Edificación*. 2da ed. Madrid: Delta, Publicaciones Universitarias.

WINTER, George y NILSON, Arthur H.

1986 *Proyecto de Estructuras de Hormigón*. Traducción de Sebastián Ruscalleda Gallart. España: Editorial Reverté, S.A.

HASSOUN, M. Nadim y AL-MANASEER, Akthem.

2012 *Structural Concrete - Theory and Design*. 5ta Edición. Hoboken: John Wiley & Sons, Inc.

MINISTERIO DE VIVIENDA, CONSTRUCCIÓN Y SANEAMIENTO

2009 *Norma Técnica de Edificación E.060. Concreto Armado.*

2006 *Norma Técnica de Edificación E.020. Cargas.*

2006 *Norma Técnica de Edificación E.030. Diseño Sismorresistente.*