

PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ
FACULTAD DE CIENCIAS E INGENIERÍA



PONTIFICIA
**UNIVERSIDAD
CATÓLICA**
DEL PERÚ

**“DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO
DE CONCRETO ARMADO DE 5 NIVELES
CON SÓTANO Y SEMISÓTANO”**

Tesis para optar el Título de **Ingeniero Civil**, que presentan los bachilleres:

**ERIK MARTIN RIVAS VALVERDE
EFRAIN MARCO SALAZAR LUJAN**

ASESOR: Ing. Alejandro Muñoz Pelaez

Lima, Diciembre 2015

RESUMEN

En el presente trabajo se desarrolló el análisis y diseño estructural de un edificio multifamiliar de cinco pisos, un sótano y un semisótano, ubicado en el distrito de Miraflores, provincia de Lima, sobre un área de terreno de 400 m² aproximadamente. El suelo de cimentación corresponde a una grava con una capacidad portante de 30.00 ton/m². El diseño se realizó siguiendo lo establecido en el Reglamento Nacional de Edificaciones.

El sistema estructural del edificio está compuesto por muros de corte, columnas y vigas de concreto armado. Para el sistema de techos se usaron losas aligeradas y losas macizas. El semisótano y el sótano cuentan con muros de concreto armado en todo el perímetro para resistir el empuje de tierras. La cimentación consiste en zapatas combinadas y conectadas, así como también en cimientos corridos. La profundidad de cimentación es de 1.20 y 1.05 m. a partir del nivel de piso terminado del sótano el cual es variable y presenta dos niveles.

Para realizar el análisis estructural del edificio, tanto para cargas de gravedad como para cargas sísmicas, se desarrolló un modelo tridimensional con los elementos estructurales empleando el programa ETABS. Las losas macizas y aligeradas, se analizaron aparte utilizando el programa SAP2000. Las solicitaciones fueron definidas de acuerdo a lo estipulado en la Norma Técnica Peruana E.020 de Cargas y en la Norma Técnica Peruana E.030 de Diseño Sismorresistente. Realizado el análisis, se verificó que los desplazamientos relativos de la edificación fueran menores a los valores máximos permitidos.

El diseño en concreto armado se realizó utilizando el método de resistencia. Los criterios utilizados para el predimensionamiento de vigas y columnas permitieron obtener valores de cuantías moderados de acuerdo a lo estipulado por la Norma Técnica Peruana E.060 de Concreto Armado, lográndose así evitar la congestión del acero de refuerzo. Asimismo, el criterio utilizado para el predimensionamiento de los muros permitió controlar los desplazamientos laterales y dotar a la edificación de una resistencia adecuada.

Complementariamente se estudió la respuesta dinámica del edificio a dos acelerogramas peruanos de sismos recientes, el ocurrido el 31 de mayo de 1970 en el departamento de Ancash y el que tuvo lugar el 3 de octubre de 1974 en el departamento de Lima. Se presenta como resultado tanto la respuesta global de la estructura como la respuesta local de la placa más esforzada.

TEMA DE TESIS PARA OPTAR EL TÍTULO DE INGENIERO CIVIL

Título : "Diseño Estructural de un Edificio de Concreto Armado de 5 niveles con Sótano y Semisótano"
Área : Estructuras – Concreto Armado
Asesor : Ing. Alejandro Muñoz Peláez
Alumno : EFRAÍN MARCO SALAZAR LUJÁN
Código : 2006.2207.412
Alumno : ERIK MARTIN RIVAS VALVERDE
Código : 2006.0288.412
Tema N° : 376
Fecha : Lima, 16 de setiembre de 2015



OBJETIVOS:

Desarrollar el diseño estructural de un edificio de vivienda de 5 pisos, sobre un suelo con capacidad portante de 30ton/m². La estructura es de muros y pórticos de concreto armado. Los techos se resolverán usando aligerados y losas macizas.

Para el análisis y diseño se seguirán las indicaciones del Reglamento Nacional de Edificaciones.

Como tema complementario se analizará el análisis elástico del edificio a dos señales representativas peruanas.

Los detalles del proyecto se muestran en los planos de arquitectura.

PLAN DE TRABAJO:

Primera Revisión.

Estructuración, predimensionamiento, metrado de cargas y diseño de techos. La revisión incluye los planos finales de techos.

Segunda Revisión.

Análisis por carga de gravedad.

Análisis sísmico

Tercera Revisión.

Diseño de aligerados y losas.

Diseño de muros, vigas y columnas.

Cuarta Revisión.

Respuesta dinámica del edificio a acelerogramas peruanos.

Quinta Revisión.


Diseño de la cimentación, cisterna y escaleras. Elaboración del documento final.

Nota: Extensión máxima: 100 páginas.



*A mis padres, por su apoyo y por haberme
Dado la oportunidad de formarme
Como profesional.*

ERIK.



*A mi madre, gracias por estar
Ahí en todo momento
A mi padre, porque desde el
Cielo siempre me alienta
A mis amigos por su apoyo incondicional
Y Dale "U"*

MARCO

INDICE

CAPITULO 1: ASPECTOS GENERALES DEL PROYECTO	3
CAPITULO 2: ESTRUCTURACION Y PREDIMENSIONAMIENTO	7
2.1 CRITERIOS DE ESTRUCTURACIÓN	7
2.1.1 Para Cargas de Gravedad	7
2.1.2 Para Cargas de Sismo	7
2.2 PREDIMENSIONAMIENTO DE LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES	7
2.2.1 Predimensionamiento Losa aligerada	7
2.2.2 Predimensionamiento de Losas Macizas	8
2.2.3 Predimensionamiento de Vigas	8
2.2.4 Predimensionamiento de Columnas	8
2.2.5 Predimensionamiento de Muros de corte	9
CAPITULO 3: ANALISIS POR CARGA DE GRAVEDAD Y SISMO	11
3.1 ANÁLISIS POR CARGA DE GRAVEDAD	11
3.1.1 Cargas de Diseño	11
3.1.2 Análisis de Losas Aligeradas	11
3.1.3 Análisis de Losas Macizas	14
3.1.4 Análisis de la Escalera	16
3.1.5 Análisis de Muro de Sótano	17
3.1.6 Análisis de Vigas, Columnas y Muros de Corte (placas)	18
3.1.7 Influencia del Proceso Constructivo en las Fuerzas Internas Obtenidas	21
3.2 ANÁLISIS POR CARGA DE SISMO	24
3.2.1 Análisis de Modos de Vibración	25
3.2.2 Parámetros y Requisitos Generales del Análisis Sísmico	26
3.2.3 Análisis Dinámico por Combinación Modal Espectral	27
3.2.4 Desplazamientos de Respuesta	29
3.2.5 Cortante de Diseño	30
3.2.6 Fuerzas Internas	31
3.2.7 Junta de Separación Sísmica y Estabilidad del Edificio	35
CAPITULO 4: DISEÑO EN CONCRETO ARMADO	37
4.1 FUNDAMENTOS DEL DISEÑO	37
4.1.1 Diseño a la Rotura	37
4.1.2 Verificación de Condiciones de Servicio	38
4.2 DISEÑO POR FLEXIÓN	38

4.3 DISEÑO POR CORTANTE.....	40
4.4 DISEÑO POR FLEXOCOMPRESIÓN.....	42
4.5 DISPOSICIONES ESPECIALES PARA EL DISEÑO SÍSMICO (CAPÍTULO 21 NORMA E.060).....	45
4.6 DETALLE DEL REFUERZO.....	45
4.7 DISEÑO DE LOSAS Y VIGAS.....	52
4.7.1 Consideraciones para el Diseño de Losas Aligeradas.....	52
4.7.2 Ejemplo de diseño de Losas Aligeradas.....	52
4.7.3 Consideraciones para el diseño de Losas Macizas.....	55
4.7.4 Ejemplo de diseño de una Losa Maciza.....	55
4.7.5 Consideraciones para el Diseño de Vigas.....	58
4.7.6 Ejemplo de diseño de Viga Peraltada.....	59
4.8 DISEÑO DE PLACAS Y COLUMNAS.....	61
4.8.1 Consideraciones para el Diseño de Placas.....	61
4.8.2 Ejemplo de Diseño de Placa.....	62
4.8.3 Consideraciones para el Diseño de Columnas.....	67
4.8.4 Ejemplo de Diseño de Columna.....	68
4.9 DISEÑO DE CIMENTACIÓN.....	73
4.9.1 Consideraciones especiales para el Diseño de Cimentación.....	73
4.9.2 Ejemplo de Diseño de Zapata Aislada.....	74
4.9.3 Ejemplo de Diseño de Viga de Conexión.....	76
4.9.4 Ejemplo de Diseño de Zapata Combinada.....	79
4.10 DISEÑO DE MUROS DE SÓTANO Y ESCALERAS.....	82
4.10.1 Ejemplo de Diseño de Muros de Sótano.....	82
4.10.2 Ejemplo de Diseño de Escaleras.....	85
CAPÍTULO 5: RESPUESTA DINÁMICA DEL EDIFICIO A ACELEROGRAMAS PERUANOS RECIENTES.....	86
5.1 ACELEROGRAMAS EMPLEADOS.....	86
5.2 RESPUESTA GLOBAL DEL EDIFICIO.....	88
5.2.1 Interpretación de los resultados obtenidos en el Análisis Tiempo Historia.....	90
5.3 RESPUESTA LOCAL.PLACA 7.....	92
5.3.1 Verificación de Resistencia de la Placa 7.....	97
CAPÍTULO 6: COMENTARIOS Y CONCLUSIONES.....	101
CAPÍTULO 7: BIBLIOGRAFÍA.....	104

CAPITULO 1: ASPECTOS GENERALES DEL PROYECTO

El proyecto desarrollado en el presente trabajo es un edificio destinado a viviendas ubicado en el distrito de Miraflores, y que limita por 3 frentes con edificaciones vecinas. El edificio cuenta con 5 pisos, sótano, semisótano y azotea. En el sótano se dispone de 10 estacionamientos, la cisterna de agua (capacidad 18 m³), el cuarto de bombas, un depósito, y el acceso al ascensor y a la escalera de emergencia. En el semisótano se cuenta con 4 estacionamientos (2 de ellos para visitantes), 7 depósitos que hacen la función de almacenes, el hall de recepción, la zona de acceso al ascensor y a la escalera de emergencia.

El piso típico cuenta con un área de 310 m² y presenta dos departamentos por piso, los cuales comparten como zona común la zona del ascensor y la escalera. En la azotea sólo se cuenta con área techada en la zona de acceso a la misma. En la figura 1.1 se presenta la planta de arquitectura del piso típico y en la figura 1.2 el corte longitudinal del edificio A-A, en los cuales se pueden apreciar algunos ambientes de la edificación.

Por otra parte, el edificio presenta dos accesos desde el exterior: uno vehicular, a través de un rampa que conduce al semisótano y sótano, y otro peatonal, por unas escaleras que conducen al hall de recepción en el semisótano. La circulación vertical entre todos los niveles del edificio, es a través del ascensor y la escalera de emergencia, ambos ubicados en la zona central de la edificación. En la figura (figura 1.3), se presenta el corte longitudinal del edificio B-B en el cual se puede apreciar la circulación vertical en el mismo.

En lo referente a los materiales utilizados, la estructura es de concreto armado, con $f'c$ nominal de 210 kg/cm² para todos los elementos estructurales. Adicionalmente se cuenta con tabiques de albañilería de arcilla cocida. El sistema estructural consiste en muros de corte, combinados con pórticos conformados por columnas y vigas, que sirven de apoyo a las losas aligeradas y/o macizas respectivamente. En el semisótano y sótano se cuenta con muros de concreto armado en todo el perímetro para resistir el empuje del terreno. El acero de refuerzo en el concreto armado es de grado 60, cuyo esfuerzo de fluencia mínimo es de 4200 kg/cm², asimismo la capacidad portante del suelo considerada en la zona es de 30 ton/m².

Para realizar el análisis y diseño del edificio, se ha tenido en cuenta lo estipulado en el Reglamento Nacional de Edificaciones.

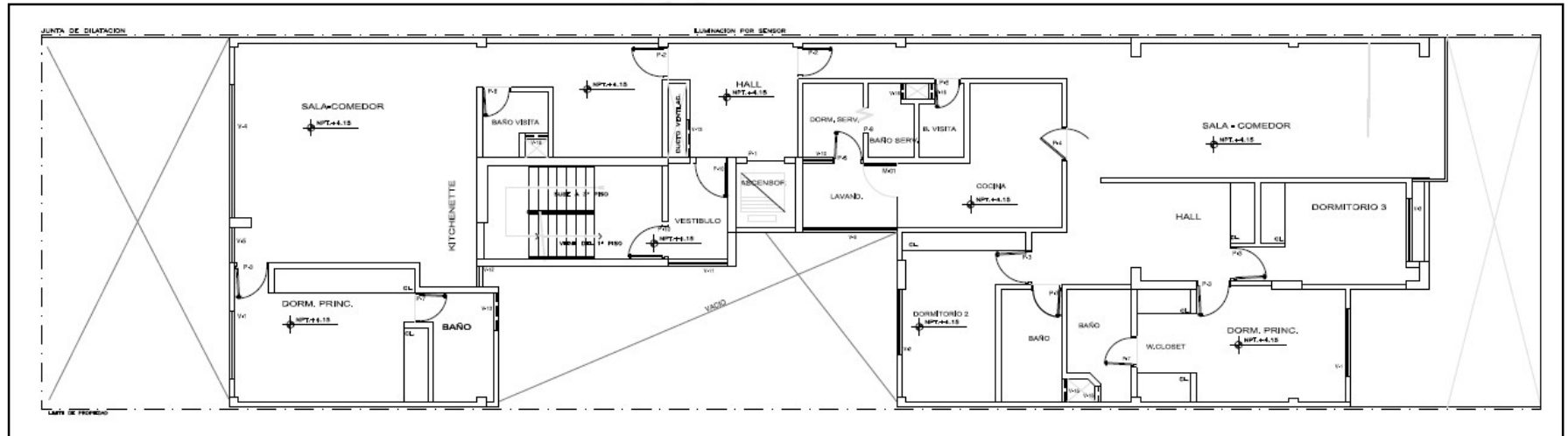


Figura 1.1. Planta de Arquitectura del Piso Típico.

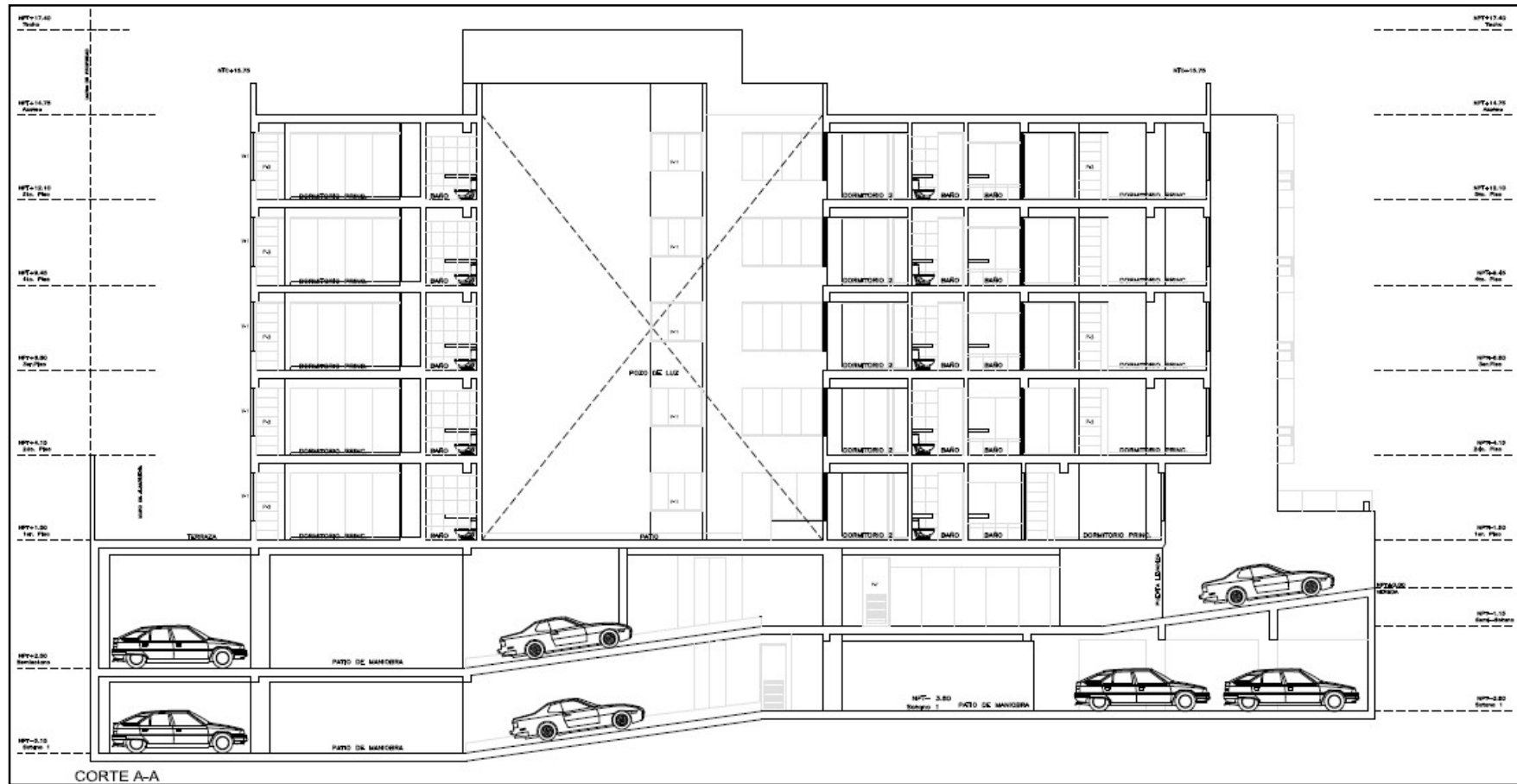


Figura 1.2. Corte longitudinal A-A del edificio.

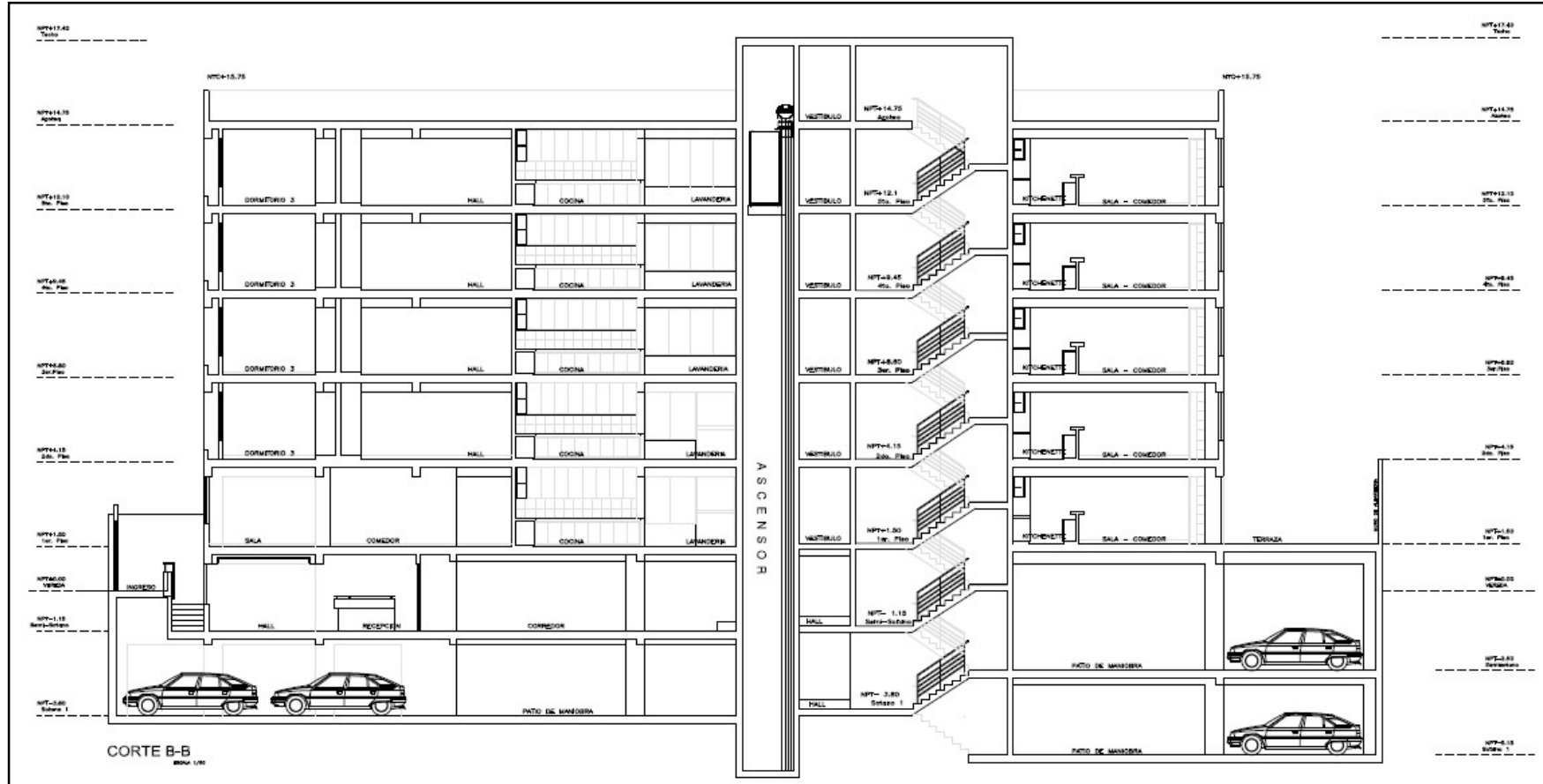


Figura 1.3. Corte longitudinal B-B del edificio.

CAPITULO 2: ESTRUCTURACION Y PREDIMENSIONAMIENTO

2.1 CRITERIOS DE ESTRUCTURACIÓN

La estructuración consiste en establecer la ubicación y las características de los diferentes elementos estructurales (losas, vigas, columnas, muros) para proporcionar una adecuada rigidez a la estructura y así poder satisfacer los requerimientos de las cargas de gravedad y de sismo. La estructuración se realiza en base a los planos de arquitectura y teniendo como referencia una serie de criterios que se presentan a continuación.

2.1.1 Para Cargas de Gravedad

Se ubican las vigas de tal manera que se apoyen en columnas y placas para formar pórticos, además se evita que las vigas peraltadas crucen ambientes como los dormitorios o la sala-comedor. Para los techos se opta por losas aligeradas de un espesor típico para poder mantener la uniformidad de la construcción, las viguetas de las losas son armadas de forma paralela a la menor dimensión del paño. En los paños con una mayor dimensión se emplean losas macizas, también se utilizan losas macizas en la zona de los recibos de las escaleras, en la zona de los baños y en los paños que contienen ductos.

Las vigas chatas se colocan para cargar los tabiques que se encuentran armados en la misma dirección que las viguetas.

2.1.2 Para Cargas de Sismo

Dado la condición de que nuestro país se encuentra ubicado en una zona con alta sismicidad es necesario que el sistema estructural asegure un buen desempeño sísmico. Se busca que la estructura tenga la rigidez necesaria para poder controlar los desplazamientos durante un sismo. Además la estructura debe ser lo más simple posible y para esto debemos hacer que cumpla con las siguientes condiciones que se encuentran indicados en la Norma E.030 como: simetría, resistencia adecuada, continuidad en la estructura, ductilidad.

2.2 PREDIMENSIONAMIENTO DE LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES

El predimensionamiento consiste en establecer dimensiones tentativas a los elementos estructurales según las recomendaciones establecidas en la Norma E.060 y teniendo en cuenta las limitaciones arquitectónicas. Además debemos mencionar que dichas dimensiones estarán sujetas a comprobaciones posteriores por cargas de gravedad y fuerzas producto del sismo.

2.2.1 Predimensionamiento Losa aligerada

Para establecer el espesor (h) de las losas aligeradas, armadas en un sentido, se tuvo en cuenta los criterios de la Norma E.060, en esta se menciona que en losas aligeradas continuas con sobrecargas menores a 300 kg/cm² y luces menores a 7.5 m podemos dejar de realizar la verificación de deflexiones si se cumple la siguiente relación:

$$h \geq \frac{l_n}{25}$$

Donde l_n es la longitud libre del elemento.

Para nuestro proyecto la sobrecarga no sobrepasa los 300 kg/cm² y las luces libres varían entre 3.20 m y 4.67 m, por esta razón se decidió emplear losas aligeradas con un espesor de 20 cm y de esta manera ya no será necesaria la verificación por deflexiones.

2.2.2 Predimensionamiento de Losas Macizas

Para asignar el espesor (h) de la losa maciza se tuvo en cuenta el criterio de la Norma E.060, esta recomienda que para controlar adecuadamente las deflexiones con sobrecargas menores a 300 kg/cm² y luces libres menores a 7.5 m la siguiente relación:

$$h \geq \frac{l_n}{30}$$

En nuestro proyecto tenemos una luz 6.00 m, por lo tanto, el espesor de la losa será de 20 cm. Debemos mencionar que tenemos zonas con menores luces libres pero se optó por el mismo espesor para uniformizarlo con la losa aligerada.

2.2.3 Predimensionamiento de Vigas

Para establecer el peralte (h) y el ancho (b) de las vigas generalmente se considera un peralte del orden de 1/12 a 1/10 de la luz libre y un ancho que varíe entre 30% y 50% de la altura. Además debemos de tener en cuenta que la Norma E.060 establece que el ancho de las vigas sismorresistentes o que formen pórticos no debe ser menor de 25 cm ni 0.25 veces el peralte.

Para nuestro caso la viga más larga presenta una longitud de 6.23 m, por lo tanto:

$$h = \frac{6.23}{10} \text{ ó } \frac{6.23}{12} = 0.62 \text{ m ó } 0.52 \text{ m}$$

Dado que también contamos con vigas de una menor longitud optamos por usar vigas de 25x50 y 25x60 para darle una mayor rigidez y uniformizar nuestra estructura.

2.2.4 Predimensionamiento de Columnas

Para edificios que cuentan con una cantidad considerable de placas, las columnas recibirán cargas de sismos muy pequeñas, por lo que para la elección de las dimensiones solo se considerará las cargas axiales que reciba.

Bajo esta condición el área requerida para la columna será:

$$\text{Area de la columna} = \frac{P_{\text{servicio}}}{0.45f'_c}$$

Donde:

P_{servicio} = Área tributaria x número de pisos x carga unitaria asumida.

La carga unitaria asumida será de 1 ton/m².

La tabla 2.1 nos muestra el área tributaria, la carga asumida, la carga en servicio, el área requerida y la sección elegida para las columnas C1, C2, C3, C4, C5, C6, C7 y C8 por carga axial.

Tabla 2.1. Predimensionamiento de columnas por carga axial.

Columna	Área tributaria (m ²)	Carga asumida (ton/m ²)	Carga servicio (ton)	Área requerida (cm ²)	Área sección elegida (cm ²)
C1	30	1	30	320	20x30=600
C2	30	1	30	320	20x30=600
C3	110	1	110	1160	80x25=2000
C4	90	1	90	950	2685
C5	151	1	151	1600	25x80=2000
C6	40	1	40	430	25x50=1250
C7	132	1	132	1390	25x90=2375
C8	30	1	30	320	20x30=600

2.2.5 Predimensionamiento de Muros de corte

Las cargas sísmicas son tomadas principalmente por los muros de corte, por esta razón los muros se predimensionan asignándoles un área de corte (A_c) que pueda ser capaz de resistir los esfuerzos de corte generados por el sismo, además estos esfuerzos deben ser resistidos únicamente por el concreto.

El área de corte se puede estimar de la siguiente manera:

$$A_c = \frac{\text{Vestático}}{\phi \times 0.53 \sqrt{f'_c}}$$

Donde $f'_c = 210 \text{ kg/cm}^2$

$\phi = 0.85$

Para el cálculo del cortante basal producto del sismo en el edificio se hizo uso de la siguiente expresión:

$$\text{Vestático} = \frac{ZUCS}{R} P$$

La tabla 2.2 muestra el predimensionamiento de las placas, además del área de corte requerido para poder cumplir con el criterio asumido.

Tabla 2.2. Predimensionamiento de muros de corte.

	Sismo X-X	Sismo Y-Y
Área de corte requerida (cm²)	62 000	35 000
PL-01 (cm ²)	14 000	1400
PL-02 (cm ²)	24 280	1400
PL-03 (cm ²)	14 000	1600
PL-04 (cm ²)	13 500	1600
PL-05 (cm ²)	15 880	3500
PL-06 (cm ²)	10 200	-
PL-07 (cm ²)	10 200	5250
PL-08 (cm ²)	-	4 000
PL-09 (cm ²)	-	4 000
PL-10 (cm ²)	4 300	1 500
Área de corte disponible (cm²)	106 360	24 250

Si bien a partir del pre dimensionamiento realizado se puede notar que en el eje Y-Y el área de corte disponible es un 30% menor a la requerida, lo cual se debe a la configuración arquitectónica del edificio, en capítulos posteriores se verifica que ésta es suficiente para controlar los desplazamientos y dotar al edificio de una resistencia lateral adecuada dentro de lo indicado por las normas peruanas.

CAPITULO 3: ANALISIS POR CARGA DE GRAVEDAD Y SISMO

En el presente capítulo se presentan los lineamientos seguidos para el análisis estructural de la edificación, tanto para cargas de gravedad como para cargas sísmicas.

En el análisis por cargas de gravedad, se estiman las cargas actuantes sobre los elementos estructurales de la edificación, así como también la interacción entre los mismos de manera de transmitir las cargas al suelo de cimentación. Las sobrecargas se consideraron de acuerdo a lo indicado en la Norma E.020 de Cargas.

Para el análisis por carga sísmica, se consideró un sismo de diseño que sigue un espectro definido por los parámetros indicados en la Norma E.030 de Diseño Sismorresistente.

3.1 ANÁLISIS POR CARGA DE GRAVEDAD

3.1.1 Cargas de Diseño

Se presentan dos tipos de carga, las permanentes o muertas y las cargas vivas o sobrecarga.

Los pesos unitarios de los diferentes materiales empleados, así como también las sobrecargas de diseño utilizadas en el análisis se presentan en las tablas 3.1 y 3.2:

Tabla 3.1. Pesos unitarios de los materiales.

Material	Peso Unitario (kg/m ³)
Unidades de Albañilería de arcilla cocida sólidas.	1800
Concreto Armado	2400
Agua	1000

Tabla 3.2. Sobrecargas consideradas.

Ocupación o Uso	S/C (kg/m ²)
Viviendas, corredores y escaleras.	200
Azotea	100
Estacionamientos (Parqueo Exclusivo de Automóviles)	250
Almacenaje	500

El peso propio de una losa aligerada de 20 cm de peralte y una distancia entre ejes de 40 cm es de 300 kg/m². Para los acabados se ha considerado 5 cm de piso terminado con un peso de 100 kg/m².

3.1.2 Análisis de Losas Aligeradas

Las losas aligeradas utilizadas son losas que trabajan en una dirección, por lo que se han modelado como elementos unidimensionales continuos, con apoyos simples en vigas y en placas perpendiculares a la dirección del aligerado, y en caso haya continuidad de momentos negativos con las losas macizas ese apoyo se ha considerado empotrado. Las cargas se han asignado como distribuidas por metro

lineal, considerándose como ancho tributario el correspondiente al ancho de una vigueta.

En la figura 3.1 se muestra el detalle del aligerado considerado (definido en el capítulo 2):

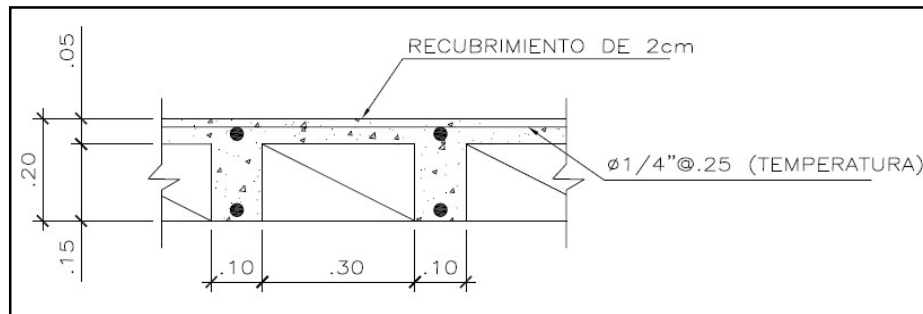


Figura 3.1. Detalle típico del aligerado.

Para analizar la carga muerta que actúa sobre cada vigueta se ha considerado el peso propio de ésta sumada al peso del piso terminado. Para la carga viva se ha considerado un metro lineal de vigueta y se ha analizado la carga que actúa en ésta área. Por otra parte, en caso de tenerse tabiquería en la dirección perpendicular al armado de la losa, se ha considerado una carga puntual sobre la vigueta.

Se presenta como ejemplo, el análisis realizado para una vigueta continua perteneciente al techo del sótano, entre los ejes 4 – 2 y F –G (Ver figura 3.2).

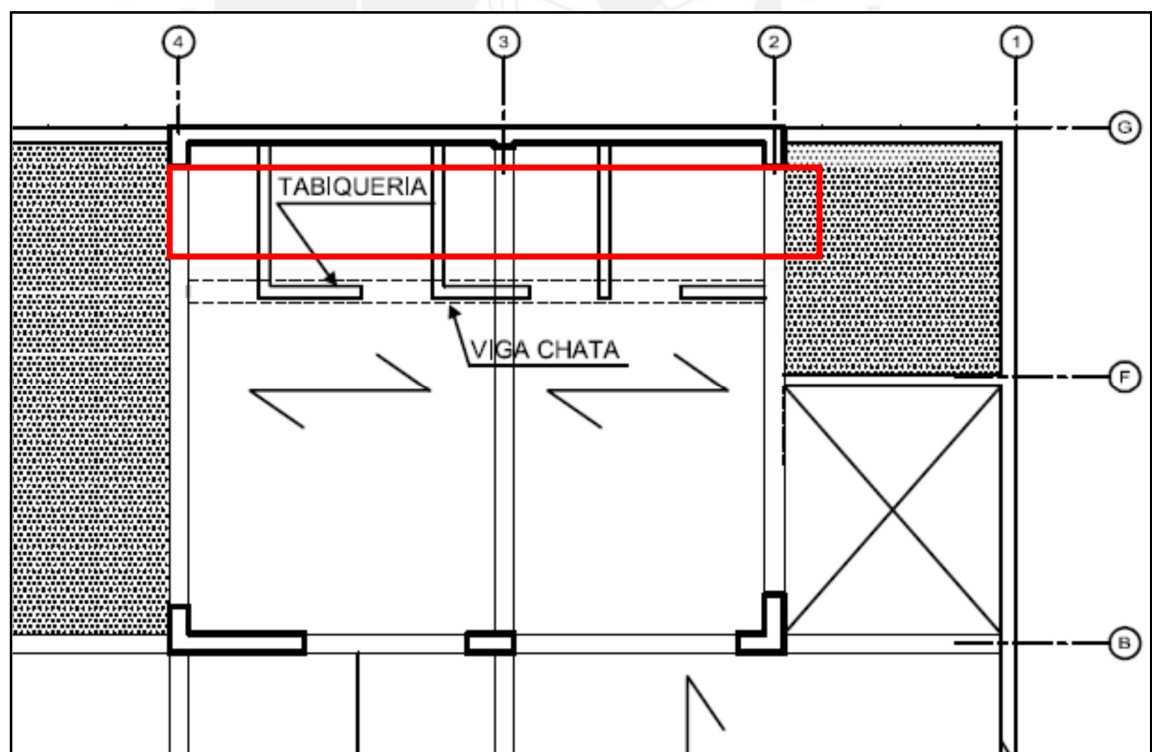


Figura 3.2. Losa Aligerada en semisótano.

Tabla 3.3. Metrado de Cargas.

Carga Muerta	
Peso Propio:	$300 \times 0.40 = 120 \text{ kg/ml}$
Piso Terminado:	$100 \times 0.40 = 40 \text{ kg/ml}$
Tabiquería (e=15 cm):	$1800 \times 2.40 \times 0.15 \times 0.40 = 260 \text{ kg/vigueta}$
Carga Viva	
S/C (Almacenaje):	$500 \times 0.40 = 200 \text{ kg/ml}$

Para el análisis se considera la alternancia de la carga viva. A continuación se presenta el modelo utilizado (figura 3.3) y el diagrama de fuerzas internas para uno de los casos de carga (figuras 3.4 y 3.5). Se ha utilizado el programa SAP2000 para tales fines.

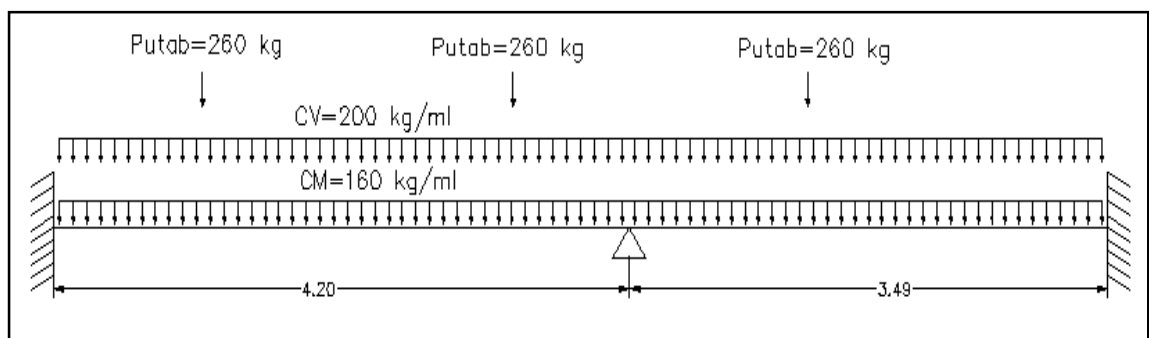


Figura 3.3. Modelo Estructural de la vigueta.

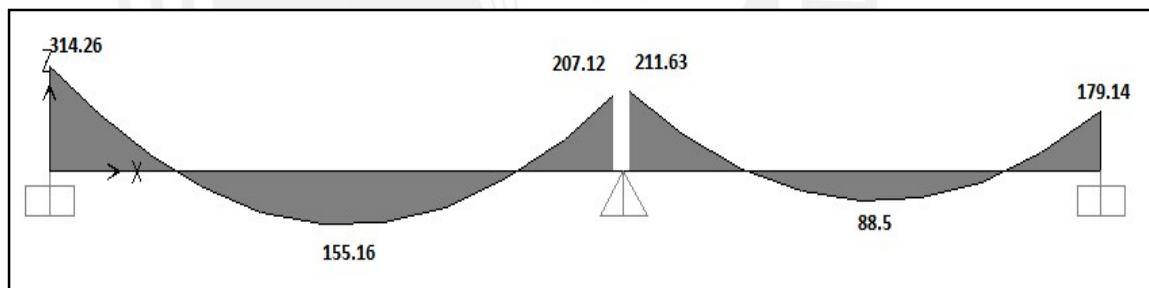


Figura 3.4. Diagrama de Momento Flector para carga viva (kg-m).

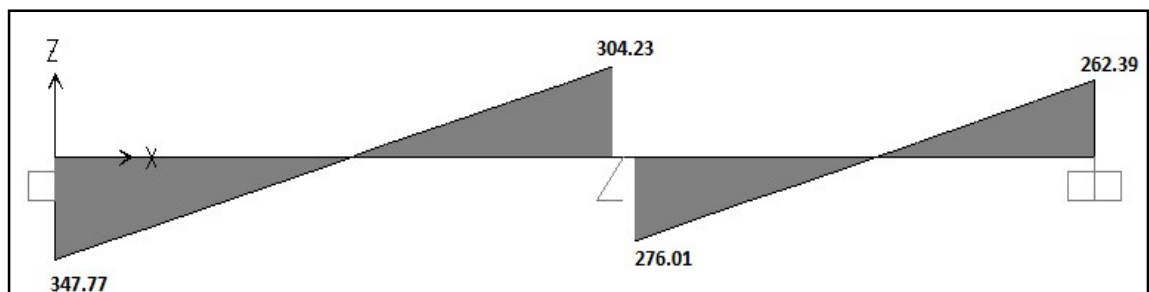


Figura 3.5. Diagrama de Fuerza Cortante para carga viva (kg).

3.1.3 Análisis de Losas Macizas

Las losas macizas, de acuerdo a sus dimensiones y/o condiciones de borde pueden trabajar en una o dos direcciones, y por consiguiente pueden ser armadas en uno o dos sentidos. Estas están sujetas a cargas perpendiculares a su plano, las cuales provienen de su peso propio, el piso terminado, la sobrecarga y de ser el caso de los tabiques que estén apoyados sobre ellas, cuya carga puede representarse como distribuidas por metro cuadrado de losa. Las losas macizas se consideran apoyadas sobre las vigas y placas.

Se presenta como ejemplo, el análisis de la losa maciza en dos direcciones perteneciente al piso típico, específicamente para el paño ubicado entre los ejes 5 - 4 y B - G (Ver figura 3.6).

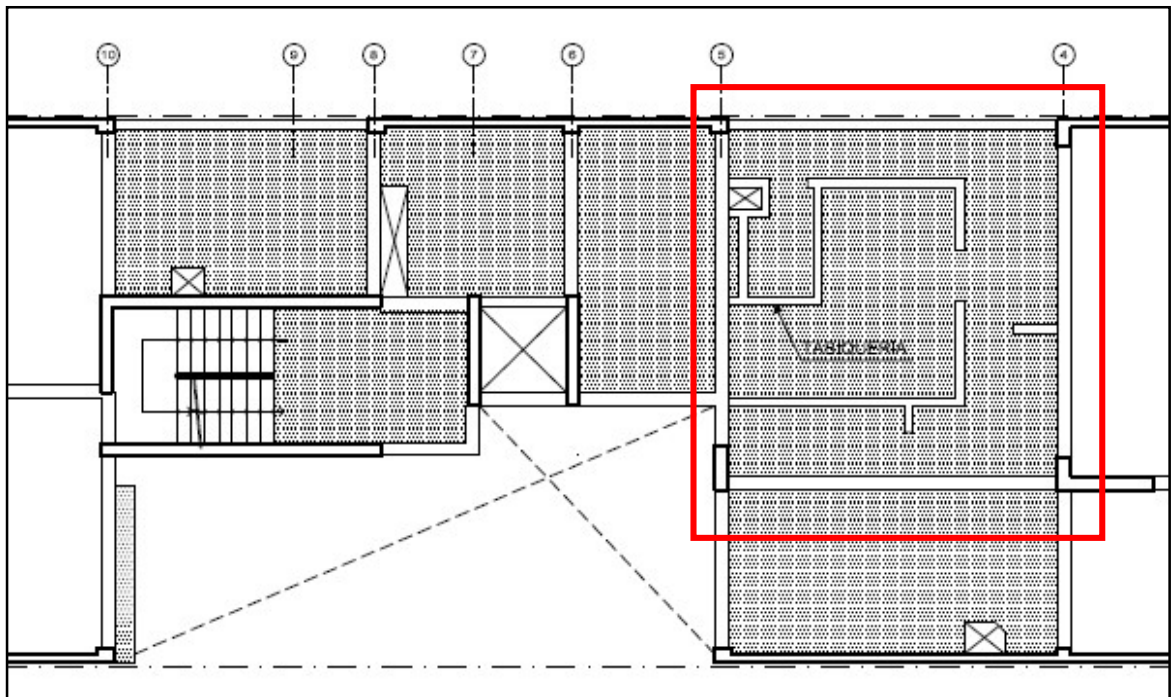


Figura 3.6. Losa Maciza en Piso Típico.

Tabla 3.4. Metrado de Cargas.

Carga Muerta
Peso Propio: $2400 \times 0.20 = 480 \text{ kg/m}^2$
Piso Terminado: 100 kg/ m^2
Tabiquería (e=15 cm) = $(1800 \times 0.15 \times 2.60 \times 18) / 37.68 = 340 \text{ kg/m}^2$
Carga Viva
S/C (Viviendas): 200 kg/ m^2

Para el análisis se ha realizado un modelo bidimensional de elementos finitos de la losa maciza en el programa SAP2000 utilizando elementos tipo SHELL. A continuación se presenta el modelo utilizado (Ver figura 3.7) y el diagrama de fuerzas internas para uno de los casos de carga (Ver figura 3.8).

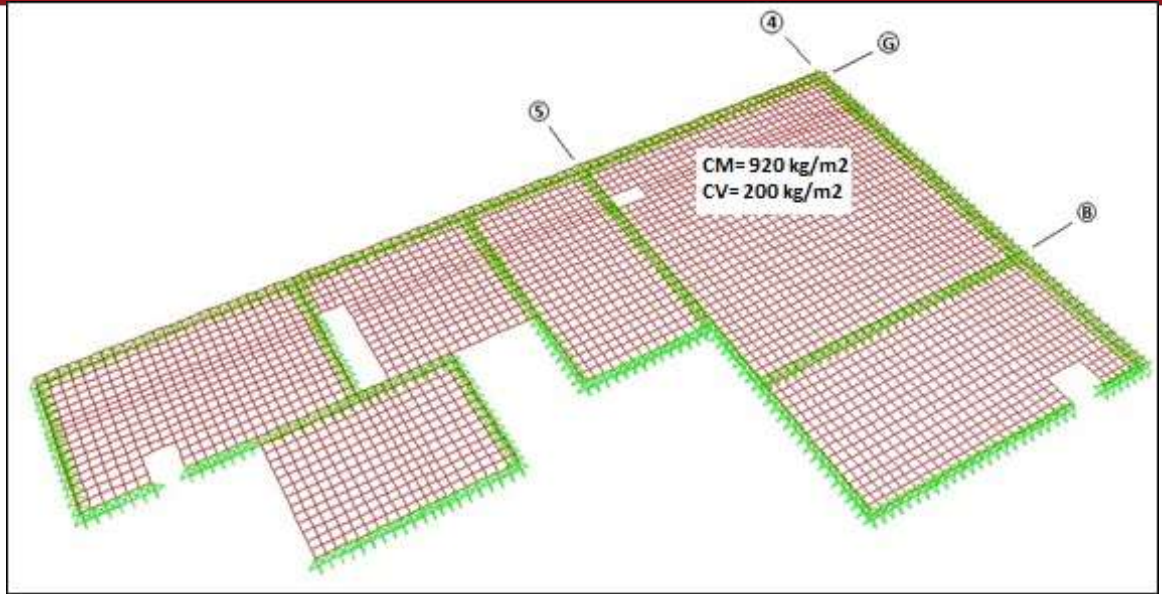


Figura 3.7. Modelo Estructural del la losa maciza del piso típico.

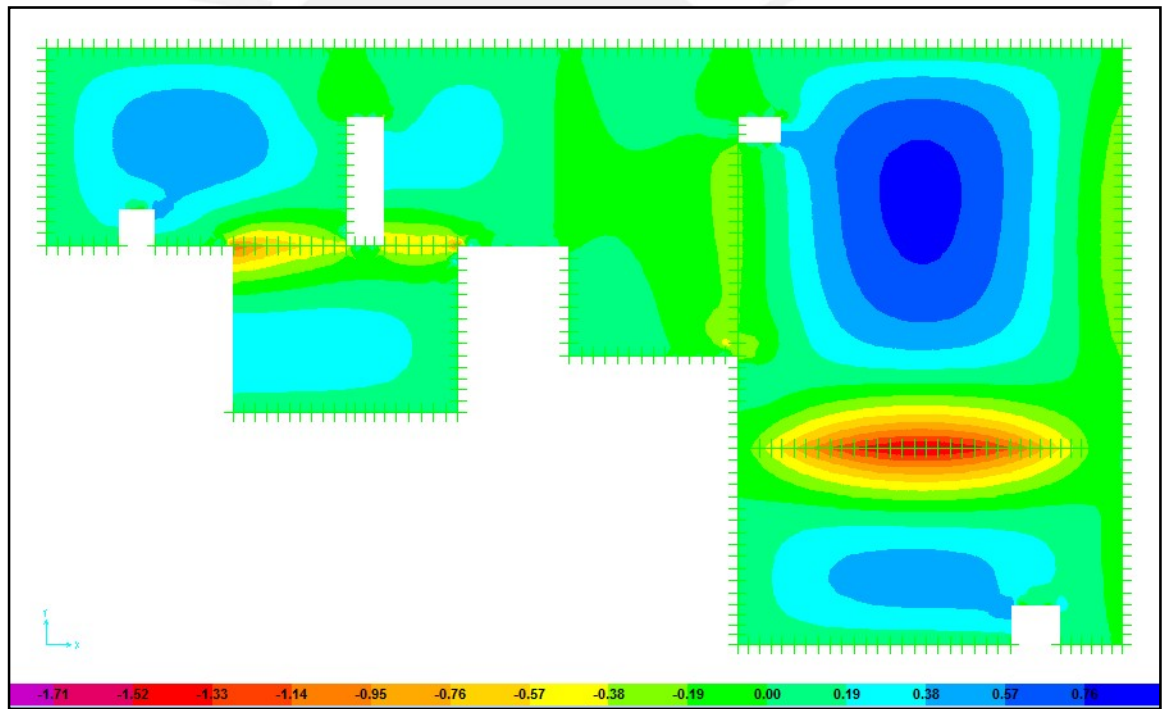


Figura 3.8. Diagrama de Momento Flector M22 para el caso de carga muerta (ton-m).

3.1.4 Análisis de la Escalera

Las escaleras son elementos estructurales, que se analizan y diseñan considerando sólo cargas de gravedad. Para el edificio del presente trabajo, se tiene una escalera convencional de varios tramos apoyada en las losas de piso.

Se realizó el metrado de cargas por metro de ancho considerando una carga uniformemente distribuida. Para el cálculo del peso propio en el tramo inclinado, se utilizó la siguiente fórmula:

$$W \text{ escalera} = \gamma * \left(\frac{C_p}{2} + t * \sqrt{1 + \left(\frac{C_p}{p} \right)^2} \right)$$

Donde:

Cp: Contrapaso = 17 cm

p: Paso = 25 cm

t: Espesor de la escalera = 15 cm

γ: Peso específico del concreto (2400 kg/m³)

Tabla 3.5. Metrado de Cargas.

Tramo Inclinado	
Carga Muerta	
Peso Propio:	640*1.00 = 740 kg /ml
Piso Terminado:	100*1.00 = 100 kg/ml
Carga Viva	
S/C:	200*1.00 = 200 kg/ml
Descanso	
Carga Muerta	
Peso Propio:	2400*0.20*1.00 + 100*1.00 = 580 kg/ml
Carga Viva	
S/C:	200*1.00 = 200 kg/ml

A continuación se presenta el modelo utilizado (figura 3.9) y el diagrama de fuerzas internas para uno de los casos de carga (figura 3.10). Se ha utilizado el programa SAP2000 para tales fines.

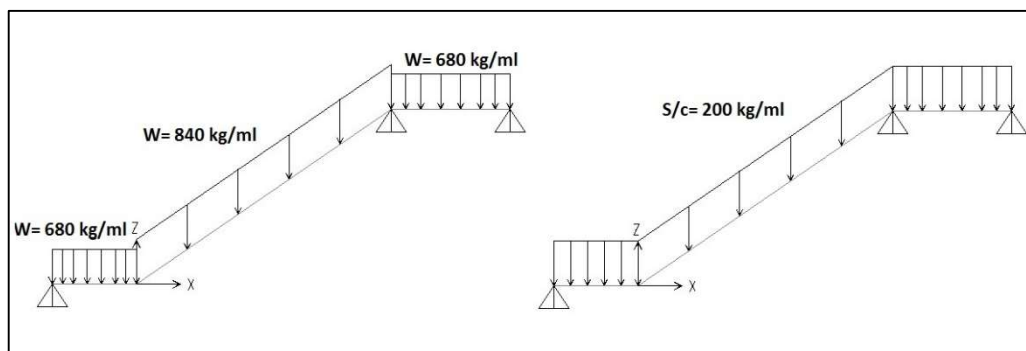


Figura 3.9. Modelo utilizado para el análisis de la escalera.

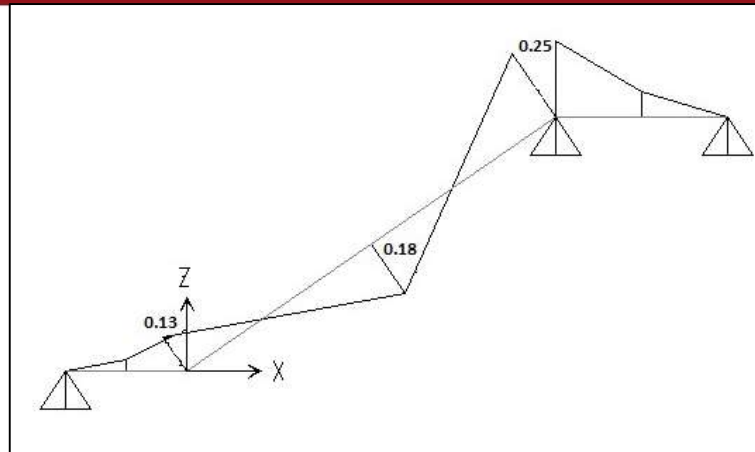


Figura 3.10. Diagrama de momento flector para carga muerta (ton-m).

3.1.5 Análisis de Muro de Sótano

Los muros de sótanos se han proyectado y diseñado para resistir el empuje del suelo, y se encuentran apoyados en las losas que forman el sótano y semisótano del edificio. Estos muros no pueden voltearse y/o deslizarse, por lo que no requieren de una gran zapata sino de un cimiento corrido. Tal y como se ha indicado en el Capítulo 2, se ha considerado un espesor de 20 cm para el mismo, de acuerdo a lo indicado en el artículo 14.5.3.2 de la Norma E.060 de Concreto Armado.

Si bien el muro de sótano es un elemento sometido a flexocompresión, ya que tiene un momento importante y una carga vertical axial (los techos apoyados en él), en la práctica se diseña como losas en flexión despreciándose la compresión axial, debido a que en la mayoría de situaciones es pequeña como en el presente caso. Para calcular el empuje del suelo y el de la sobrecarga se utilizaron las siguientes relaciones (por metro de ancho):

$$E_o = K_a \gamma H \text{ (kg/m)}$$

$$E_{s/c} = s/c K_a \text{ (kg/m)}$$

Donde:

E_o y $E_{s/c}$ = Empuje del suelo y de la sobrecarga respectivamente.

$$K_a = \tan^2(45 - \phi/2) = 0.33$$

H = Profundidad de análisis

γ = Peso específico del suelo (Grava $\gamma = 1900 \text{ kg/m}^3$ $\sigma_t = 3 \text{ kg/cm}^2$ $\mu = 0.5$)

$$\phi = 30^\circ$$

$$S/C = 250 \text{ kg/m}^2$$

En la figura 3.11 se presenta el modelo utilizado para el análisis del muro de sótano ubicado en el eje 1, entre los ejes F-G del edificio (la relación largo/ancho es mayor a 2, por ende se puede modelar como una losa unidireccional simplemente apoyada):

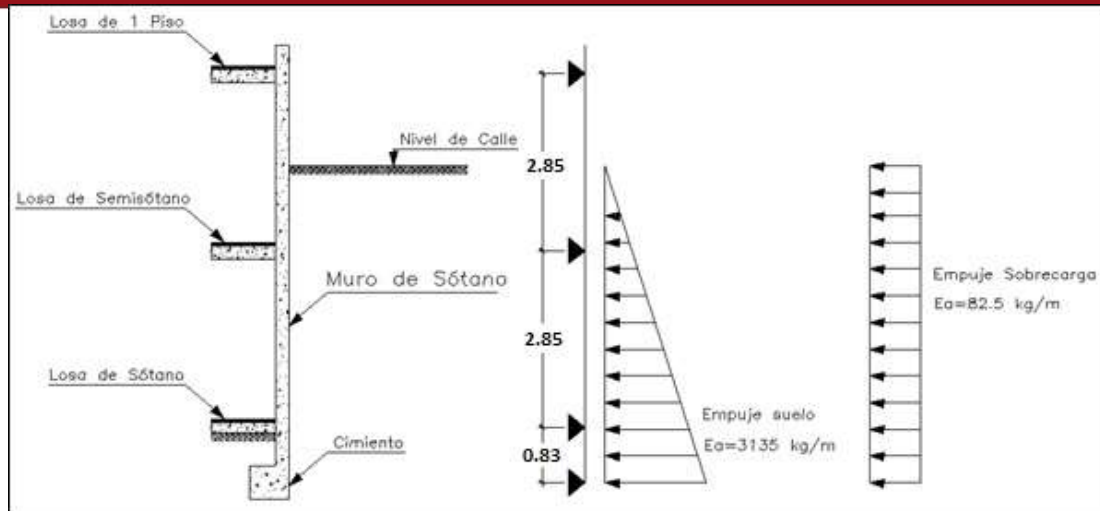


Figura 3.11. Modelo utilizado para el análisis de muro de sótano (por metro de ancho).

3.1.6 Análisis de Vigas, Columnas y Muros de Corte (placas)

Se desarrolló un modelo tridimensional del edificio en el programa ETABS, con los elementos estructurales (vigas, columnas, placas, muros de sótano y losas). Se consideraron deformaciones por flexión, fuerza cortante y carga axial para las columnas y muros de corte, y por flexión y fuerza cortante para las losas.

Las vigas y columnas se modelaron como elementos unidimensionales, los muros de corte y de sótano como elementos bidimensionales. En el caso de las vigas se anuló la resistencia a la torsión, asignándole un coeficiente torsional muy pequeño igual a 0.0001. Se asignó a las vigas una conexión rotulada en los encuentros con columnas y/o muros, en los casos en donde el acero de refuerzo no puede desarrollar su longitud de anclaje y no se genere momento.

El peso propio de los elementos (vigas, columnas, placas y muros de sótano) fue calculado por el programa. Las cargas aplicadas en los sistemas de techo se representan mediante áreas cargadas, las cuales son distribuidas por el ETABS en una o dos direcciones según sea requerido. La carga de la tabiquería sobre vigas, fue introducida como carga lineal sobre éstas.

Se restringieron las traslaciones horizontales y la rotación vertical a nivel de semisótano para modelar el confinamiento del terreno circundante. Asimismo, de acuerdo con las características del suelo, todos los elementos verticales se consideraron empotrados en la base.

A continuación se muestra el modelo tridimensional del edificio (figura 3.12) y la planta típica de estructuras del piso típico (figura 3.13). El análisis realizado es elástico.

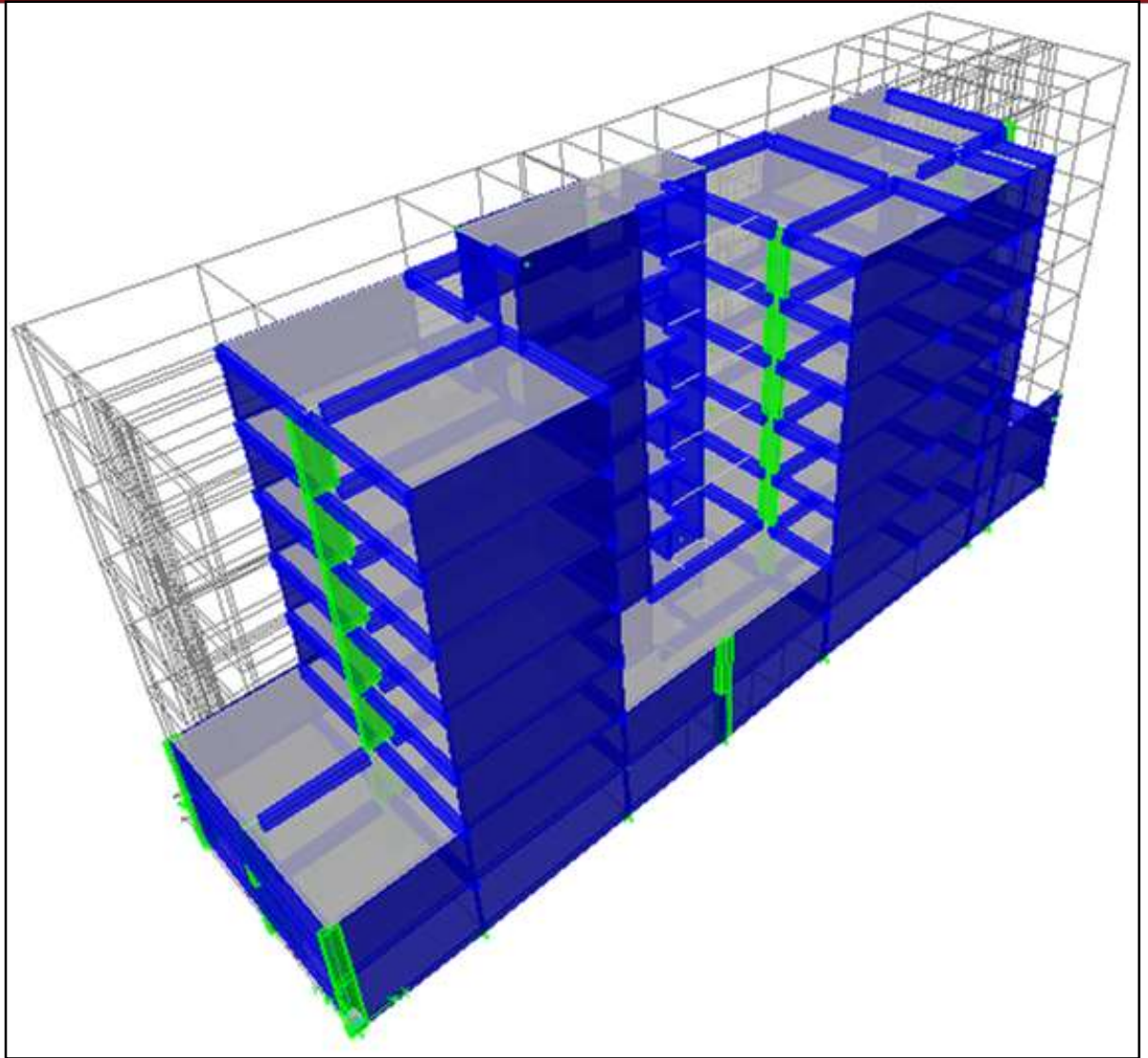


Figura 3.12. Modelo Tridimensional del Edificio (ETABS).

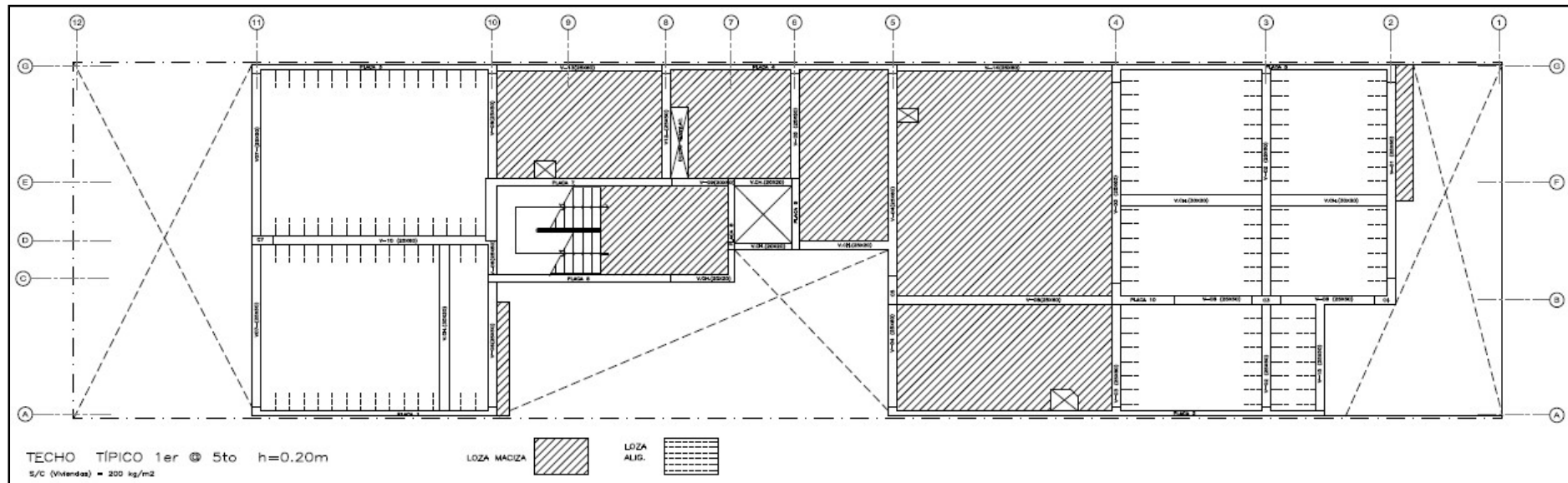


Figura 3.13. Dirección de distribución de cargas en el piso típico.

3.1.7 Influencia del Proceso Constructivo en las Fuerzas Internas Obtenidas

La presencia de cargas axiales genera deformaciones verticales en las columnas y placas del edificio, las cuales se acentúan a medida que se van construyendo más pisos por el aumento de la carga axial. Sin embargo, estas deformaciones se atenúan debido al efecto de corrección de nivelación al momento de realizar el vaciado del entrepiso superior.

Al realizar el modelo tridimensional del edificio, este se resuelve con las cargas de todos los pisos de manera simultánea, y no se refleja la atenuación que produce el proceso constructivo por nivelación progresiva. Como consecuencia se produce el acortamiento diferencial de los elementos verticales. Este problema conlleva a que todas las vigas no tengan sus apoyos en el mismo nivel, lo que genera una disminución de los momentos negativos en los apoyos de las vigas que han sufrido mayor desplazamiento.

A continuación se muestra el diagrama de momento flector de las vigas V-06 del pórtico ubicado en el eje 10 (figura 3.14). Como se puede notar, para el tramo comprendido entre los ejes E y G en el nivel de azotea, se tiene un momento positivo en el apoyo izquierdo (Eje E), lo cual se debe a que este se ha asentado más que el apoyo ubicado en lado contrario (Eje G). Por otra parte, cabe resaltar que los momentos positivos que se presentan en el apoyo del Eje D no se deben al procedimiento constructivo, sino a que esa conexión entre la placa y el tramo de viga C-D se consideró rotulada.

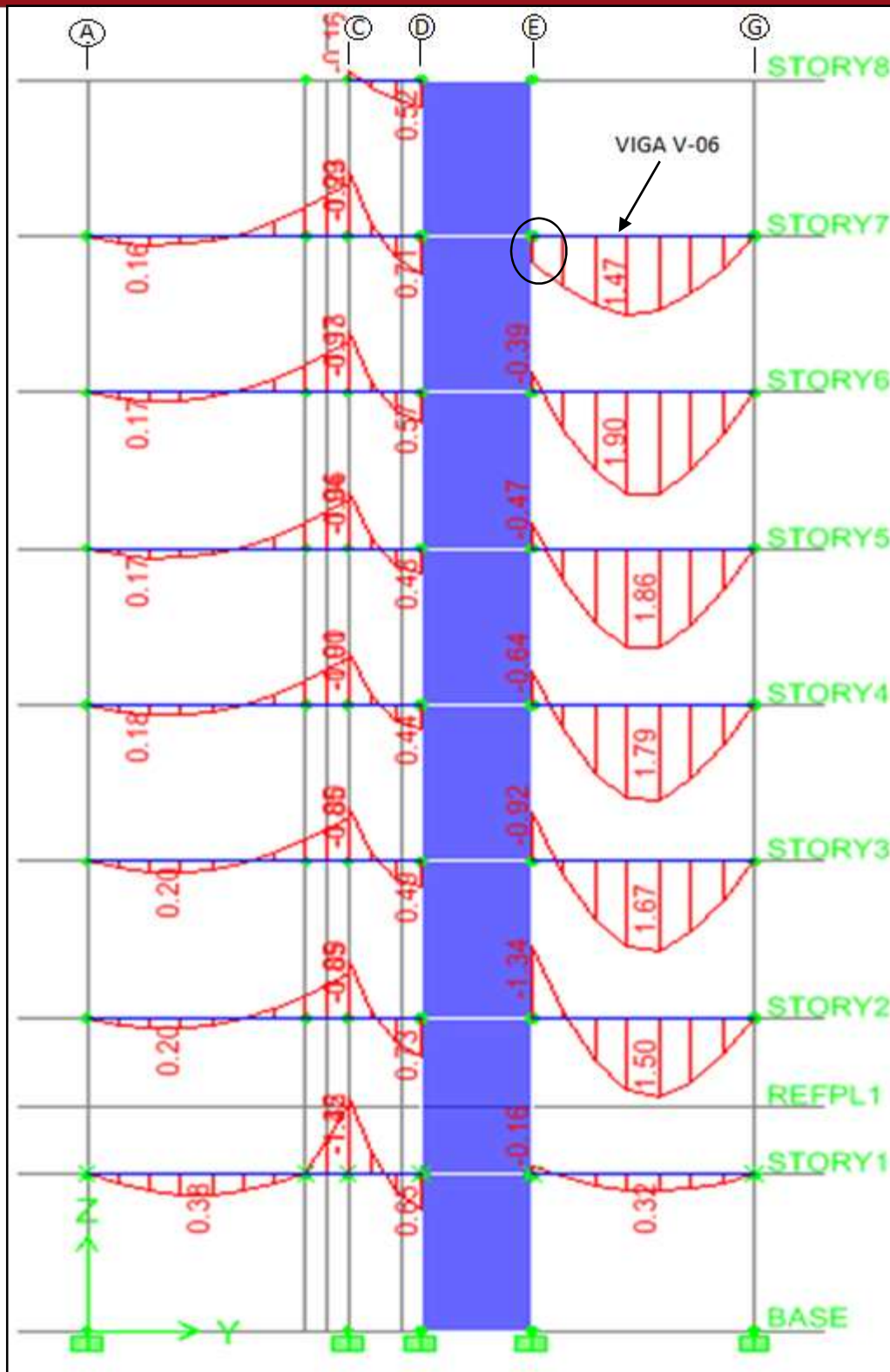


Figura 3.14. Diagrama de momento flector en vigas del pórtico del eje 10 sin considerar el proceso constructivo (ton-m).

Como se indicó anteriormente, en la realidad al construirse cada piso de la estructura, las columnas y/o placas se van nivelando con el mismo vaciado de cada techo, lo cual ocasiona que las deformaciones correspondan sólo a la del piso, mas no al acumulado de deformaciones de los pisos inferiores, reduciéndose así las mismas.

Los programas de computación, como es el caso del programa ETBAS, simulan el proceso constructivo y realizan la corrección respectiva. A continuación se muestra el diagrama de momento flector de las vigas del pórtico ubicado en el eje 10 después de haberse realizado la corrección por proceso constructivo.

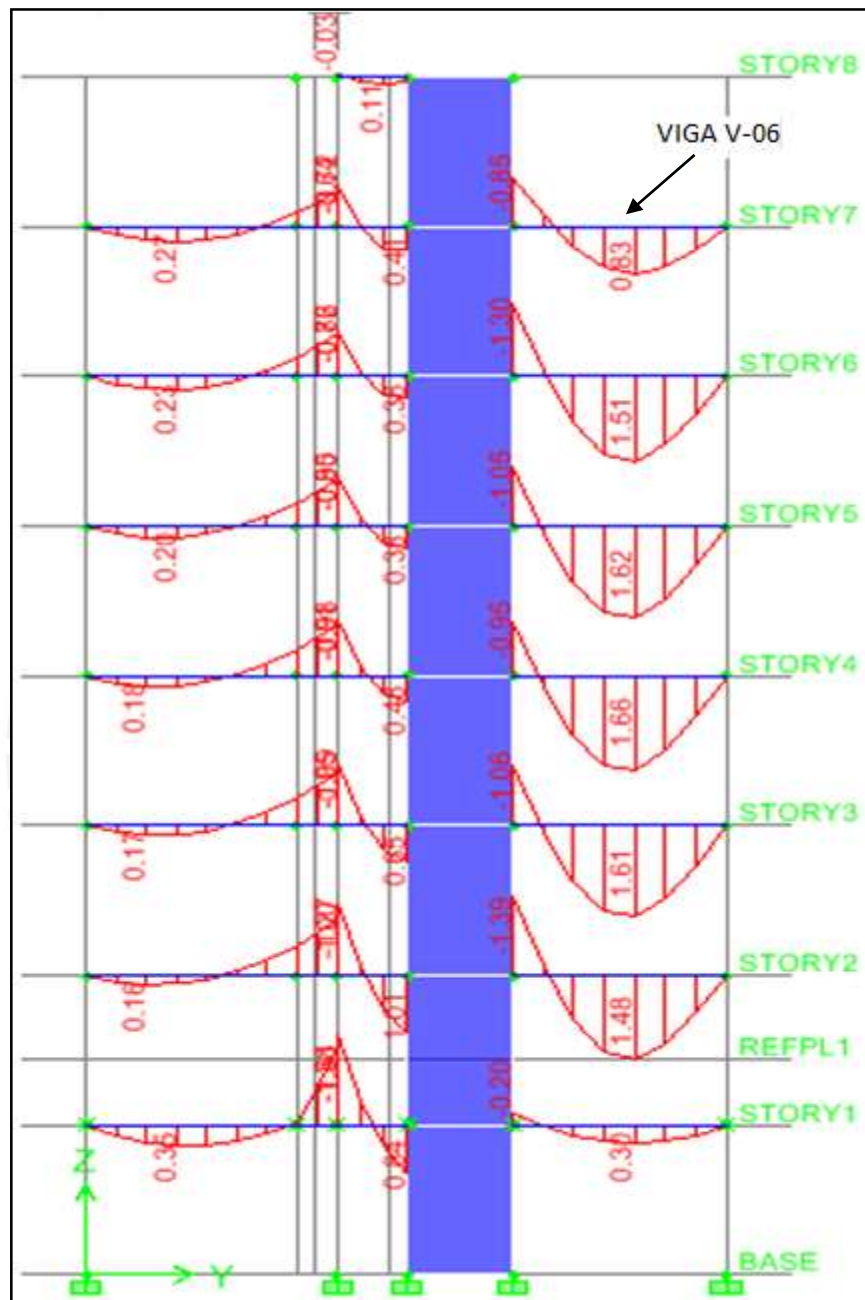


Figura 3.15. Diagrama de momento flector en vigas del pórtico del eje 10 considerando el proceso constructivo (ton-m).

3.2 ANÁLISIS POR CARGA DE SISMO

El análisis sísmico tiene como objetivos principales el estudio del comportamiento de una estructura ante la ocurrencia de un sismo y la obtención de los esfuerzos que se producirían en los elementos de la misma. Adicionalmente, se realiza para verificar que el edificio cumpla con los requisitos de rigidez (control de la deriva máxima) especificados en la Norma E.030 de Diseño Sismorresistente.

De acuerdo a lo indicado en el artículo 3 de la Norma E.030, la filosofía del diseño consiste en:

- a) Evitar pérdidas de vidas.
- b) Asegurar la continuidad de los servicios básicos.
- c) Minimizar los daños a la propiedad.

Por otra parte, la norma acepta que brindar protección completa en las estructuras ante todos los sismos, no es técnica ni económicamente viable. En tal sentido, establece los siguientes principios para el diseño:

- a) La estructura no debería colapsar ni causar daños graves a sus ocupantes en caso de movimientos sísmicos severos.
- b) La estructura debería soportar movimientos sísmicos moderados, pudiendo experimentar posibles daños dentro de los límites permisibles.

Para el cálculo de las fuerzas internas y esfuerzos en cada uno de los elementos estructurales, se ha utilizado el análisis dinámico por combinación modal espectral, estipulado en la Norma E.030 de Diseño Sismorresistente.

Modelo Dinámico

El modelo dinámico considera la rigidez y las propiedades inerciales elásticas de la estructura, para lo cual se emplea el modelo tridimensional utilizado en el análisis por cargas de gravedad. Los sistemas de techo empleados pueden considerarse indeformables ante cargas coplanares, por esta razón se emplearon diafragmas rígidos en cada nivel con los cuales se compatibilizan los desplazamientos horizontales de los elementos y se distribuyen las fuerzas horizontales a los elementos verticales según su rigidez.

Para asignar las propiedades inerciales del edificio, se consideran masas concentradas en el centro de masa de cada diafragma, las cuales corresponden al peso propio de los elementos y a las cargas aplicadas en el modelo. De acuerdo a la categoría del edificio (Categoría C, Norma E.030), se ha considerado el 100% de la carga muerta y el 25% de la carga viva.

3.2.1 Análisis de Modos de Vibración

Los modos de vibración de la estructura dependen de la rigidez del edificio y de la distribución de masas en el mismo. Cada modo de vibración está asociado a una forma de vibrar y a un período de vibración. Se considera un modo de vibración por cada grado de libertad en la estructura (en este caso se consideró diafragmas rígidos con 3 grados de libertad por nivel, dos traslaciones y una rotación perpendicular), teniéndose en total 21 modos.

En la tabla 3.6 a continuación, se presentan los 21 modos de vibración de la estructura (obtenidos con el programa ETABS), con sus respectivos periodos y porcentajes de masa participante. En base a estos obtenemos el modo fundamental de vibración para cada dirección de análisis.

Tabla 3.6. Modos de Vibración de la Estructura.

Modo	Periodo (T)	Masa Participante X-X (%)	Masa Participante Y-Y (%)
1	0.68	0.00	65.38
2	0.30	0.62	0.09
3	0.18	0.00	13.84
4	0.16	62.78	0.00
5	0.09	0.05	5.67
6	0.07	0.12	1.56
7	0.05	0.00	5.28
8	0.04	20.77	0.00
9	0.04	0.07	1.07
10	0.04	0.10	3.36
11	0.03	0.06	1.33
12	0.03	0.00	0.89
13	0.03	0.13	0.21
14	0.02	0.01	0.31
15	0.02	6.33	0.00
16	0.02	0.08	0.19
17	0.02	0.00	0.81
18	0.02	3.72	0.00
19	0.01	3.35	0.00
20	0.01	1.47	0.00
21	0.01	0.33	0.00

Tabla 3.7. Periodo fundamental de vibración de la estructura.

Periodo Fundamental de Vibración	T x-x=	0.16
	T y-y=	0.68

De los resultados anteriores podemos notar que la estructura es mucho más rígida en la dirección X-X del análisis, periodo fundamental de vibración $T=0.16$ s, lo cual es lógico debido a la gran cantidad de placas que se tienen en esa dirección. Por el contrario en la dirección Y-Y el periodo fundamental de vibración es más largo,

$T=0.68$ s, lo cual se debe a las pocas placas que se han dispuesto en esa dirección (básicamente las ubicadas en la zona del ascensor) debido a la disposición arquitectónica del edificio.

3.2.2 Parámetros y Requisitos Generales del Análisis Sísmico

Zonificación (Z)

La Norma E.030 considera el territorio peruano dividido en 3 zonas sísmicas, asignándole a cada una un factor de zona (Z), el cual se interpreta como la aceleración máxima en la base rocosa que tiene 10% de probabilidades de ser excedida en 50 años. Para el edificio en estudio, ubicado en la ciudad de Lima, le corresponde el factor **Z=0.4 (Zona 3)**.

Condiciones Geotécnicas

La Norma E.030 estima la amplificación que sufren las solicitaciones sísmicas al pasar por los estratos de suelo mediante el factor de amplificación S y el parámetro T_p . Estos parámetros dependen del tipo de suelo en la zona del proyecto, para lo cual la norma contempla 4 tipos. En este caso, el suelo de cimentación corresponde al tipo **S1 (S=1 y $T_p = 0.4$)**.

Factor de Amplificación Sísmica

Este factor es interpretado por la Norma E.030 como el factor de amplificación de la respuesta estructural respecto de la aceleración en el suelo.

$$C = 2.5 * \left(\frac{T_p}{T} \right), \quad C \leq 2.5$$

Donde:

T_p : Extremo derecho de la plataforma horizontal del espectro de aceleraciones.
T: Periodo fundamental de la estructura.

Categoría de la Edificación

De acuerdo a la Norma E.030 los edificios son clasificados en cuatro categorías: A, B, C y D de acuerdo a la importancia en su uso. Para edificios de vivienda, como es el caso del presente trabajo, se considera la categoría C (edificación común) con un factor de uso **U=1**. Este factor se interpreta como un amplificador de las solicitaciones sísmicas para las edificaciones esenciales e importantes en relación a las edificaciones comunes.

Sistema Estructural y Coeficiente de Reducción (R)

El sistema estructural en la dirección X-X (perpendicular a la fachada del edificio) está conformado básicamente por muros de corte, mientras que en la dirección Y-Y (paralelo a la fachada del edificio) está conformado por muros y pórticos de concreto armado. En ambos casos se asumirá el coeficiente de reducción $R=6$ correspondiente a un sistema de muros estructurales según lo indicado en la Norma E.030, hipótesis que se verificará luego de realizado el análisis. Este coeficiente representa que ante un sismo severo la estructura puede incursionar en el rango inelástico.

Por otra parte, la estructura presenta irregularidad en planta por esquinas entrantes, por lo que es calificada por la Norma E.030 como irregular. Por ello se afectó el coeficiente de reducción R por $\frac{3}{4}$, obteniéndose **R=4.5**.

En la tabla 3.8 a continuación, se resumen los parámetros sísmicos adoptados en el análisis:

Tabla 3.8. Parámetros sísmicos utilizados en el análisis.

Parámetros Sísmicos Norma E.030		
Zona 3	Z= 0.4	
Categoría C	U= 1	
Suelo Tipo S1	S= 1 Tp= 0.4	
Coeficiente de Reducción: Estructura Irregular 0.75*R	Rx= 4.5	Ry= 4.5
	Muros Estructurales	

3.2.3 Análisis Dinámico por Combinación Modal Espectral

La Norma E.030 establece dos métodos de análisis dinámico, el primero de combinación espectral y el segundo de respuesta en el tiempo. De acuerdo al código el método de combinación modal espectral se puede emplear con cualquier edificación convencional como es el caso del edificio en el presente trabajo.

En tal sentido, se realizó un análisis dinámico por combinación modal espectral, donde las sollicitaciones sísmicas son representadas por un espectro inelástico de pseudoaceleraciones de acuerdo a lo dispuesto en la Norma E.030. Este análisis tiene como objetivo obtener la respuesta máxima esperada tanto para las fuerzas internas en los elementos estructurales del edificio como para los desplazamientos de la estructura. La respuesta obtenida es producto de la combinación de los resultados de todos los modos de vibración considerados. Dicha combinación se ha realizado empleando el criterio de combinación cuadrática completa (CQC) aceptada por la norma.

Espectro de Diseño

El espectro de diseño es definido en el artículo 18.2 de la Norma E.030 mediante la siguiente ecuación:

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

Donde:

Sa: Pseudoaceleración

g: Aceleración de la gravedad 9.81 m/s²

En la figura 3.16 se muestra el espectro utilizado en el análisis sísmico para ambas direcciones:

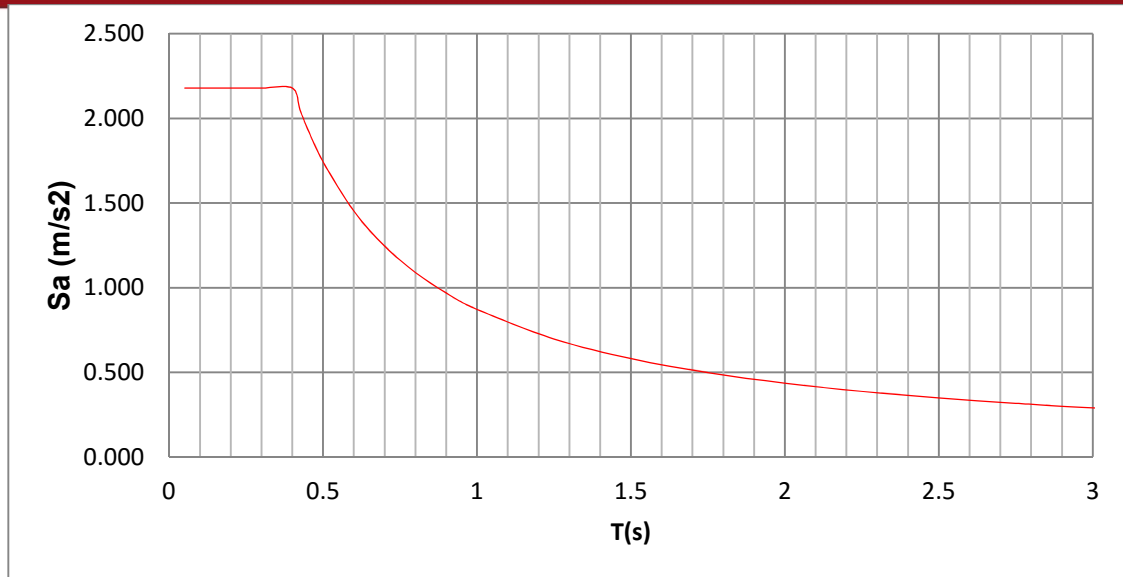


Figura 3.16. Espectro de Pseudoaceleraciones Norma E.030.

Análisis del Coeficiente de Reducción (R)

Se realizó la verificación del coeficiente de reducción asumido, para lo cual determinamos el sistema estructural del edificio de acuerdo a lo estipulado en la Norma E.030. Según el artículo 12 de la misma, para determinar el sistema estructural debe analizarse el porcentaje de la fuerza cortante basal que actúa sobre las columnas y/o placas de la estructura.

En las tablas 3.9 y 3.10 se presentan los resultados obtenidos en la verificación.

Tabla 3.9. Verificación Coeficiente de Reducción (Dirección X-X).

ANÁLISIS FACTOR DE REDUCCIÓN R SISMOS EN X-X		
Análisis de Fuerzas Cortantes en el entrepiso 1		
Cortante en las placas (Ton)	Cortante en las columnas (Ton)	
PLACA1	32.85	
PLACA2	76.21	
PLACA3	27.95	
PLACA4	29.5	
PLACA5	33.64	
PLACA6	8.15	
PLACA7	8.96	
PLACA8	0.02	
PLACA9	0.02	
PLACA10	2.8	
Total	220.1	
	C3	1.23
	C4	0.56
	C5	0.03
	C7	0.73
	Total	2.55
Cortante Basal (Ton)		
222.65		
% Muros	98.85	Sistema de Muros
%Columnas	1.15	

De los resultados anteriores podemos notar que en la dirección X-X, el porcentaje de fuerza cortante que toman las placas o muros es mayor al 80% del cortante basal,

por lo que el sistema estructural del edificio es de muros, y por ende le corresponde un coeficiente de reducción $R=6$. Sin embargo y como ya indicado, al ser la estructura irregular, se utilizó 4.5.

Tabla 3.10. Verificación Coeficiente de Reducción (Dirección Y-Y).

ANÁLISIS FACTOR DE REDUCCIÓN R SISMO EN Y - Y			
Análisis de Fuerzas Cortantes en el entrepiso 1			
Cortante en las placas (Ton)		Cortante en las columnas (Ton)	
PLACA1	0.89	C3	3.48
PLACA2	1.42	C4	7.42
PLACA3	0.05	C5	7.78
PLACA4	0.01	C7	2.36
PLACA5	14.71	Total	21.04
PLACA6	1.73		
PLACA7	44.91		
PLACA8	22.62	Cortante Basal (Ton)	143.2
PLACA9	24.64		
PLACA10	11.18		
Total	122.16		
		% Muros	85.31
		%Columnas	14.69
		Sistema de Muros	

De los resultados anteriores podemos notar que en la dirección Y-Y, el porcentaje de fuerza cortante que toman las placas o muros es mayor al 80% de la cortante basal, por lo que el sistema estructural del edificio es de muros, y por ende le corresponde un coeficiente de reducción $R=6$. Sin embargo al ser la estructura irregular se utilizó 4.5.

3.2.4 Desplazamientos de Respuesta

Para calcular los desplazamientos laterales de respuesta según lo indicado en la Norma E.030 de Diseño Sismorresistente, debe multiplicarse por $0.75R$ los desplazamientos máximos obtenidos del análisis lineal elástico con solicitaciones reducidas (realizado en el programa ETABS). Esto tiene como objetivo estimar los efectos de la incursión de la estructura en el rango inelástico durante un sismo severo. En la tabla 3.11 a continuación, se presentan los desplazamientos elásticos e inelásticos de la estructura.

Tabla 3.11. Desplazamientos laterales de respuesta elásticos e inelásticos para ambas direcciones (X-X, Y-Y)

X - X							
Nivel	Diafragma (ETABS)	Δ Elástico Relativo al Suelo (cm)	Δ Entrepiso Elástico (cm)	Δ Inelástico Relativo al Suelo (cm)	Δ Entrepiso Inelástico (cm)	Deriva ‰	¿<7‰?
Techo Azotea	DPISO7	0.23	0.04	0.78	0.14	0.47	SI
Azotea	DPISO6	0.19	0.04	0.64	0.14	0.47	SI
5 Piso	DPISO5	0.15	0.05	0.51	0.17	0.59	SI
4 Piso	DPISO4	0.10	0.04	0.34	0.14	0.47	SI
3 Piso	DPISO3	0.06	0.03	0.20	0.10	0.36	SI
2 Piso	DPISO2	0.03	0.02	0.10	0.07	0.24	SI
1 Piso	DPISO1	0.01	0.01	0.03	0.03	0.12	SI
Y - Y							
Nivel	Diafragma (ETABS)	Δ Elástico Relativo al Suelo (cm)	Δ Entrepiso Elástico (cm)	Δ Inelástico Relativo al Suelo (cm)	Δ Entrepiso Inelástico (cm)	Deriva ‰	¿<7‰?
Techo Azotea	DPISO7	2.16	0.29	7.29	0.98	3.43	SI
Azotea	DPISO6	1.87	0.33	6.31	1.11	3.91	SI
5 Piso	DPISO5	1.54	0.39	5.20	1.32	4.62	SI
4 Piso	DPISO4	1.15	0.42	3.88	1.42	4.97	SI
3 Piso	DPISO3	0.73	0.41	2.46	1.38	4.86	SI
2 Piso	DPISO2	0.32	0.27	1.08	0.91	3.20	SI
1 Piso	DPISO1	0.05	0.05	0.17	0.17	0.59	SI

La Norma E.030 establece límites para el desplazamiento lateral según el tipo de estructura, para el caso de edificios de concreto armado el límite para la deriva máxima es de 7‰. En el caso del edificio del presente trabajo las máximas derivas fueron de 0.59 ‰ y 4.97 ‰ en las direcciones X-X e Y-Y respectivamente, por lo tanto, se cumple con la exigencia de la norma para los desplazamientos laterales máximos permisibles. Sin embargo debido a que se cuentan con derivas cercanas al 5‰ (dirección Y-Y), será necesario aislar adecuadamente los elementos no estructurales (tabiques de albañilería) de la estructura de concreto armado, buscando así minimizar el daño en los mismos durante un sismo.

3.2.5 Cortante de Diseño

De acuerdo a lo indicado en el artículo 18.2 de la Norma E.030, para cada una de las direcciones de análisis, la fuerza cortante basal calculada en el análisis dinámico no podrá ser menor que el 80% de la calculada para el análisis estático en el caso de una estructura regular y que el 90% en el caso de una estructura irregular. Igualando el 90% del cortante basal estático y el cortante basal obtenido de la superposición espectral obtenemos el factor de escala “f” a utilizar para las fuerzas internas. En el caso de los desplazamientos, de acuerdo a lo indicado en la norma, estos no deben ser escalados.

$$f = \frac{0.9V_{estático}}{V_{dinámico}}, f \geq 1$$

Fuerza Cortante Basal Estática

El cortante basal estático, se estima de acuerdo a la siguiente expresión (artículo 17.3 Norma E.030):

$$V_{estático} = \frac{ZUCS}{R} P, \quad C/R \geq 0.125$$

Para obtener el peso de la edificación (P) en la expresión anterior, se consideró el tramo de la estructura a ser afectada por la aceleración sísmica (Nivel +0.00 en adelante). En la tabla 3.12 a continuación, se representa el cálculo realizado:

Tabla 3.12. Peso total de la edificación.

Peso de la Edificación: 100%CM + 25%CV			
Nivel	Diafragma (ETABS)	MASA(Ton.S2/m)	Peso (Ton)
Techo Azotea	DPISO7	2.17	21.24
Azotea	DPISO6	22.41	219.79
5 Piso	DPISO5	31.29	306.82
4 Piso	DPISO4	31.09	304.93
3 Piso	DPISO3	31.09	304.93
2 Piso	DPISO2	31.09	304.93
1 Piso	DPISO1	38.50	377.52
Peso Total =			1840.15

Con los parámetros definidos en el ítem 3.2.2, se calculó la fuerza cortante basal estática para ambas direcciones de análisis. En la tabla 3.13 se muestra dicho cálculo.

Tabla 3.13. Cálculo de la fuerza cortante basal estática (ton).

DirecciónX-X		DirecciónY-Y	
Vx estático=	408.92	Vy estático=	241.96
Tx	0.16	Ty	0.68
Cx	2.5	Cy	1.48
P	1840.15	P	1840.15

Tal y como indicado previamente, al ser el edificio irregular, la fuerza cortante basal dinámica se escaló al 90% de la fuerza cortante estática, el factor de escala para todos los resultados obtenidos, excepto para los desplazamientos, se muestra en la tabla 3.14 a continuación:

Tabla 3.14. Fuerzas Cortantes Basales (ton).

	V estática	V dinámica	90% V estática	Factor (f)
Sismo XX	408.92	238.34	368.03	1.54
Sismo YY	241.96	151.5	217.77	1.44

3.2.6 Fuerzas Internas

Se muestran diagramas de momentos flectores y fuerzas cortantes para ambas direcciones de análisis, ejes 5 y B del edificio (figuras 3.17, 3.18 y 3.19).

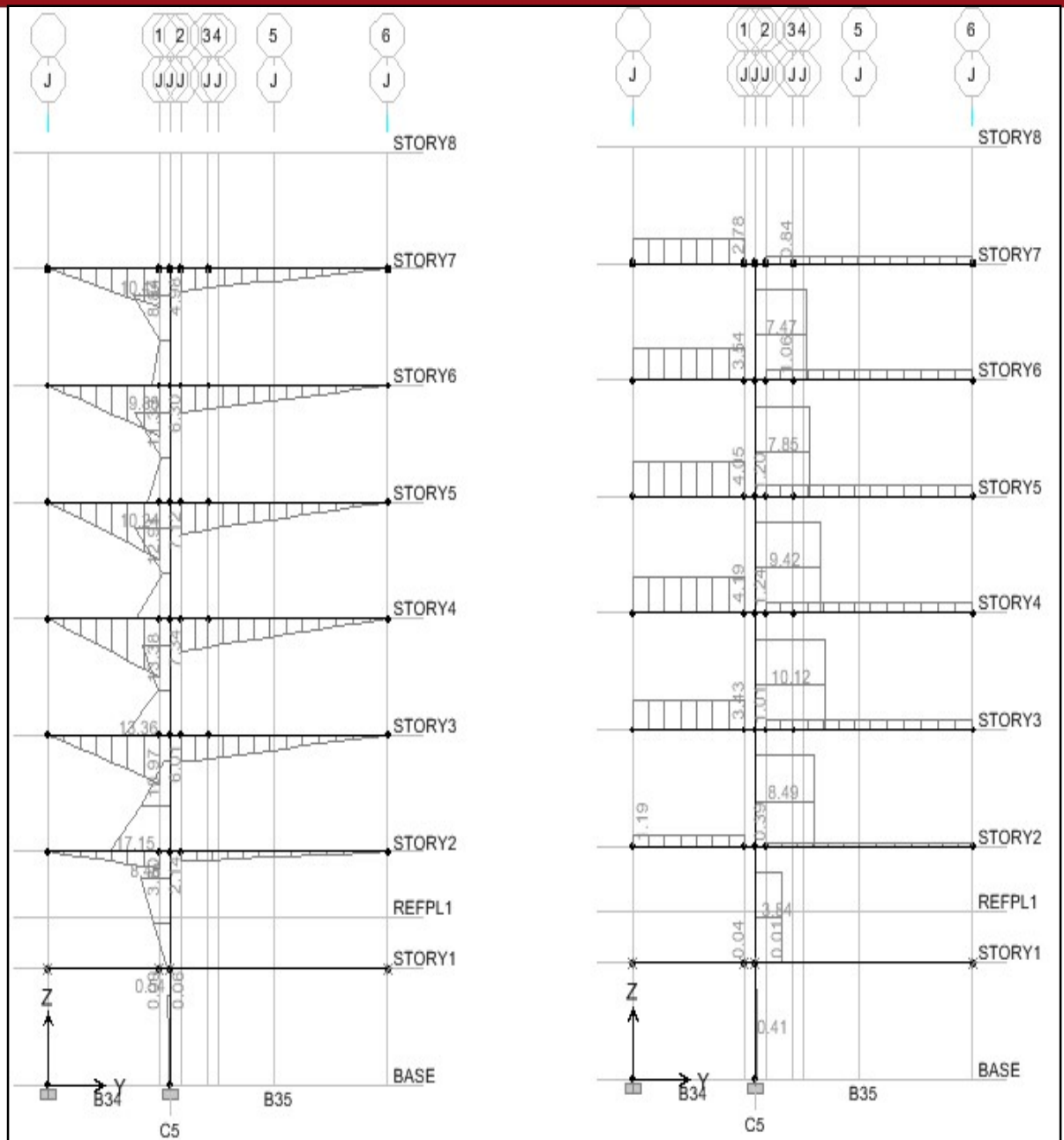


Figura 3.17. Diagrama de momento flector (izquierda, ton-m) y fuerza cortante (derecha, ton) del pórtico del eje 5, correspondiente al sismo en dirección Y-Y.

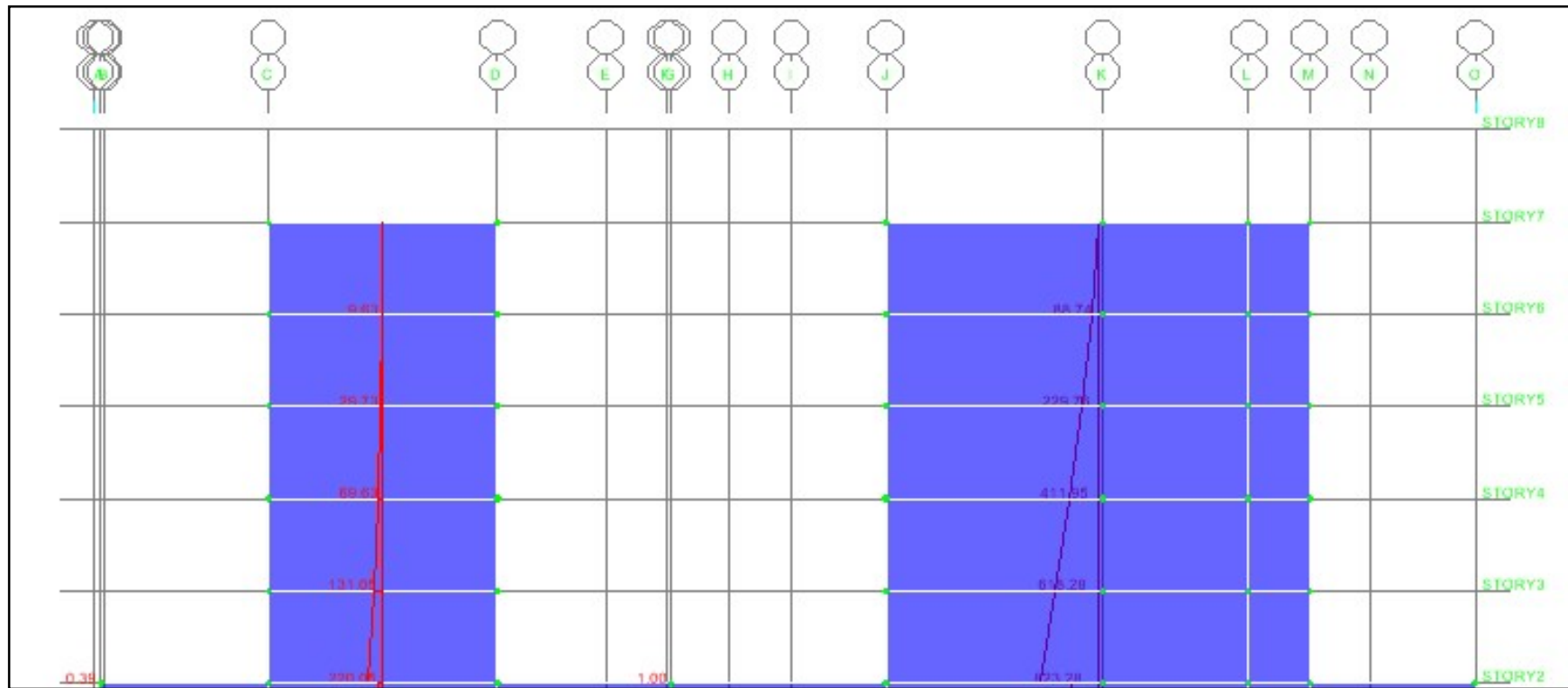


Figura 3.18. Diagrama de momento flector en el eje A, correspondiente al sismo en dirección X-X (ton-m).

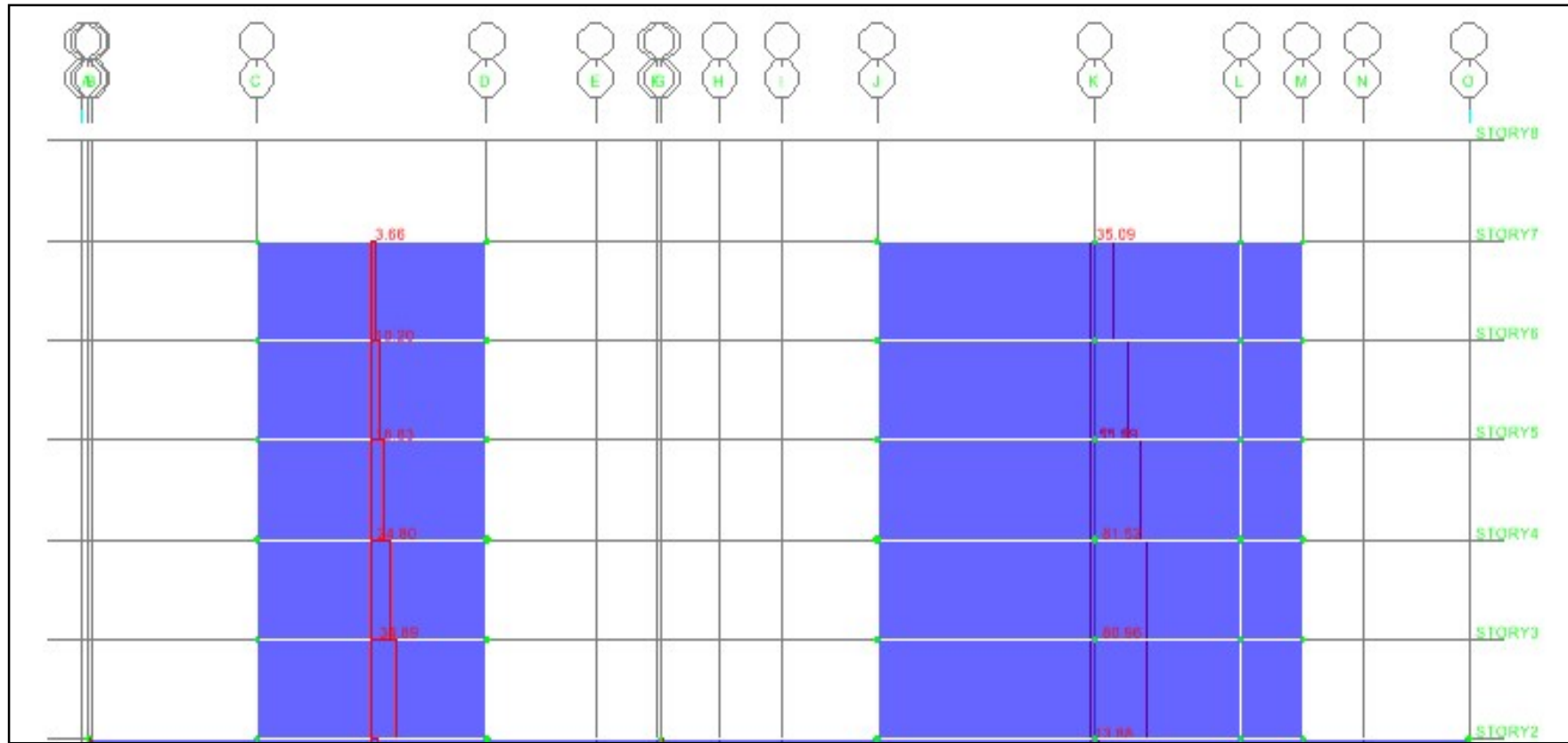


Figura 3.19. Diagrama de fuerza cortante en el eje A, correspondiente al sismo en dirección X-X (ton).

3.2.7 Junta de Separación Sísmica y Estabilidad del Edificio

Junta de Separación Sísmica

La Norma E.030 en el artículo 15.2, estipula que debe considerarse una junta de separación sísmica (s) entre dos estructuras para evitar el contacto entre ellas durante un movimiento sísmico. Los parámetros a considerar para el cálculo de la junta son los siguientes:

- $s > 2/3$ de la suma de los desplazamientos máximos de los bloques adyacentes.
- $s > 3$ cm.
- $s > 3 + 0.004 (h-500)$, h y s en cm.

Asimismo, se indica que el edificio deberá retirarse de los límites de propiedad adyacentes a otros lotes edificables o con edificaciones, distancias no menores que $2/3$ del desplazamiento máximo calculado ni menores que $s/2$.

Dirección X-X

- Desplazamiento máximo : 0.78 cm
- $2/3$ Desplazamiento máximo: 0.52 cm

Dirección Y-Y

- Desplazamiento máximo: 7.29 cm
- $2/3$ Desplazamiento máximo: 4.86 cm

La altura del edificio es 1860 cm por lo que se obtiene un valor de s igual a:

$$3+0.004*(1860-500) = 8.44 \text{ cm}, s/2=4.22 \text{ cm}$$

Se considera un retiro de 5cm con respecto a los límites de propiedad en ambas direcciones.

Estabilidad del Edificio

En el capítulo 5, artículo 21 de la Norma E.030 de Diseño Sismorresistente, se indica que toda estructura y su cimentación deben diseñarse para resistir el momento de volteo que produce el sismo. El factor de seguridad debe ser mayor o igual a 1.50. La figura 3.20 muestra el esquema de las fuerzas actuantes y estabilizantes en la estructura, y la figura 3.21 muestra esquemáticamente las dimensiones en planta del edificio.

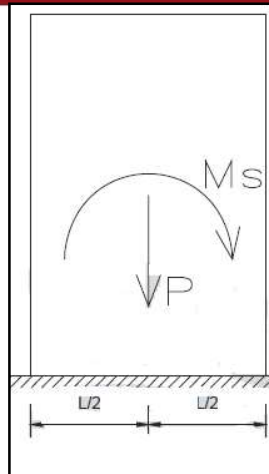


Figura 3.20. Esquema de Fuerzas Actuantes y Estabilizantes en la estructura.

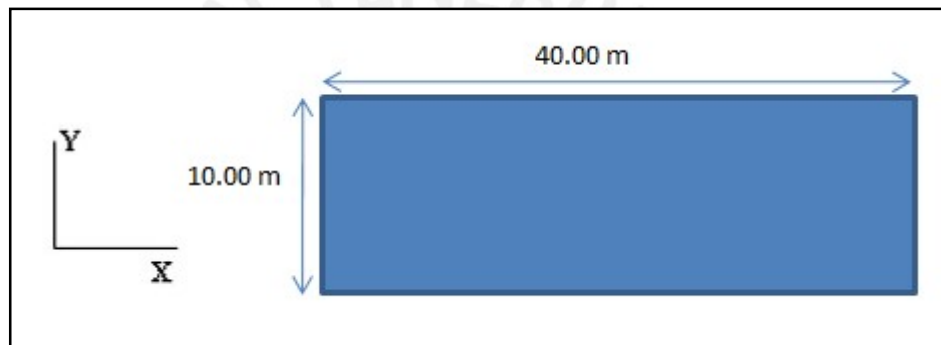


Figura 3.21. Esquema de dimensiones en planta del edificio.

Factor de seguridad: Momento Estabilizante / Momento Volcante

Dirección X-X: $FS = 1840 \text{ ton} \cdot 20 \text{ m} / 2759.58 \text{ tn} \cdot \text{m} = 13.33 > 1.5 \text{ OK}$

Dirección Y-Y: $FS = 1840 \text{ ton} \cdot 5 \text{ m} / 1688.943 \text{ tn} \cdot \text{m} = 5.45 > 1.5 \text{ OK}$

CAPITULO 4: DISEÑO EN CONCRETO ARMADO

4.1 FUNDAMENTOS DEL DISEÑO

4.1.1 Diseño a la Rotura

Para el diseño en concreto armado se utiliza el método a la rotura, también conocido como el Diseño por Resistencia. Este método consiste en que todas las secciones deben tener una resistencia de diseño (ΦR_n) por lo menos igual o mayor a la resistencia requerida (R_u).

$$\Phi R_n \geq R_u$$

Resistencia de Diseño (ΦR_n)

La resistencia nominal (R_n) es la que se obtiene de las características del acero y concreto empleados en la sección, considerando condiciones óptimas. La resistencia de diseño es la resistencia nominal multiplicada por un factor de reducción Φ . En la tabla 4.1, se presenta los valores del factor de reducción de resistencia (Φ), según las solicitaciones en la sección de acuerdo a la Norma E.060 de Concreto Armado:

Tabla 4.1. Factores de Reducción de Resistencia.

Solicitaciones en la Sección	Factor de Reducción (Φ)
Flexión	0.9
Cortante	0.85
Flexocompresión y Compresión con Estribos	0.7
Aplastamiento	0.7

Resistencia Requerida (R_u)

Es la solicitación última que se obtiene de las cargas amplificadas mediante combinaciones de los diferentes casos de análisis. A continuación se indican las combinaciones últimas a utilizar en el análisis, de acuerdo a la Norma E.060:

$$U=1.4 CM+1.7 CV$$

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

$$U=0.9 (CM) \pm CS$$

Donde:

CM = Carga Muerta

CV = Carga Viva

CS = Carga de Sismo

4.1.2 Verificación de Condiciones de Servicio

El diseño por resistencia no garantiza necesariamente un adecuado comportamiento ante cargas de servicio. Los estados límites que más interesan son las deflexiones excesivas y la fisuración excesiva.

Las deflexiones deben calcularse y evitar que excedan los límites estipulados en la Norma E.060 de Concreto Armado. Las mismas deben ser controladas tanto por problemas de apariencia como por los daños que pueden causar a los elementos no estructurales (tabiquería) o el mal funcionamiento que puede generar en la estructura.

En el caso de la fisuración, debe controlarse el ancho de las grietas y evitar que se excedan los límites definidos en la norma para garantizar un comportamiento satisfactorio de la sección, asegurándose su durabilidad y estética.

4.2 DISEÑO POR FLEXIÓN

El diseño de las secciones sometidas a flexión consiste en dotarlas de una resistencia de diseño mayor a la requerida por las cargas últimas actuantes:

$$\Phi M_n \geq M_u$$

Donde “Mn” y “Mu” son la resistencia nominal y la resistencia requerida por flexión en la sección, respectivamente.

En la figura 4.1 se presenta de forma esquemática, el refuerzo dispuesto por flexión (debido a cargas de gravedad) en vigas.

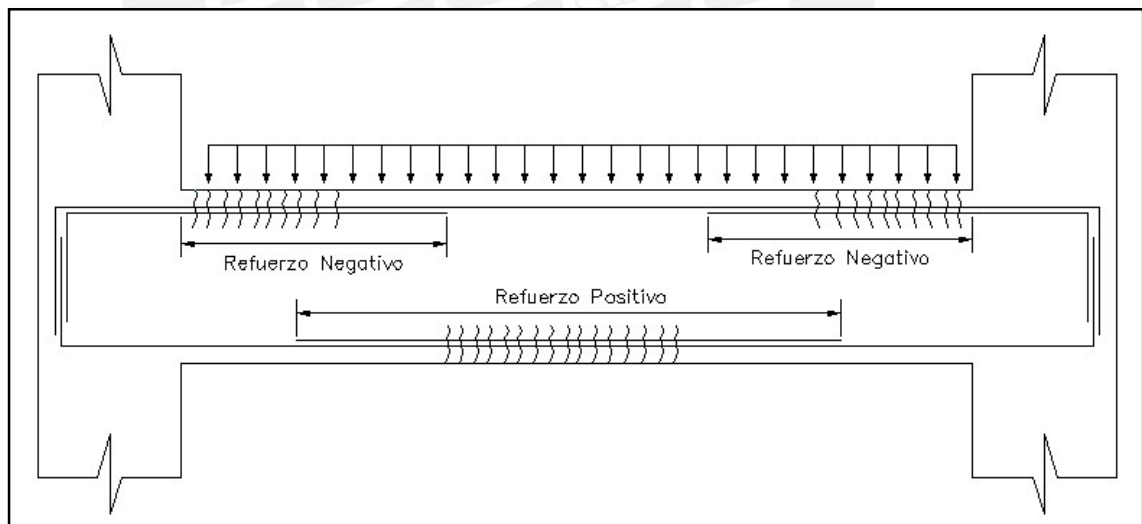


Figura 4.1. Refuerzo por flexión en vigas.

En los elementos estructurales sometidos a flexión el esfuerzo de compresión, es tomado por el concreto y los esfuerzos de tracción son tomados por el acero de refuerzo. A continuación se presentan las hipótesis consideradas en el diseño:

Hipótesis de Diseño:

- 1) Debe cumplirse con las condiciones de equilibrio, compatibilidad y relaciones constitutivas.
- 2) Las secciones planas permanecen planas, antes y después de la aplicación de las cargas (Hipótesis de Navier).
- 3) Existe adherencia perfecta entre el acero y el concreto, no se presenta movimiento relativo entre ellos (deslizamiento).
- 4) Se desprecia la resistencia a la tracción del concreto.
- 5) Los esfuerzos en el concreto y el acero se pueden calcular a partir de las deformaciones (relaciones constitutivas, σ - ϵ).
- 6) El diagrama constitutivo del acero se puede asumir elastoplástico.
- 7) La deformación en compresión última del concreto es $\epsilon_c=0.003$.
- 8) Se puede asumir un bloque de compresiones rectangular (propuesto por Whitney) como se muestra en la figura 4.2.

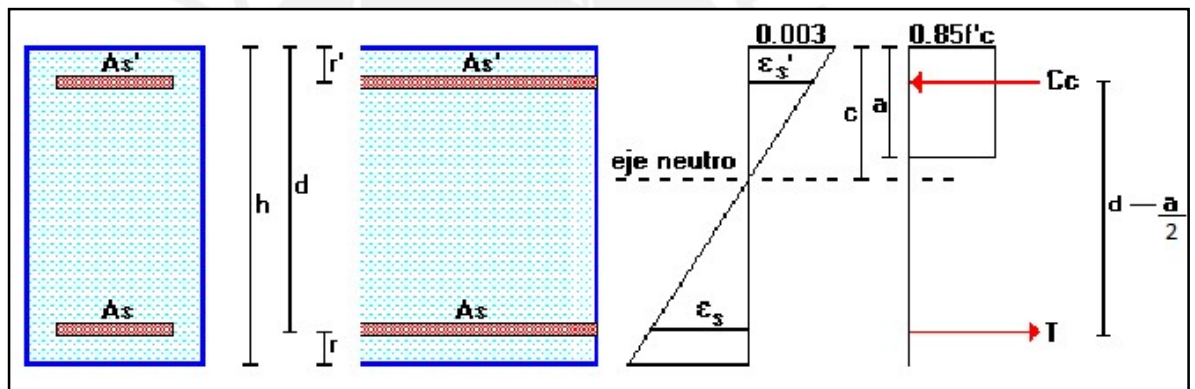


Figura 4.2. Bloque de Compresiones propuesto por Whitney.

Cálculo de la Resistencia Nominal:

El diagrama de esfuerzos del concreto se puede reemplazar por un bloque de compresiones uniformemente distribuido con un esfuerzo de $0.85 f'c$ desde el borde de la sección transversal hasta una distancia $a=\beta_1*c$, donde c es la distancia al eje neutro desde el borde de la sección (para $f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$, $\beta_1 = 0.85$).

La resistencia nominal (M_n) de una sección de base “ b ”, altura “ h ” y armadura “ A_s ”, se calcula como:

$$M_n = A_s * f_y * (d - a/2)$$

Donde:

$$a = \frac{A_s * f_y}{0.85 * f'c * b}$$

Cuantía máxima y cuantía mínima:

La cuantía de acero (ρ) en una sección, queda definida por:

$$\rho = \frac{A_s}{bd}$$

Se denomina cuantía balanceada (ρ_b), a la cuantía de acero que propicia una falla por aplastamiento del concreto en compresión al mismo tiempo que el acero en tracción alcanza la deformación de fluencia ϵ_y . ρ_b se calcula como:

$$\rho_b = \frac{0.85 f'_c \beta_1}{f_y} * \frac{6000}{6000 + f_y}$$

Cuando se coloca una cuantía mayor a la balanceada se producirá la falla en compresión, la cual es una falla frágil muy peligrosa. Por ello, en el diseño debe buscarse una falla dúctil. En tal sentido, es importante controlar la cuantía de acero, ya que una cuantía mayor o menor a la balanceada determinará el tipo de falla que puede presentar la sección del elemento.

Cuantía máxima: La Norma E.060 de Concreto Armado limita la cuantía máxima al 75% de la balanceada, de tal forma que garanticemos una falla dúctil.

$$\rho_{\max} = 0.75 \rho_b$$

Cuantía mínima: En la Norma E.060, se establece que debe proveerse una cuantía mínima a la sección de tal forma que la resistencia de la sección fisurada sea por lo menos 1.2 veces mayor que el momento flector causante del agrietamiento de la sección.

De acuerdo al artículo 10.5.2 de la Norma E.060 de Concreto Armado, el área mínima de refuerzo por tracción de las secciones rectangulares y de las secciones T con el ala en compresión, no será menor de:

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

Para losas estructurales y zapatas de espesor uniforme, el acero mínimo en la dirección de la luz debe ser el requerido por contracción y temperatura, el cual corresponde a una cuantía de 0.0018. Cuando el acero mínimo se distribuya en las dos caras de la losa, deberá cumplirse que la cuantía de refuerzo en la cara en tracción por flexión no sea menor 0.0012. En el caso de utilizarse barras lisas, se especifica una cuantía mínima de 0.0025.

4.3 DISEÑO POR CORTANTE

El diseño de las secciones transversales, de los elementos sujetos a fuerza cortante, se basa en que la fuerza cortante última en la sección crítica es resistida por la sección de concreto (V_c) más una contribución adicional proporcionada por el acero de refuerzo transversal (V_s).

Se debe satisfacer que:

$$\Phi V_n \geq V_u$$

Donde “Vu” es la resistencia requerida tomada en la sección crítica (a “d” de la cara) del elemento y “Vn” es la resistencia nominal a corte de la sección ($V_n = V_c + V_s$).

En la figura 4.3 se presenta de forma esquemática, el refuerzo dispuesto por corte en vigas.

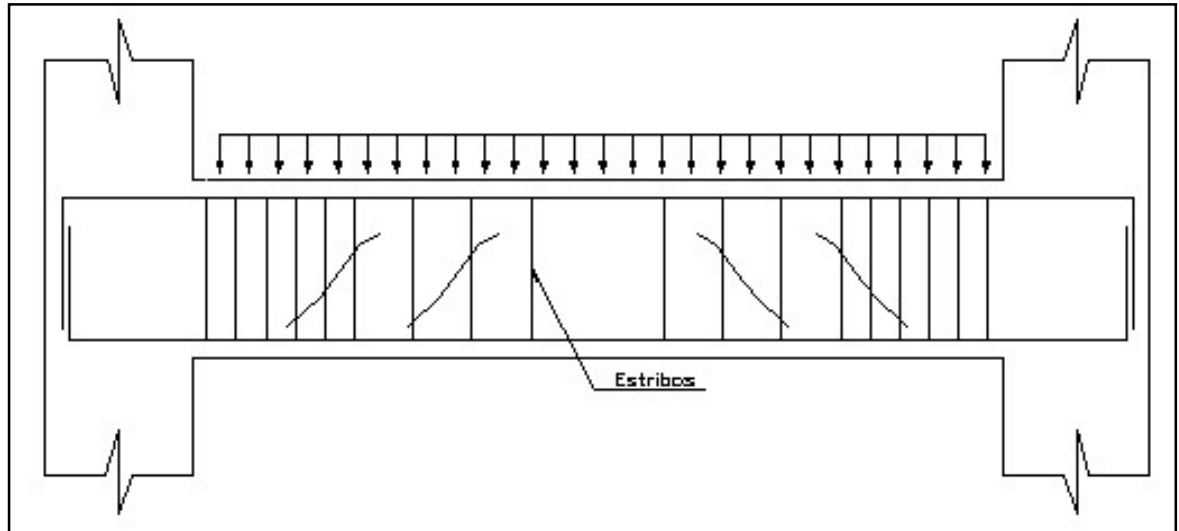


Figura 4.3. Refuerzo por Corte en Vigas.

La Norma E.060 de Concreto Armado presenta las siguientes expresiones para calcular V_c :

- a) Cuando sólo se tiene solicitaciones de flexión y corte: $V_c = 0.53 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b_w \cdot d$
Para el caso de aligerados: $V_c = 1.1 \cdot 0.53 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b_w \cdot d$
- b) Cuando además se tiene solicitaciones de compresión axial:
$$V_c = 0.53 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot \left(1 + \frac{N_u}{140 A_g}\right) \cdot b_w \cdot d$$

La contribución del refuerzo (V_s) en la resistencia al corte se calcula a “d” de la cara del apoyo y viene dada por la siguiente ecuación:

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

El espaciamiento (S) del refuerzo por cortante (estribos) viene dado por:

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

Donde “Av” es el área total de cada estribo que cruza la grieta, y “d” el peralte efectivo de la sección sometida a corte.

Procedimiento General para el Diseño por Corte:

- 1) En el diagrama de fuerza cortante (V_u), se ubican las secciones críticas.

- 2) Se selecciona el tipo de refuerzo por cortante que se va a utilizar. Generalmente en nuestro medio se utilizan estribos cerrados. Seleccionar el diámetro del estribo, con lo cual se define A_v .
- 3) Se calcula la contribución o resistencia del concreto V_c . Incluir la influencia de las fuerzas axiales si las hubiera.
- 4) Se verifica si $\Phi V_c \geq V_u$. Si esto sucede entonces es posible utilizar estribos mínimos con un espaciamiento que no exceda del menor de los dos siguientes valores:

$$S_{\max} = \frac{A_v \cdot f_y}{0.2 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b_w}$$

$$S_{\max} = \frac{A_v \cdot f_y}{3.5 \cdot b_w}$$

Estos estribos se colocan solo en la zona en la cual $V_u \geq 0.5 \Phi V_c$. Si el cortante $V_u \leq 0.5 \Phi V_c$ no se necesita ningún refuerzo por corte, salvo los estribos de montaje y/o los requeridos por diseño sismorresistente.

- 5) Si $V_u > \Phi V_c$, es necesario refuerzo por corte. Se calcula la resistencia que deberá proporcionar el refuerzo por corte (V_s). Debe verificarse que $V_s \leq 2.1 \sqrt{f'_c} \cdot b_w \cdot d$, en caso no se cumpla esta disposición debe aumentarse las dimensiones de la sección transversal o la resistencia del concreto.
- 6) Se calcula el espaciamiento del refuerzo (S). Adicionalmente debe tenerse en cuenta lo siguiente: $V_s \text{ lim} = 1.1 \sqrt{f'_c} \cdot b_w \cdot d$.

Si $V_s < V_s \text{ lim}$ entonces $S_{\max} = d/2$ ó 0.60 m

Si $V_s > V_s \text{ lim}$ entonces $S_{\max} = d/4$ ó 0.30 m

Este proceso se repite para varias secciones a lo largo del eje del elemento de tal modo de ir variando el espaciamiento de los estribos.

4.4 DISEÑO POR FLEXOCOMPRESIÓN

En la estructura de un edificio, a los elementos verticales que soportan carga axial y flexión (flexocompresión) se les suele denominar columnas. Sin embargo, puede haber otros elementos trabajando en flexocompresión como por ejemplo las placas o muros de corte.

Las columnas se diseñan por flexocompresión y por cortante considerando la envolvente de las cargas amplificadas de acuerdo a lo estipulado en la Norma E.060 de Concreto Armado. Las mismas hipótesis básicas utilizadas para el análisis de una sección en flexión simple son válidas.

Diagrama Interacción

Dada una sección de un elemento de concreto, con una determinada armadura de acero, existen combinaciones de momento flector y carga axial que la hacen fallar. En el diseño por flexocompresión se busca determinar el lugar geométrico de las combinaciones (M_n , P_n) que agotan la capacidad de la sección; a este conjunto de

puntos se le denomina Diagrama Interacción. La figura 4.4 muestra el diagrama de interacción nominal.

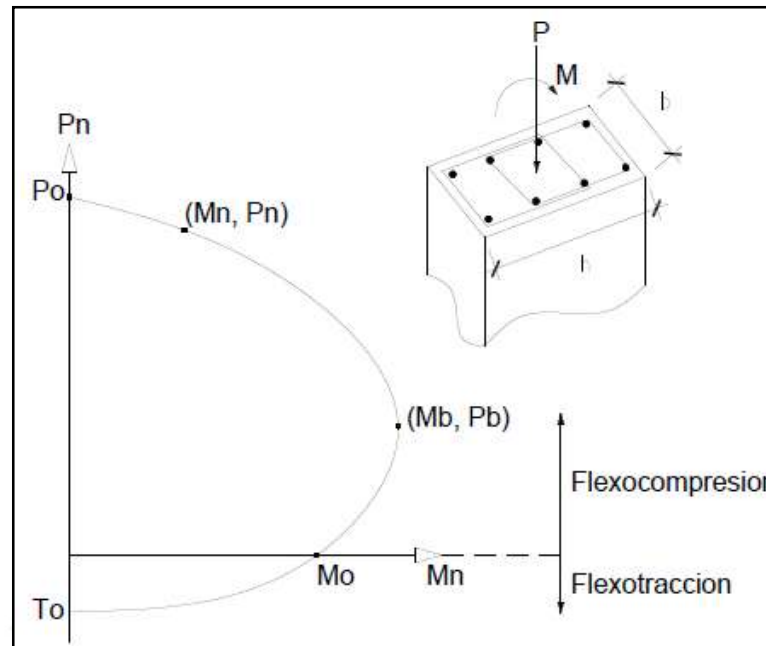


Figura 4.4. Diagrama Interacción Nominal.

Para el diseño debe construirse el diagrama de interacción de la sección afectado por el factor de reducción Φ . Además la resistencia por carga axial, de acuerdo a lo estipulado en la Norma E.060 debe limitarse a un valor de $\alpha \Phi P_o$ ($\alpha = 0.80$ para columnas con estribos, y $\alpha = 0.85$ para columnas con espirales).

En la figura 4.5 se representa el diagrama interacción nominal (M_n y P_n) y de diseño (ΦP_n y ΦM_n).

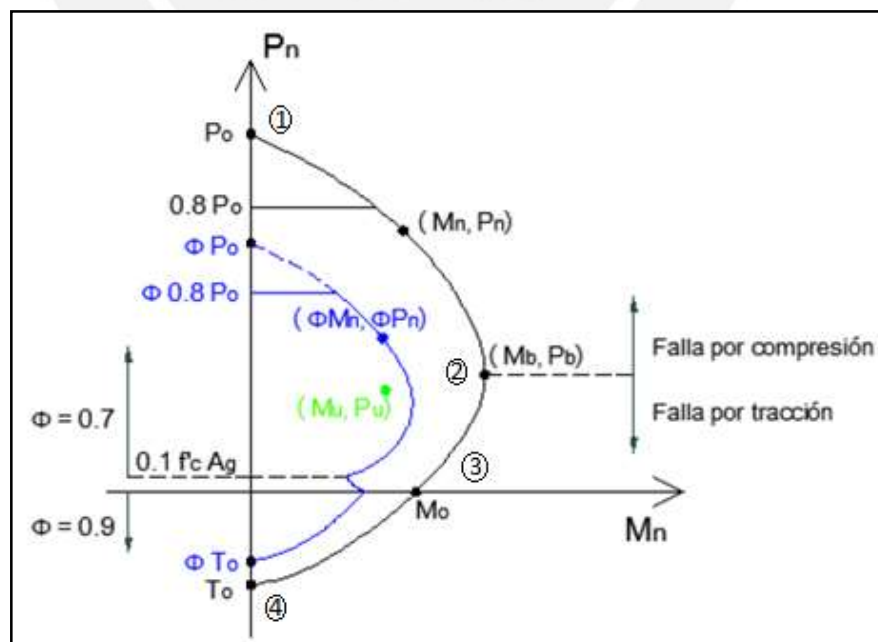


Figura 4.5. Diagrama Interacción Nominal y de Diseño.

Si $P_u < 0.1 f_c A_g$, se diseña como flexión simple.

Puntos notables del diagrama interacción:

- 1) Compresión Pura: Es una idealización, ya que siempre está presente la flexión al aplicar carga axial. La norma restringe el valor máximo a $\alpha \Phi P_o$.
- 2) Falla Balanceada: Instante de falla inminente en la fibra extrema comprimida del concreto, e inicio de la fluencia de las varillas de acero más alejadas.
- 3) Flexión Pura: Correspondiente a una carga axial nula.
- 4) Tracción Pura: No actúa la flexión.

Procedimiento General para el Diseño por Flexocompresión:

- 1) Se considera inicialmente una cuantía de acero de refuerzo aproximada de 1% del área bruta de la sección, con dicha cuantía se distribuye el refuerzo vertical, considerando la dirección del momento actuante mayor y las secciones críticas.
- 2) Para esta distribución de refuerzo, se construyen los diagramas de interacción nominales (M_n, P_n) para ambas direcciones.
- 3) Se afectan los valores nominales de carga axial y momento flector por el factor de reducción de resistencia Φ y se obtiene el diagrama de interacción de diseño ($\Phi M_n, \Phi P_n$).
- 4) Se corta el diagrama de interacción a los máximos valores de carga axial ΦP_n , exigidos por la Norma E.060, el cual se obtiene afectándolos por un factor α .
- 5) Finalmente se verifica que todos los pares correspondientes a las combinaciones de carga (M_u, P_u) se encuentren dentro del área encerrada por el diagrama interacción de diseño, caso contrario se aumenta la cuantía de acero.

4.5 DISPOSICIONES ESPECIALES PARA EL DISEÑO SÍSMICO (CAPÍTULO 21 NORMA E.060)

La última versión de la norma E.060 de Concreto Armado, publicada en el año 2009, incluye el Capítulo 21 “Disposiciones Especiales para el Diseño Sísmico”. Este capítulo presenta las definiciones, alcances y requisitos generales que deben cumplir adicionalmente los elementos sismorresistentes.

De acuerdo al sistema resistente a fuerzas laterales de la estructura la Norma E.060, señala unas disposiciones especiales en el diseño de los elementos, tal y como se indica a continuación:

- 1) Si el sistema resistente a fuerzas laterales es del tipo Muros Estructurales (R=6) o Dual Tipo I (R=7), la Norma E.060, numeral 21.2.4, establece que los requerimientos de los elementos estructurales se basarán en las disposiciones contenidas en el artículo 21.4 de la misma.
- 2) Si el sistema resistente a fuerzas laterales es del tipo Pórticos (R=8) o Dual Tipo II (R=7), la Norma E.060, numeral 21.2.5, establece que los requerimientos de los elementos estructurales se basarán en las disposiciones contenidas en los artículos 21.5, 21.6, 21.7 de la misma.

De acuerdo al análisis realizado para la determinación del factor R, desarrollado en el Capítulo 3 “Análisis por Carga de Gravedad y Sismo”, para ambos sentidos XX e YY, el porcentaje de la fuerza cortante basal absorbida por las columnas es menor al 20%. Por lo tanto, tal y como se ha concluido en el Capítulo 3, el sistema resistente a fuerzas laterales es del tipo Muros Estructurales (R=6) en ambas direcciones, por lo que los requerimientos de los elementos estructurales serán basados en las disposiciones para el diseño sísmico contenidas en el artículo 21.4 de la Norma E.060.

Diseño para lograr un comportamiento dúctil

Conocido también como Diseño por Capacidad, es un método que busca prevenir que una sección falle de una forma no deseada, como por ejemplo la falla por corte (tipo de falla frágil), por lo que se busca que cualquier sección de una viga o una columna falle primero por flexión (tipo de falla dúctil) antes que por cortante.

4.6 DETALLE DEL REFUERZO

Recubrimientos

La Norma E.060 de Concreto Armado, en el numeral 7.7.1, especifica los recubrimientos mínimos de concreto al refuerzo para condiciones normales. Estas se citan a continuación:

- 1) Concreto colocado contra el suelo y expuesto permanentemente a él.....70 mm
- 2) Concreto en contacto permanente con el suelo o la intemperie:

Barras de 3/4" y mayores.....	50 mm
Barras de 5/8 y menores, mallas electrosoldadas.....	40 mm
- 3) Concreto no expuesto a la intemperie ni en contacto con el suelo:

- Losas, muros, viguetas:

Barras de 1 11/16" y 2 1/4" mayores.....	40 mm
Barras de 1 3/8" y menores.....	20 mm

- Vigas y columnas:

Armadura principal, estribos y espirales.....	40 mm
---	-------

- Cáscaras y losas plegadas:

Barras de 3/4" y mayores.....	20 mm
Barras de 5/8" y menores.....	15 mm
Mallas Electrosoldadas.....	15 mm

En las siguientes figuras, se representa de manera gráfica los recubrimientos a adoptar para el acero de refuerzo en los elementos estructurales (Fuente: Apuntes del Curso Concreto Armado 1, Ottazzi 2010):

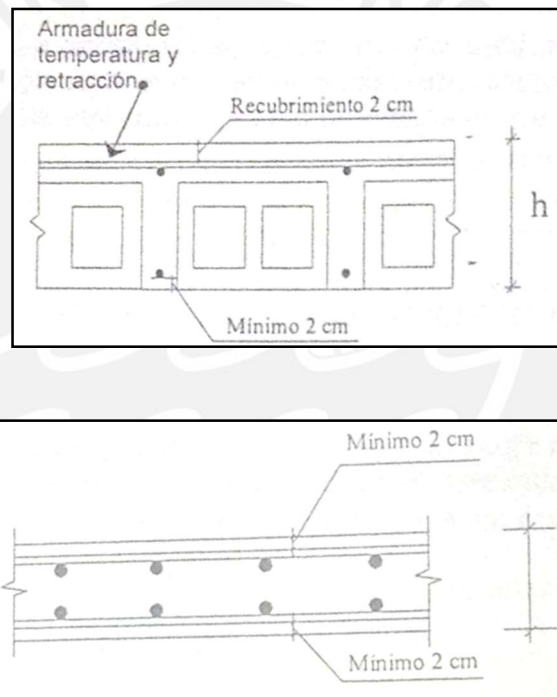


Figura 4.6. Recubrimiento en Aligerados y Losas Macizas (Fuente: Apuntes del Curso Concreto Armado 1, Ottazzi 2010).

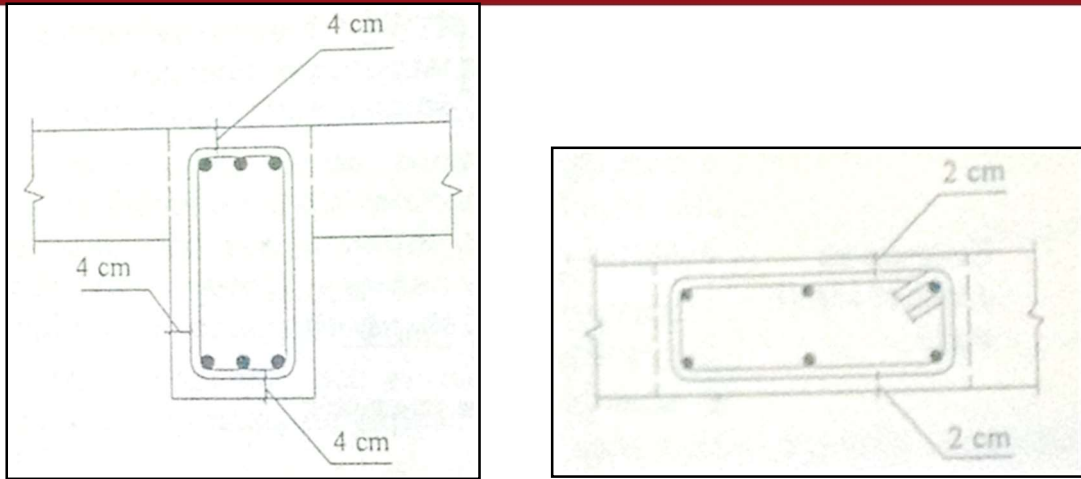


Figura 4.7. Recubrimiento en Vigas Peraltadas y Vigas Chatas. (Fuente: Apuntes del Curso Concreto Armado 1, Ottazzi 2010).

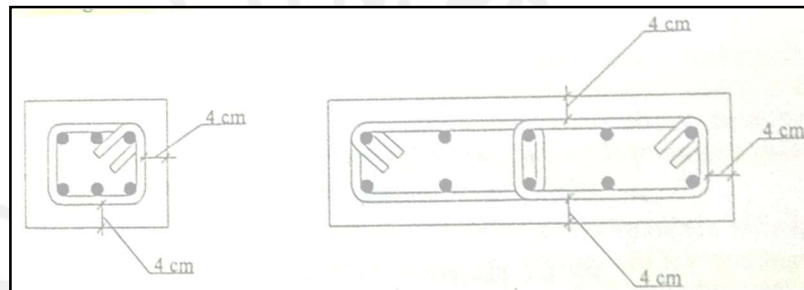


Figura 4.8. Recubrimiento en Columnas. (Fuente: Apuntes del Curso Concreto Armado 1, Ottazzi 2010).

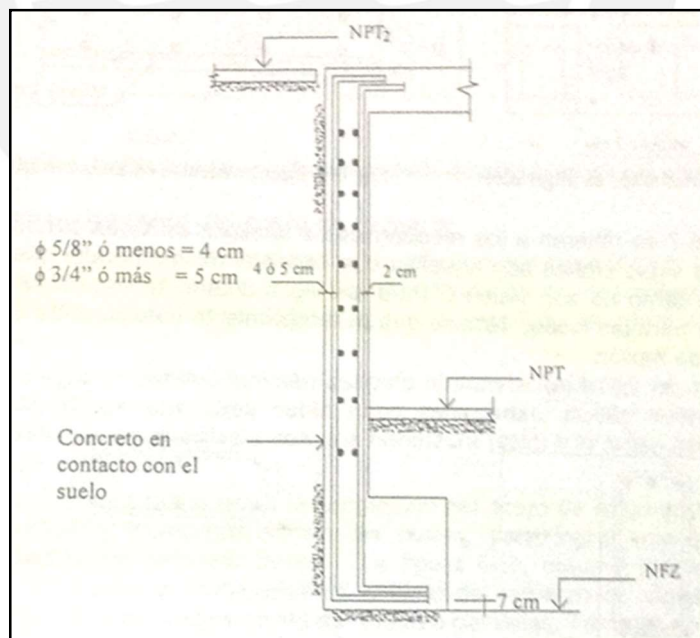


Figura 4.9. Recubrimiento en Muros. (Fuente: Apuntes del Curso Concreto Armado 1, Ottazzi 2010).

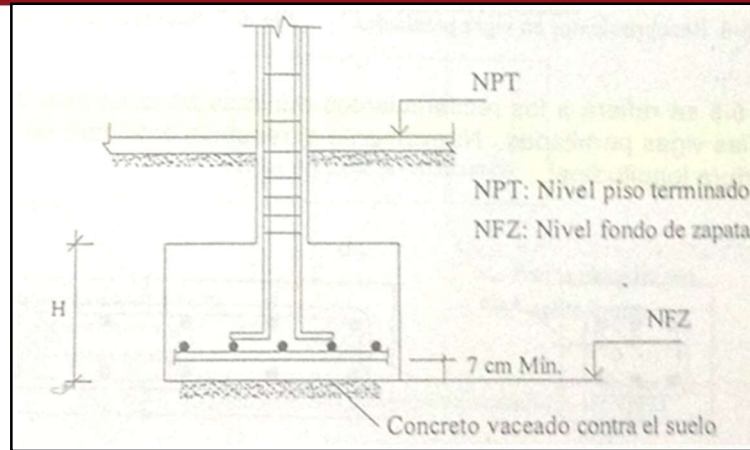


Figura 4.10. Recubrimiento en Zapatas. (Fuente: Apuntes del Curso Concreto Armado 1, Ottazzi 2010).

Anclajes de Hierro

Tabla 4.4. Longitudes de anclaje para el acero de refuerzo (Norma E.060 Concreto Armado)

Nota: L_d mínimo = 30 cm

$f'_c = 210 \text{ kg/cm}^2 / f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$						
Barra	d_b (cm)	A_b (cm ²)	L_d (cm)	$L'd$ (cm)	L_{dc} (cm)	L_{dg} (cm)
8 mm	0.8	0.50	28	37	19	18
3/8"	0.95	0.71	34	44	22	21
1/2"	1.27	1.29	45	58	29	28
5/8"	1.59	2.00	56	73	37	35
3/4"	1.91	2.84	67	88	44	42
1"	2.54	5.10	112	145	59	56

L_d : Longitudes de Anclaje en Tracción en Barras Inferiores.

$L'd$: Longitudes de Anclaje en Tracción en Barras Superiores.

L_{dc} : Longitudes de Anclaje en Compresión.

L_{dg} : Anclaje con Gancho Estándar (Ver figura 4.11).

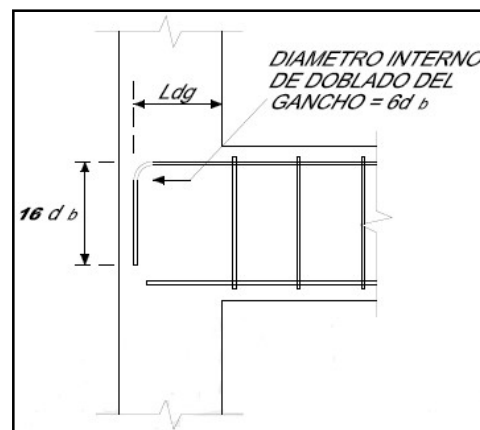


Figura 4.11. Detalle del Gancho Estándar.

Empalmes

El empalme del refuerzo debe realizarse en zonas de esfuerzos bajos, tomando en consideración los diagramas de momentos de los elementos (Ver figura 4.12). De acuerdo con la Norma E.060 de Concreto Armado, la longitud de empalme a considerar es: $l_e = 1.3 l_d$ (l_d : Longitud de desarrollo en tracción), y no debe empalmarse más del 50% del área total del refuerzo en una misma sección.

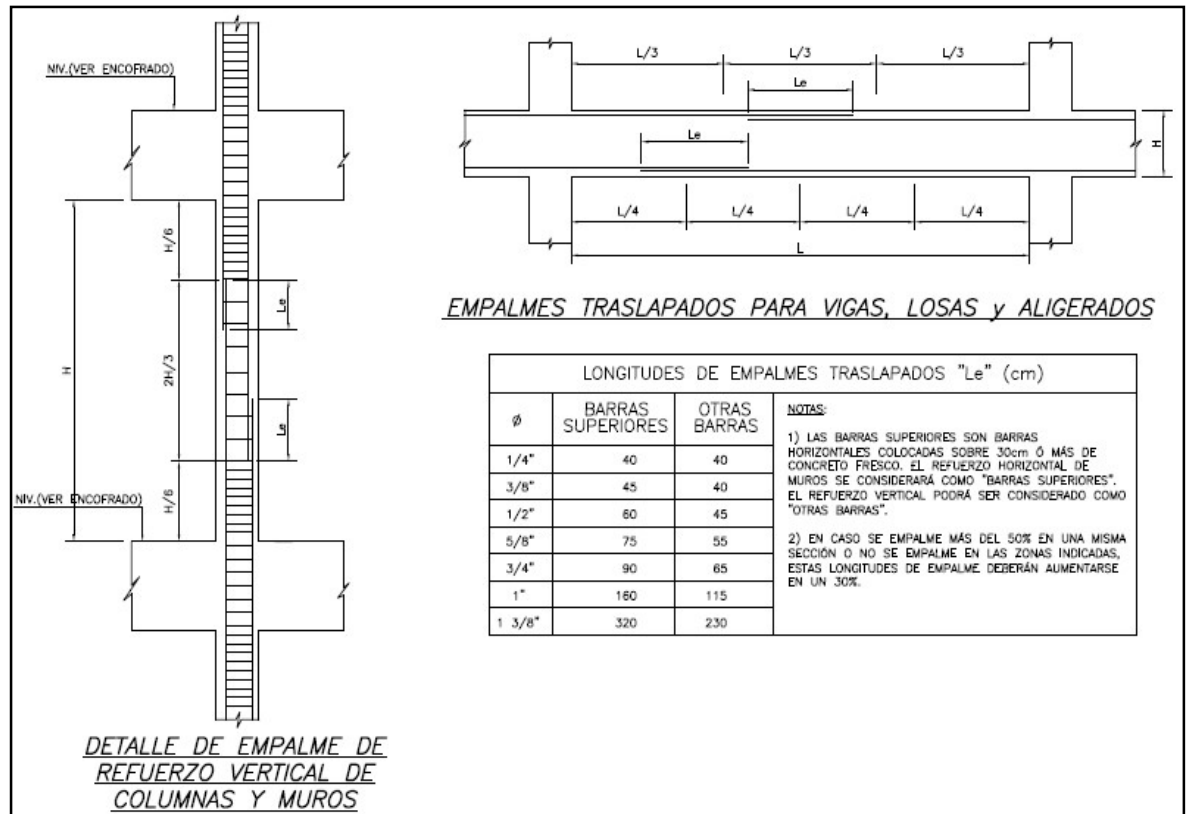


Figura 4.12. Empalmes en Vigas, Columnas y Placas.

Corte de Fierro

En la figura 4.13, se representa esquemáticamente las consideraciones a tener en cuenta para el corte del acero de refuerzo en elementos sometidos a flexión (Fuente: Apuntes del Curso Concreto Armado 1, Ottazzi 2010):

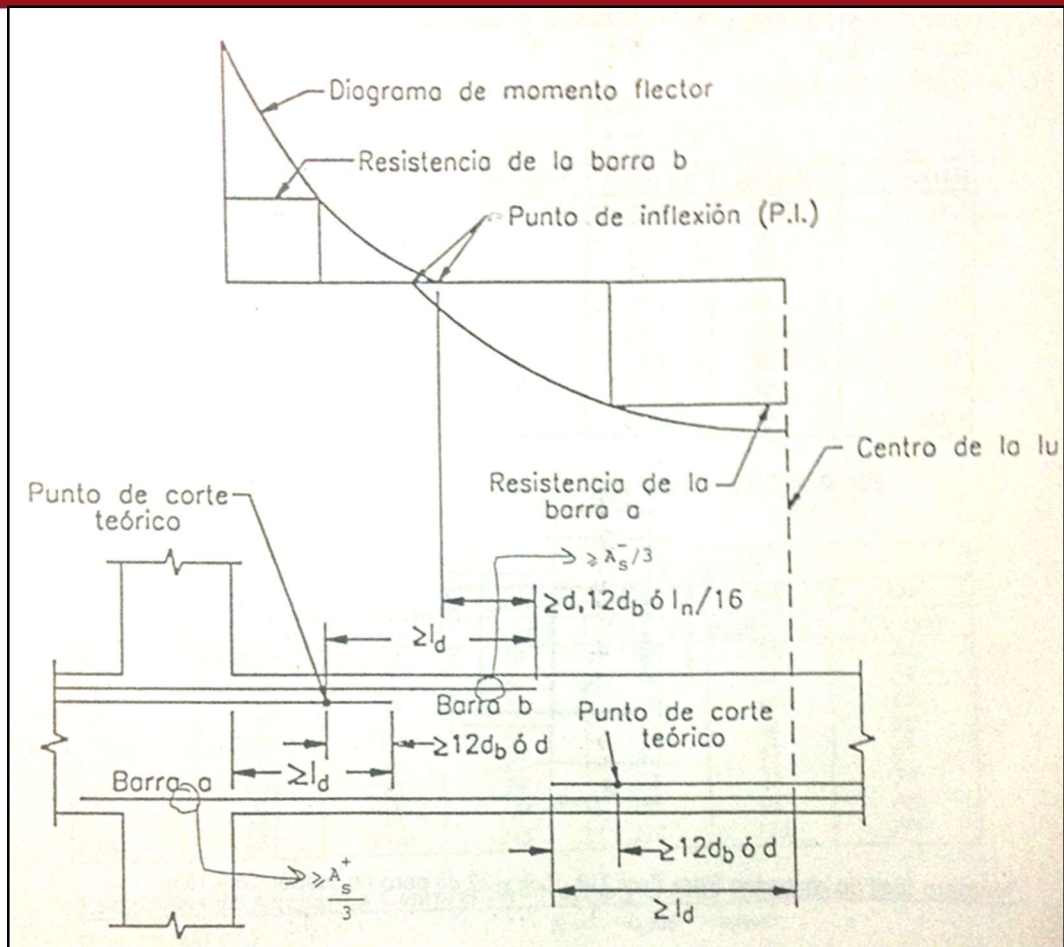


Figura 4.13. Consideraciones para el corte de acero en regiones de momento positivo y negativo. (Fuente: Apuntes del Curso Concreto Armado 1, Ottazzi 2010).

Asimismo, en la Norma E.060, en el numeral 12.10.5 se indica que el refuerzo por flexión no debe terminarse en una zona de tracción, a menos que se satisfaga alguno de los siguientes requisitos:

- a) V_u en el punto terminal no excede $(2/3)\Phi V_n$.
- b) Para barras 1 3/8" y menores, en las que el refuerzo que continúa proporciona el doble del área requerida por la flexión en el punto terminal y V_u no excede $(3/4)\Phi V_n$.

Espaciamientos mínimos y máximos de barras

El espaciamiento mínimo entre barras de refuerzo que especifica la Norma, obedece a la necesidad de garantizar el flujo del concreto fresco dentro de los espacios libres entre las barras y entre estas y el encofrado, de tal modo que no se generen "cangrejeras" en el concreto. Asimismo, este asegura la adherencia entre las barras y el concreto. En la figura 4.14 se resume los requerimientos de la Norma E.060 de Concreto Armado.

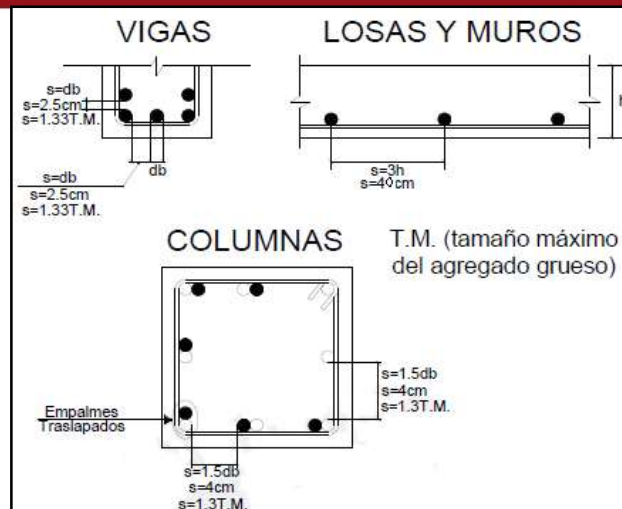


Figura 4.14. Espaciamientos mínimos y máximos en barras.

Diámetros mínimos de Doblado del Refuerzo

Los factores principales que controlan los diámetros mínimos de doblado de las barras de refuerzo, tienen que ver con la capacidad del acero de doblarse sin romperse o rajarse y con la necesidad de prevenir el aplastamiento del concreto dentro del doblado. En la figura 4.19 se muestra, los diámetros mínimos de doblado para ganchos de acuerdo a lo estipulado en el artículo 7.2 de la Norma E.060.

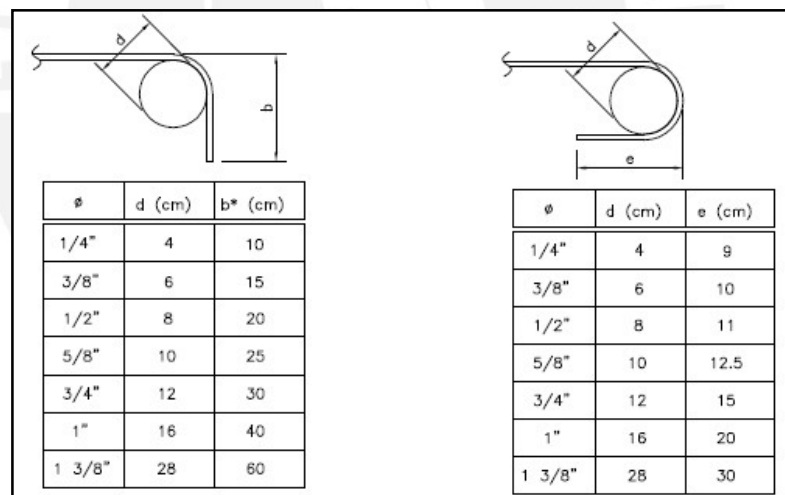


Figura 4.15. Detalle de doblado en ganchos (a 90 y 180 grados).

4.7 DISEÑO DE LOSAS Y VIGAS

4.7.1 Consideraciones para el Diseño de Losas Aligeradas

Las losas aligeradas utilizadas fueron las viguetas tradicionales en forma de T, estas viguetas fueron diseñadas para poder resistir los requerimientos a flexión y corte producidos por: su peso propio, el piso terminado, las sobrecargas y tabiques u otros elementos apoyados.

El cortante es tomado en su totalidad por el concreto, debido a que, no hay estribos que aporten resistencia al corte. Para las losas aligeradas podemos ampliar la resistencia del concreto en un 10%. Si tenemos que $V_u > \phi V_c$ se colocará un ensanche alterno o corrido, hasta una longitud, en la cual, la sección de la vigueta tenga la capacidad de resistir la fuerza cortante última.

Para los momentos positivos se verificó que el bloque de compresiones permanezca dentro de los 5cm del espesor de la losa. Luego para los momentos positivos y negativos se asumió una sección rectangular de 40 y 10 cm de ancho respectivamente.

4.7.2 Ejemplo de diseño de Losas Aligeradas

A manera de ejemplo se tomó la vigueta del sótano ubicada entre los ejes 4 y 2. El metrado de cargas de la vigueta convencional fue analizado en el Capítulo 3.

Diseño por flexión

Observamos que tenemos que analizar 5 secciones críticas de los 2 tramos. Los momentos últimos se hallaron a la cara de los apoyos.

En la figura 4.16 mostramos la envolvente del momento flector.

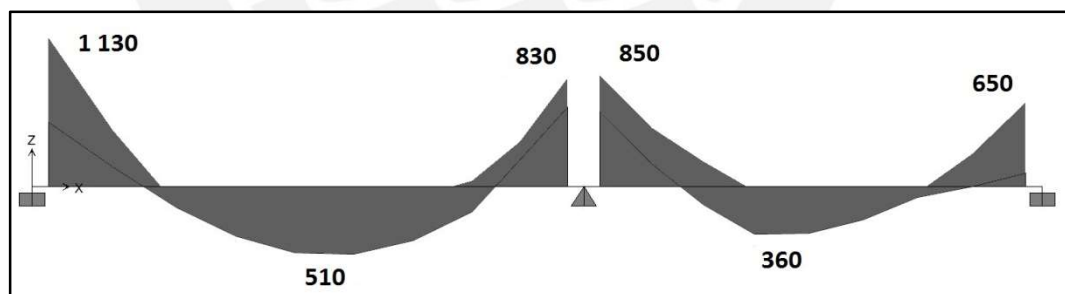


Figura 4.16 Envolvente del diagrama de momento flector (kg-m).

En la tabla 4.5 se muestra el cálculo del refuerzo para la losa.

Tabla 4.5 Cálculo del refuerzo por flexión para la viga en estudio.

	h = 20 cm				
	Tramo 1		Tramo 2		
	As-	As+	As-	As+	As-
Mu (ton.m)	1.13	0.51	0.85	0.36	0.65
Ku=Mu/bd²	39.10	4.41	29.41	3.11	22.49
ρ	1.21%	0.12%	0.87%	0.08%	0.64%
As calculado= ρbd (cm²)	2.05	0.80	1.47	0.57	1.09
Refuerzo	1Ø3/8"+1Ø1/2"	2Ø8mm	2 Ø3/8"	2Ø8mm	2Ø8mm
As colocado (cm²)	2.00	1.00	1.42	1.00	1.00

El refuerzo por temperatura se colocará en la losa superior del aligerado, por lo tanto, consideramos h=5 cm y un metro de ancho de losa. La cuantía mínima es de 0.25%.

$$A_{ST}=0.0025(100)(5) \quad A_{ST}=1.25 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Colocaremos barras lisas de Ø1/4"@.25m (1.28 cm/ml) para el refuerzo por temperatura.

Diseño por cortante

Observamos que tenemos que analizar 4 secciones críticas de los 2 tramos, el cortante último se hallará a una distancia "d" medida desde la cara de los apoyos.

En la figura 4.17 mostramos la envolvente de la fuerza cortante:

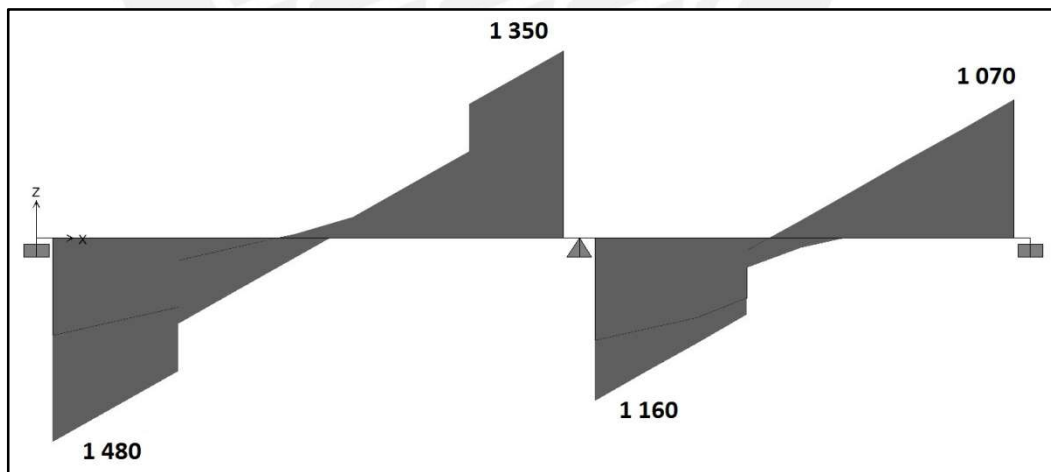


Figura 4.17 Envolvente del diagrama Fuerza Cortante (kg).

En la tabla 4.6 se realizó la verificación por corte para comprobar que la viga cumpla con los requerimientos de resistencia al corte.

Tabla 4.6 Verificación por corte para la vigueta en estudio.

	h = 20 cm		
	Sección A	Sección B	Sección C
d (cm)	17	17	17
b _w	10	10	10
ØVc (kg)	1221	1221	1221
Vu (kg)	1480	1350	1160
ØVc/Vu	No cumple	No cumple	Ok
Longitud de ensanche (cm)	65	40	--

Observamos que en el tramo 1 se requiere la colocación de ensanches alternos para aumentar la resistencia del concreto al corte.

Ahora el ancho de la vigueta aumenta de de 0.1 a 0.25 m y la resistencia al corte en la zona de ensanche será:

$$\text{ØVc} = \text{Ø}(0.53)(\sqrt{f'c})(b_w)(d)$$

$$\text{ØVc} = \text{Ø}(0.53)(\sqrt{210})(25)(17) = 2.78 \text{ ton}$$

$$\text{ØVc} > \text{Vu} \quad \text{OK}$$

Para determinar las longitudes del ensanche alternativo vemos en el diagrama de fuerza cortante (DFC) a que distancia se produce una fuerza cortante igual a ØVc=1221 Kg. Esta distancia estas distancias son de 0.65 m y 0.40 m.

En la figura 4.18 se muestra el diseño final del refuerzo en el aligerado.

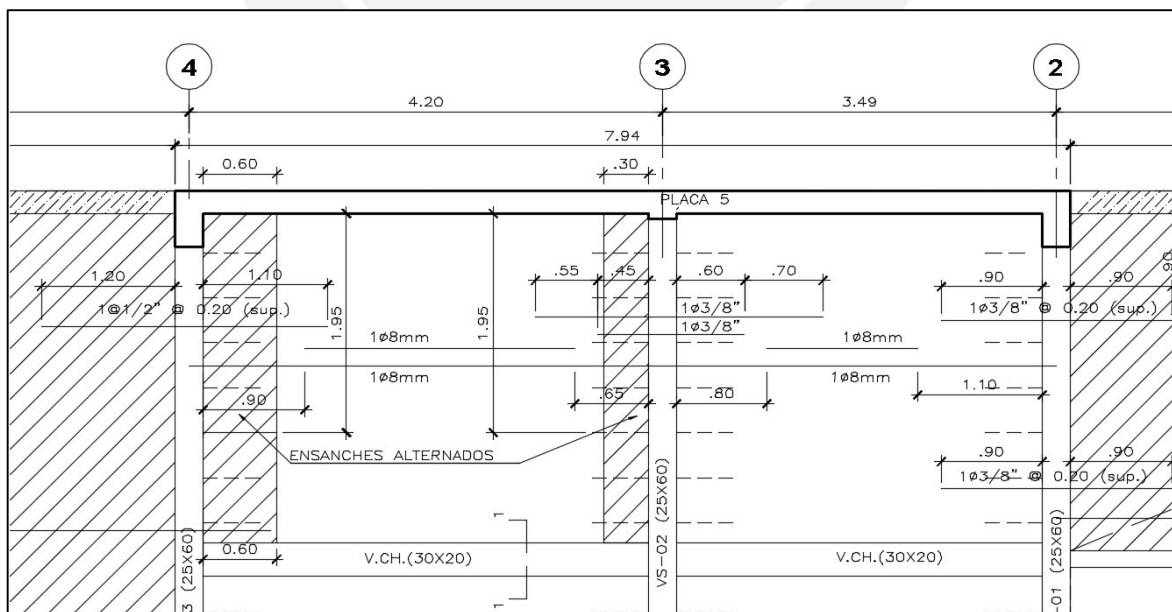


Figura 4.18 diseño final de la losa aligerada.

4.7.3 Consideraciones para el diseño de Losas Macizas

La cuantía mínima por contracción y temperatura según la Norma E060 es de 0.0018 para las losas macizas, por lo tanto el acero mínimo que se colocará en las zonas de momentos positivos se calcula de la siguiente manera:

$$A_{S_{\min}} = 0.0018(b)(h)$$

Siendo “b” el ancho de la sección considerada (100 cm) y “h” el peralte de la losa.

El espaciamiento de las varillas, tanto para el refuerzo por flexión como para el de contracción y temperatura, debe ser menor o igual a tres veces el peralte de la losa, sin exceder de 40 cm.

Las losas macizas no cuentan con refuerzo por corte, por lo tanto, sólo consideramos el aporte del concreto.

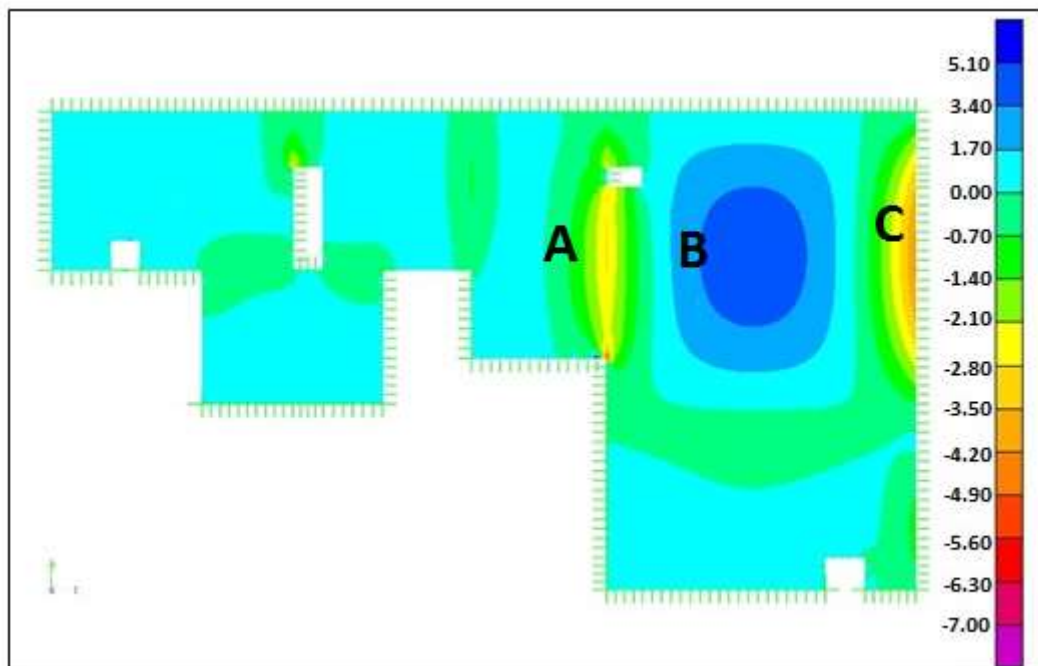
4.7.4 Ejemplo de diseño de una Losa Maciza

A manera de ejemplo se desarrollará el diseño de la losa maciza, del piso típico, que se encuentra en la zona central de edificio.

Diseño por flexión

Realizamos el análisis estructural utilizando el método de elementos finitos y para los momentos paralelos a X-X obtenemos el diagrama de la figura 4.19.

Figura 4.19 Diagrama de momentos de la losa maciza en la dirección del eje X-X (ton-m/m).



Para los momentos paralelos al eje Y-Y obtenemos el diagrama de la figura 4.20.

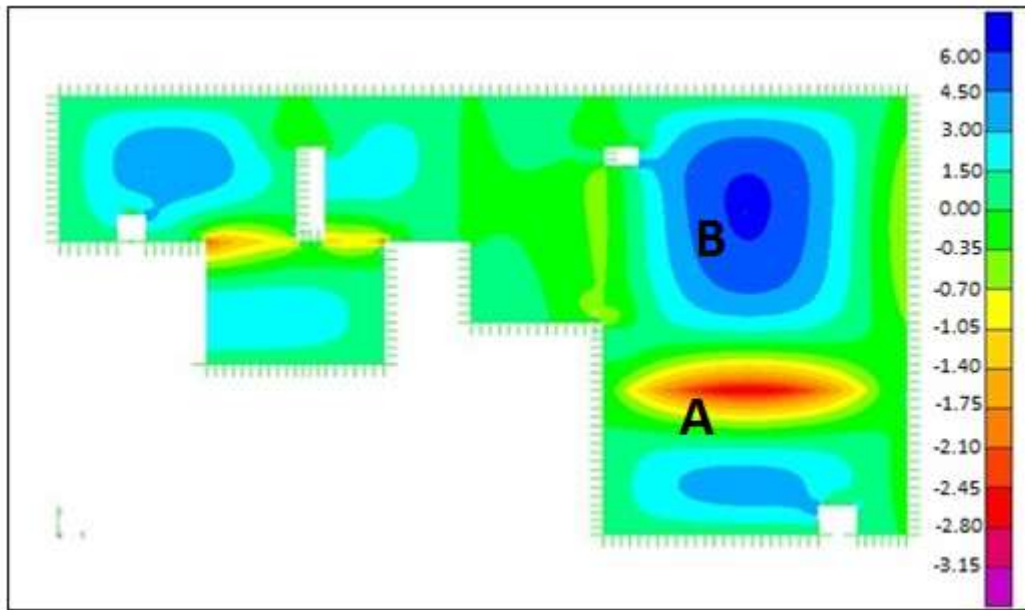


Figura 4.20 Diagrama de momentos de la losa maciza en la dirección del eje Y-Y (ton-m/m).

Calculamos el acero mínimo por contracción y temperatura para los momentos positivos en la losa maciza.

$$A_{smin} = 0.0018(b)(h)$$

$$A_{smin} = 0.0018(100)(20)$$

$$A_{smin} = 3.6 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

En la tabla 4.7 se realizó el cálculo del refuerzo para la losa maciza tomada como ejemplo:

Tabla 4.7 Cálculo del diseño por flexión para la losa maciza ene estudio.

	Dirección X-X			Dirección Y-Y	
	A	B	C	A	B
Mu=(ton.m/ml)	3.20	5.60	3.90	4.20	6.10
Ku=Mu/bd²	11.10	19.40	13.49	14.53	21.10
ρ	0.30%	0.55%	0.37%	0.40%	0.60%
AScalculado=ρbd(cm²/ml)	5.10	9.10	6.35	6.84	10.21
Refuerzo colocado	1Ø1/2"	1Ø1/2"	1Ø1/2"	1Ø1/2"	1Ø1/2" +1Ø3/8"
Scalculado (cm)	24.30	14.30	20.40	19.30	19.60
Sescogido (cm)	20	15	20	20	20
	1Ø1/2" @20 cm	1Ø1/2" @15 cm	1Ø1/2" @20 cm	1Ø1/2" @ 20 cm	1Ø1/2+1Ø3/8" @20 cm

Los momentos positivos, tanto en la dirección X-X como en la dirección Y-Y, son tomados por la malla corrida inferior que cumple con la cuantía mínima requerida.
Diseño por fuerza cortante

En la tabla 4.8 se muestra las fuerzas máximas y la verificación de los requerimientos de resistencia.

Tabla 4.8 Verificación por corte de la losa maciza en estudio.

	h = 20 cm	
	X-X	Y-Y
$\emptyset V_c$ (ton)	12.21	12.21
V_u (ton)	8.5	7.3
$\emptyset V_c > V_u$	OK	OK

En la figura 4.21 se muestra el diseño final de la losa maciza.

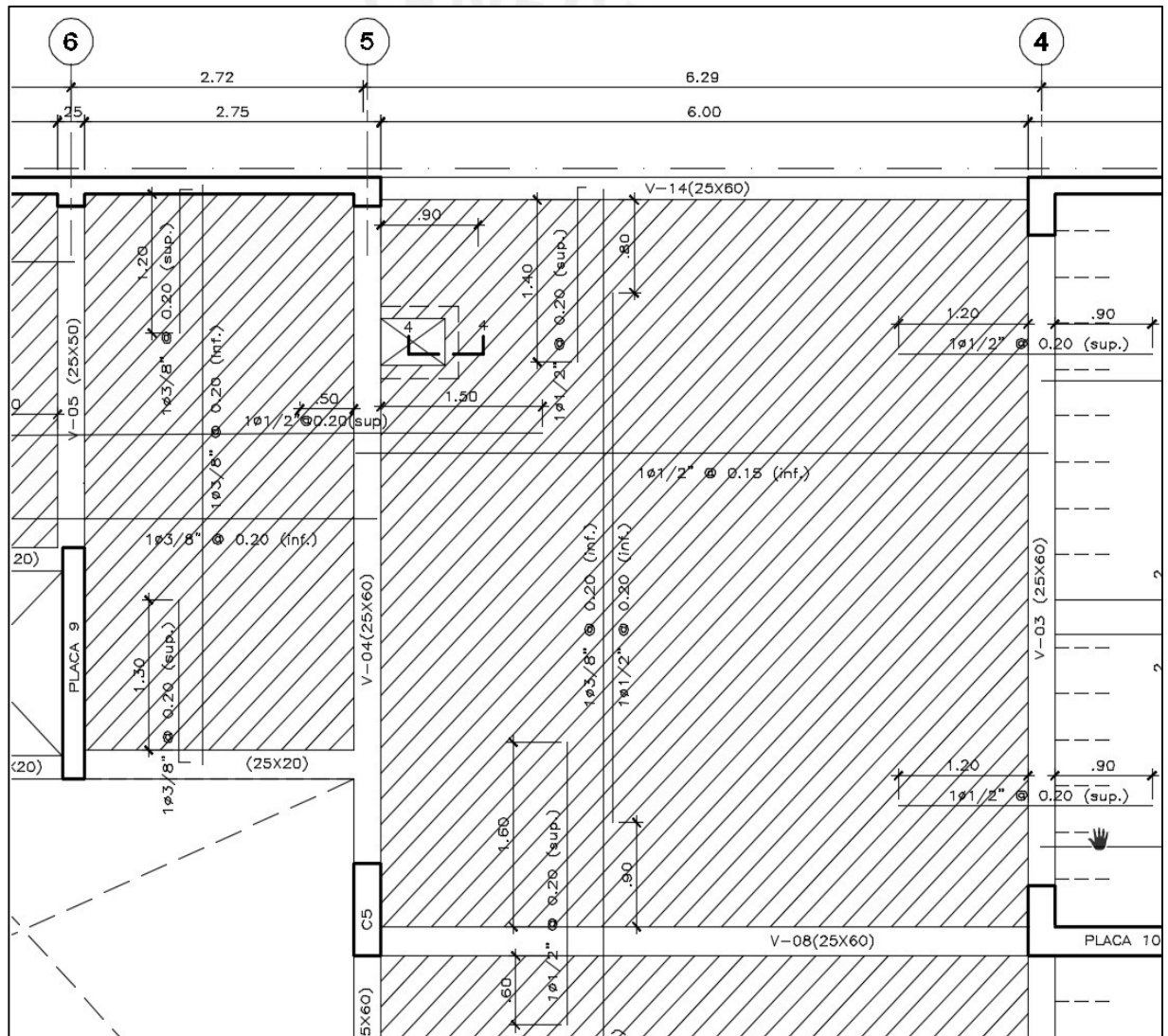


Figura 4.21 Diseño final de la losa maciza.

4.7.5 Consideraciones para el Diseño de Vigas

Para secciones rectangulares el área de acero mínima que se puede colocar por flexión se calcula de la siguiente manera.

$$A_{S_{\min}} = \frac{0.7 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b \cdot w \cdot d}{f_y}$$

La resistencia a momento positivo en los extremos de la viga debe ser como mínimo la tercera parte del momento nominal negativo en dicho extremo.

En cualquier sección de la viga se debe cumplir que el momento nominal negativo y positivo sea siempre mayor o igual a la cuarta parte de momento nominal máximo que podamos obtener en cualquier sección de la viga.

En el capítulo 21 de la Norma E060 tenemos las siguientes disposiciones especiales para el diseño sísmico de vigas en edificios con sistema de muros estructurales o dual tipo I:

Se colocara refuerzo continuo, tanto en la cara inferior como superior, a lo largo de la viga y deberá estar conformado por dos barras con un área no menor a la cuarta parte de la máxima requerida, ni menor que el $A_{S_{\min}}$.

El ancho mínimo de la viga será de 0.25 m.

La relación entre el ancho y el peralte no será menor de 0.3.

En los extremos de la viga se deben disponer estribos cerrados de confinamiento, ubicados en una longitud igual a dos veces el peralte del elemento medido desde la cara del nudo hacia el centro de la luz. El primer estribo cerrado de confinamiento debe estar ubicado a una distancia no mayor de 0.10m de la cara del nudo.

El espaciamiento de los estribos de confinamiento debe ser menor o igual a:

- $d/4$, sin ser necesario que el espaciamiento sea menor de 0.15m.
- diez veces el diámetro de la barra longitudinal de menor diámetro.
- 24 veces el diámetro de la barra del estribo cerrado.
- 0.3 m

La separación de los estribos, fuera de la zona de confinamiento, debe ser menor o igual a $d/2$.

Diseño por Capacidad

Lo que se busca con este método es tratar de asegurar que la viga tenga una falla dúctil (flexión) antes que una falla frágil (cortante). Para esto debemos procurar que la sección de elemento tenga una mayor resistencia al corte que a la flexión.

La fuerza cortante última por capacidad se calcula de la suma del cortante isostático más el cortante hiperestático producto de la suma de momentos nominales entre la longitud libre de la viga (figura 4.22).

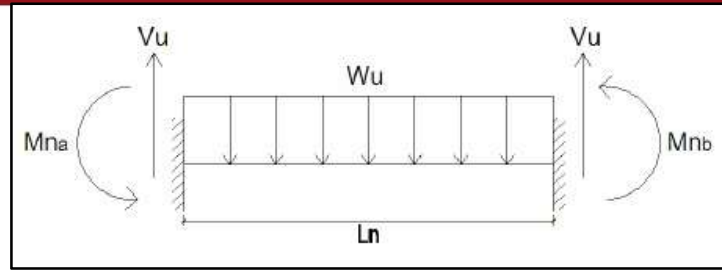


Figura 4.22 Diseño por capacidad de vigas.

$$V_u = \frac{M_{nA} + M_{nB}}{L} + V_{u\text{isostatico}}$$

$$V_u = \frac{M_{nA} + M_{nB}}{L} + W_u \cdot L_n$$

4.7.6 Ejemplo de diseño de Viga Peralzada

Como ejemplo tomaremos el diseño de la viga V-02 ubicada en el piso típico y cuyas dimensiones son: 25cm de ancho y 60 cm de altura. La figura 4.23 muestra el esquema de la viga ubicada en el eje 3. La figura 4.24 se muestra la envolvente del diagrama de momentos, mientras que en la figura 4.25 apreciamos la envolvente del diagrama de fuerzas cortantes.

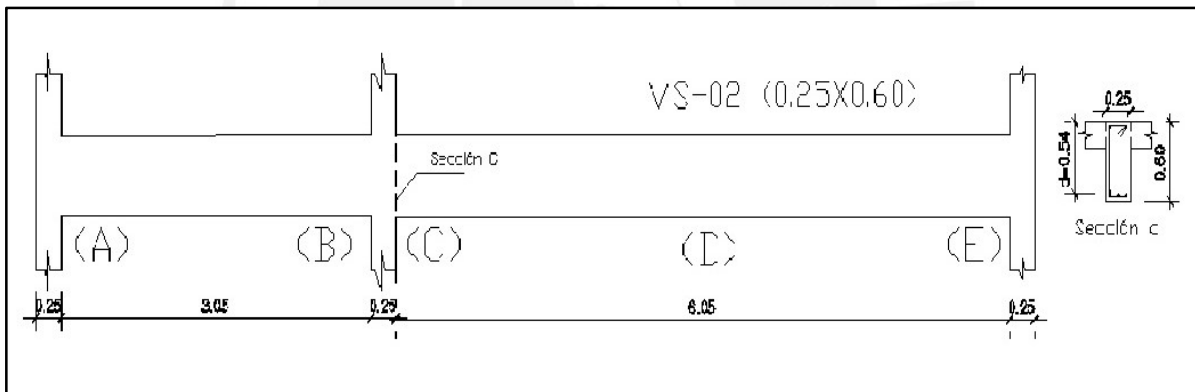


Figura 4.23 Viga del ejemplo y sección de diseño.

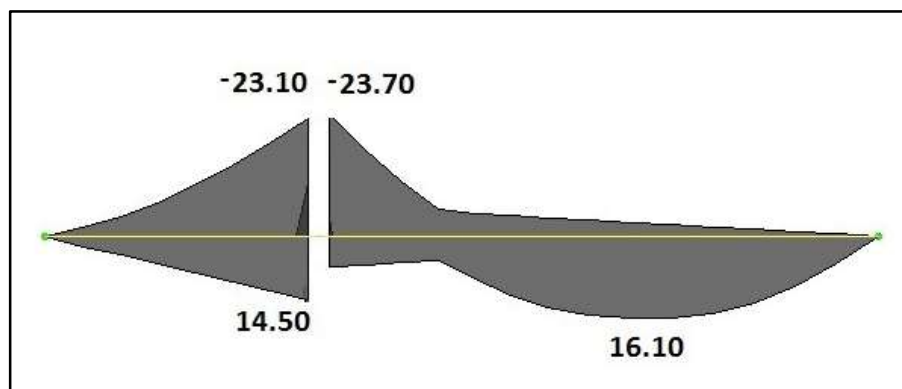


Figura 4.24 Diagrama de envolvente de momento flector (ton.m).

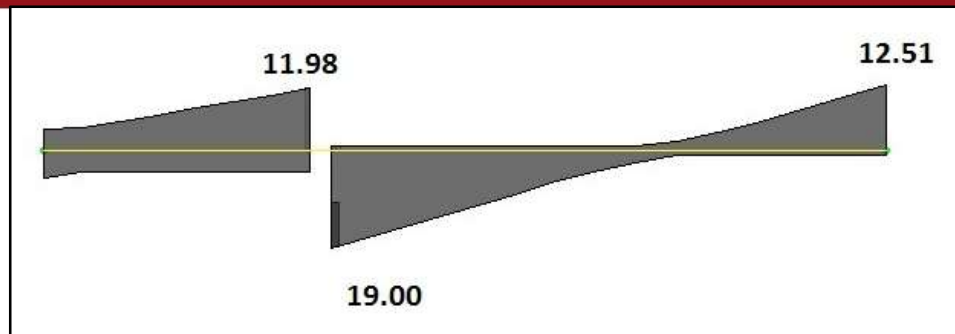


Figura 4.25 Diagrama de envolvente de fuerza cortante (ton).

En la tabla 4.9 se muestra el resumen del diseño por flexión y en la tabla 4.10 el resumen del diseño por corte.

Tabla 4.9 Resumen del diseño por flexión.

	Sección B	Sección B	Sección C	Sección D
Mu(ton.m)	11.98	23.10	23.70	16.10
Ku= Mu/bd²	16.43	31.69	32.51	22.10
ρ	0.46%	0.94%	0.97%	0.63%
Asmin=0.24%bd (cm²)	3.24	3.24	3.24	3.24
Asmax=1.59%bd (cm²)	21.47	21.47	21.47	21.47
Ascalculado=ρbd (cm²)	6.20	12.73	13.11	8.52
Refuerzo	2Ø3/4"	5 Ø3/4"	5 Ø3/4"	3 Ø3/4"

Tabla 4.10 Resumen del diseño por fuerza cortante.

	Sección B	Sección C	Sección E
ØVc (ton)	8.81	8.81	8.81
Vu (ton)	11.98	19.00	12.51
Ascolocado (cm²)	1.42	1.42	1.42
Vs (ton)	3.73	11.98	4.35
S (cm)	86	27	74
d/2 (cm)	27	27	27
d/4 (cm)	14	14	14
Scolocado	15	15	15

Tramo A-B	1@10, 4@15 resto 25
Tramo C-E	1@10, 7@15 resto 25

En la figura 4.26 se muestra el diseño final de la viga V-02.

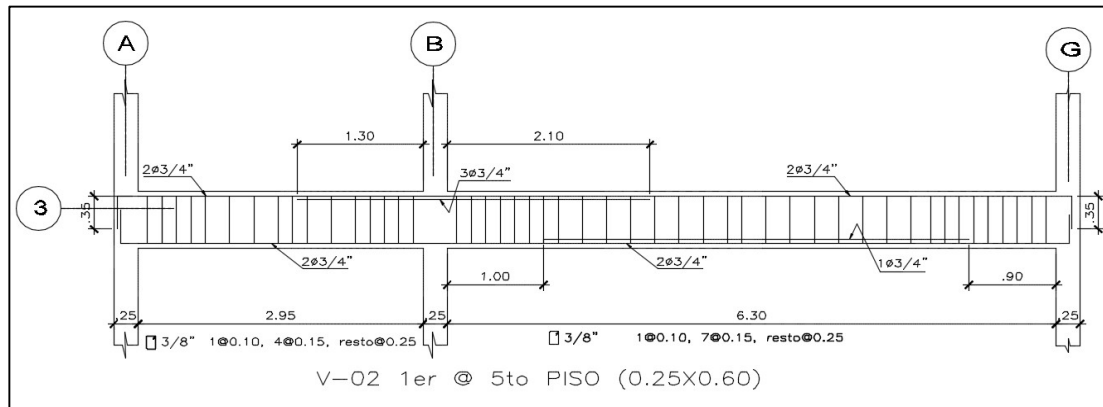


Figura 4.26. Diseño final de la viga V-02.

4.8 DISEÑO DE PLACAS Y COLUMNAS

4.8.1 Consideraciones para el Diseño de Placas

Para el diseño de los muros de corte y/o placas de la edificación se tendrán en cuenta las siguientes consideraciones:

- El espesor del muro no será menor que 1/25 de la altura comprendida entre los elementos que le proporcionen apoyo lateral, ni menor que 15 cm. En el caso de los sótanos en los cuales el muro de corte se convierte en muro de contención, el espesor no será menor que 20 cm.
- La resistencia V_n , en cualquier sección horizontal para cortante en el plano del muro no debe tomarse mayor que:

$$V_n \leq 2.6 * \sqrt{f'_c} * A_{cw}$$

Donde A_{cw} corresponde al área de corte de la sección transversal del muro y/o al segmento de muro considerado (artículo 11.10.4 Norma E.060).

- De acuerdo a lo estipulado en el artículo 11.10.5 de la Norma E.060, la contribución del concreto se tomará de acuerdo a la siguiente expresión:

$$V_c = A_{cw} * (\alpha_c * f'_c)$$

Donde el coeficiente α_c es:

$$0.80 \text{ para } (h_m / l_m) \leq 1.5$$

$$0.53 \text{ para } (h_m / l_m) \geq 2$$

Varía linealmente entre 0.80 y 0.53 para $1.5 \leq (h_m / l_m) \leq 2$

l_m : longitud total del muro o segmento de muro considerado y h_m es la altura total del muro.

- Si $V_u > 0.27 \sqrt{f'_c} A_{cw}$, debe colocarse refuerzo horizontal por corte, considerando una cuantía mínima tanto horizontal como vertical igual a

0.0025. En caso $V_u < 0.27\sqrt{f'}cA_{cw}$ se considera una cuantía mínima horizontal igual a 0.0020 y una cuantía mínima vertical igual a 0.0015 (artículo 11.10.7 y 11.10.8 de la Norma E.060).

- e) La cuantía de refuerzo vertical para cortante ρ_v , no debe ser menor que:

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

Pero no necesita ser mayor que el valor de ρ_h (artículo 11.10.10.3 de la Norma E.060).

- f) Los muros deben tener refuerzo por cortante distribuido que proporcione resistencia en ambas direcciones en el plano del muro. Si h_m/l_m no excede 2, la cuantía de refuerzo vertical no debe ser menor que la cuantía de refuerzo horizontal (artículo 21.9.5.2 de la Norma E.060).
- g) Diseño por capacidad en placas: Debe garantizarse que se produzca primero una falla por flexión antes que una falla por corte, para lo cual la cortante de diseño debe ser: $V_u \text{ diseño} = V_{ua}^*(M_n/M_{ua})$. 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 con los aceros realmente colocados, asociado a la carga P_u . El cociente M_n/M_{ua} no debe tomarse mayor que el coeficiente de reducción (R) utilizado en la determinación de las fuerzas laterales de sismo (artículo 21.9.5.3 de la Norma E.060).

4.8.2 Ejemplo de Diseño de Placa

Como ejemplo se muestra el diseño de la placa 7 en el primer nivel, cuyas dimensiones se presentan en la figura 4.27 a continuación. Debido a la geometría y dimensiones del elemento, para el análisis y diseño en cada dirección, se está tomando toda el área correspondiente a la misma más parte del área transversal, como tributaria.

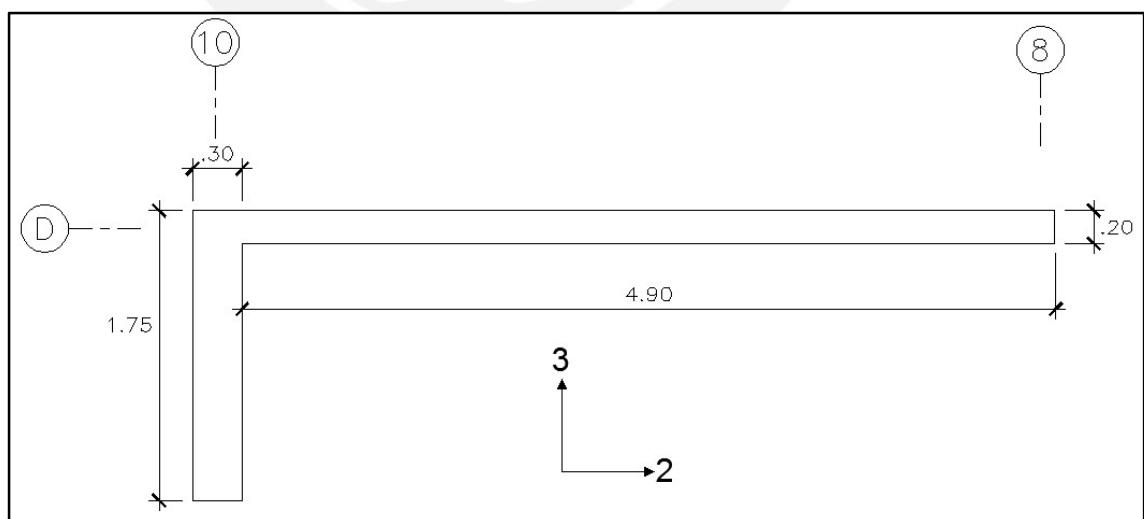


Figura 4.27. Dimensiones de la placa 7 en el primer nivel.

Cargas de Diseño

La tabla 4.11 muestra las cargas de diseño para ambas direcciones del análisis en la placa 7, primer nivel.

Tabla 4.11. Cargas de diseño en la placa 7, primer nivel.

	Carga Muerta	Carga Viva	Sismo X-X	Sismo Y-Y
P (ton)	192.41	29.84	10.97	87.43
M33 (ton.m)	21.83	2.41	91.92	171.08
M22 (ton.m)	13.36	2.06	13.66	176.58
V22 (ton)	3.36	0.56	12.29	17.09
V33 (ton)	3.83	0.31	2.29	55.30

Diseño por Flexocompresión

En la tabla 4.12 a continuación, se presenta las combinaciones de carga de acuerdo a lo estipulado en la Norma E.060.

Tabla 4.12. Combinaciones de carga de la placa 7, primer nivel (carga axial y momento flector).

	Pu (ton)	Mu ₃₋₃ (ton.m)	Mu ₂₋₂ (ton.m)
1.4CM+1.7CV	320.10	34.65	22.20
1.25(CM+CV)+SX	294.75	172.22	40.35
1.25(CM+CV)-SX	260.87	-111.64	-1.82
0.9CM+SX	190.11	161.57	33.11
0.9CM-SX	156.23	-122.28	-9.06
1.25(CM+CV)+SY	403.48	276.20	273.08
1.25(CM+CV)-SY	152.14	-215.62	-234.54
0.9CM+SY	298.84	265.55	265.83
0.9CM-SY	47.50	-226.26	-241.79

Proponemos el siguiente refuerzo para la placa:

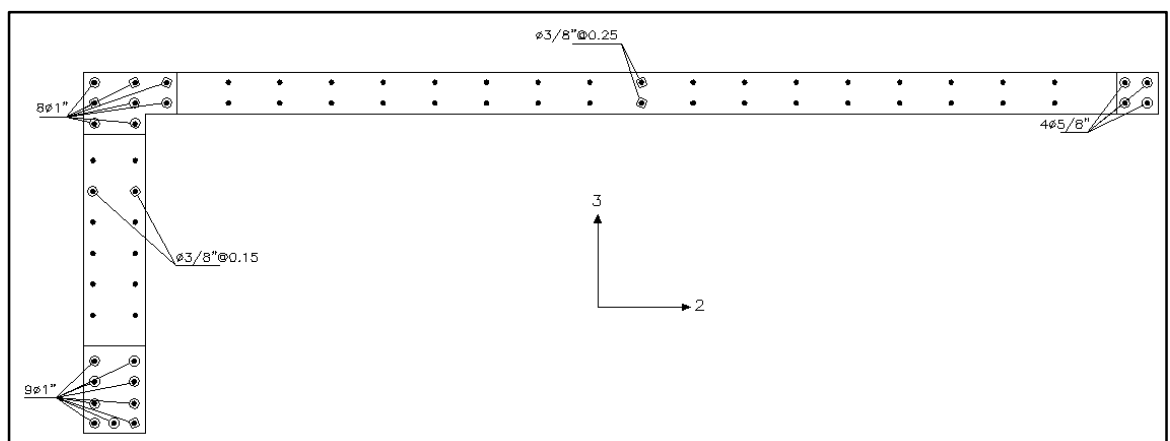


Figura 4.28. Refuerzo vertical propuesto para la placa 7.

Diagrama Interacción dirección X-X

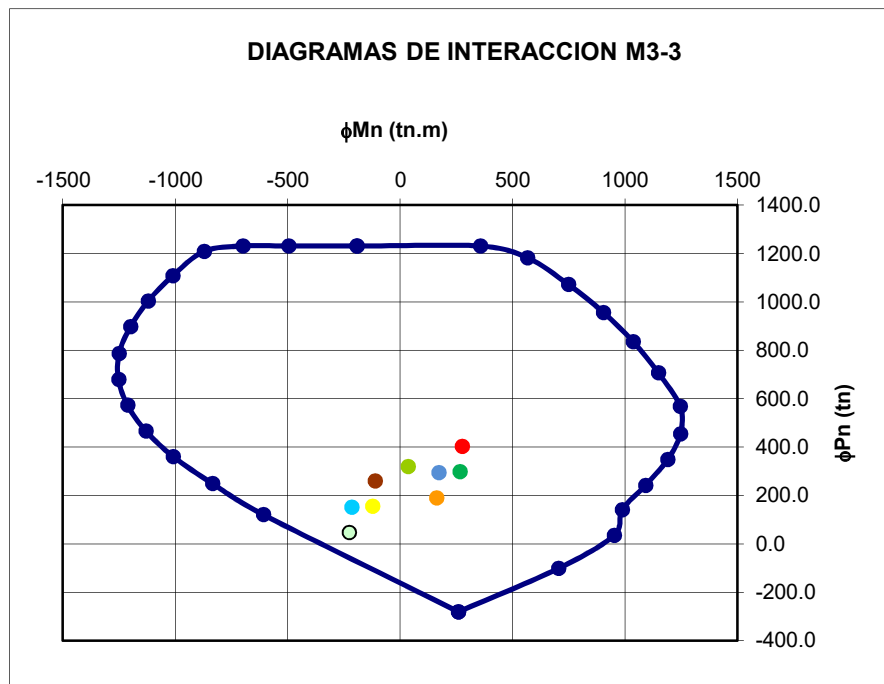


Figura 4.29 . Diagrama Interacción de la placa 7.

Diagrama Interacción dirección Y-Y

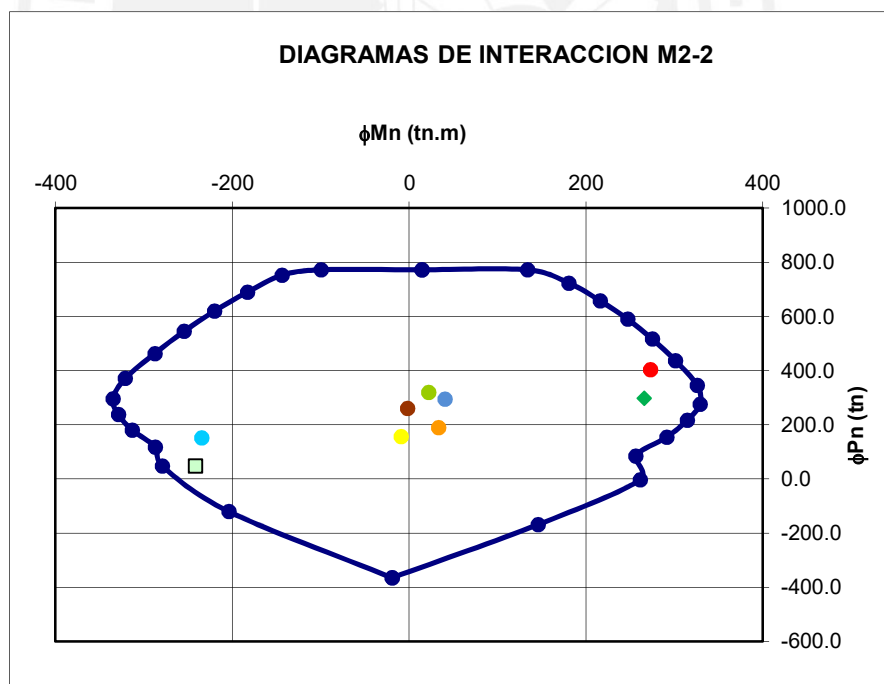


Figura 4.30. Diagrama Interacción de la placa 7.

Se verifica que todos los puntos de las combinaciones se encuentran dentro del diagrama.

Diseño por Corte

En la tabla 4.13 a continuación, se presentan las combinaciones de carga para la placa 7, primer nivel (fuerza cortante).

Tabla 4.13. Combinaciones de carga de la placa 7, primer nivel (carga axial y momento flector).

	Vu₂₋₂(ton)	Vu₃₋₃(ton)
1.4CM+1.7CV	-5.66	-5.89
1.25(CM+CV)+S X	14.08	-1.88
1.25(CM+CV)-SX	-23.88	-8.47
0.9CM+SX	15.95	0.09
0.9CM-SX	-22.00	-6.98
1.25(CM+CV)+S Y	19.67	74.31
1.25(CM+CV)-SY	-29.47	-84.66
0.9CM+SY	21.54	76.04
0.9CM-SY	-27.59	-82.94

Dirección X-X

Longitud total del muro en la dirección x-x = 5.20 m

Altura total del muro = 15.90 m

Espesor del muro = 0.2 m

$\phi = 0.85$ $f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$ $fy = 4200 \text{ kg/cm}^2$

Con los datos anteriores, obtenemos:

$$Acw = (100 \cdot 5.2) \cdot (0.2 \cdot 100) \cdot 0.9 = 9360 \text{ cm}^2$$

$$h/l = 3.06, \alpha = 0.53$$

De las fuerzas resultantes del análisis (Tabla 4.13) y el diagrama de interacción nominal (Figura 4.29) se deduce que la mayor amplificación de la fuerza cortante en la base de la placa se da para la combinación 1.25*(CM+CV)-SY.

La fuerza cortante máxima resultante del análisis "Vua" para la combinación 1.25*(CM+CV)-SY es de 29.5 Ton. Para esta combinación el momento último de diseño resultante del análisis "Mua" es de 215.62 ton.m y el momento nominal máximo resistente "Mn" que podría desarrollar la placa para esta combinación es de 804 ton.m.

Por lo tanto, la fuerza cortante amplificada por capacidad será:

Como $Mn/Mua < R$, entonces $Vu = 29.5 \cdot 3.73 = 110035 \text{ kg}$ $Vc = 71888.82 \text{ kg}$, como $Vu > \phi Vc$, se requiere estribos por corte.

$$Vs = (110035/0.85) - 71888.82 = 57564 \text{ kg}$$

$$S = \frac{1.42 \cdot 4200 \cdot 0.9 \cdot 520}{71889} = 38.83 \text{ cm}$$

En tal sentido, adoptamos para el acero horizontal la cuantía mínima (0.0025) igual a 3/8" @ 0.25 m.

Dirección Y-Y

Longitud total del muro en la dirección y-y = 1.75 m

Altura total del muro = 15.90 m

Espesor del muro = 0.30 m

$$\phi = 0.85 \quad f'c = 210 \text{ kg/cm}^2 \quad fy = 4200 \text{ kg/cm}^2$$

Con los datos anteriores, obtenemos:

$$Acw = (100 \cdot 1.75) \cdot (0.30 \cdot 100) \cdot 0.9 = 4725 \text{ cm}^2$$

$$h/l = 9.086, \alpha = 0.53$$

De las fuerzas resultantes del análisis (Tabla 4.13) y el diagrama de interacción nominal (Figura 4.30) se deduce que la mayor amplificación de la fuerza cortante en la base de la placa se da para la combinación 1.25*(CM+CV)-SY.

La fuerza cortante máxima resultante del análisis "Vua" para la combinación 1.25*(CM+CV)-SY es de 84.7 Ton. Para esta combinación el momento último de diseño resultante del análisis "Mua" es de 234.54 ton.m y el momento nominal máximo resistente "Mn" que podría desarrollar la placa para esta combinación es de 410 ton.m.

Por lo tanto, la fuerza cortante amplificada por capacidad será:

$$\text{Como } Mn/Mua < R, \text{ entonces } Vu = 84.7 \cdot 1.75 = 148251.343 \text{ kg}$$

$$Vc = 36290.03 \text{ kg} \quad Vs = (148251.343 / 0.85) - 36290.03 = 138123.315 \text{ kg}$$

$$S = \frac{2.58 \cdot 4200 \cdot 0.9 \cdot 175}{138123.315} = 12.4 \text{ cm}$$

En tal sentido, adoptamos para el acero horizontal 1/2" @ 0.125 m.

Finalmente, en la figura 4.31 a continuación se presenta el refuerzo dispuesto para la placa P7:

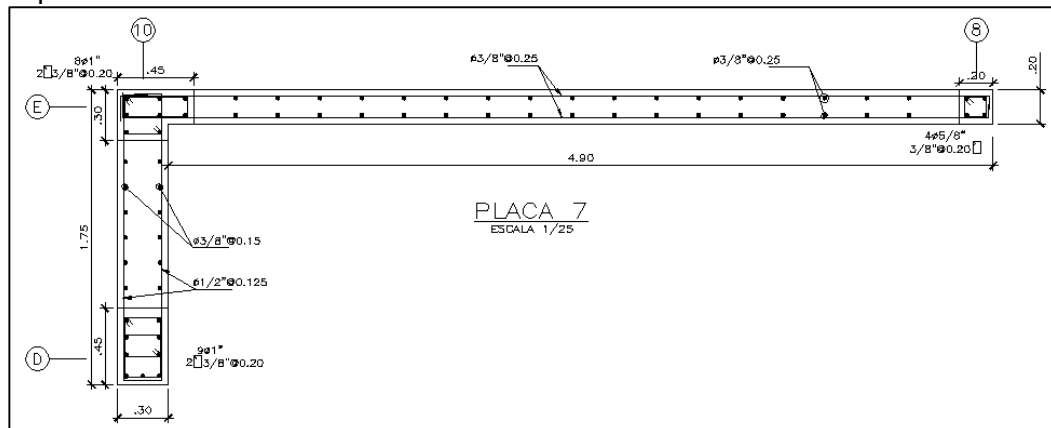


Figura 4.31. Armadura dispuesta en la placa 7.

4.8.3 Consideraciones para el Diseño de Columnas

Para el diseño de las columnas de la estructura se tendrán en cuenta las siguientes consideraciones, de acuerdo a lo dispuesto en la Norma E.060 (Capítulo 21) para los edificios con sistema resistente a fuerzas laterales de muros estructurales o dual tipo I:

- a) La resistencia a la compresión del concreto no será menor a 210 kg/cm².
- b) La cuantía de refuerzo longitudinal no será menor que 1% ni mayor que 6%, cuando se exceda el 4% de cuantía los planos deben incluir detalles constructivos de la armadura en la unión viga – columna.
- c) La fuerza cortante de diseño V_u en las columnas que resistan efectos sísmicos, no debe ser menor al valor obtenido del cortante asociado con el desarrollo de los momentos nominales (M_n) del elemento en cada extremo restringido de la luz libre. En los elementos en flexocompresión, los momentos nominales en los extremos de la luz libre del elemento, estarán asociados a la fuerza axial P_u que dé como resultado el mayor momento nominal posible.
- d) En ambos extremos del elemento debe proporcionarse estribos cerrados de confinamiento con un espaciamiento S por una longitud L medida desde la cara del nudo. Los estribos serán como mínimo de 8 mm de diámetro para barras longitudinales de hasta 5/8" de diámetro, de 3/8" para barras longitudinales de hasta 1" de diámetro y de 1/2" para barras longitudinales de mayor diámetro. El espaciamiento S no debe exceder al menor entre:
 - Ocho veces el diámetro de la barra longitudinal confinada de menor diámetro;
 - La mitad de la menor dimensión de la sección transversal del elemento;
 - 100 mm.

La longitud L no debe ser menor que el mayor entre:

- Una sexta parte de la luz libre del elemento;
- La mayor dimensión de la sección transversal del elemento;
- 500 mm.

Fuera de la longitud L , el espaciamiento vertical de los estribos no debe exceder 16 veces el diámetro de las barras longitudinales, 48 veces el diámetro de la barra o alambre de los estribos ni la menor dimensión transversal del elemento sometido a compresión. Asimismo, en todo el elemento la separación de los estribos, no será mayor que la requerida por fuerza cortante, 300 mm y/o $d/2$, el que sea menor. El espaciamiento del refuerzo transversal del nudo no debe exceder de 150 mm.

4.8.4 Ejemplo de Diseño de Columna

Como ejemplo se muestra el diseño de la columna C4 en el primer nivel, cuyas dimensiones se presentan a la figura 4.32 a continuación.

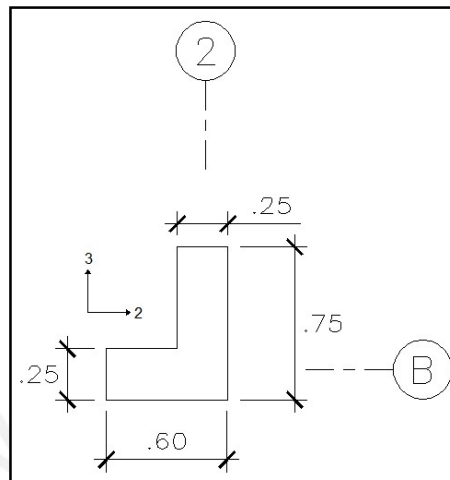


Figura 4.32. Dimensiones de la columna C4.

Cargas de Diseño

La tabla 4.14 muestra las cargas de diseño para ambas direcciones del análisis en la columna C4, primer nivel.

Tabla 4.14. Cargas de diseño en la columna C4, primer nivel.

	Carga Muerta	Carga Viva	Sismo X-X	Sismo Y-Y
P (ton)	39.31	5.45	5.13	17.52
M33 (ton.m)	0.20	0.00	1.05	0.31
M22 (ton.m)	0.20	0.23	1.21	17.85
V22 (ton)	0.49	0.04	0.60	0.35
V33 (ton)	1.44	0.37	0.59	7.60

Diseño por Flexocompresión

En la tabla 4.15 a continuación, se presenta las combinaciones de carga de acuerdo a lo estipulado en la Norma E.060.

Tabla 4.15. Combinaciones de carga de la columna C4, primer nivel (carga axial y momento flector).

	Pu (ton)	Mu₃₋₃ (ton.m)	Mu₂₋₂ (ton.m)
1.4CM+1.7CV	64.30	-0.28	0.11
1.25(CM+CV)+SX	63.87	1.37	1.91
1.25(CM+CV)-SX	48.03	-1.88	-1.83
0.9CM+SX	43.30	1.44	1.69
0.9CM-SX	27.46	-1.80	-2.05
1.25(CM+CV)+SY	81.13	0.19	25.70
1.25(CM+CV)-SY	30.77	-0.69	-25.62
0.9CM+SY	60.56	0.26	25.48
0.9CM-SY	10.20	-0.62	-25.84

Proponemos el siguiente refuerzo para la columna, considerando una cuantía de 1%:

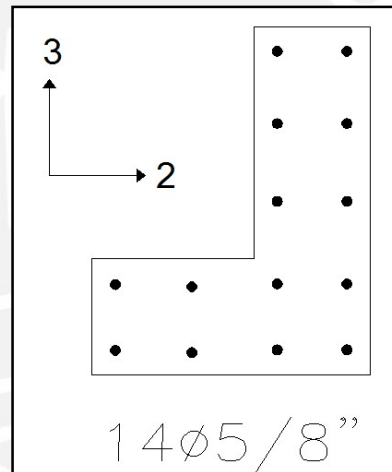


Figura 4.33. Refuerzo vertical propuesto para la columna C4.

Diagrama Interacción dirección X-X

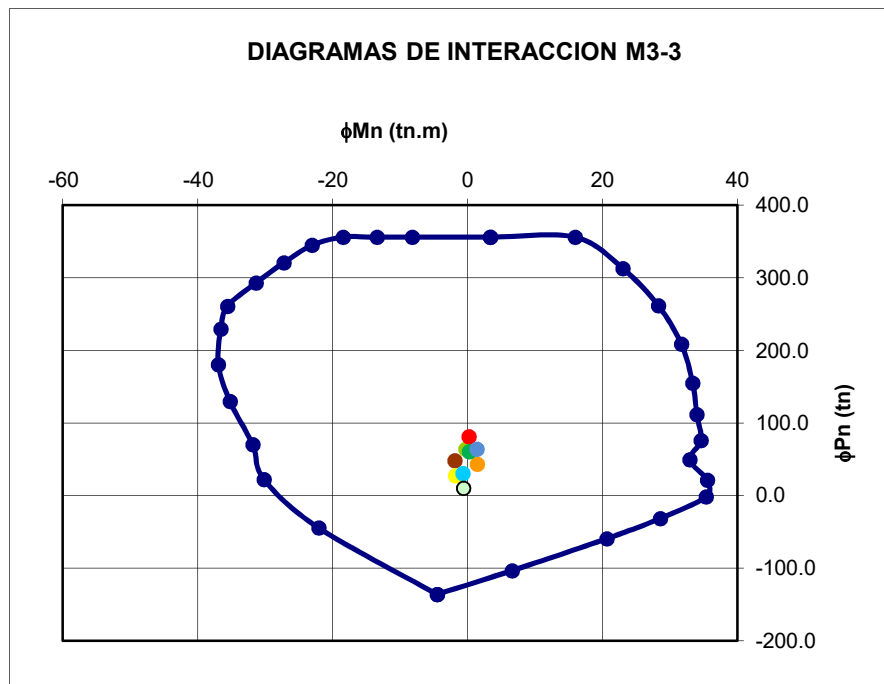


Figura 4.34 . Diagrama Interacción de la columna C4.

Diagrama Interacción dirección Y-Y

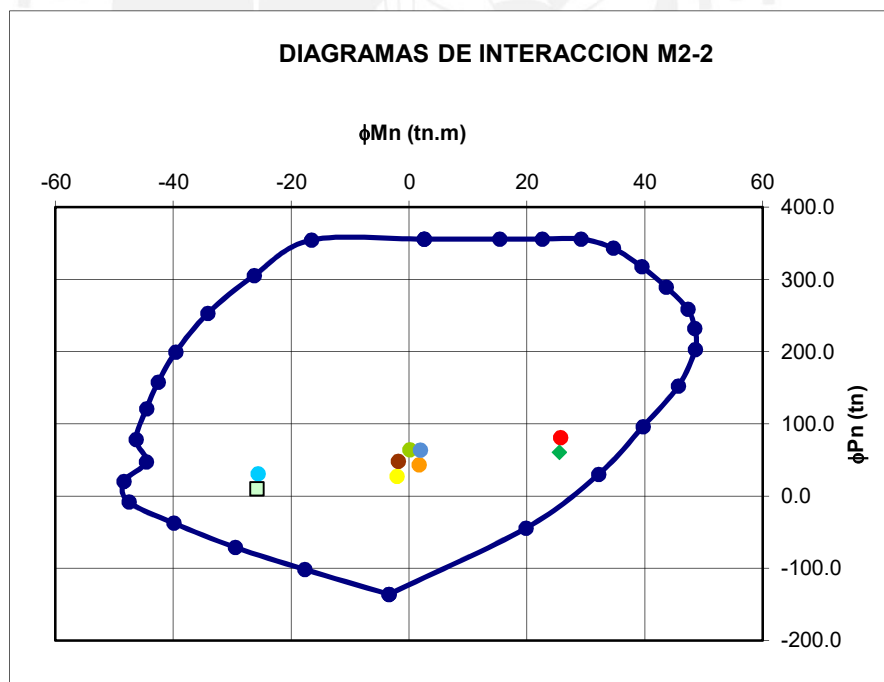


Figura 4.35 . Diagrama Interacción de la columna C4.

Se verifica que todos los puntos de las combinaciones se encuentran dentro del diagrama.

Diseño por Corte

Dirección X-X

Parámetros para el diseño:

$$A_g = 2750 \text{ cm}^2 \quad b = 25 \text{ cm} \quad d = 54 \text{ cm} \quad f'_c = 210 \text{ kg/cm}^2 \quad \Phi = 0.85 \quad A_v = 2.84 \text{ cm}^2$$

$$f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$$

En la tabla 4.16 a continuación, se presentan los cálculos realizados:

Tabla 4.16. Cálculos para el diseño por cortante, dirección x-x.

Combinación	Pu (kg)	Vu (kg)	Vc (kg)	ϕV_c (kg)	Vs (kg)	$V_{smax}=2.1Raiz(f_c)bd$	$V_{slim}=1.1Raiz(f_c)bd$	S(cm)	S(max)
1.4 CM + 1.7 CV	64299	754.00	12100.24	10285.20	-11213.18	41083.05	21519.69	SinEstribos	27.00
1.25(CM+CV) + S	63871.42	1588.98	12088.73	10275.42	-10219.34	41083.05	21519.69	SinEstribos	27.00
1.25(CM+V) - S	48028.58	263.98	11662.06	9912.75	-11351.49	41083.05	21519.69	SinEstribos	27.00
0.9 CM + S	43300.42	1367.48	11534.72	9804.51	-9925.92	41083.05	21519.69	SinEstribos	27.00
0.9 CM - S	27457.58	485.48	11108.05	9441.84	-10536.90	41083.05	21519.69	SinEstribos	27.00

Dirección Y-Y

Parámetros para el diseño:

$$A_g = 2750 \text{ cm}^2 \quad b = 25 \text{ cm} \quad d = 69 \text{ cm} \quad f'_c = 210 \text{ kg/cm}^2 \quad \Phi = 0.85 \quad A_v = 2.84 \text{ cm}^2$$

$$f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$$

En la tabla 4.17 a continuación, se presentan los cálculos realizados:

Tabla 4.17. Cálculos para el diseño por cortante, dirección y-y.

Combinación	Pu (kg)	Vu (kg)	Vc (kg)	ϕV_c (kg)	Vs (kg)	$V_{smax}=2.1Raiz(f_c)bd$	$V_{slim}=1.1Raiz(f_c)bd$	S(cm)	S(max)
1.4 CM + 1.7 CV	64299.00	2645.00	15461.42	13142.21	-12349.65	52495.01	27497.39	SinEstribos	34.50
1.25(CM+CV) + S	81133.30	13186.76	16040.73	13634.62	-526.89	52495.01	27497.39	SinEstribos	34.50
1.25(CM+CV) - S	30766.70	8661.76	14307.49	12161.37	-4117.19	52495.01	27497.39	SinEstribos	34.50
0.9 CM + S	60562.30	12220.26	15332.83	13032.91	-956.05	52495.01	27497.39	SinEstribos	34.50
0.9 CM - S	10195.70	9628.26	13599.60	11559.66	-2272.23	52495.01	27497.39	SinEstribos	34.50

De acuerdo a los cálculos realizados, en ambas direcciones al ser $V_u < \Phi V_c$, sólo se requiere estribos mínimos; sin embargo se coloca estribos por requerimiento sísmico de acuerdo a lo indicado en el ítem 4.8.3. En tal sentido, se dispone 5 \square 3/8" 1@ 5, 7@ 10, rto. @ 25 cm.

Diseño por Capacidad

Se hará el análisis para la dirección Y-Y, por ser la que gobierna el diseño. Para la carga de $P=10.20$ ton se tiene el mayor momento nominal posible, el cual de acuerdo al diagrama interacción es de 55 ton.m, por tanto la capacidad requerida por cortante sería:

$$V_u = (55+55)/2.4 = 45.83 \text{ ton, para este valor correspondería } V_s = 40318 \text{ kg}$$

El espaciamiento de estribos es $s = (4 \times 0.71 \text{ cm}^2) \times 4200 \text{ kg/cm}^2 \times (69 \text{ cm}) / 40318 \text{ kg} = 20.41 \text{ cm}$; $S_{\text{max}} = d/4 = 17.25 \text{ cm}$, espaciamiento superior al mínimo colocado.

Finalmente, en la figura 4.36 a continuación se presenta el refuerzo dispuesto para la columna C4:

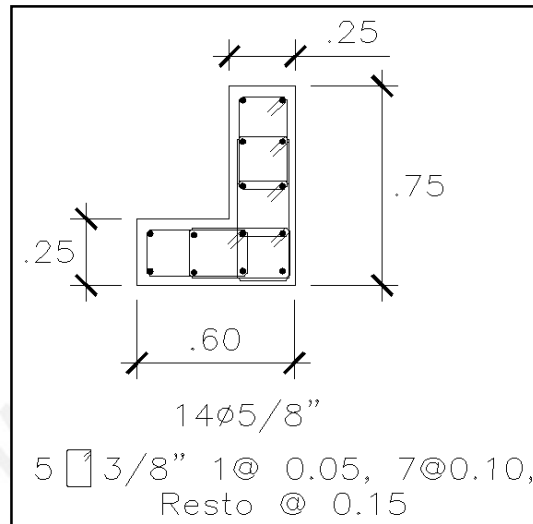


Figura 4.36. Armadura dispuesta en la columna C4.

4.9 DISEÑO DE CIMENTACIÓN

4.9.1 Consideraciones especiales para el Diseño de Cimentación

Las cimentaciones se encargan de recibir las cargas provenientes de los elementos verticales y luego transmitir las al terreno. El diseño de la cimentación consiste en hallar las dimensiones y formas de las zapatas para asegurar que no se sobrepasen los límites de resistencia del suelo, no se produzcan los asentamientos diferenciales y que la resistencia de las zapatas sea mayor o igual que las solicitaciones últimas.

Para calcular la distribución de presiones sobre el terreno se asumió una distribución lineal y el esfuerzo se determinó por:

$$\sigma = \frac{P}{A} \pm \frac{MY}{I}$$

En caso de utilizar una distribución constante de presiones se aplica la siguiente expresión:

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

Cuando la excentricidad es mayor a $L/6$ la ecuación anterior arroja un valor negativo, esto no es posible porque el suelo por su naturaleza no puede resistir esfuerzos de tracción. En este caso la ecuación deja de ser válida y debemos redistribuir los esfuerzos (figura 4.37) en la dirección que corresponda y para determinar la máxima presión utilizamos la siguiente ecuación:

$$\sigma = \frac{2P}{3B\left(\frac{L}{2} - e\right)}$$

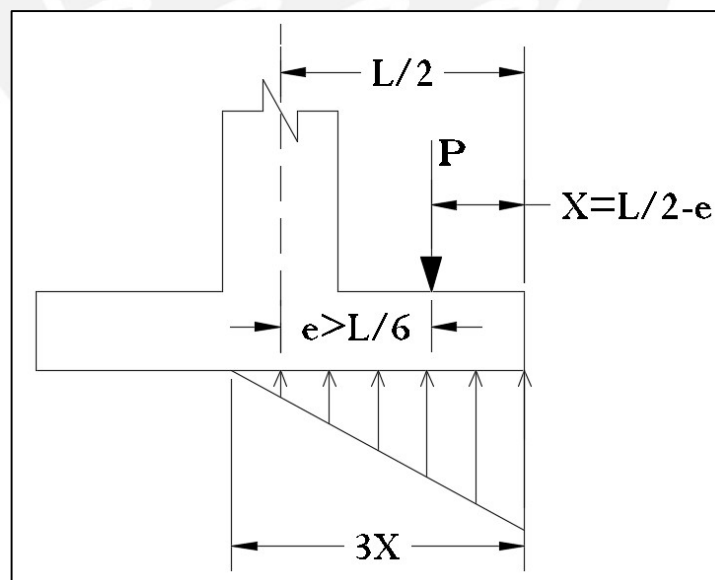


Figura 4.37. Distribución de presiones debido a la excentricidad de la carga.

Diseño por flexión

Se asumió la misma cuantía mínima que para las losas macizas: 0.0018

El cálculo de acero por flexión se realizó con el esfuerzo último aplicado sobre una franja unitaria.

El diseño se realizó a la cara del elemento vertical.

Diseño por corte

Dado que en las zapatas no se coloca acero de refuerzo por corte, es necesario elegir un peralte adecuado, de esta forma se consigue que el concreto sea capaz de resistir los esfuerzos por corte y por punzonamiento ($\phi V_c > V_u$).

- Corte simple: la sección crítica para realizar la verificación por corte está ubicada a una distancia “d” de la cara, la resistencia del concreto se calcula con la siguiente expresión:

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

- Corte doble o punzonamiento: Este tipo de corte es producto de las cargas provenientes de las columnas y se determina en una sección perimetral ubicada a d/2 de la cara de la columna. La resistencia del concreto al punzonamiento se calcula con la siguiente expresión:

$$\phi V_s = 0.85 \left(0.53 + \frac{1.1}{\beta_c} \right) (\sqrt{f'_c})(b_o)(d)$$

Donde:

b_o = Perímetro de la sección crítica.

β_c = cociente entre el largo y ancho de la zapata.

4.9.2 Ejemplo de Diseño de Zapata Aislada

Se toma como ejemplo la zapata correspondiente a la columna C3 ubicada en los ejes B y 3.

La tabla 4.18 muestra los valores de las cargas que actúan sobre la columna C3, todas las cargas de sismo se encuentran sin amplificar.

Tabla 4.18. Cargas en servicio aplicadas sobre columna C3.

	P (Ton)	Mx (ton.m)	My (ton.m)
CM	148.90	0.95	2.05
CV	33.80	0.60	0.80
SISMO X-X	6.30	0.40	0.15
SISMO Y-Y	4.85	0.03	0.18

Para el dimensionamiento por presión admisible hemos considerado las cargas axiales en servicio provenientes de la columna, además un adicional de 5% debido al peso propio de la zapata Z-02. Para nuestro ejemplo tenemos una carga axial total $P=196.70$ ton. Aplicado sobre la zapata. Como la capacidad portante del suelo es de 30 ton/m² entonces:

$$\text{Área requerida} = \frac{1.05(\text{CM} + \text{CV})}{\sigma} = \frac{191.85}{30} = 6.26 \text{ m}^2$$

A la sección de la columna C3 (0.80x0.25) le añadimos volados iguales de 1.05 m en ambas direcciones, con esto se obtuvo una zapata de 2.90x2.35 m. y un área total de 6.82 m². Con estas dimensiones obtenemos un esfuerzo de:

$$\sigma = \frac{1.05(CM + CV)}{A} = \frac{191.85}{2.90(2.35)} = 28.15 \text{ ton/m}^2 < 30 \text{ ton/m}^2 \quad OK$$

Calculamos los esfuerzos actuantes sobre el terreno:

Caso: CM+CV

$$\sigma_{act} = \frac{P}{A} \pm \frac{6M}{bxa^2} = \frac{191.85}{6.82} \pm \frac{6(3.00)}{2.90 \times 2.35^2}$$

$$\sigma_{act_max} = 29.20 \text{ ton/m}^2; \sigma_{act_min} = 27.03 \text{ ton/m}^2$$

$$\sigma_{adm} > \sigma_{act_max} > \sigma_{act_min} \quad OK$$

Caso CM+CV+S

$$\sigma_{act} = \frac{P}{A} \pm \frac{6M}{bxa^2} = \frac{198.50}{6.82} \pm \frac{6(2.85)}{2.90 \times 2.35^2}$$

$$\sigma_{act_max} = 28.00 \text{ ton/m}^2; \sigma_{act_min} = 30.23 \text{ ton/m}^2$$

Amplificación de esfuerzo admisible de terreno en 1.30 por sismo:

$$\sigma_{adm \text{ sismo}} = 1.3(\sigma_{adm}) = 39 \text{ ton/m}^2.$$

$$\sigma_{adm \text{ sismo}} > \sigma_{act_max} > \sigma_{act_min} \quad OK$$

Podemos apreciar que se cumple con ambas capacidades admisibles.

Debido a que para el diseño predominan las cargas axiales por gravedad, el diseño es gobernado por la combinación 1.4CM+1.7CV. Por esta razón para calcular el esfuerzo último utilizaremos un factor de amplificación de 1.5.

$$\sigma_{ult} = (29.20)(1.50) = 43.90 \text{ ton/m}^2$$

Diseño por corte simple y punzonamiento

Para nuestro caso se asume un peralte de 0.60 m, entonces la resistencia del concreto al corte simple es $\phi V_c = 33.30 \text{ ton}$, mientras que la carga última por corte simple es $V_u = 24.50 \text{ ton}$. Por corte doble o punzonamiento el concreto nos proporciona una resistencia de $\phi V_c = 276.70 \text{ ton}$, mientras que la carga última fue $V_u = 270.50 \text{ ton}$. Con esto se comprueba que el peralte asumido inicialmente cumple con las dos condiciones de diseño por corte.

Diseño por flexión

Para el diseño por flexión tenemos como acero mínimo:

$$A_{smin} = 0.0018(b)(h) = 10.80 \text{ cm}^2$$

El valor del esfuerzo último es $\sigma_u = 43.90 \text{ tn/m}^2$, con este esfuerzo tomamos una franja unitaria y obtenemos un momento último $M_u = 25.10 \text{ ton.m/ml}$ a la cara de la columna.

Para el momento último indicado obtenemos un área de acero requerido $A_s=13.39\text{cm}^2/\text{ml}$, entonces el refuerzo por flexión colocado es de $5/8''@0.15$ en ambas direcciones.

Debemos mencionar que el fondo de la zapata se ubica a 1.20 m del nivel del sótano, correspondiéndole el nivel -5.40 m.

En la figura 4.38 se muestra el diseño final de la zapata Z2 de la columna C3.

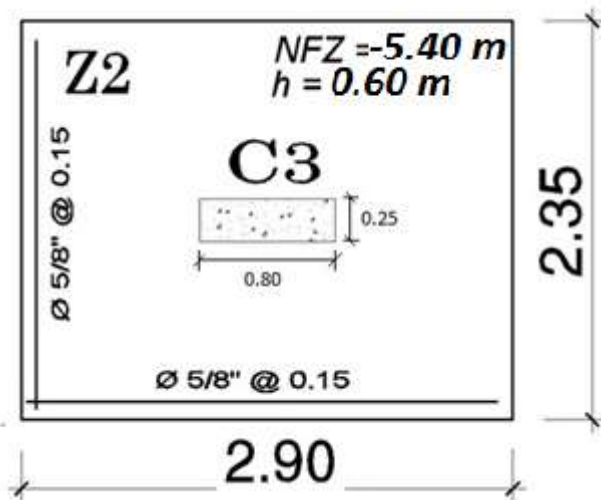


Figura 4.38. Diseño final de zapata Z-2.

4.9.3 Ejemplo de Diseño de Viga de Conexión

Los elementos verticales, ubicados en los límites de propiedad, generan presiones mayores a las admisibles por el suelo, esto es producto de la excentricidad que presentan. Para compensar este efecto y absorber los momentos producidos por las excentricidades es necesario conectar las zapatas exteriores a las zapatas interiores mediante vigas de cimentación, estas vigas deben ser lo suficientemente rígidas.

Dimensionamiento de la zapata conectada

Para el dimensionamiento de la zapata se asume que las presiones en suelo son constantes. Luego para obtener el ancho de la zapata dividimos las cargas de gravedad y de sismo sin amplificar entre la capacidad portante del terreno. Para nuestro ejemplo el ancho requerido para la zapata de la placa PL-05 es de 0.90m y se le asignó un peralte mínimo de 0.50 cm.

Diseño por corte

No se realiza el diseño por corte debido a las dimensiones considerables de la zapata conectada.

Diseño por flexión

Para el cálculo del refuerzo por flexión se procedió a realizar un modelo de elementos finitos que incluye las vigas de cimentación y la placa modelada como apoyo de la

zapata. La carga que se aplica a la zapata es la presión del suelo amplificada. En la figura 4.39 se muestra la deformada de la zapata debido a la presión amplificada ejercida por el suelo.

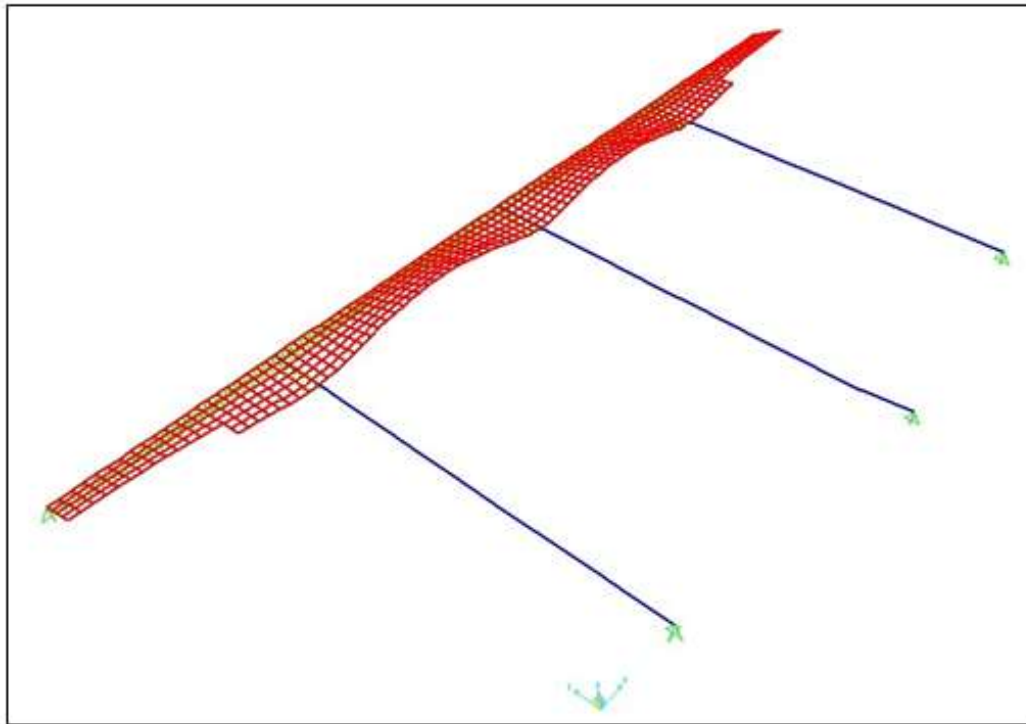


Figura 4.39. Deformada de la zapata

Para la misma zapata, en la figura 4.40 se observa el diagrama de momentos en la dirección perpendicular a la fachada del edificio y en la figura 4.41 se muestra el diseño final de la zapata conectada.

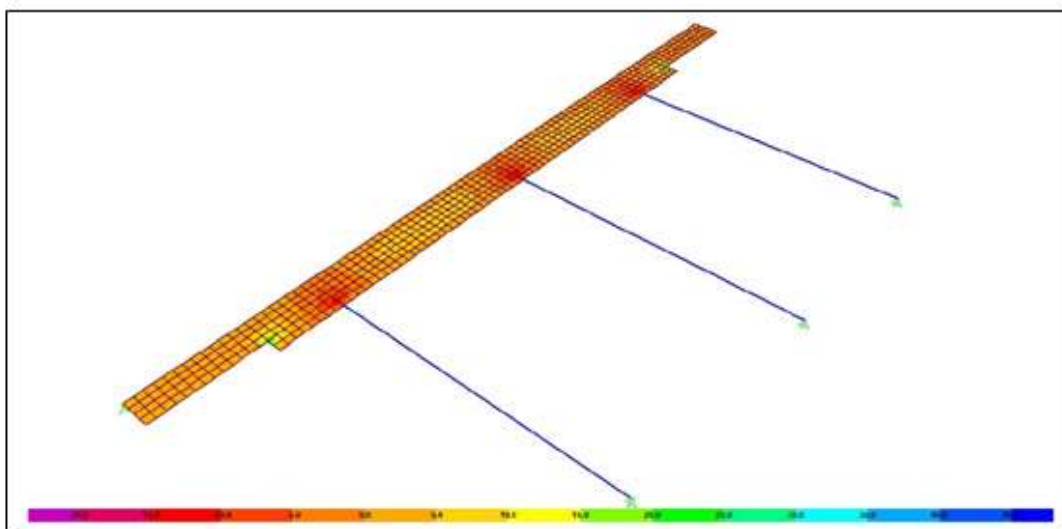


Figura 4.40. Diagrama de momentos en la dirección perpendicular a la fachada del edificio.

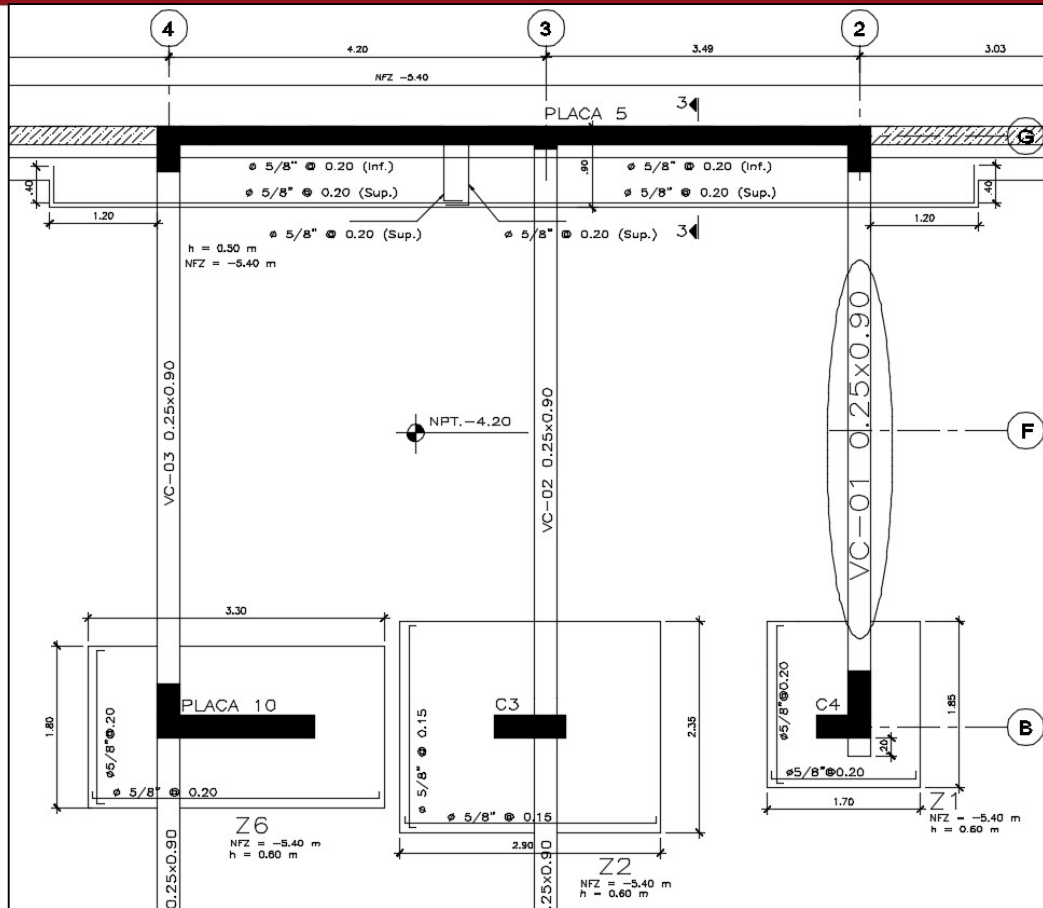


Figura 4.41. Diseño final zapata conectada de la Placa PL-05

Partiendo del modelo anterior diseñamos la viga de cimentación VC-01. En la figura 4.42 se muestra el diagrama de momentos de la viga de cimentación y en la figura 4.43 se muestra el diagrama de fuerza cortante.

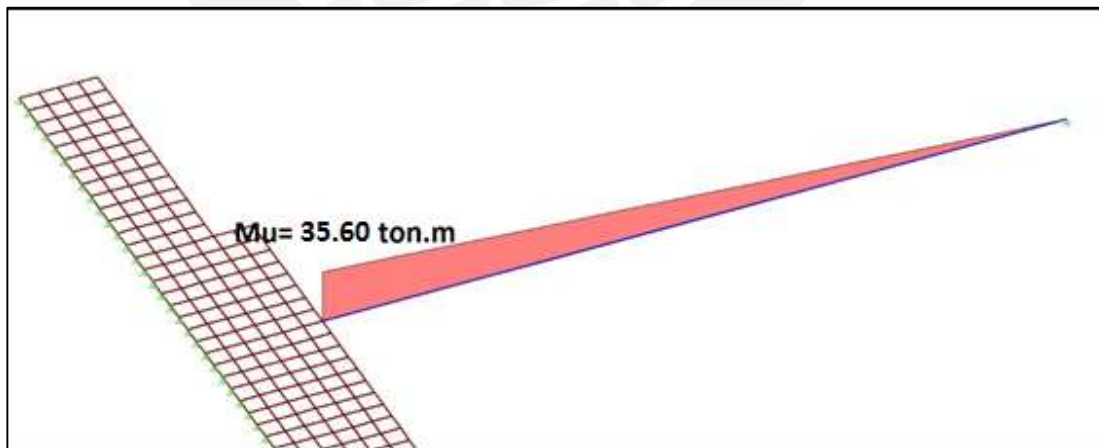


Figura 4.42. Diagrama de momentos de la viga VC-01

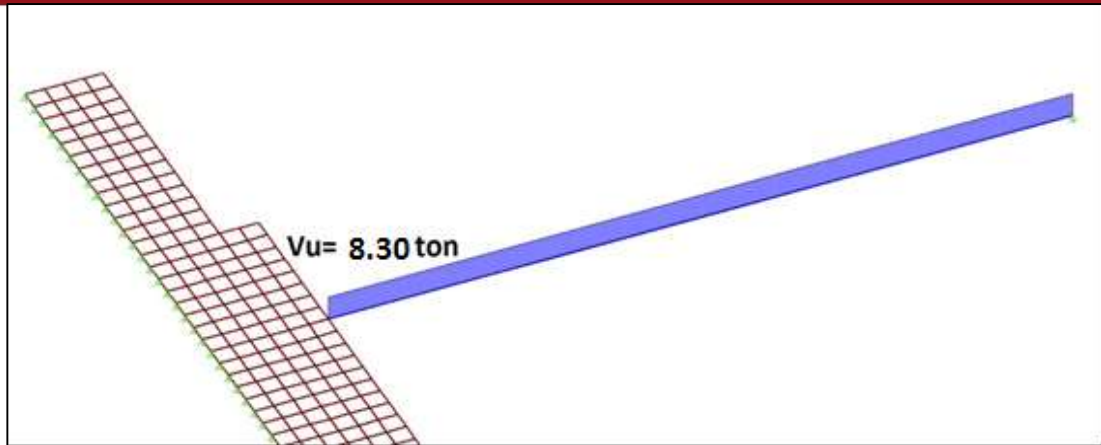


Figura 4.43. Diagrama de fuerza cortante de la viga VC-01

Para el refuerzo por flexión tenemos un peralte efectivo de 84 cm, por lo tanto, obtenemos un área de acero requerido $A_s=11.97 \text{ cm}^2$, finalmente el refuerzo colocado fue $3 \text{ } \varnothing 3/4" + 1 \text{ } \varnothing 1"$.

Para el diseño por corte tenemos que la resistencia aportada por el concreto es $\varnothing V_c=8.30 \text{ ton}$, mientras que la fuerza cortante ultima es $V_u=11.60 \text{ ton}$. Verificamos que la resistencia al corte que aporta el concreto es mayor que la fuerza cortante ultima.

La figura 4.44 muestra el diseño final de la viga VC-01 ubicada en el eje 2.

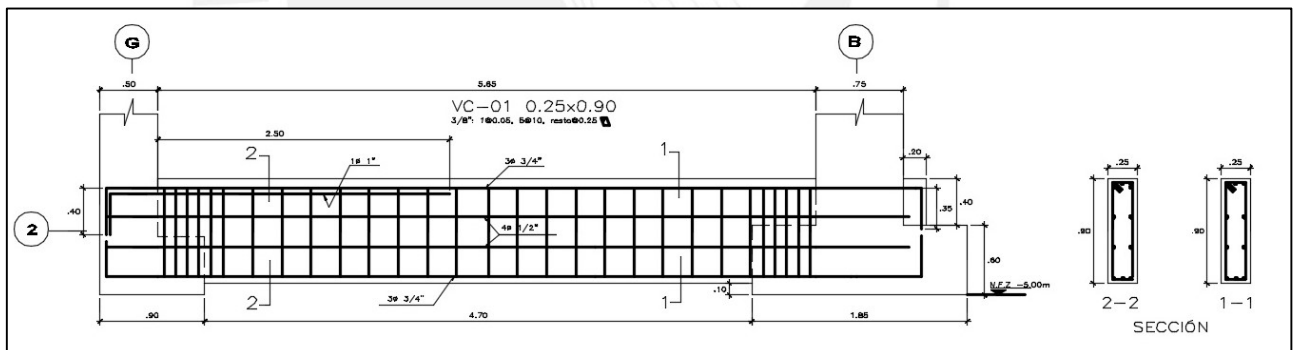


Figura 4.44. Diseño final de la viga de cimentación VC-01.

4.9.4 Ejemplo de Diseño de Zapata Combinada

Para nuestro ejemplo se mostrará como diseñamos la zapata combinada Z5 para las placas PL-5 y PL-6. En la tabla 4.19 se muestran las cargas en servicio de cada una de estas placas.

Tabla 4.19. Cargas aplicadas sobre placa PL-08 y PL-09.

	PL- 08			PL - 09		
	P(Ton)	Mx(Ton.m)	My(Ton.m)	P(Ton)	Mx(Ton.m)	My(Ton.m)
CM	61.90	0.02	0.65	71.50	0.01	1.00
CV	10.40	0.01	0.15	10.65	0.01	0.25
Sismo X-X	5.60	0.04	0.50	0.20	0.03	0.50
Sismo Y-Y	4.20	0.01	1.70	14.00	0.02	1.80

Con las cargas del análisis pasamos a seleccionar el área de la zapata de forma que los esfuerzos actuantes sobre el terreno sean menores que la resistencia del suelo. Para poder cumplir con esta hipótesis planteamos a un volado de 50 cm como se aprecia en la figura 4.45.

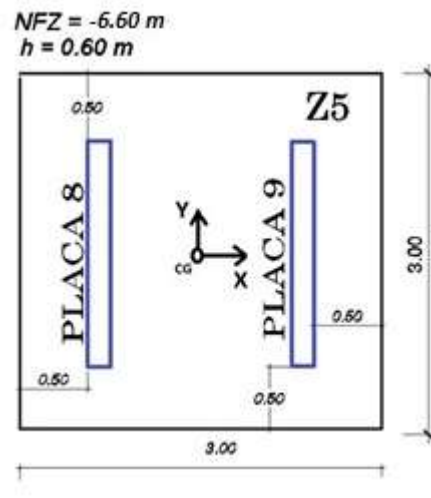


Figura 4.45. Esquema zapata combinada Z5.

Una vez determinado la forma y el tamaño de la zapata procedemos a ubicar el centroide, a este punto se trasladaran todas las cargas y los momentos generados por el desplazamientos de las fuerzas axiales de cada placa. Finalmente calcularemos los esfuerzos y verificaremos que no excedan la presión admisible del terreno.

La tabla 4.20 nos muestra las presiones máximas y mínimas sobre el suelo para los escenarios donde consideramos cargas de gravedad, cargas de gravedad más sismo en X-X, cargas de gravedad más sismo en Y-Y.

Tabla 4.20. Presión máxima sobre el suelo para la zapata combinada Z5

escenarios	P(ton)	M(ton.m)	σ_{max} (ton/m ²)	σ_{min} (ton/m ²)
Cargas de gravedad	168.50	17.70	22.70	14.80
Cargas de gravedad+Sismo X-X	173.20	8.20	21.10	17.50
Cargas de gravedad+Sismo Y-Y	185.61	38.90	29.30	12.00

Para estimar la reacción amplificada del suelo (σ_u) producto de las cargas sísmicas, multiplicaremos el esfuerzo actuante por 1.25.

$$\sigma_u = 29.30(1.25) = 36.60 \text{ ton/m}^2$$

El diseño en concreto armado es similar al de la zapata aislada, en la figura 4.46 se muestra el acero colocado en la zapata combinada.

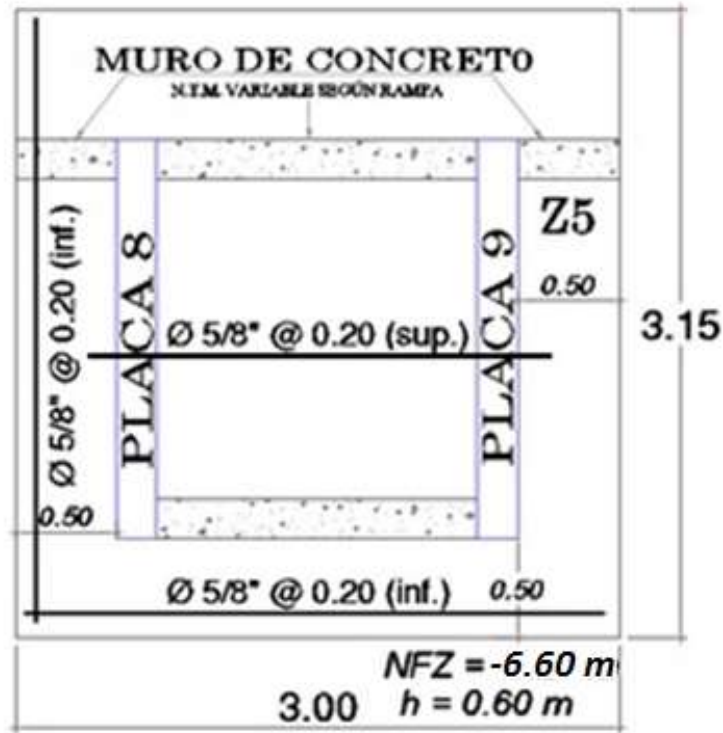


Figura 4.46. Diseño final de la zapata combinada Z5.

4.10 DISEÑO DE MUROS DE SÓTANO Y ESCALERAS

4.10.1 Ejemplo de Diseño de Muros de Sótano

Considerando los resultados obtenidos en el ítem 3.1.5 del presente trabajo, se presenta a manera de ejemplo el diseño del muro de sótano ubicado en el eje 1, entre los ejes F-G del edificio. Asimismo según el artículo 14.3.1 de la Norma E.060 de Concreto Armado, el refuerzo mínimo horizontal y vertical se dispone de acuerdo a:

$$A_{sH} = A_{s_{\min}} = 0.002bh$$

$$A_{sV} = A_{s_{\min}} = 0.0015bh$$

Para el análisis se contemplaron 2 casos, uno de ellos considerando un apoyo simple en la losa de piso del sótano (caso a) y el segundo sin considerar el mismo (caso b), contemplando así las posibles variantes en el proceso constructivo. Los resultados se presentan a continuación:

Verificación por Corte

Con las cargas amplificadas, obtenemos el diagrama de fuerza cortante último que se presenta a continuación (figura 4.47).

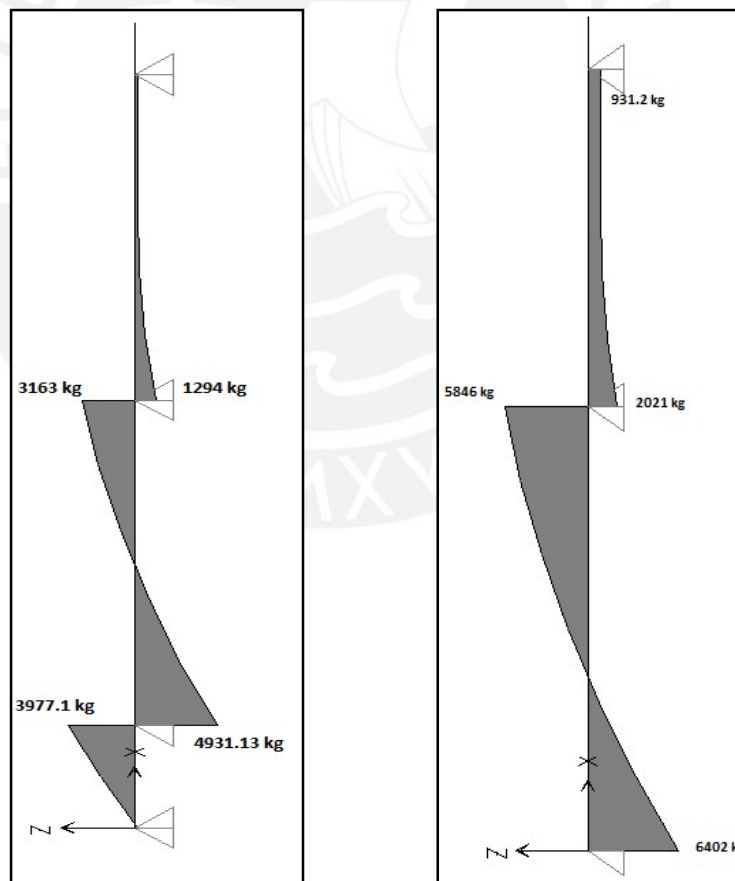


Figura 4.47. Diagrama de fuerza cortante último en muro de sótano (Casos a y b, kg).

Se debe verificar que se cumpla que $V_u < \Phi V_c$

$\Phi V_c = 0.85 \cdot 0.53 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b \cdot d$, donde $f'_c = 210 \text{ kg/cm}^2$, $d = 20 - 8 = 12 \text{ cm}$ y $b = 100 \text{ cm}$

Luego, $\Phi V_c = 7834 \text{ kg}$

Del diagrama de fuerza cortante anterior, se verifica que el máximo valor del cortante último (a "d" de la cara) 4500 kg, es menor al cortante resistente 7834 kg.

Diseño por flexión

Con las cargas amplificadas, obtenemos el diagrama de momento flector último que se presenta a continuación (figura 4.48.).

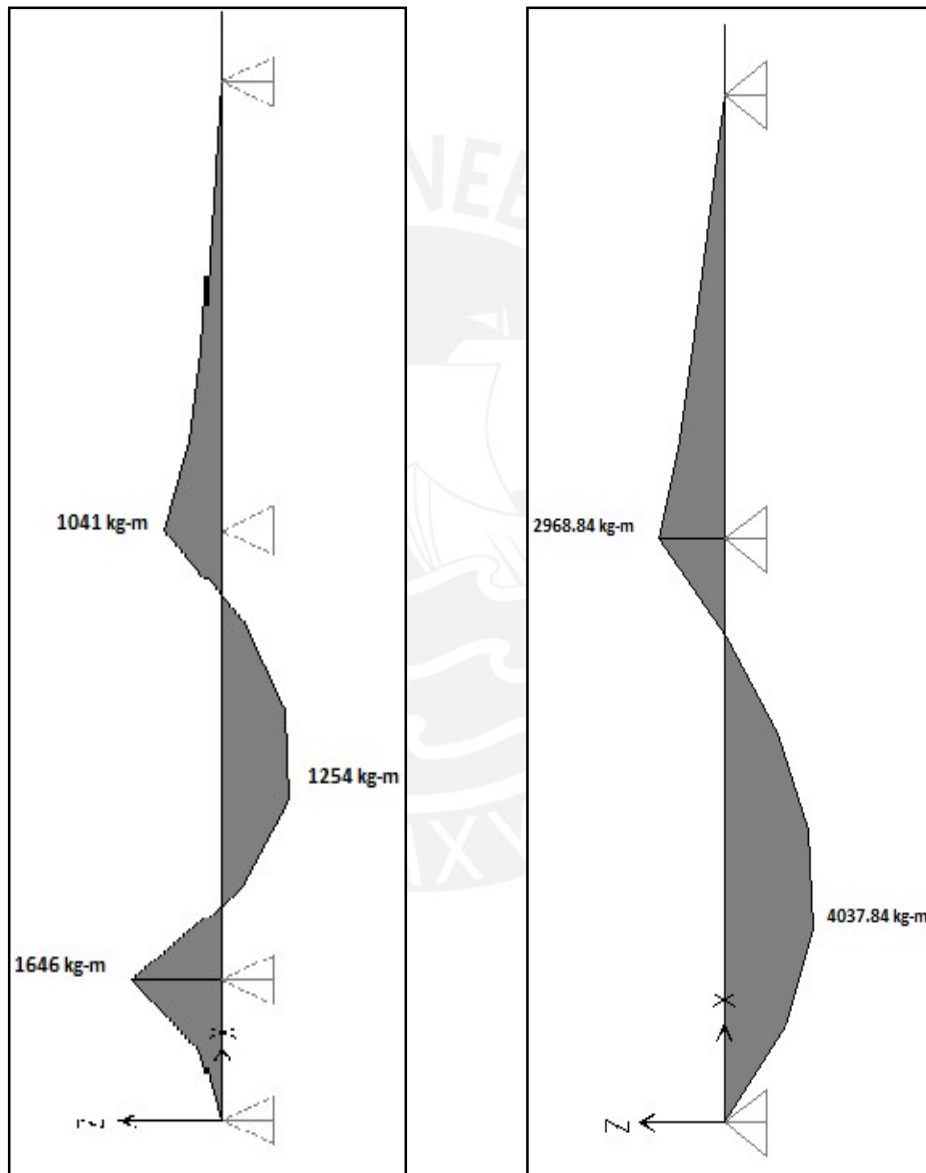


Figura 4.48. Diagrama de momento flector último en muro de sótano (casos 1 y 2, kg-m).

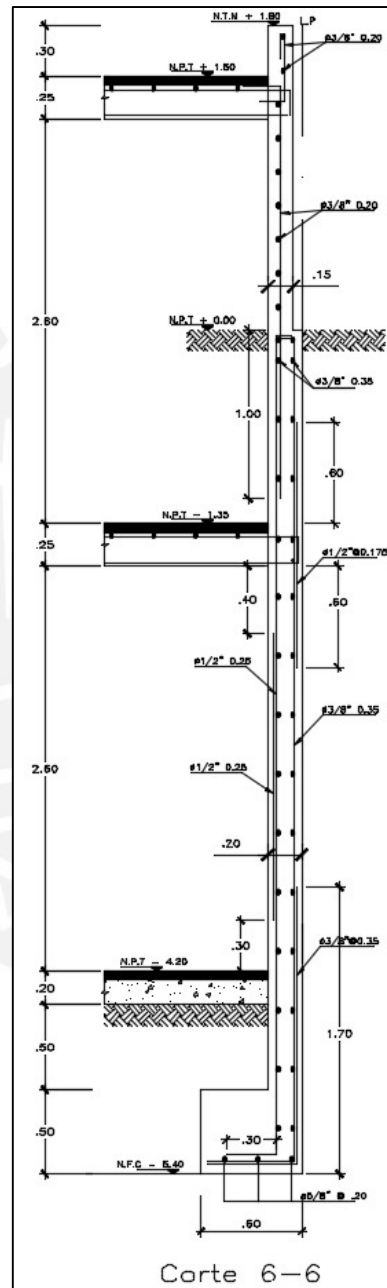
Del diagrama anterior, tomando los máximos momentos últimos (a la cara) se dispone el acero de refuerzo:

$M_u^- = 1252.75 \text{ kg -m}$, se dispone $A_s^- = 2.90 \text{ cm}^2$ ($2\Phi 3/8'' @ 0.35 \text{ m}$)

$M_u^- = 2761.63 \text{ kg-m}$, se dispone $A_s^- = 6.53 \text{ cm}^2$ ($1\Phi 3/8'' @ 0.35 \text{ m} + 1\Phi 1/2'' @ 0.175 \text{ m}$)

$M_u^+ = 4037.84 \text{ kg-m}$, se dispone $A_s^+ = 9.85 \text{ cm}^2$ ($2\Phi 1/2'' @ 0.25 \text{ m}$)

Por otra parte, transversal al refuerzo por flexión se ha dispuesto el refuerzo por temperatura ($A_{sH} = A_{s_{min}} = 0.002bh$) que corresponde a dos mallas de $3/8'' @ 0.35 \text{ m}$ en dos capas.



4.10.2 Ejemplo de Diseño de Escaleras

Considerando los resultados obtenidos en el ítem 3.1.4 del presente trabajo, se presenta a manera de ejemplo el diseño del tramo típico de la escalera de emergencia.

Diseño por flexión

Con las cargas amplificadas, obtenemos el diagrama de momento flector último que se presenta a continuación (figura 4.48).

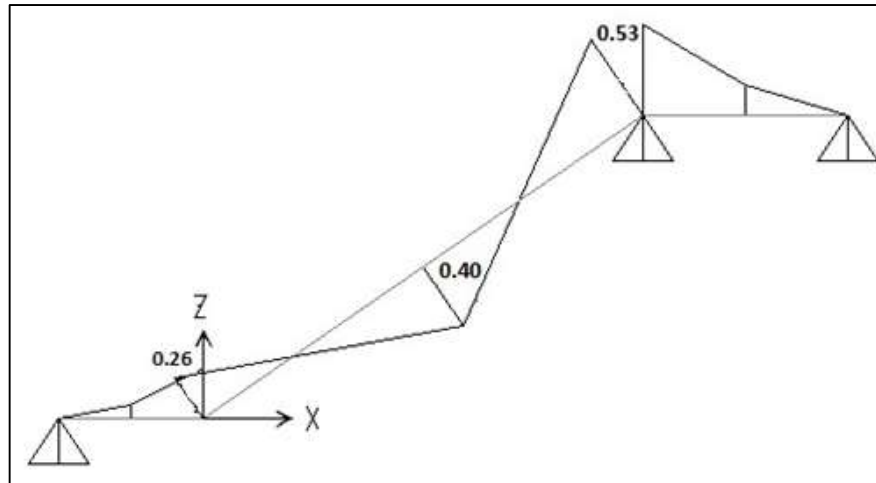


Figura 4.50. Diagrama de momento flector último en el tramo típico (ton-m).

Del diagrama anterior, observamos que el máximo momento último es de 0.48 ton-m, correspondiéndole un área de acero de 1.12 cm². Finalmente el refuerzo por flexión dispuesto es de 3/8" @ 0.25 m por ser el refuerzo mínimo.

Por otra parte, transversal al refuerzo por flexión se ha dispuesto el refuerzo por temperatura ($A_{s_{min}} = 0.0018bh$) que corresponde a una malla de 3/8" @ 0.25 m.

La figura 4.51 muestra el diseño final del tramo típico considerado.

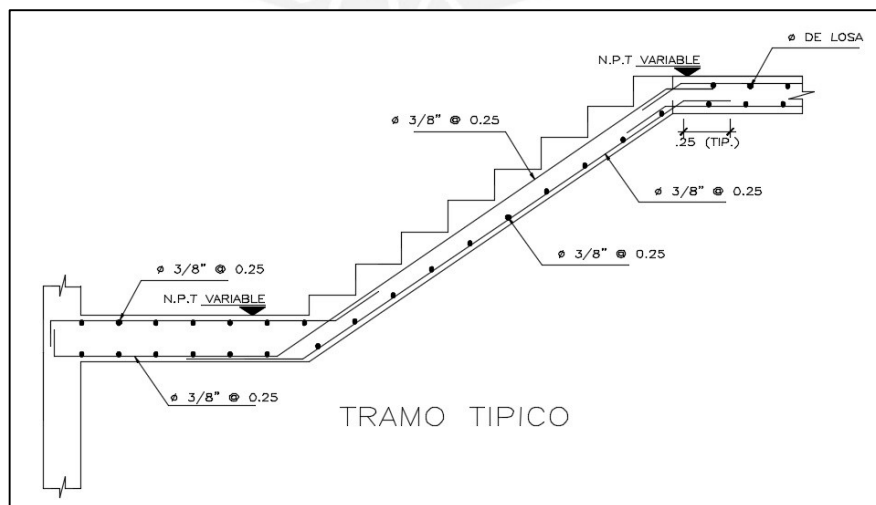


Figura 4.51. Refuerzo en escalera.

CAPÍTULO 5: RESPUESTA DINÁMICA DEL EDIFICIO A ACELEROGRAMAS PERUANOS RECIENTES

Este capítulo tiene como propósito analizar el comportamiento elástico del edificio ante sismos frecuentes, dichos sismos están representados por dos acelerogramas escalados a una aceleración pico de 0.2g, valor correspondiente a la aceleración máxima esperada para sismos frecuentes en la costa peruana.

El estudio del comportamiento dinámico del edificio comprendió un análisis global de desplazamientos, fuerzas cortantes y momentos volcantes basales. Finalmente se hizo un análisis local del comportamiento de la placa 7, cuyo diseño se presentó como ejemplo en el ítem 4.8.2.

5.1 ACELEROGRAMAS EMPLEADOS

Las señales empleadas fueron registradas en Lima y corresponden a dos sismos importantes, el primero ocurrido el 31 de mayo de 1970 en el departamento de Áncash y el segundo ocurrido el 3 de octubre de 1974 en el departamento de Lima. La tabla 5.1 muestra un resumen con las características de los acelerogramas empleados.

Tabla 5.1 Características de los acelerogramas empleados.

Sismo	Dirección	Magnitud (Mw)	Aceleración Máxima (g)	Duración (s)	Frecuencia fundamental
Áncash 1970	Sur-Norte	7.7	0.10	45	3.42
Lima 1974	Sur-Norte	8.0	0.20	98	3.31

La figura 5.1 y 5.2 muestran los acelerogramas correspondientes a los sismos mencionados.

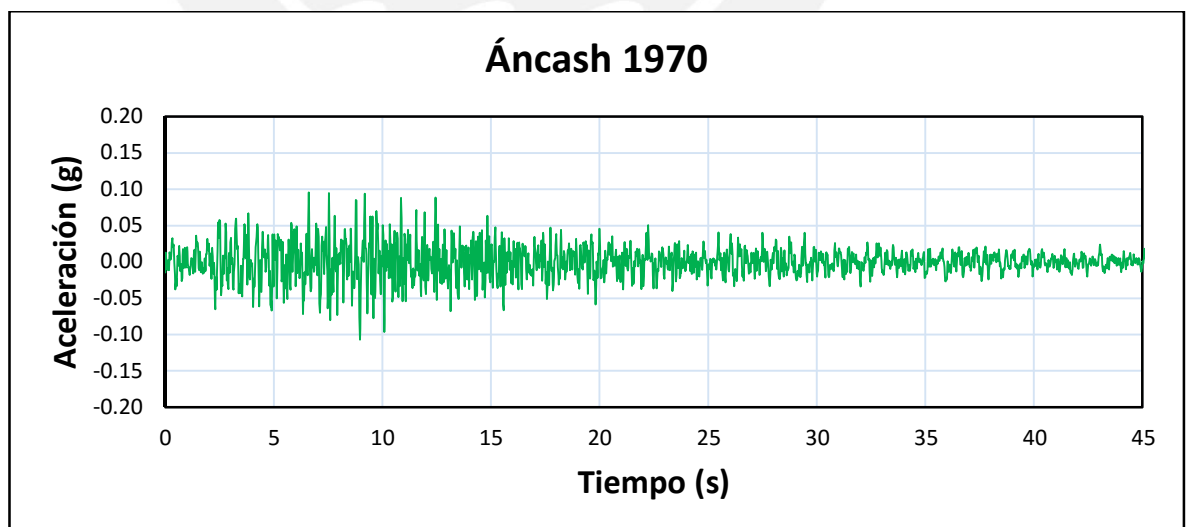


Figura 5.1 Acelerograma del sismo Áncash 1970.

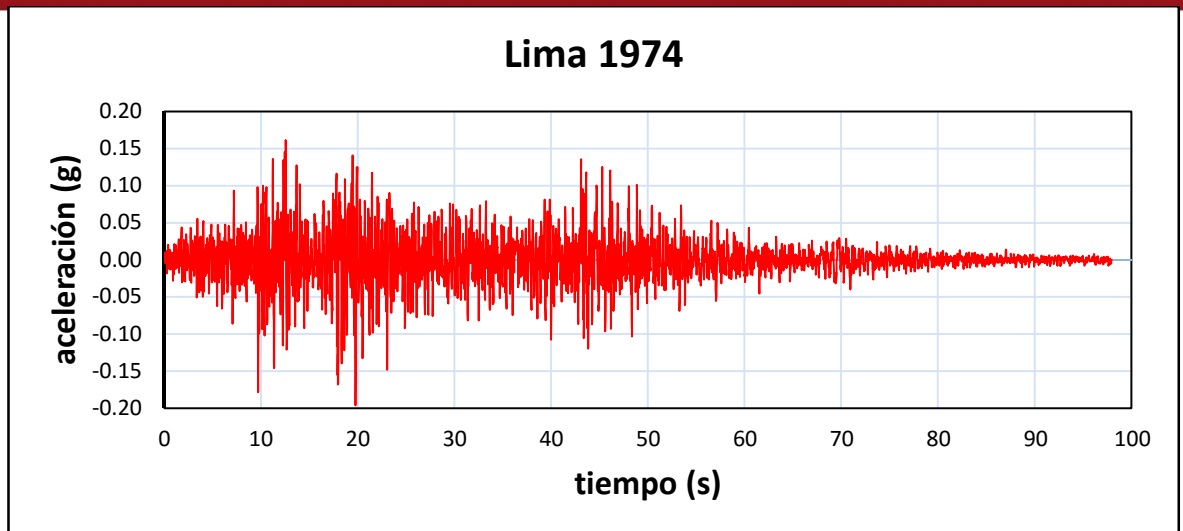


Figura 5.2 Acelerograma del sismo Lima 1974.

Las figuras 5.3 y 5.4 muestran las transformadas de Fourier de los acelerogramas mencionados anteriormente.

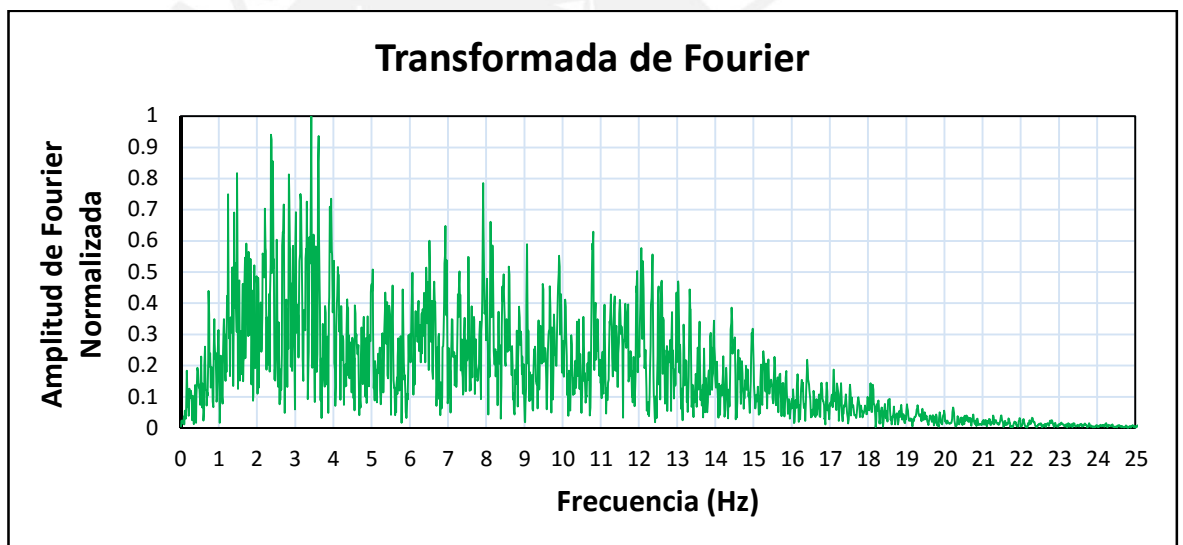


Figura 5.3 Transformada de Fourier – Ancash 1970.

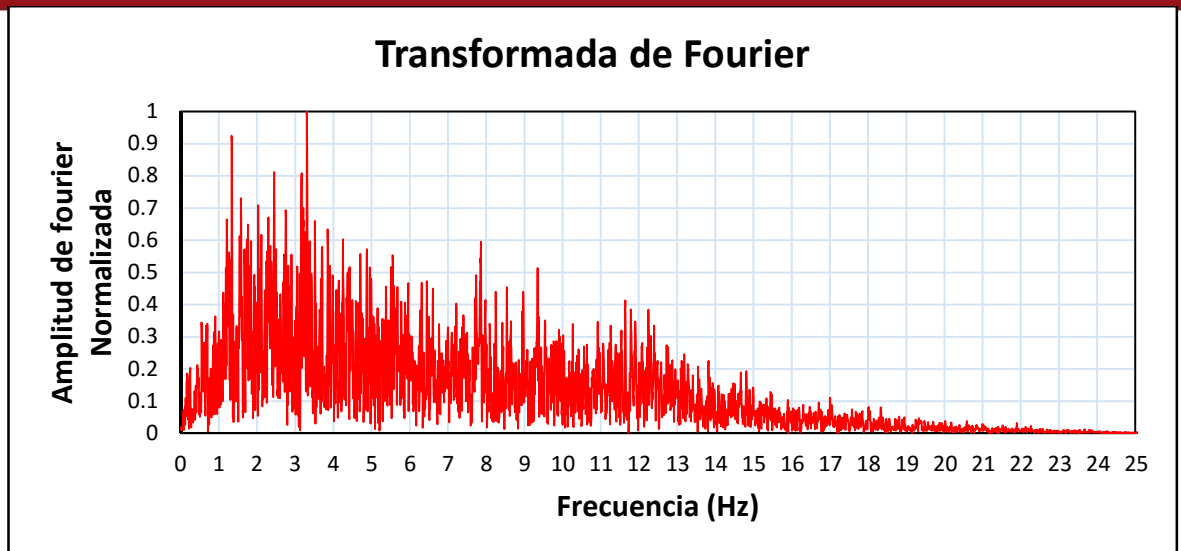
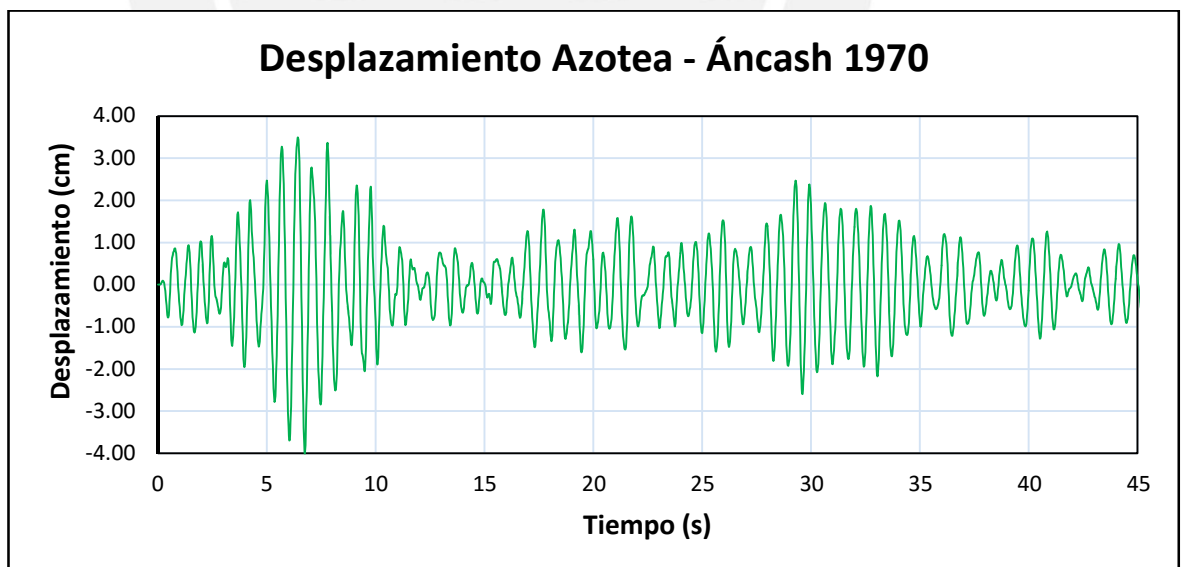


Figura 5.4 Transformada de Fourier – Lima 1974.

Los espectros de Fourier presentados indican que para el sismo Áncash 1970 los armónicos significativos se encuentran dentro del intervalo [1.45 - 3.60] Hz con un predominante de 3.42. Mientras que, para el sismo Lima 1974 tenemos armónicas significativas dentro del intervalo [1.30 - 3.31] Hz con un predominante de 3.31.

5.2 RESPUESTA GLOBAL DEL EDIFICIO

En las figuras 5.5(a), 5.5(b), 5.6(a), 5.6(b), 5.7(a) y 5.7(b) se aprecian las historias de los desplazamientos máximos a nivel de la azotea, las fuerzas cortantes basales y los momentos volcantes del edificio en la dirección paralela a la fachada (Y-Y).



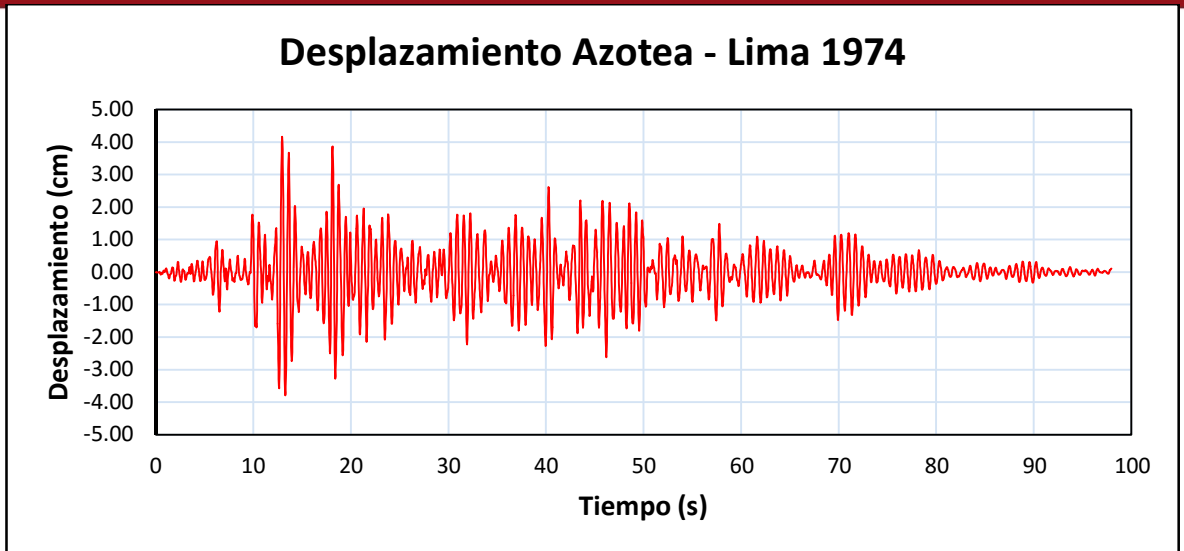


Figura 5.5(a) y 5.5(b) Desplazamientos máximos a nivel de la Azotea en la dirección Y-Y.

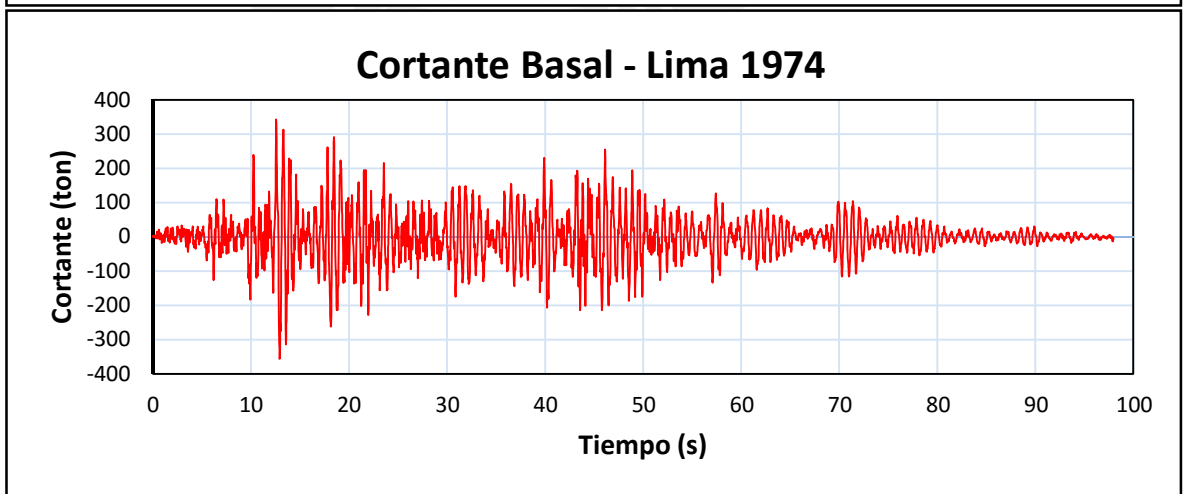
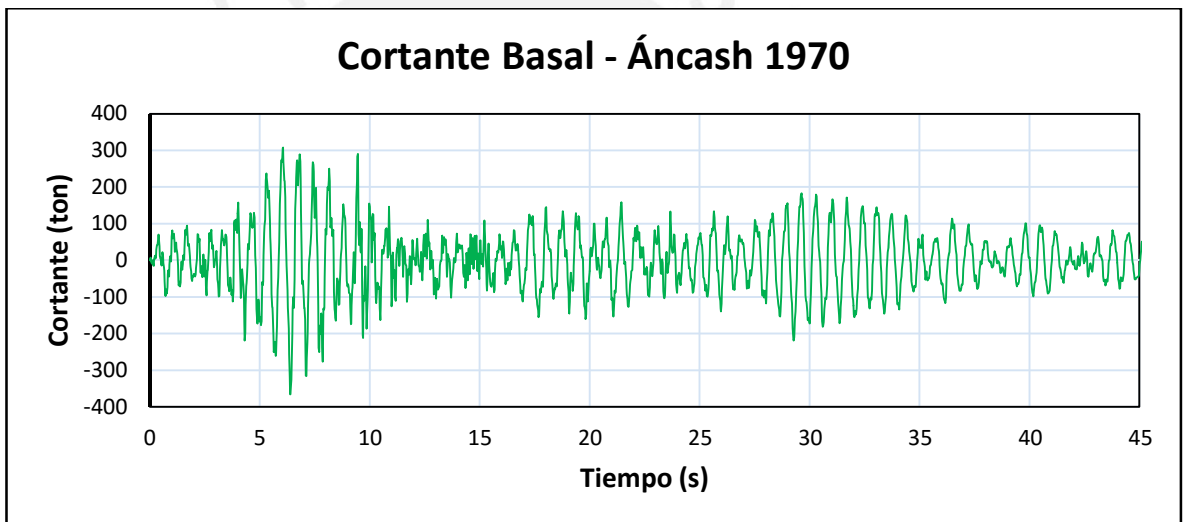


Figura 5.6(a) y 5.6(b) Fuerza Cortante Basal en la dirección Y-Y.

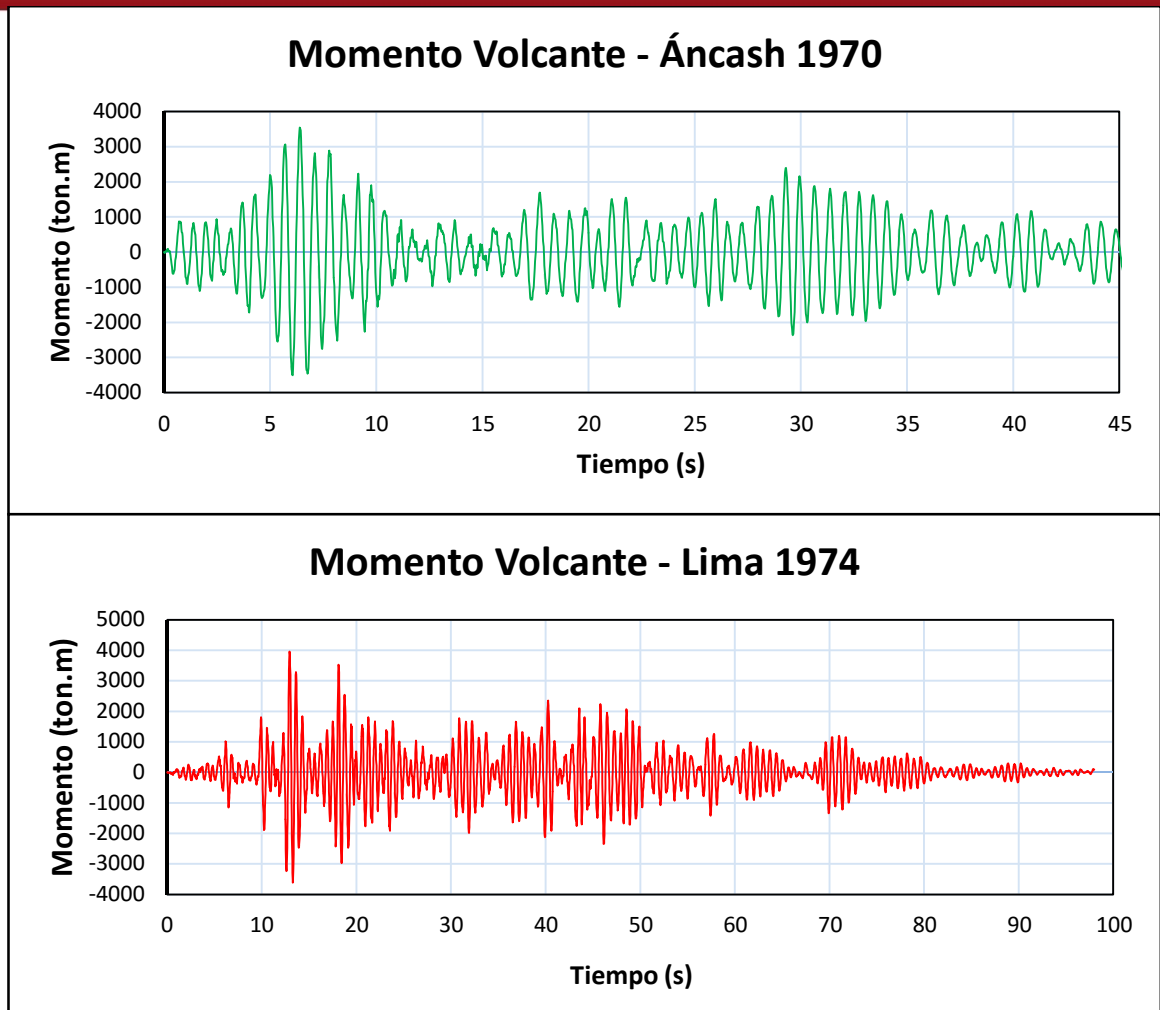


Figura 5.7(a) y 5.7(b) Momento Volcane en la dirección Y-Y.

5.2.1 Interpretación de los resultados obtenidos en el Análisis Tiempo Historia

Para realizar la interpretación de los resultados es necesario graficar los espectros de pseudoaceleración de los sismos considerados y el espectro de pseudoaceleración inelástico de diseño de la Norma E.030. Luego obtenemos las aceleraciones máximas a la que fue sometida la estructura, con el objetivo de conocer la respuesta máxima del edificio.

La figura 5.8 muestra los espectros de pseudoaceleración de los sismos (para la dirección Y) junto con el espectro de diseño de la Norma E.030.

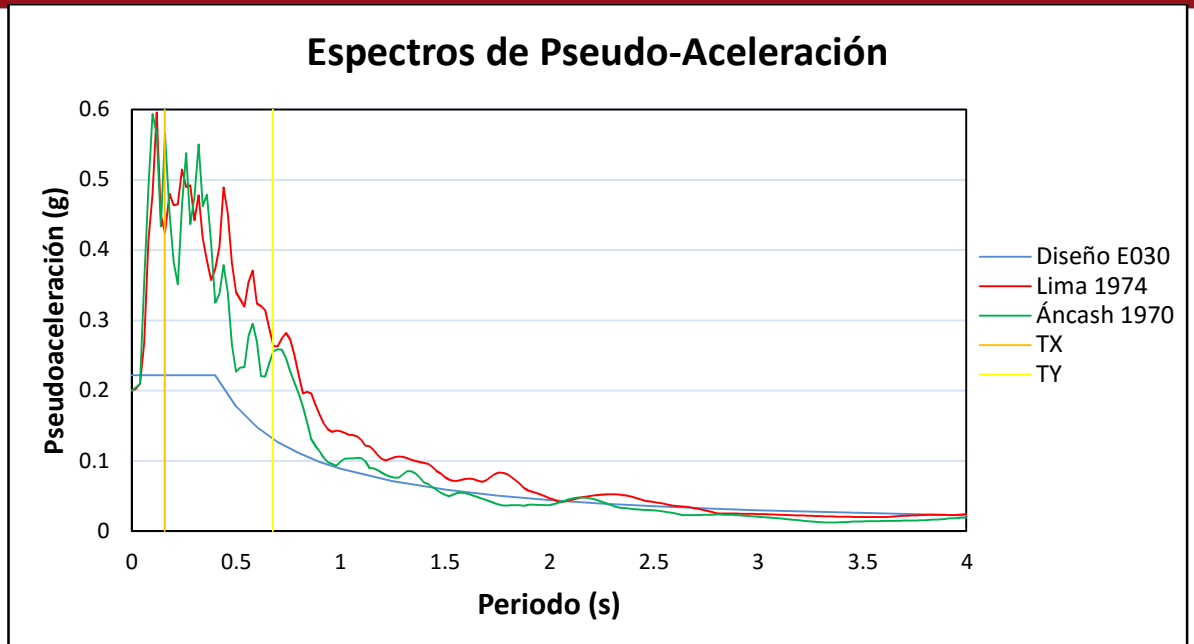


Figura 5.8 Espectros de Pseudoaceleración.

Analizando el grafico anterior podemos notar lo siguiente:

- El espectro de pseudoaceleración de la Norma E.030 se encuentra por debajo de los sismos escalados de Ancash 1970 y Lima 1974, en consecuencia para los periodos fundamentales de la estructura ($T_x=0.158$ segundos, $T_y=0.676$ segundos) las pseudoaceleraciones se amplifican y obtenemos valores mayores que los obtenidos con el espectro de diseño de la Norma E.030.
- Los espectros de pseudoaceleración escalados para ambos sismos (Ancash 1970 y Lima 1974) presentan valores cercanos, por lo que se espera que las sollicitaciones impuestas a la estructura sean de magnitud similar.

En la tabla 5.2 se presentan los valores máximos de la historia de desplazamientos y fuerza basales del edificio para los sismos de Ancash 1970, Lima 1974 y para el espectro de diseño de la Norma E.030.

Tabla 5.2 Valores máximos de los análisis espectral modal y tiempo-historia.

		E.030	Ancash 1970	Lima 1974
Dirección X-X	Desplazamiento (cm)	0.68	0.38	0.36
	Cortante Basal Diseño (Ton)	366.98	520.20	490.35
	Momento Volcane Diseño (ton.m)	4249.63	6050.25	5490.55
Dirección Y-Y	Desplazamiento (cm)	7.02	4.01	4.17
	Cortante Basal Diseño (Ton)	218.16	365.10	356.45
	Momento Volcane Diseño (ton.m)	2432.01	3550.60	3955.15

Con los valores obtenidos elaboramos la tabla 5.3 donde se presenta la relación entre los resultados obtenidos por el análisis espectral modal de la Norma E.030 y los obtenidos mediante el análisis tiempo historia realizado.

Tabla 5.3 Relación entre Valores máximos de los análisis tiempo-historia y espectral modal.

		E.030/ Ancash 1970	E.030/Lima 1974
Dirección X-X	Desplazamiento (cm)	1.79	1.89
	Cortante Basal (Ton)	0.71	0.75
	Momento Volcante (ton.m)	0.70	0.77
Dirección Y-Y	Desplazamiento (cm)	1.75	1.68
	Cortante Basal (Ton)	0.60	0.61
	Momento Volcante (ton.m)	0.68	0.61

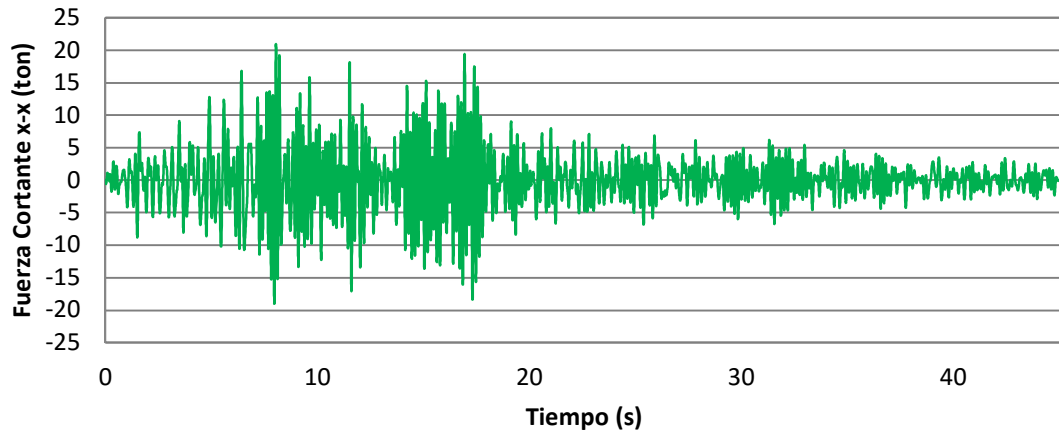
Analizando las tablas anteriores podemos extraer lo siguiente:

- La cortante basal y el momento volcante obtenidos por el análisis tiempo-historia, tanto para los sismos de Áncash 1974 y Lima 1970, resultan ser mayores que los arrojados por el análisis por combinación modal espectral de la norma E.030. En todos los casos estos valores representan en promedio el 70% de los arrojados por el análisis tiempo-historia.
- Los valores obtenidos para los sismos de Áncash 1970 y Lima 1974 son muy similares, debido a que la diferencia entre los valores de pseudoaceleración correspondientes a los periodos fundamentales (T_x , T_y) es muy poca, tal y como se aprecia en la figura 5.8.
- Los desplazamientos obtenidos por el análisis espectral de la Norma E.030 son mayores que los obtenidos por el análisis tiempo-historia. Esto se debe a que, los valores obtenidos de acuerdo a lo estipulado por la Norma corresponden a desplazamiento inelásticos, los cuales se calculan multiplicando por $0.75R$ los resultados obtenidos del análisis lineal y elástico con las sollicitaciones sísmicas reducidas.

5.3 RESPUESTA LOCAL.PLACA 7.

A continuación se estudia la respuesta de la placa 7, ante la acción de los acelerogramas considerados. Las figuras 5.9(a), 5.9(b), 5.10(a), 5.10(b), 5.11(a), 5.11(b), 5.12(a) y 5.12(b), muestran las historias de fuerzas cortantes y momentos flectores basales en la dirección X y en la dirección Y para ambos sismos estudiados.

Fuerza Cortante - Áncash 1970 (PL-07)



Momento Flector - Áncash 1970 (PL-07)

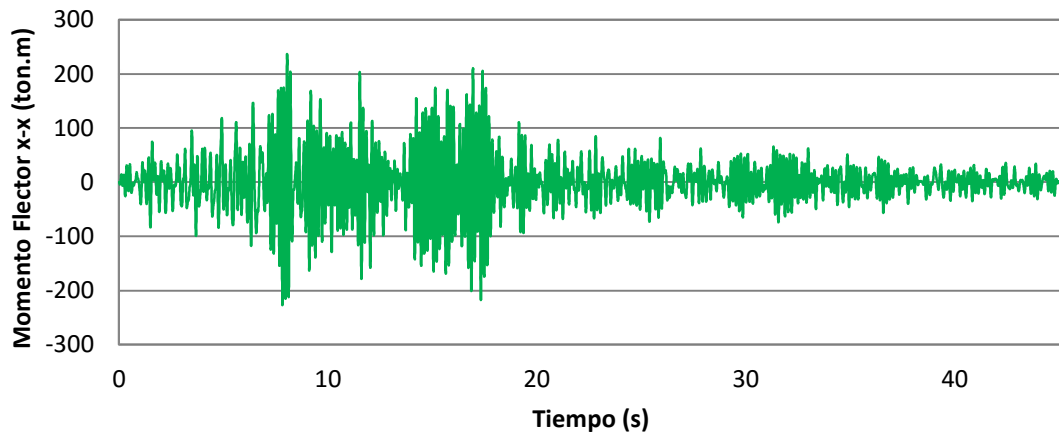
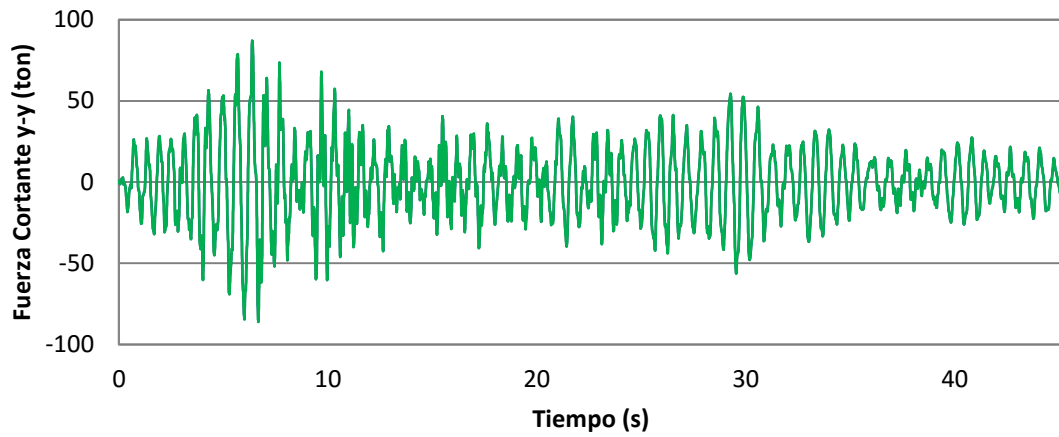


Figura 5.9(a) y 5.9(b). Historia de fuerza cortante y momento flector para la dirección X, Áncash 1970.

Fuerza Cortante - Áncash 1970 (PL-07)



Momento Flector - Áncash 1970 (PL-07)

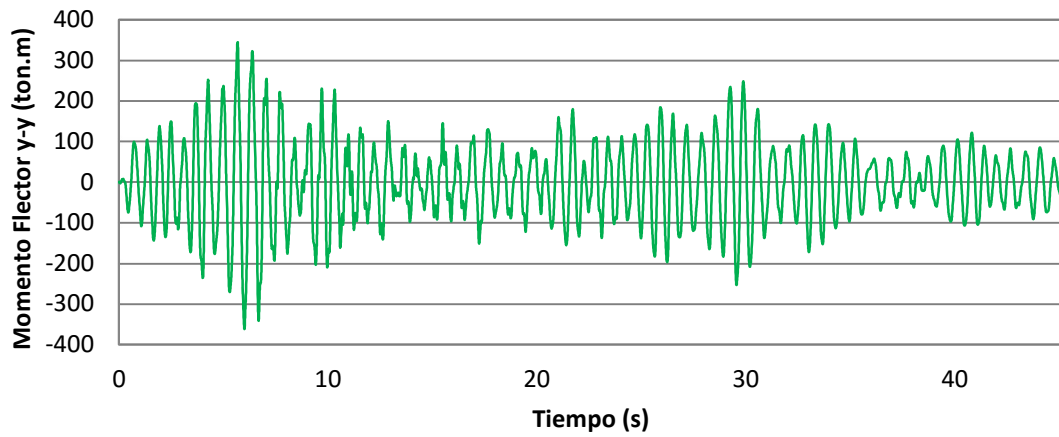
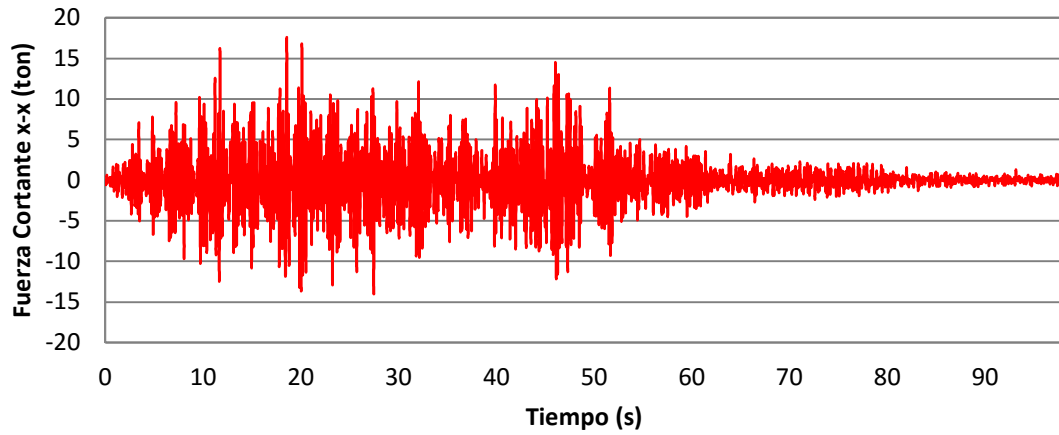


Figura 5.10(a) y 5.10(b). Historia de fuerza cortante y momento flector para la dirección Y, Áncash 1970.

Fuerza Cortante - Lima 1974 (PL-07)



Momento Flector - Lima 1974 (PL-07)

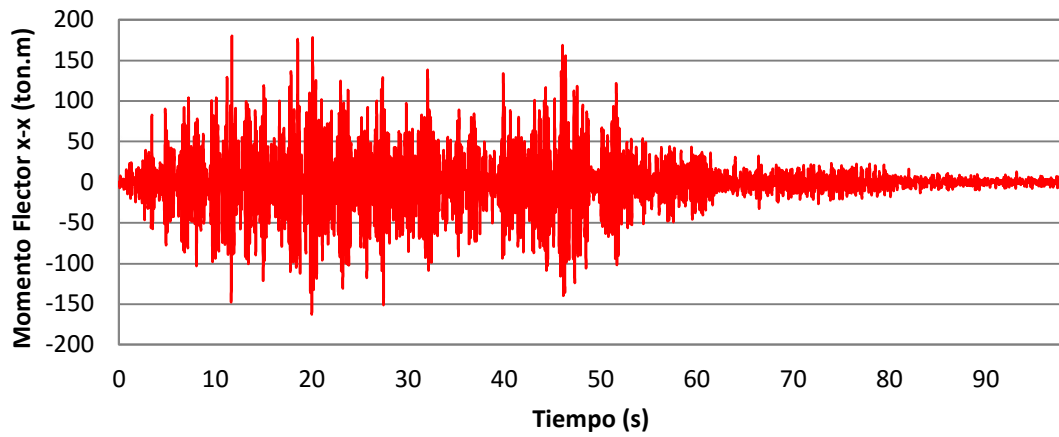
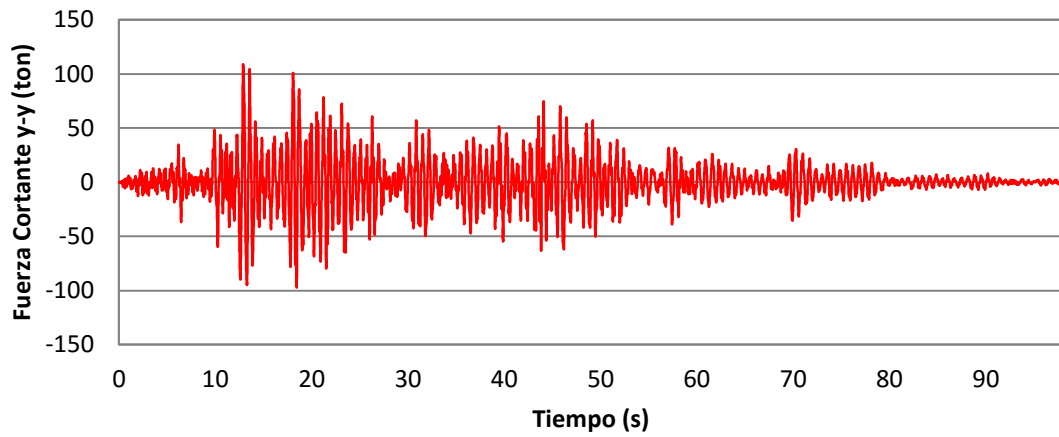


Figura 5.11(a) y 5.11(b). Historia de fuerza cortante y momento flector para la dirección X, Lima 1974.

Fuerza Cortante - Lima 1974 (PL-07)



Momento Flector - Lima 1974 (PL-07)

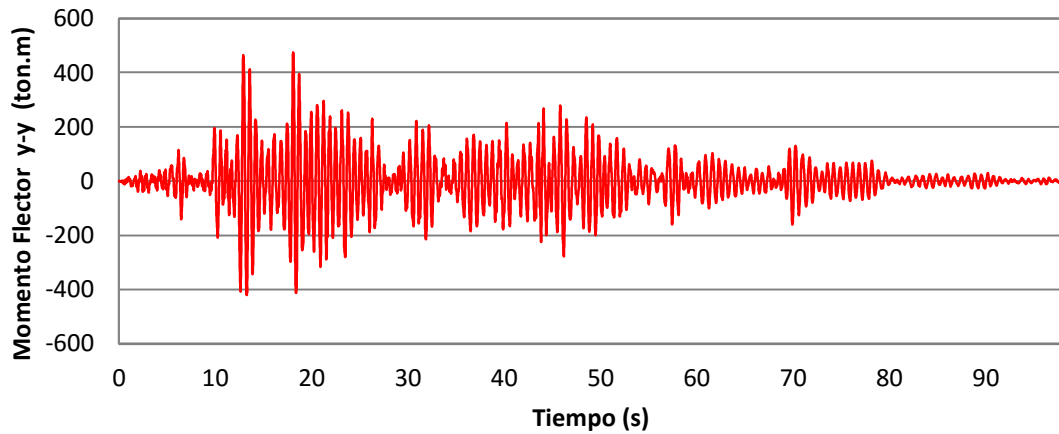


Figura 5.12(a) y 5.12(b). Historia de fuerza cortante y momento flector para la dirección Y, Lima 1974.

A partir del análisis presentado en las figuras anteriores, se presenta a continuación la tabla 5.4, la cual muestra los resultados máximos de la respuesta en el tiempo para ambas señales.

Tabla 5.4 Fuerzas Internas Máximas en Placa 7.

Dirección de Análisis	Dirección X-X				Dirección Y-Y			
	Áncash 1970		Lima 1974		Áncash 1970		Lima 1974	
Sismo de Análisis	22	33	22	33	22	33	22	33
Carga Axial (ton)	25.96	25.96	20.39	20.39	153.58	153.58	208.62	208.62
Fuerza Cortante (ton)	20.9	3.27	17.62	3.27	30.68	87.11	36.97	108.86
Momento Flector (ton.m)	28.99	235.72	30.11	179.88	313.18	344.63	475.84	450.40

De la tabla anterior, podemos notar que el orden de magnitud de las solicitaciones impuestas a la estructura es similar para ambas señales, lo cual era de esperarse a partir de los espectros de pseudoaceleración obtenidos.

5.3.1 Verificación de Resistencia de la Placa 7

Para realizar la verificación de la resistencia del elemento, las solicitaciones de CM y CV se combinan con la respuesta máxima de las señales. Procedemos a realizar las combinaciones para generar los estados de carga que estarían presentes ante la ocurrencia de un sismo frecuente, la combinación más crítica para cargas sísmicas es $CM+0.25CV\pm CS$. En las tablas 5.5 y 5.6 se presentan los resultados:

Tabla 5.5 Combinaciones de Carga para la Placa 7 - Áncash 1970.

	P (ton)	M ₃₋₃ (ton.m)	M ₂₋₂ (ton.m)
CM+0.25CV+SX	194.18	249.43	45.56
CM+0.25CV-SX	142.26	-222.01	-12.42
CM+0.25CV+SY	321.80	326.89	361.20
CM+0.25CV-SY	14.64	-299.47	-328.06

	V ₂₋₂ (ton)	V ₃₋₃ (ton)
CM+0.25CV+SX	17.65	6.17
CM+0.25CV-SX	-24.15	-0.37
CM+0.25CV+SY	27.43	90.01
CM+0.25CV-SY	-33.93	-84.21

Tabla 5.6 Combinaciones de Carga para la Placa 7 - Lima 1974.

	P (ton)	M ₃₋₃ (ton.m)	M ₂₋₂ (ton.m)
CM+0.25CV+SX	188.61	193.59	46.68
CM+0.25CV-SX	147.83	-166.17	-13.53
CM+0.25CV+SY	376.84	464.11	492.42
CM+0.25CV-SY	-40.40	-436.69	-459.27

	V2-2 (tn)	V3-3 (tn)
MV+SX	14.37	6.17
MV-SX	-20.87	-0.37
MV+SY	33.72	111.76
MV-SY	-40.22	-105.96

A partir de las cargas obtenidas por las combinaciones, procedemos a verificar si la resistencia nominal a flexocompresión de la sección y la resistencia nominal a cortante suministrada a la placa, atiende dichas solicitaciones. No emplearemos el factor de reducción de resistencia Φ para la verificación. Las figuras 5.13(a), 5.13(b), 5.14(a) y 5.14(b) muestran los diagramas interacción para ambas direcciones de análisis.

Verificación Flexocompresión - Sismo Áncash 1970

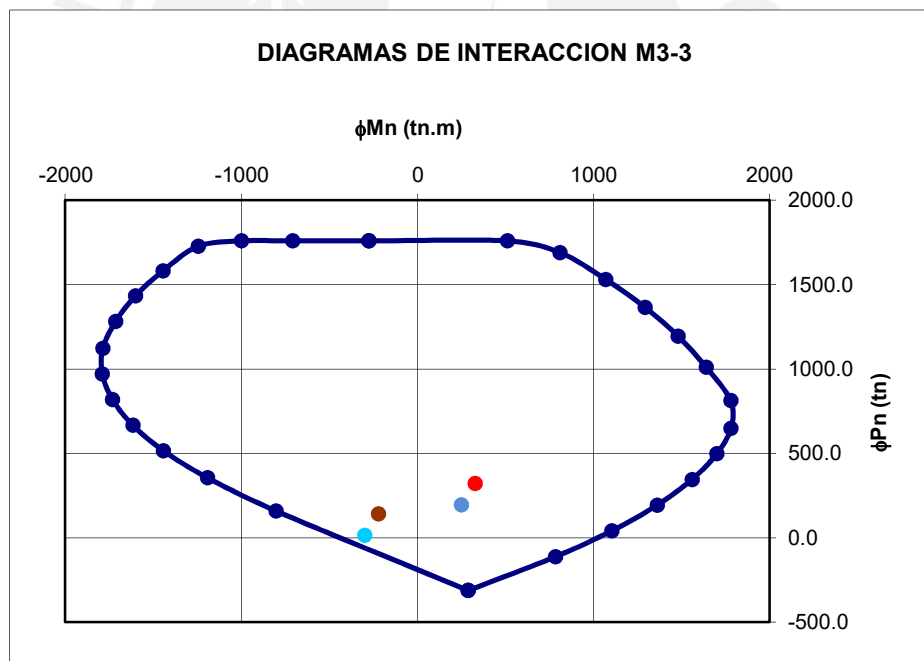


Figura 5.13(a) . Diagrama Interacción de la placa 7, dirección x-x.

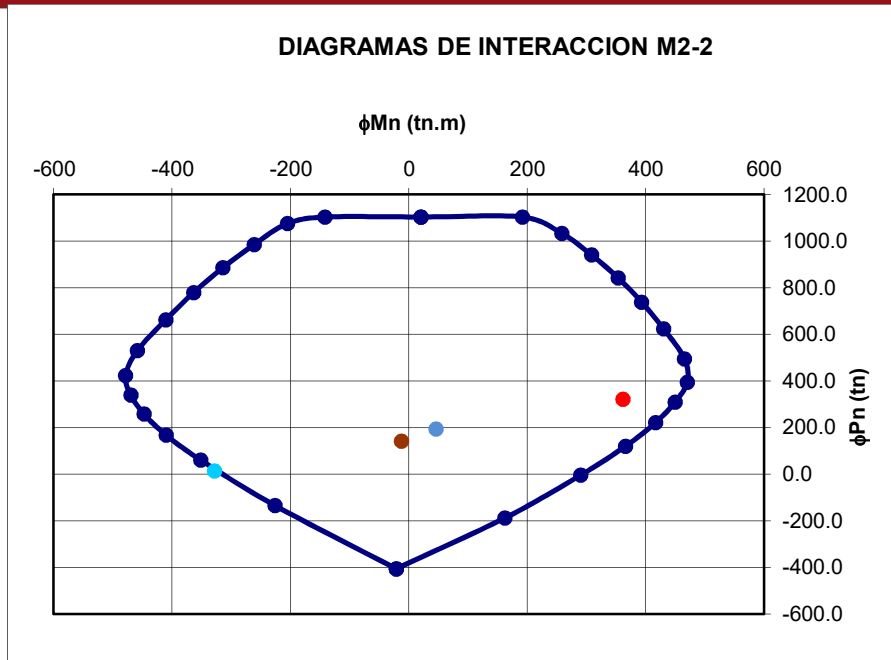


Figura 5.13(b) . Diagrama Interacción de la placa 7, dirección y-y.

Verificación Flexocompresión - Sismo Lima 1974

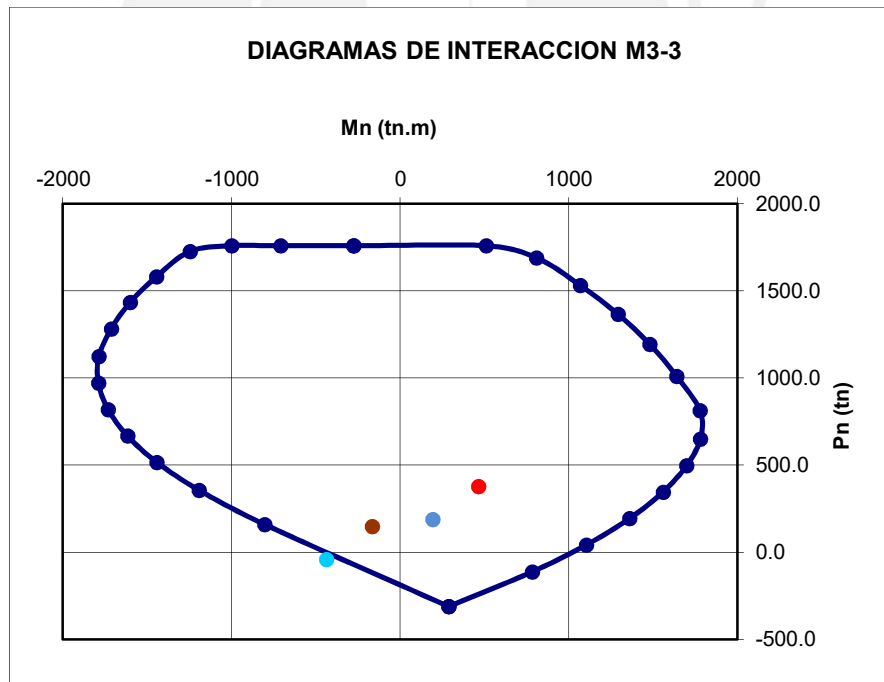


Figura 5.14(a) . Diagrama Interacción de la placa 7, dirección x-x.

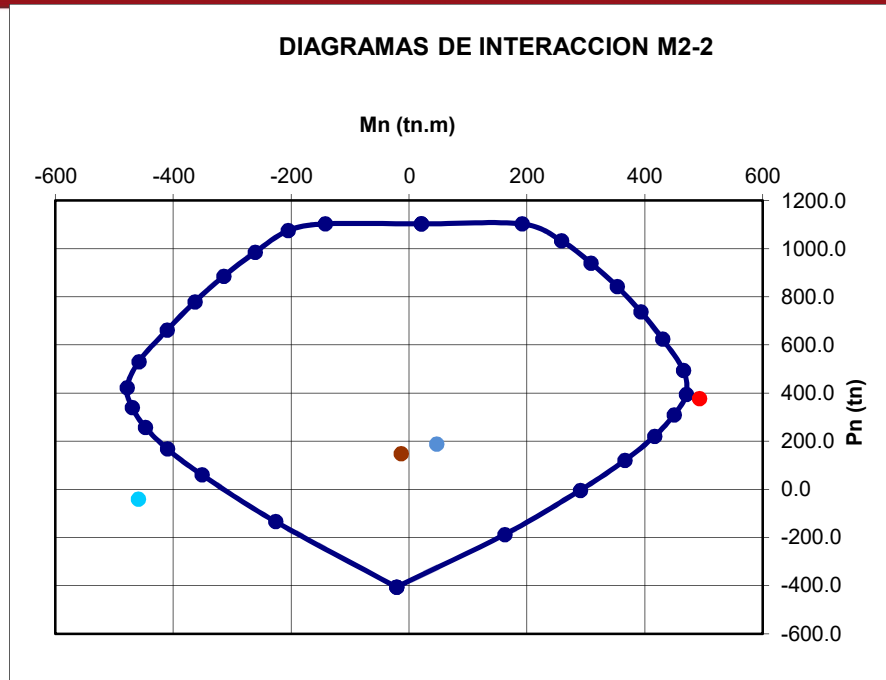


Figura 5.14(b) . Diagrama Interacción de la placa 7, dirección y-y.

De los gráficos anteriores, podemos ver que para ambos sismos considerados, hay puntos (solicitaciones) que caen fuera del digrama interacción, particularmente en la dirección Y. En base a esto, podría esperarse que ante la ocurrencia de los sismos estudiados, la placa 7 incurriera ligeramente en el rango inelástico. En ese sentido, y como ejercicio adicional se determinó el valor de aceleración máxima para el cual el elemento se mantendría elástico. Dicha aceleración se obtiene dividiendo la aceleración adoptada para sismos frecuentes (0.2g), entre el máximo cociente de la capacidad demandada por el sismo y la capacidad nominal del elemento.

Tabla 5.7 Aceleración Máxima para mantener el elemento en el rango elástico.

Aceleración Adoptada para Sismos Frecuentes Costa Peruana (1)	Elemento (2)	M _{T-H} (ton.m) (3)	Mn (ton.m) (4)	M _{T-H} /Mn (5)	Aceleración Máxima = (1)/(5)
0.2g	Placa 7	459.27	286.43	1.60	0.13g

A partir de la tabla anterior, se obtiene que para una aceleración máxima de 0.13g la placa 7 se mantendría en el rango elástico, bajo solicitaciones de flexocompresión. Por otra parte, en lo que a la fuerza cortante se refiere, la resistencia nominal a cortante de la placa es:

$$V_n x-x = A_c \alpha^* \sqrt{f'c} + A_c \rho^* f_y = 9360 \cdot 0.53 \cdot \sqrt{210} + 9360 \cdot 0.0025 \cdot 4200 = 170.17 \text{ ton.}$$

$$V_n y-y = A_c \alpha^* \sqrt{f'c} + A_c \rho^* f_y = 4725 \cdot 0.53 \cdot \sqrt{210} + 4725 \cdot 0.0069 \cdot 4200 = 173.22 \text{ ton}$$

Para la dirección X, la máxima solicitación por cortante es de 40 ton y en la dirección Y de 112 ton. En ambos casos, estas solicitaciones son menores a la resistencia nominal del muro por corte, por lo que se concluye que la placa 7 posee una sobrerresistencia por corte.

CAPÍTULO 6: COMENTARIOS Y CONCLUSIONES

Estructuración y Predimensionamiento

- Utilizar como criterio de predimensionamiento, para el peralte de las vigas, valores del orden entre 1/10 y 1/12 de la luz libre nos permitió obtener cuantías de acero moderadas evitando así la concentración de acero.
- Debido a la presencia de ductos y a la distribución de la tabiquería en el semisótano y pisos superiores del edificio, se optó por considerar losa maciza, en el 42% del área. Asimismo, ésta se dispuso en la zona central del edificio, buscando brindar de mayor rigidez a la misma debido al angostamiento que sufre el diafragma en la zona. El 58% restante corresponde a losas aligeradas.
- Para el predimensionamiento del área transversal requerida de los muros de corte se consideró que el 80% de la cortante sísmica era resistido por los mismos. Dicha área sólo se logró satisfacer en la dirección perpendicular a la fachada, en la cual se dispuso el 172% de lo requerido, por el contrario en la dirección paralela sólo se logró disponer el 70%. Sin embargo, posteriormente se logró verificar que los desplazamientos en ambas direcciones se encontraban dentro de los valores permisibles, y que los muros pudieron ser armados adecuadamente.

Análisis

- Durante el proceso constructivo de un edificio las columnas con mayor concentración de carga tienden a acortarse más que las otras; estas son niveladas con el vaciado del techo subsiguiente manteniendo así el mismo nivel horizontal. Al momento de realizar la simulación del proceso constructivo el programa empleado para el análisis y diseño no logró corregir adecuadamente el acortamiento de las columnas, lo cual originó que las fuerzas internas de las vigas varíen significativamente e incluso se obtengan momentos positivos en los apoyos (inversión de momentos).
- Para resolver el problema de simulación del proceso constructivo, se optó por incrementar el factor de área en las columnas para aumentar la rigidez axial y evitar que las columnas se acorten demasiado. Realizado este proceso se logró obtener resultados acordes para las fuerzas internas en las vigas para cargas de gravedad.
- A partir del análisis modal realizado con el programa, los periodos de vibración fundamentales obtenidos para la estructura fueron de 0.16s (dirección x-x) en la dirección perpendicular a la fachada y de 0.68s en la dirección paralela a la misma (dirección y-y), valores razonables considerando que en la dirección x-x se tiene una importante rigidez brindada por muros de gran longitud, caso contrario a la dirección y-y en la cual se tiene poca densidad de muros.
- Los valores del periodo tanto para la dirección x-x como para la dirección y-y, no coinciden con las expresiones aproximadas de la Norma E.030 ($T = h_n / C_T$, $T_x = T_y = 0.30$ s). El periodo obtenido con el análisis dinámico para la dirección x-x, representa aproximadamente el 50% del obtenido con el método aproximado. Por el contrario para la dirección y-y el calculado es más del doble del obtenido por la expresión aproximada.

- A partir del análisis sísmico realizado, se obtuvieron derivas del orden de 4.97 ‰ para la dirección paralela a la fachada y de 0.59 ‰ para la dirección perpendicular a la misma, ambos valores menores al límite permisible de 7 ‰. Se concluye que la estructuración realizada es adecuada. Sin embargo al contarse con derivas cercanas al 5 ‰ (dirección Y-Y), será necesario aislar adecuadamente los elementos no estructurales (tabiques de albañilería) de la estructura de concreto armado, buscando así minimizar el daño en los mismos durante un sismo.
- Como punto de partida para el análisis sísmico se asumió un factor de reducción por ductilidad de $R=4.5$ (sistema de muros estructurales e irregularidad estructural) para ambas direcciones. Posteriormente se verificó esta suposición, obteniendo que los muros en la dirección paralela y perpendicular a la fachada toman el 85% y 98% de la cortante basal respectiva.
- En el análisis se determinó que la cortante basal calculada por el método dinámico era el 60% de la cortante basal obtenida por el método estático para el eje perpendicular a la fachada, y el 63 % para el eje paralelo a la misma. Por esta razón fue necesario escalar los resultados del análisis espectral por 1.54 y 1.44 para cada dirección respectivamente.

Diseño

- En la mayoría de vigas, el diseño fue gobernado por solicitaciones de cargas de gravedad. La distribución de estribos estuvo dada por los requisitos de confinamiento estipulados en el capítulo 21 de la Norma E.060.
- En el caso de las columnas, particularmente en la dirección paralela a la fachada, la distribución de estribos estuvo gobernado por el diseño por capacidad, el cual se impuso a los requisitos de confinamiento del capítulo 21.
- Para el diseño de las placas por fuerza cortante, se realizó el análisis por capacidad escalándose la fuerza cortante del análisis por el factor M_n/M_u ó R según corresponda. Se tuvo especial cuidado en la cuantía dispuesta por flexocompresión en las placas orientadas en la dirección paralela a la fachada (y-y, poca densidad de muros), ya que disponer una cuantía excesiva generaba un incremento importante en la cortante de diseño.
- En los muros de sótano, el diseño estuvo regido por las solicitaciones de empuje de tierras, ya que las alturas del suelo que ejercen el empuje activo son considerables al contarse con sótano y semisótano, alcanzándose profundidades promedio entre 5 y 6 metros.
- Para el diseño de cimentación se dispuso de zapatas aisladas y combinadas para los elementos verticales interiores. Para los muros perimetrales se optó por zapatas conectadas con vigas de cimentación para poder resistir los momentos generados por las excentricidades.
- En el diseño de la zapata Z3 fue necesario utilizar falsas zapatas, para evitar que la diferencia en la profundidad de cimentación genere que una zapata quede dentro del bulbo de influencia de la otra sobrecargándola.

Respuesta sísmica del edificio ante sismos frecuentes

- La diferencia entre las aceleraciones pico de los terremotos de Áncash 1970 y Lima 1974 (la de Ancash representa el 50% de la aceleración pico obtenida para la de Lima) se debe a la distancia entre el epicentro y el lugar en el que fueron registradas las señales. En ambos casos fue la ciudad de Lima.
- Se encontró que el contenido de frecuencias entre ambas señales es muy similar, teniendo la señal de Áncash 1970 y la señal de Lima 1974 frecuencias fundamentales de 3.42 Hz y 3.31 Hz respectivamente.
- Para calcular la respuesta en el tiempo, las señales de aceleración se escalaron a 0.2g consiguiéndose formas muy similares. Para ambas señales la zona de amplificación espectral ($S_a > 0.2g$) corresponde a periodos entre 0 y 0.77 segundos.
- Los resultados obtenidos mediante el análisis tiempo – historia, fueron aproximadamente 1.7 veces los obtenidos mediante el método de superposición espectral de la Norma E.030.
- Al momento de verificar la capacidad de la Placa 7, (tomada como ejemplo en el informe) se encuentra que la distribución del acero colocado por flexocompresión no asegura un adecuado comportamiento para ninguna de las dos señales analizadas, siendo la capacidad demandada aproximadamente un 40% mayor que la capacidad instalada.
- Los resultados del análisis tiempo-historia realizado dejaron en evidencia que la resistencia instalada en el edificio es inferior a la demanda para sismos frecuentes. Por esta razón, realizar el diseño del edificio siguiendo lo estipulado en la Norma E.030 no garantiza una buena respuesta ante sismos frecuentes, ya que el edificio entraría en comportamiento inelástico, particularmente en la dirección paralela a la fachada (Y-Y, menor densidad de muros).

CAPÍTULO 7: BIBLIOGRAFÍA

1. BLANCO BLASCO, Antonio, Estructuración y diseño de edificaciones de Concreto Armado, 2da. ed., Colegio de Ingenieros del Perú, Lima, 1994.
2. HARMSEN, Teodoro E., Diseño de Estructuras de Concreto Armado, 2005, Cuarta Edición.
3. MUÑOZ PELAEZ, Juan Alejandro, Apuntes del curso Ingeniería Antisísmica, PUCP Facultad de Ciencias e Ingeniería, Lima.
4. OTAZZI PASINO, Gianfranco, Apuntes del curso Concreto Armado 1, PUCP Facultad de Ciencias e Ingeniería, Lima, 2010.
5. TABOADA GARCÍA, José Antonio, Martín de Izcue Uceda, Arturo, Análisis y Diseño de Edificios Asistido por Computadoras, TESIS PUCP Facultad de Ciencias e Ingeniería, Lima, 2009.
6. SALINAS BASUALDO, Rafael, Apuntes de clase Fundamentos del Análisis Dinámico de Estructuras, CISMID – FIC – UNI, Lima.
7. Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento, Reglamento Nacional de Edificaciones, El Peruano, Lima, 2009.