

PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ
FACULTAD DE CIENCIAS E INGENIERÍA



PONTIFICIA
UNIVERSIDAD
CATÓLICA
DEL PERÚ

DISEÑO DE UN EDIFICIO DE CONCRETO ARMADO DE
7 NIVELES

Tesis para optar el Título de INGENIERO CIVIL, que presentan los bachilleres:

Marco Antonio Torres López

Juan André Medranda Canepa

ASESOR: Ing. Juan Alejandro Muñoz Peláez

Lima, diciembre del 2008

RESUMEN

En este trabajo se desarrolló el análisis y diseño estructural de un edificio de vivienda de siete pisos y un sótano ubicado en Lima, sobre un suelo con 40 ton/m² de presión admisible y luego se estudió su respuesta a dos acelerogramas peruanos de sismos recientes.

El sistema estructural del edificio es de muros, columnas y vigas de concreto armado sobre una cimentación de zapatas aisladas y conectadas. Los sistemas de techos son aligerado prefabricado y losas macizas.

Para el análisis estructural se desarrolló un modelo tridimensional con todos los muros, columnas y vigas. Los techos se representaron por diafragmas rígidos y para su análisis individual se usaron modelos separados. Se obtuvieron valores de 5 y 3‰ de deriva bajo las solicitaciones de la NTE-030.

Para la dirección flexible, las dimensiones de las columnas se definieron por criterios de rigidez y no de capacidad de carga; su diseño por fuerza cortante fue cubierto ampliamente por los estribos mínimos. El peralte importante de las columnas (1 m) permitió cumplir el requisito de columna fuerte / viga débil ($\sum M_{nc} > 1.4 \sum M_{nv}$) sin usar acero adicional. La fuerza cortante de diseño en las placas se obtuvo usando los valores del análisis y factores de amplificación cercanos a 1.2; aún así, esta demanda fue cubierta con el acero mínimo distribuido.

Los acelerogramas obtenidos en los terremotos de mayo-1970 y agosto-2007, presentaron valores pico similares (0.1g y 0.07g) pero diferente contenido de frecuencias (3.4Hz y 1.3Hz de frecuencia fundamental). Estas señales fueron escaladas a 0.2g para hacerlas representativas de nuestros sismos frecuentes (45 años de período de retorno en la costa peruana).

Al estudiar la respuesta del edificio a las señales escaladas, se encontró que las mayores sollicitaciones correspondían al acelerograma de agosto-2007 debido a la notoria diferencia en el contenido de frecuencias en la zona de períodos del edificio.

Para esta señal se encontró que el edificio alcanzaría una deriva máxima del orden de 9 y 3 % en cada dirección. En cuanto a la resistencia lateral, los resultados indican que para la dirección flexible, la demanda de resistencia de estas señales es 5 veces superior a la cortante global de diseño. Sin embargo la demanda sobre el elemento mas esforzado fue 3 veces superior a la capacidad instalada. Esta menor diferencia en los elementos se atribuye a la sobrerresistencia que todos los elementos adquieren en el proceso de diseño.

Es muy probable que el edificio diseñado en este trabajo tenga incursiones inelásticas en un movimiento sísmico con aceleración del orden de 0.2g.

CAPITULO 1. INTRODUCCION.....

 1.1 Descripción del proyecto.....

CAPITULO 2. ESTRUCTURACION Y PREDIMENSIONAMIENTO.....

 2.1 Para cargas de gravedad.....

 2.2 Para cargas de sismo.....

CAPITULO 3. ANALISIS POR CARGA VERTICAL.....

 3.1 Análisis de losas.....

 3.2 Análisis de vigas, columnas y placas.....

 3.2.1 Modelo del edificio.....

 3.2.2 Aplicación de cargas en el modelo.....

 3.2.3 Simulación de proceso constructivo.....

 3.3 Resultados.....

CAPITULO 4. ANALISIS SISMICO.....

 4.1 Modelo dinámico y solicitaciones sísmicas.....

 4.2 Modos de vibración.....

 4.3 Control de desplazamientos laterales.....

 4.4 Cálculo de fuerzas mínimas de diseño.....

CAPITULO 5. DISEÑO DE CONCRETO ARMADO.....

 5.1 Metodología del diseño.....

 5.2 Diseño de losas.....

 5.3 Diseño de vigas.....

 5.4 Diseño de columnas.....

 5.5 Diseño de placas.....

 5.6 Diseño de la cimentación.....

CAPITULO 6. RESPUESTA DINAMICA DEL EDIFICIO A ACELEROGRAMAS
 PERUANOS RECIENTES.....

CAPITULO 7. CONCLUSIONES.....

BIBLIOGRAFIA.....

CAPITULO 1: INTRODUCCIÓN

1.1 Descripción del proyecto

El proyecto desarrollado consiste en un edificio de Vivienda Multifamiliar ubicado en la ciudad de Lima, distrito de Miraflores, sobre un terreno rectangular de 532 m² (20 m de frente por 26 m de fondo).

El edificio consta de 7 pisos típicos dedicados a 2 departamentos por piso y un sótano usado principalmente como estacionamiento al que se tiene acceso vehicular mediante una rampa que comunica al sótano con la calle. En el primer piso se encuentra la recepción del edificio y el hall de ingreso, asimismo, existe un patio interior de uso común. En la azotea se cuenta con un área común amplia y el acceso al cuarto de máquinas del ascensor.

La circulación vertical del edificio se realiza mediante la escalera principal o a través del ascensor ubicado en la parte central de la planta. La figura 1.1 muestra la distribución de la planta típica.

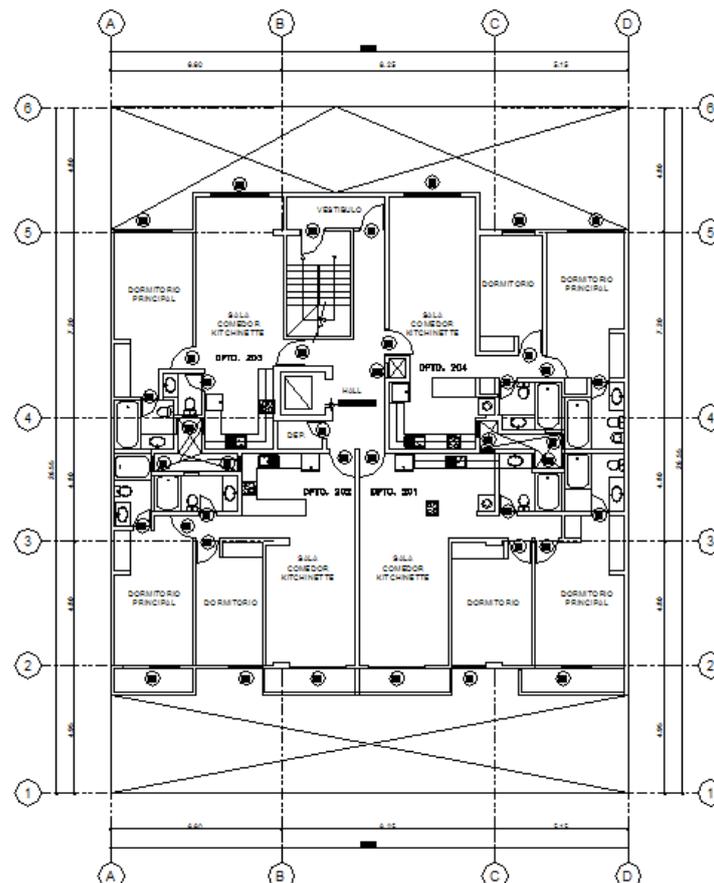


Figura 1.1 Distribución de planta típica del edificio

A partir del Estudio de Mecánica de Suelos se conoció que se trata de un terreno con un suelo conformado por grava arenosa bien graduada con una capacidad admisible de 4.00 kg/cm^2 , un coeficiente de empuje activo $K_a = 0.30$ y una profundidad mínima de cimentación de 1.00 m.

Planteamiento estructural

Una vez revisada la simplicidad de la arquitectura presentada y el uso de la edificación, se optó por plantear el diseño en concreto armado. Este procedimiento se satisface mediante el uso de losas aligeradas y macizas apoyadas en vigas que, a su vez, serán soportadas por columnas y/o placas, las cuales transferirán la carga al suelo por medio de la cimentación.

Materiales empleados

Los materiales usados comúnmente en concreto armado son el acero de refuerzo y el propio concreto.

En esta tesis, debido a la magnitud de las cargas, se utilizó concreto de resistencia $f'_c = 210 \text{ kg/cm}^2$ y barras de acero corrugado de $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$.

Normatividad

Las Normas que fueron empleadas en el desarrollo del proyecto fueron obtenidas del Reglamento Nacional de Edificaciones y son las siguientes:

E.020 CARGAS

E.030 DISEÑO SISMORRESISTENTE

E.060 CONCRETO ARMADO

CAPITULO 2: ESTRUCTURACION Y PREDIMENSIONAMIENTO

La estructuración de un edificio debe tratar de ubicar y orientar los elementos estructurales de modo que uno pueda predecir fácilmente o de una forma muy semejante el comportamiento real de la estructura bajo solicitaciones de cargas de gravedad y de sismo. Asimismo, debe existir armonía entre la ubicación de los elementos estructurales y la arquitectura propia del edificio para satisfacer la necesidad de estética del mismo.

El predimensionamiento de los elementos trata de proveer a los mismos con dimensiones suficientes o mínimas para soportar las cargas actuantes en ellos bajo criterios explicados posteriormente.

2.1 Para cargas de gravedad

En cuanto a la ubicación, todos los elementos fueron colocados en lugares donde pueda ser posible disimular su presencia.

Las vigas son preferentemente ubicadas en lugares donde existen tabiques fijos que dividan ambientes de tal manera que sirvan, a su vez, de dintel para los vanos existentes (ventanas, puertas). Las vigas chatas fueron colocadas directamente debajo de los tabiques orientados en el sentido paralelo al de la losa aligerada para soportar su carga.

Se recomienda también, colocar las columnas y placas como muros divisorios de ambientes y verificar su continuidad vertical en el caso de no contar con planta típica.

Para efectos del desarrollo de este trabajo, el uso de las losas macizas no se debió principalmente a la carga aplicada sobre ellas, sino a la disposición en planta de las tuberías de agua y desagüe en el área de baños. Estas podrían atravesar viguetas en el caso de utilizar losa aligerada y provocar un comportamiento no previsto. En el caso de los balcones, se utilizó losa maciza para reforzar dicha área debido a que estos trabajan como elementos en volado.

Predimensionamiento de losas y vigas

El espesor mínimo (h) de losa para prescindir de la verificación de deflexiones en losas aligeradas que trabajan en un solo sentido y con una luz libre l_n debe cumplir con: $h = l_n / 25$. En el proyecto desarrollado se observó que la mayor luz en un paño es de $l_n = 5.20$ m para lo cual se obtuvo un espesor de 20.8 cm.

Para el caso de losas macizas armadas en dos sentidos y apoyadas sobre un perímetro de longitud P , se pide un espesor mínimo: $h = P/180$. Análogamente al caso de losas aligeradas, se tiene un perímetro máximo de 21.6 m para lo cual se exige un espesor de 12 cm.

Con los datos anteriormente obtenidos se uniformizó el sistema de techos a un espesor de 20 cm.

El peralte mínimo de las vigas (h), dependiendo de su continuidad, se obtuvo de las siguientes expresiones:

Vigas continuas: $h = l_n/14$

Vigas simplemente apoyadas: $h = l_n/12$

Se observa en la planta que para ambos casos, vigas continuas y simplemente apoyadas, la mayor luz libre es de 6.95 m. Luego de calcular los valores de h con las ecuaciones mencionadas (49.6 y 57.9 cm) se uniformizó el peralte de las vigas a 60 cm. por motivos de facilidad constructiva.

Predimensionamiento de columnas

Debido a cargas de gravedad, el área de la sección transversal de las columnas (A) se predimensiona para que bajo solicitaciones de servicio (P_s) se presente un esfuerzo axial máximo en el concreto igual a $0.45 f'_c$, esto se representa con:

$$A = \frac{P_s}{0.45 f'_c}$$

A continuación se presenta en la figura 2.1 la planta típica con la estructura propuesta para cargas de gravedad: la orientación de losas aligeradas (flecha) y macizas

(achurado) en la planta típica, así como también la ubicación de vigas chatas (línea doble achurada).

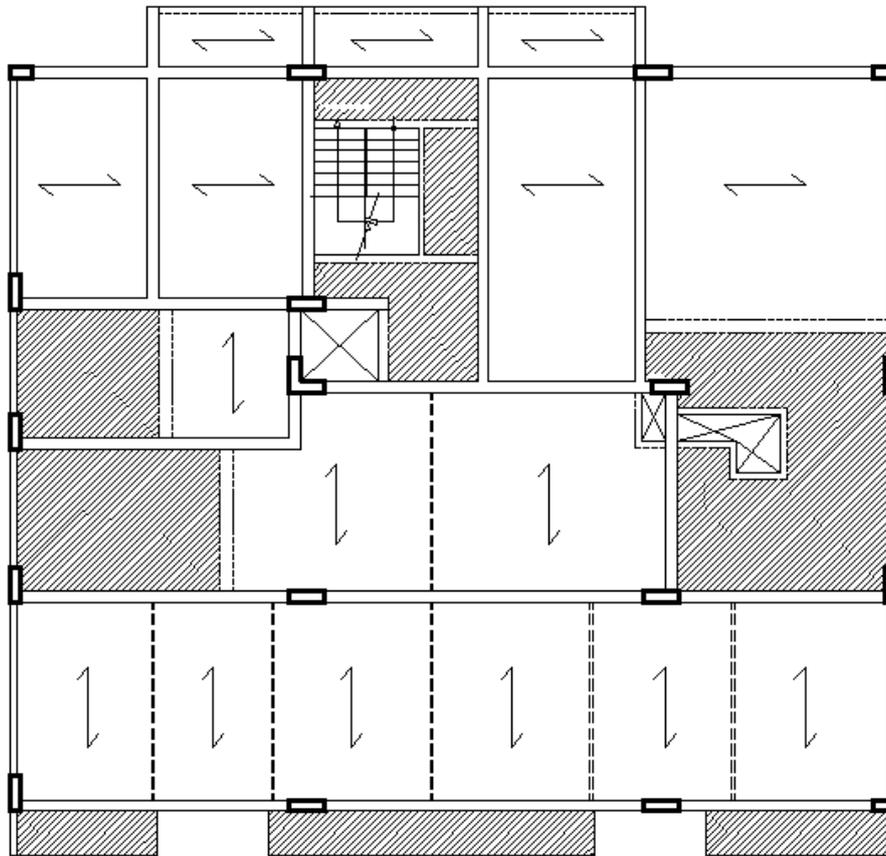


Figura 2.1 Planta típica con estructura propuesta para cargas de gravedad

2.2 Para cargas de sismo

Para lograr un comportamiento predecible y óptimo en una estructura sismorresistente, los textos recomiendan seguir los siguientes criterios de estructuración y predimensionamiento:

- Simplicidad y simetría
- Resistencia y ductilidad
- Hiperestaticidad y monolitismo
- Uniformidad y continuidad de la estructura
- Rigidez lateral
- Existencia de diafragma rígido
- Influencia de elementos no estructurales

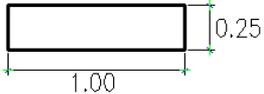
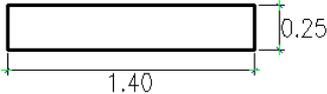
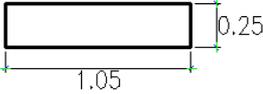
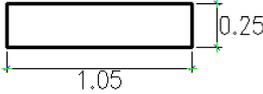
Predimensionamiento de columnas

No existe un procedimiento específico para el predimensionamiento por cargas de sismo para columnas pero se dan ciertas exigencias. La Norma indica un ancho mínimo de 25 cm para aquellas columnas con responsabilidad sísmica (se aplica también a las vigas involucradas) y una relación ancho / peralte de 1 a 4.

En el caso de este trabajo, se observa que en el eje XX las cargas de sismo son soportadas principalmente por pórticos. Por ello, se dimensionaron todas las columnas para satisfacer los requerimientos de rigidez lateral frente a sollicitaciones de sismo.

A continuación se presenta, en la tabla 2.1, el cuadro de columnas indicando las respectivas dimensiones con las que se trabajó a nivel de piso típico.

Tabla 2.1 Dimensiones de columnas

C-01	C-02	C-03
		
C-04		C-05
		

Predimensionamiento de placas

Para el predimensionamiento de placas se suele asumir que el concreto absorbe la totalidad de la fuerza cortante generada por las cargas de sismo. Es decir: $\phi V_c = V_u$. Por tanto, para el eje YY, sistema de muros, se busca tener una longitud total $L = V_u / (\phi 0.53 \sqrt{f'c} t)$, para un espesor de muros t .

Conociendo que el esfuerzo de corte en el concreto se da por $\phi 0.53 \sqrt{f'c}$ ($\phi = 0.85$), se tiene un valor de esfuerzo cortante igual a 6.53 kg/cm² o 65.3 ton/m². Por otro lado, se debe hacer el cálculo preliminar para hallar el valor de la cortante en la base del edificio debido a cargas laterales de sismo para lo cual se usó la siguiente expresión:

$$V_u = \frac{Z \times U \times C \times S}{R} \times P$$

Los valores de los parámetros Z, U, C, S y R dependen de la ubicación, el suelo y el tipo de estructura y fueron obtenidos de la Norma E.030 DISEÑO SISMORRESISTENTE. De ella se tiene:

$$Z = 0.4$$

$$U = 1$$

$$S = 1$$

$$R = 6 \text{ (Se asumió sistema de muros estructurales en el eje YY el cual será verificado posteriormente en el Capítulo 4.)}$$

El valor del parámetro C se calcula con: $C = 2.5 \times \frac{T_p}{T}$ $C \leq 2.5$ y $T_p = 0.4$ s.

El valor de T es posible estimarlo con: $T = \frac{h}{Ct}$

Se asumió un valor de $Ct = 60$ en la dirección YY (muros estructurales) y se calculó la altura total del edificio $h = 22$ m con lo que se obtuvo el período (T) de 0.37 s y con ello un valor del parámetro $C = 2.5$.

Finalmente, para el cálculo del peso total de la estructura (P) se asumió el valor de 1 Ton/m² con lo que se halló: $P = 2593.3$ Ton.

Reemplazando los valores obtenidos en la ecuación de V_u se tiene:

$$V_u = \frac{0.4 \times 1 \times 1 \times 2.5 \times 2593}{6} = 432.2 \text{ Ton}$$

Se conoce que el área de placas es igual a la longitud total (L) por el ancho (t) de las mismas y que para este último valor se ha tomado $t = 0.20 \text{ m}$, entonces se tiene:

$$L = \frac{432.2}{65.3 \times 0.2} = 33.09 \text{ m}$$

En la figura 2.2 se observa la distribución de placas en el eje YY, asimismo se mide una longitud de estas $L = 38.25 \text{ m}$ que, comparada con la longitud necesaria antes calculada, cumple con el valor requerido de 33.10 m .

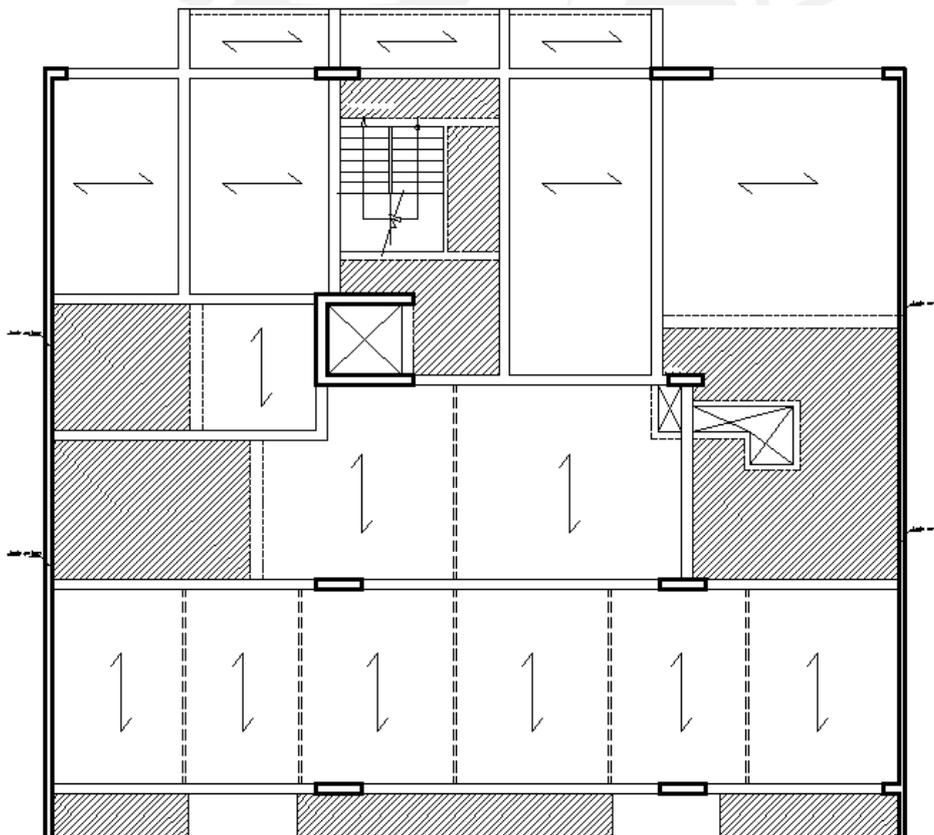


Figura 2.2 Planta típica con estructura propuesta para cargas de sismo

CAPITULO 3: ANALISIS POR CARGA VERTICAL

3.1 Análisis de losas

En las losas se realizó el análisis para solicitaciones últimas debido a cargas de gravedad definidas por la combinación $CU = 1.4CM + 1.7CV$. La carga muerta (CM) incluye al peso propio de la losa, piso terminado (5 cm) y la tabiquería; la carga viva (CV) comprende únicamente a la sobrecarga asignada a la losa.

Losa aligerada

Las losas aligeradas con viguetas prefabricadas fueron modeladas como elementos continuos simplemente apoyados en vigas o placas. Para estas se realizó el siguiente cálculo de metrado de cargas teniendo en cuenta un ancho tributario de 50 cm (separación entre viguetas) y un espesor de losa de 20 cm:

<u>CM:</u>	Peso propio:	$0.28 \times 0.5 \text{ m} =$	0.14 ton/m
	Piso terminado:	$0.1 \times 0.5 \text{ m} =$	<u>0.05 ton/m</u>
			0.19 ton/m
	Tabique:	$0.15 \times 2.50 \times 0.5 \text{ m} \times 1.8 \text{ ton/m}^3 =$	0.34 ton
<u>CV:</u>	Sobrecarga:	$0.2 \times 0.5 \text{ m} =$	0.10 ton/m

NOTA.- El valor del peso propio de la losa: 0.28 ton/m² es proporcionado por el fabricante de las viguetas.

Con los valores obtenidos se realiza la combinación de cargas para hallar la carga distribuida $W_u = 1.4 \times 0.19 + 1.7 \times 0.10 = 0.44 \text{ ton/m}$ y la carga puntual $P_u = 1.4 \times 0.34 = 0.47 \text{ ton}$. No se realiza alternancia de cargas debido a que la carga viva es reducida respecto de la muerta.

A continuación se presenta en la figura 3.1 la distribución de cargas últimas en el paño del piso típico paralelo al eje XX ubicado entre los ejes 4 y 5:

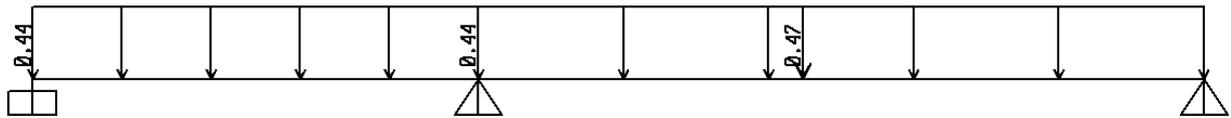


Figura 3.1 Aligerado entre ejes 4 y 5

Se muestra seguidamente la deformada del elemento debido a cargas de gravedad:



Figura 3.2 Deformada de vigueta

Finalmente, se presentan los diagramas de Fuerza Cortante y de Momento Flector en las figuras 3.3 y 3.4 respectivamente:

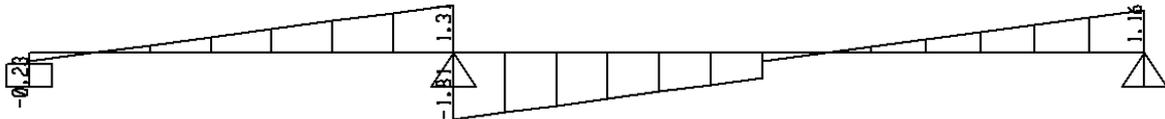


Figura 3.3 Diagrama de Fuerza Cortante para cargas últimas (ton)

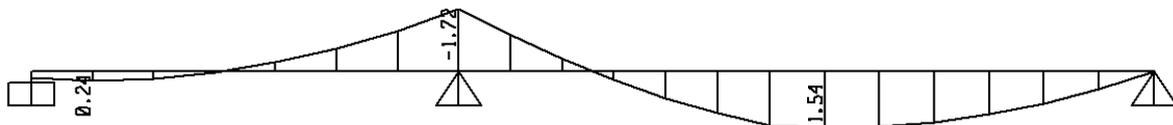


Figura 3.4 Diagrama de Momento Flector para cargas últimas (ton x m)

Losa maciza

Las losas macizas se analizaron con el método de elementos finitos en dos dimensiones apoyados o libres en sus extremos según se observa en planta. Las cargas aplicadas fueron distribuidas por área, a excepción de los tabiques que fueron representados como cargas distribuidas por metro lineal. Se presenta a continuación el respectivo metrado:

<u>CM:</u>	Peso propio:	$2.4 \times 0.2 \text{ m} =$	0.48 ton/m ²
	Piso terminado:	=	<u>0.10 ton/m²</u>
			0.58 ton/m ²
	Tabique:	$0.15 \times 2.50 \times 1.8 \text{ ton/m}^3 =$	0.68 ton/m
<u>CV:</u>	Sobrecarga:	=	0.20 ton/m ²

La combinación de cargas arroja los siguientes valores: para cargas distribuidas por unidad de área $W_u = 1.4 \times 0.58 + 1.7 \times 0.2 = 1.15 \text{ ton/m}^2$, y para cargas linealmente distribuidas $W_u = 1.4 \times 0.68 = 0.95 \text{ ton/m}$.

En planta se observa que existe el caso de viguetas que se apoyan en la misma viga que la losa maciza, esto produce una interacción entre las dos losas. Por ello, para el análisis de ambos elementos, se desarrolló un modelo en el que se representan las viguetas de la losa aligerada como elementos en una dimensión, la losa maciza con el modelo anteriormente explicado y la viga como un apoyo simple que transfiere los momentos en la dirección de su eje longitudinal.

En la figura 3.5 se observa el modelo realizado para el análisis de losa maciza y losa aligerada en el nivel del techo de sótano para el paño ubicado entre los ejes C y D:

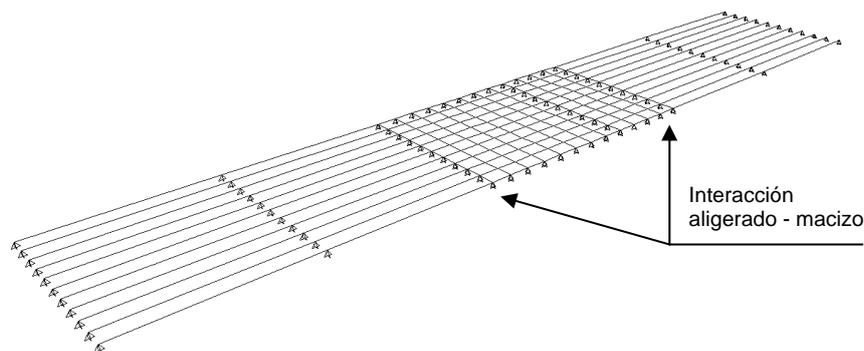


Figura 3.5 Modelo de paño entre ejes C y D.

La figura 3.6 muestra la deformada de la losa maciza debido a la carga última de gravedad:

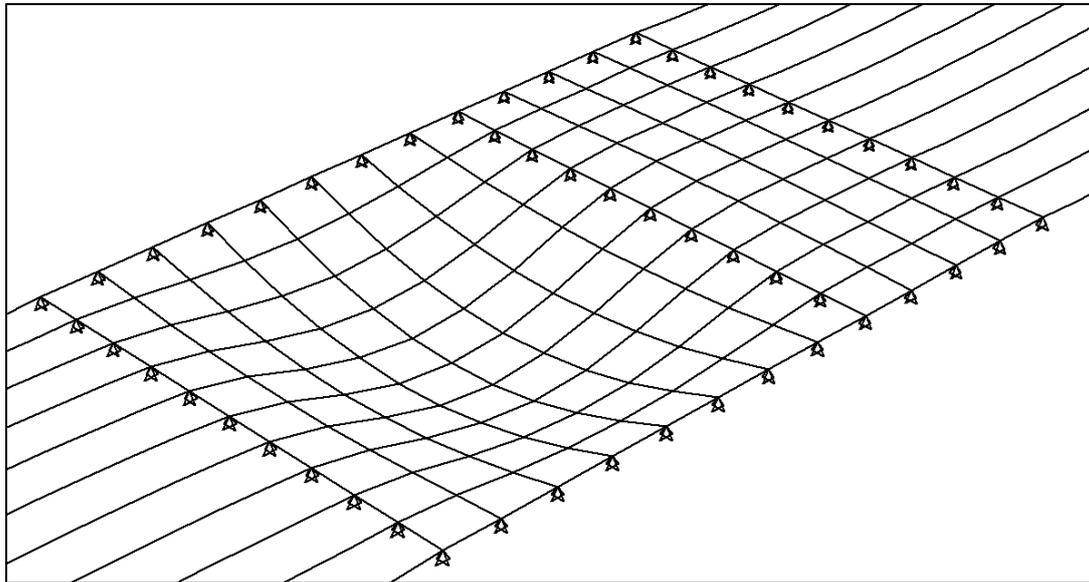


Figura 3.6 Deformada de losa maciza

Finalmente, se presentan los diagramas de Momento Flector para las dos direcciones (figuras 3.7 y 3.8) en la losa maciza para carga última de gravedad.

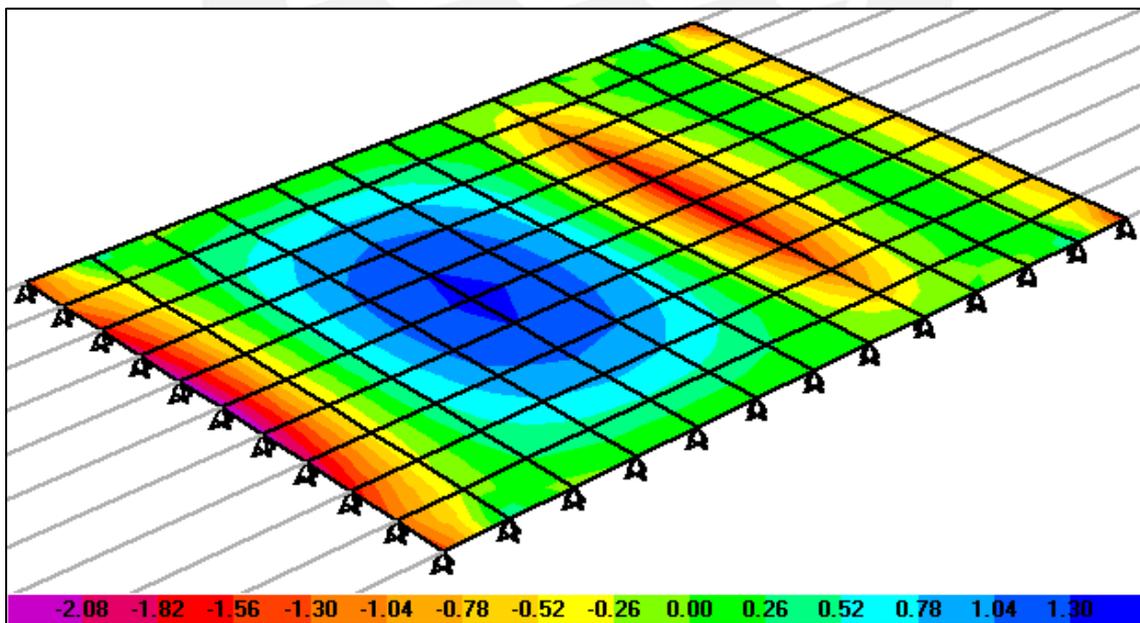


Figura 3.7 Diagrama de Momento Flector para dirección 1-1 (tonxm/ml)

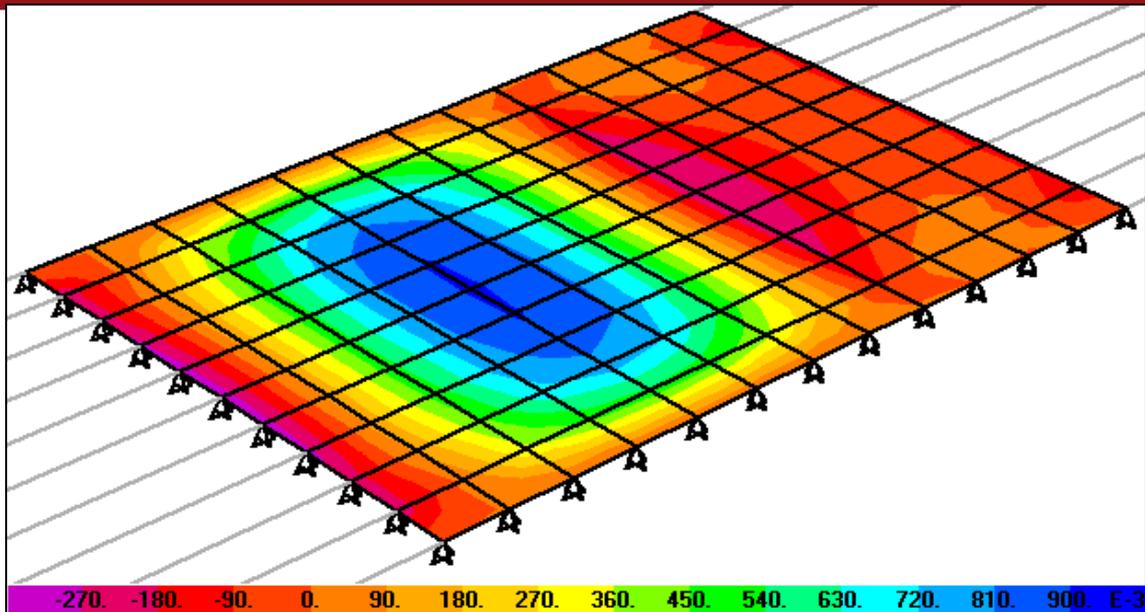


Figura 3.8 Diagrama de Momento Flector para dirección 2-2 (kgxm/ml)

3.2 Análisis de vigas, columnas y placas

3.2.1 Modelo del edificio

Se desarrolló un modelo del edificio en su conjunto en 3D en el que los elementos que lo conforman admitían deformaciones por esfuerzos de corte, flexión y axial.

Las vigas se representaron como elementos unidimensionales sin rigidez torsional. Las columnas y placas se incluyeron como elementos bidimensionales con su espesor y longitud respectivas.

El sistema de techos fue representado mediante diafragmas rígidos en su plano asignados a cada nivel. Esto permite la compatibilización de desplazamientos de todos los puntos ubicados dentro de cada losa.

Adicionalmente, se consideró que todos los nudos, a nivel del suelo, debían estar empotrados. La figura 3.9 presenta el modelo desarrollado en 3D para el edificio.

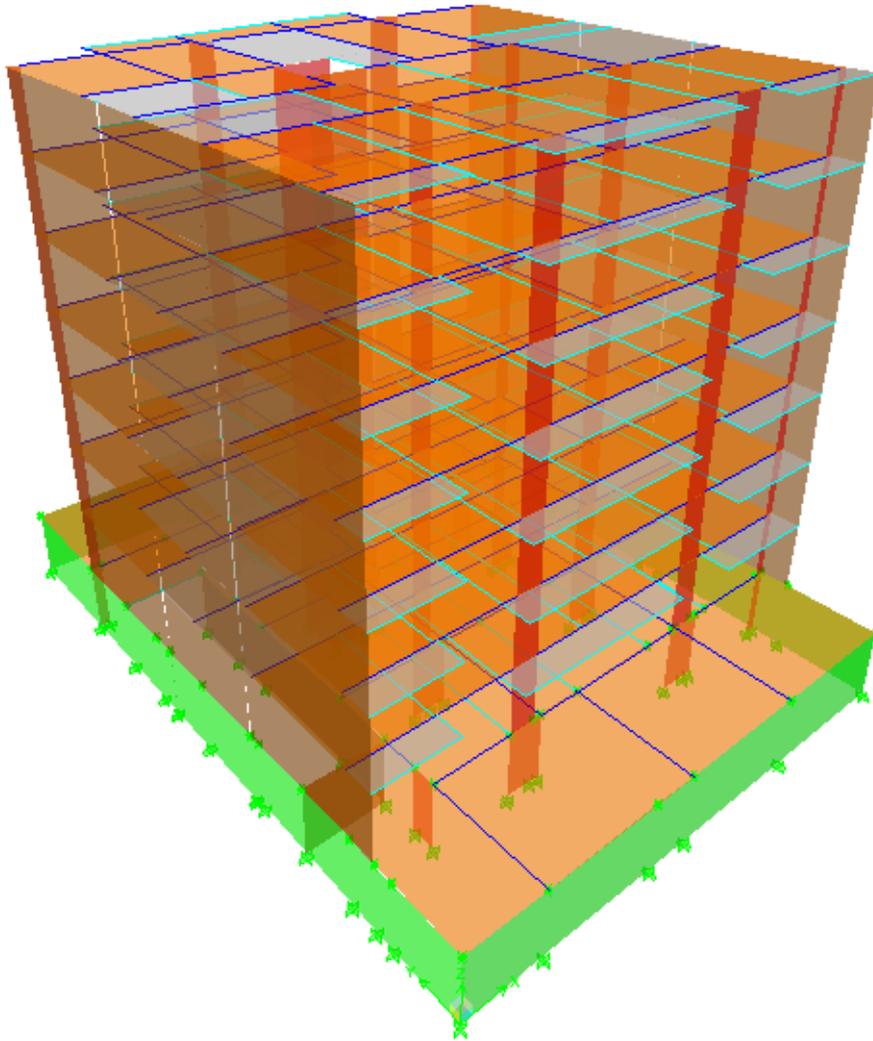


Figura 3.9 Modelo desarrollado del edificio en 3D

3.2.2 Aplicación de cargas en el modelo

En el modelo se trabajó con los estados de carga muerta (que incluye al peso propio, tabiquería y piso terminado) y carga viva (sobrecarga).

El peso propio de las vigas, columnas y placas se incluyó directamente en el modelo por medio del peso volumétrico del concreto y el área respectiva de las secciones transversales de los elementos. Los tabiques que descansan directamente sobre vigas fueron incluidos como cargas sobre estas.

Las cargas provenientes de los techos (peso propio, piso terminado y sobrecarga) se aplicaron mediante áreas cargadas que las distribuyen hacia las vigas. Es posible definir en el programa si la distribución de cargas en dichas áreas es en una o dos direcciones dependiendo si se trata de una losa aligerada o maciza respectivamente.

3.2.3 Simulación de proceso constructivo

Al aplicar directamente las cargas de gravedad al modelo del edificio se generan diferencias de deformaciones entre las columnas interiores y las exteriores. Este diferencial se debe a que las primeras están más cargadas que las exteriores dado que poseen mayor área tributaria.

La diferencia de deformaciones en las columnas ocasiona, en la viga que las une, el aumento del momento negativo en uno de sus extremos y la disminución en el otro llegando, inclusive, a invertirse el mismo.

En la realidad esto no ocurre, dado que el vaciado de cada techo en obra se realiza a nivel horizontal uniforme rectificando esta diferencia de deformaciones en cada piso.

Existen programas de computación que permiten simular el proceso constructivo. En este trabajo se utilizó el programa ETABS, el mismo que permite simular la construcción piso a piso de un edificio.

3.3 Resultados

En este acápite se presentan como ejemplo los diagramas de momento flector y fuerza cortante en vigas y columnas (figuras 3.10, 3.11 y 3.12) del pórtico ubicado en el eje 2-2 como resultado del análisis por carga vertical.

Los diagramas de fuerzas internas representan a la combinación de cargas de gravedad $1.4CM + 1.7CV$ e incluyen la opción de simulación de proceso constructivo facilitada por el programa.

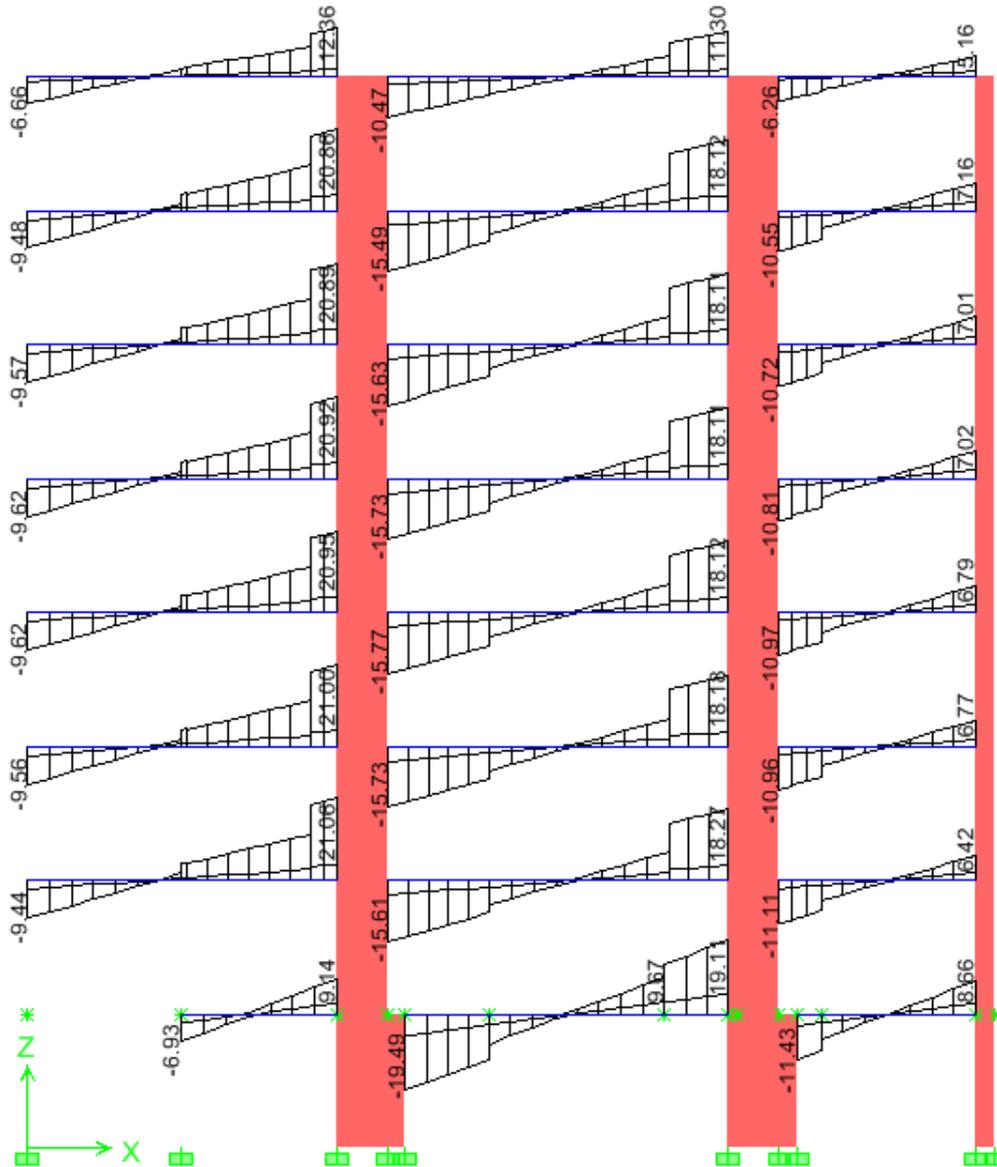


Figura 3.10 DFC en vigas de pórtico de eje 2-2 para 1.4CM + 1.7CV

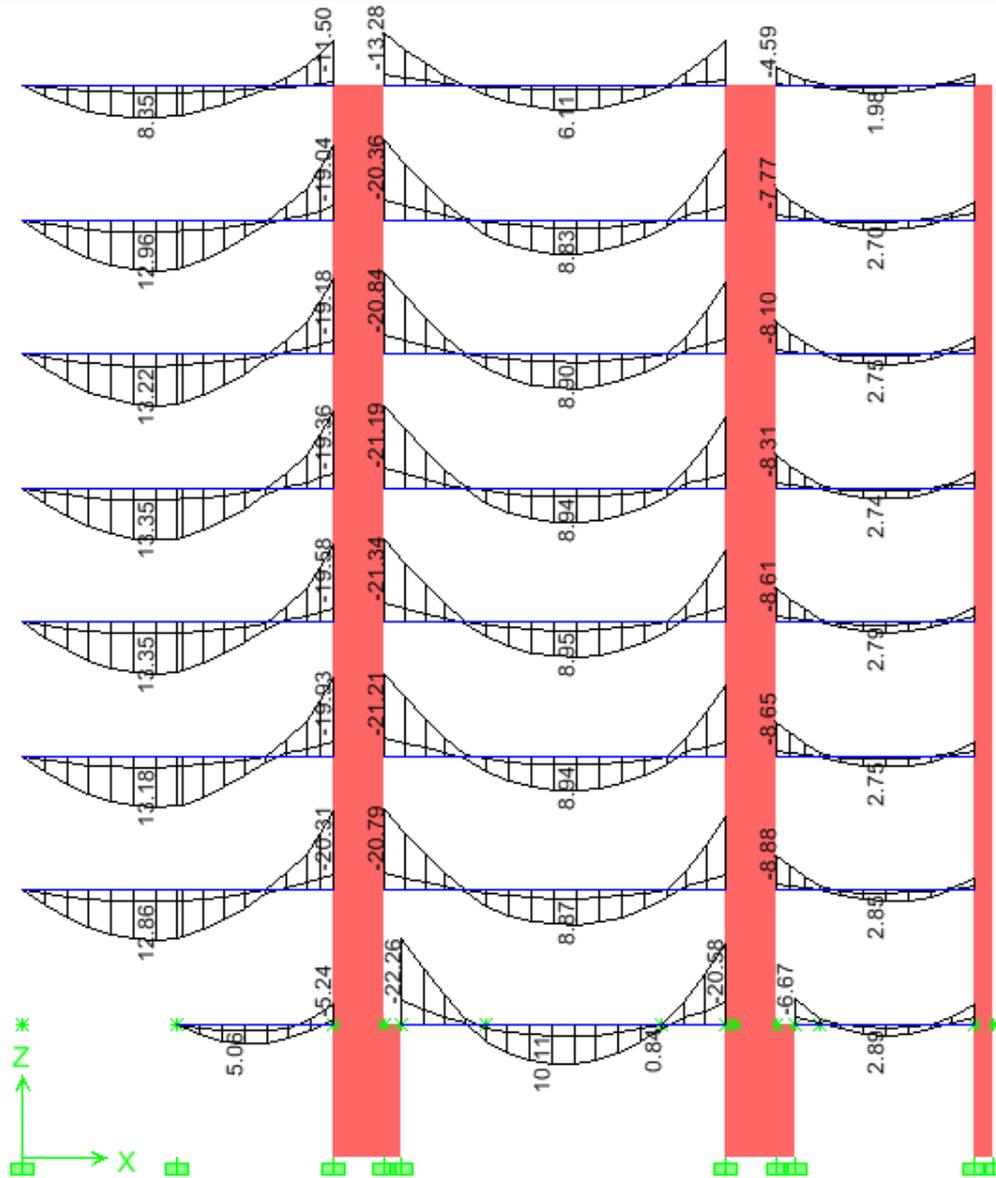


Figura 3.11 DMF en vigas de pórtico de eje 2-2 para 1.4CM + 1.7CV



Figura 3.12 DMF en columnas de pórtico de eje 2-2 para 1.4CM + 1.7CV

En este último diagrama de momento flector se observa el efecto producido en las columnas exteriores debido a la carga excéntrica de gravedad que reciben por parte de las vigas que se apoyan en ellas. Por ello, se recomienda proveerlas de un peralte adecuado que resista esta sollicitación.

Finalmente, se presenta el diagrama de fuerza axial para el caso de carga muerta en las columnas que forman el pórtico tomado como ejemplo (figura 3.13).

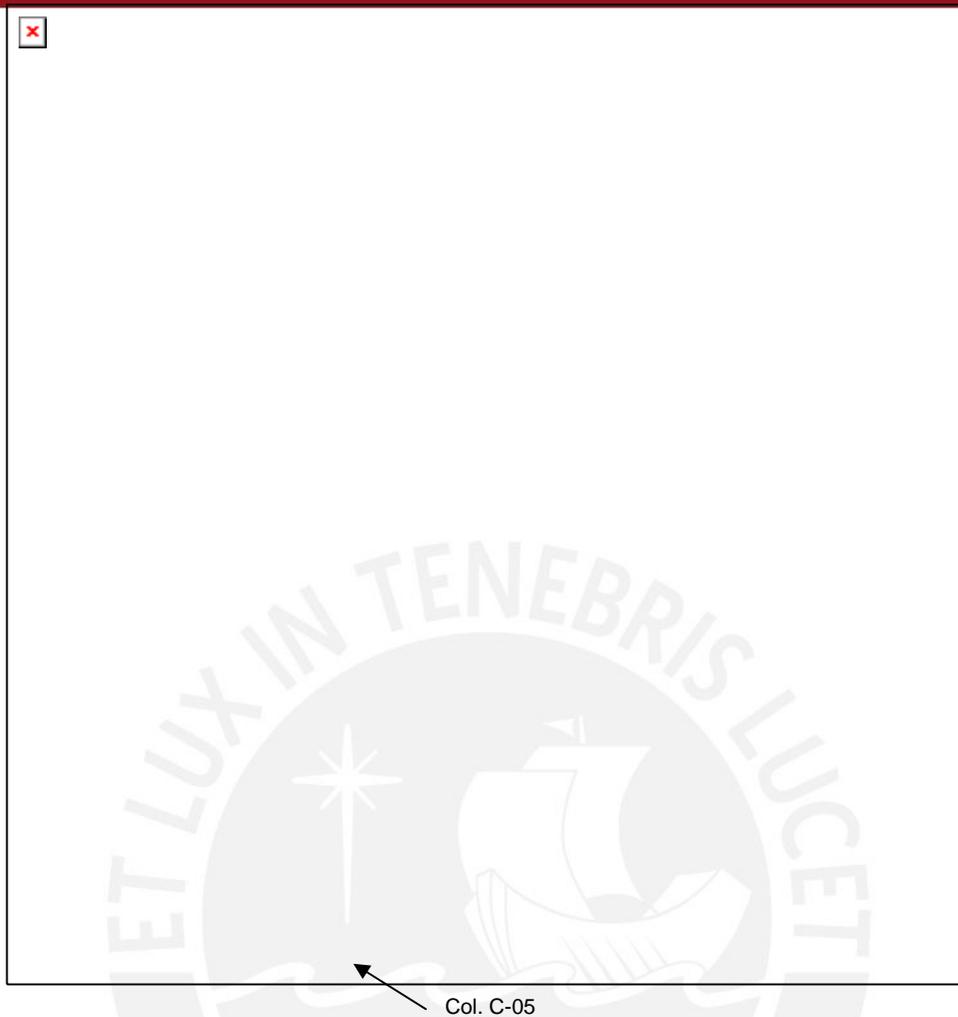


Figura 3.13 DFA en columnas de pórtico de eje 2-2 para CM

Es posible verificar los valores de carga axial transferidos a la columna en el modelo. Para esto, se aproxima el valor de la carga muerta distribuida en las losas a 0.95 ton/m². Si se toma el ejemplo de la columna C-05 se tendrá un área tributaria medida por planta de 24.30 m², con ello se calcula la carga muerta total como $0.95 \times 8 \times 24.3 = 184.7$ ton. Este valor es similar al obtenido en el diagrama igual a 176.5 ton, con lo que se concluye que la transferencia de cargas axiales en el modelo ha sido óptima para dicha columna.

CAPITULO 4: ANALISIS SISMICO

Este análisis se realizó para verificar que el edificio cumpla con los requisitos de rigidez (deriva) especificados en la Norma E.030 y para obtener las fuerzas internas de diseño de los diferentes elementos estructurales. Asimismo, con los desplazamientos obtenidos se calculó la longitud necesaria de la junta sísmica.

Existen varios métodos, estáticos y dinámicos, para realizar el análisis sísmico. En este trabajo se realizó un análisis dinámico y se utilizó el procedimiento de combinación espectral.

4.1 Modelo dinámico y solicitaciones sísmicas

El modelo dinámico consideró las características dinámicas del edificio, que dependen de las propiedades inerciales y de la rigidez del mismo.

Para representar la distribución de rigidez en el edificio se adoptó el modelo tridimensional utilizado para hacer el análisis de cargas de gravedad. Mientras que las propiedades inerciales se representaron por masas concentradas en el centro de gravedad de cada diafragma con tres grados de libertad, dos de traslación paralelos al diafragma y una de rotación perpendicular al mismo. Las masas se obtuvieron directamente del modelo en base a las cargas aplicadas. Para ello se consideró el total de la carga muerta y el 25% de la carga viva.

Las solicitaciones sísmicas se representaron mediante un espectro inelástico de pseudo-aceleraciones definido por la siguiente ecuación:

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

La función espectral se divide en dos partes:

CS: donde S representa el factor de amplificación de las aceleraciones por efecto del perfil del suelo, y C representa el factor de amplificación sísmica dependiente del período fundamental de la estructura (Por lo tanto dependerá de la dirección analizada).

Z_{Ug} / R: Este valor corresponde al factor de escala por el cual se debe multiplicar el espectro para incluir en el análisis el resto de parámetros de la estructura (Ubicación geográfica, categoría de la edificación, tipo de sistema estructural).

Los parámetros utilizados fueron los siguientes:

- Factor de zona: $Z = 0.4$ (El edificio se ubica en la zona sísmica 3)
- Factor de uso: $U = 1$ (El edificio califica como edificación común)
- Parámetros del suelo: $S = 1$ (Suelo de tipo S1)
- Factor de amplificación sísmica: C , es una función del período de la estructura.
- Coeficiente de reducción: R , depende del sistema estructural.
- Aceleración de la gravedad: $g = 9.81\text{m/s}^2$

Según el sistema estructural (que podría ser diferente para cada dirección) se utilizó un coeficiente de reducción de fuerza sísmica (R). Este coeficiente representa que ante un sismo severo la estructura ingresa al rango inelástico y por lo tanto sus desplazamientos aumentan pero su resistencia máxima se mantiene constante. Asimismo, en el caso de que la estructura califique como irregular, este coeficiente se corrige a $0.75R$.

Para efectos de este análisis se asumió que la estructura es regular, que el sistema estructural en la dirección XX es dual y que en la dirección YY es de muros estructurales.

4.2 Modos de vibración

Del modelo se obtuvo los siguientes modos de vibración de la estructura:

Tabla 4.1 Modos de vibración

Modo	Periodo	Masa participativa en XX (%)	Masa participativa en YY (%)
1	0.816145	76.076	0.0001
2	0.427379	0	68.1312
3	0.331142	0.0609	0.5315
4	0.218617	13.5961	0.0002
5	0.098797	5.3352	0
6	0.084275	0.0001	21.4612
7	0.070863	0.0239	0.0087
8	0.056248	2.5734	0
9	0.037389	0	6.0583
10	0.036807	1.3495	0.0002
11	0.031922	0.0002	0.003
12	0.026293	0.711	0
13	0.024026	0	2.3552
14	0.020529	0.001	0.0047
15	0.020303	0.2709	0
16	0.018215	0	0.9728
17	0.015483	0.001	0.0058
18	0.015266	0	0.3741
19	0.013771	0	0.0925
20	0.012815	0.0005	0.0003
21	0.011321	0.0001	0

Para calcular el período fundamental de la estructura se obtuvo el período correspondiente a cada modo de vibración y se consideraron los tres modos predominantes para cada dirección, los cuales sumaban más del 90% de la masa efectiva. Los modos predominantes en cada dirección se presentan a continuación en la tabla 4.2:

Tabla 4.2 Modos predominantes de vibración

XX			YY		
Modo	T	%M	Modo	T	%M
1	0.816145	76.076	2	0.427379	68.1312
4	0.218617	13.5961	6	0.084275	21.4612
5	0.098797	5.3352	9	0.037389	6.0583
95.0073			95.6507		

4.3 Control de desplazamientos laterales

Los desplazamientos obtenidos corresponden a un análisis lineal y elástico con las sollicitaciones sísmicas reducidas. Por lo tanto para acercar los valores a los desplazamientos reales que tendría la estructura (ante un sismo no reducido y con incursiones en el rango inelástico) se incrementó los datos con el factor 0.75R.

Con estos valores se calculó los desplazamientos relativos de entrepiso y la deriva (cociente del desplazamiento relativo de entrepiso entre la altura del mismo). Luego se verificó que se haya cumplido con los límites permisibles exigidos en la Norma.

Tabla 4.3 Desplazamiento elástico, Desplazamiento inelástico y Deriva

Piso	XX			YY		
	D (cm)	Di (cm)	Drift	D (cm)	Di (cm)	Drift
7	1.62	8.51	0.0037	1.13	5.09	0.0034
6	1.44	7.56	0.0044	0.92	4.14	0.0034
5	1.21	6.33	0.0051	0.71	3.20	0.0033
4	0.95	4.99	0.0055	0.51	2.30	0.0030
3	0.67	3.52	0.0054	0.32	1.44	0.0025
2	0.39	2.05	0.0048	0.17	0.77	0.0019
1	0.14	0.74	0.0026	0.06	0.27	0.0009

D = Desplazamiento elástico

Di = Desplazamiento inelástico

Drift = Deriva calculada por superposición espectral

La Norma indica que la deriva no debe exceder de 0.007 para estructuras de concreto armado. En la tabla 4.3 se observa que en la dirección XX la máxima deriva es 0.0055, mientras que en la dirección YY la máxima deriva es de 0.0033. Por lo tanto, se concluye que se cumple con los desplazamientos laterales permisibles.

Irregularidad torsional

Una estructura se asume regular a menos que cumpla con una o más de las características señaladas en el artículo 11 de la Norma E.030. En este caso, por simple inspección, se descartó la mayoría de estas características.

Sin embargo, para saber si es necesario analizar la irregularidad torsional, el desplazamiento promedio de algún entrepiso debe exceder el 50% del máximo permisible.

$$50\% \Delta_{\text{permisible}} = 0.5(h_{\text{entrepiso}})(\text{Deriva máxima})$$

$$50\% \Delta_{\text{permisible}} = 0.5(275\text{cm})(0.007)$$

$$50\% \Delta_{\text{permisible}} = 0.9625\text{cm}$$

En caso de ser necesario, el análisis de irregularidad torsional consiste en verificar que el desplazamiento relativo máximo entre dos pisos consecutivos es mayor que 1.3 veces el promedio de este desplazamiento con el desplazamiento relativo que se obtiene en simultáneo en el extremo opuesto de la estructura. Cabe resaltar que el desplazamiento relativo máximo se obtiene en un extremo de la estructura.

Tabla 4.4 Análisis de irregularidad torsional en ambas direcciones

XX				
Piso	$\Delta_{\text{may}}(\text{cm})$	$\Delta_{\text{men}}(\text{cm})$	$\Delta_{\text{prom}}(\text{cm})$	$\Delta_{\text{may}}/\Delta_{\text{prom}}$
7	1.035	0.893	0.964	1.07
6	1.230	1.103	1.166	1.05
5	1.342	1.313	1.327	1.01
4	1.470	1.418	1.444	1.02
3	1.470	1.418	1.444	1.02
2	1.313	1.260	1.287	1.02
1	0.735	0.683	0.709	1.04
YY				
Piso	$\Delta_{\text{may}}(\text{cm})$	$\Delta_{\text{men}}(\text{cm})$	$\Delta_{\text{prom}}(\text{cm})$	$\Delta_{\text{may}}/\Delta_{\text{prom}}$
7	0.945	0.765	0.855	1.11
6	0.945	0.765	0.855	1.11
5	0.900	0.765	0.833	1.08
4	0.855	0.675	0.765	1.12
3	0.675	0.585	0.630	1.07
2	0.495	0.405	0.450	1.10
1	0.270	0.225	0.248	1.09

Δ_{may} = Desplazamiento relativo máximo entre dos pisos consecutivos

Δ_{men} = Desplazamiento relativo obtenido en el extremo opuesto a Δ_{may}

Δ_{prom} = Valor promedio entre Δ_{may} y Δ_{men}

En la tabla 4.4 se pudo comprobar que el análisis es necesario debido a que en la dirección XX se tienen desplazamientos de entrepiso mayores al 50% del máximo permisible. Asimismo, se pudo apreciar que la relación entre el desplazamiento relativo máximo y el promedio es menor que 1.3. Se concluyó que no existe irregularidad torsional en la estructura, y por lo tanto se verificó que la estructura es regular.

Junta de separación sísmica

Se debe considerar una junta de separación sísmica (s), que describe una distancia libre que debe haber entre estructuras vecinas para evitar el contacto entre ellas durante un sismo. La Norma E.030 indica tres parámetros para calcular la medida de la junta.

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

El edificio se debe retirar de los límites de propiedad adyacentes a otros lotes edificables o con edificaciones, distancias no menores que: $2/3$ del desplazamiento máximo o $s/2$.

- $2/3D_{max}$: $XX \rightarrow (2/3)(8.505) = 5.67\text{cm}$
 $YY \rightarrow (2/3)(5.085) = 3.39\text{cm}$
- $0.5(3 + 0.004(1925-500)) = 4.35\text{cm}$

Por lo tanto, se decidió retirar la edificación del límite de propiedad una distancia de 6cm en ambas direcciones.

4.4 Cálculo de fuerzas mínimas de diseño

La Norma expresa que el valor de la fuerza cortante basal mínima a utilizar en un análisis dinámico debe ser de por lo menos el 80% del valor obtenido mediante el análisis estático para estructuras regulares, o del 90% para estructuras que califiquen como irregulares. En caso que no se cumpla con este requisito todos los resultados obtenidos del análisis dinámico (excepto los desplazamientos) deben escalarse por un factor. Este factor se obtiene de la relación entre las fuerzas cortantes basales dinámica y estática.

La fuerza cortante en la base obtenida para un análisis estático se calcula con la siguiente expresión:

$$V = \frac{ZUCS}{R} P$$

Con los períodos de los modos predominantes en cada dirección se calculó el factor de amplificación sísmica. Para esto se calculó el valor de C para cada modo y luego se halló un promedio proporcional a la masa de participación efectiva de cada uno.

$$C_{xx} = 1.479$$

$$C_{yy} = 2.386$$

Este es un edificio de concreto armado y por lo tanto, para definir el sistema estructural en cada dirección, debemos analizar qué porcentaje de la fuerza cortante en la base es tomado por las columnas y qué porcentaje por las placas.

En XX, el 73.64% de la cortante basal es tomado por las columnas, por lo tanto se tiene un sistema dual; mientras que en YY, el 100% de la cortante basal es tomado por las placas, por lo tanto se tiene un sistema de muros estructurales. Además, debido a que el edificio no presenta irregularidades notorias en planta ni en altura se asumió que es regular (la regularidad del edificio se verificó en el acápite 4.3). Entonces:

$$R_{xx} = 7$$

$$R_{yy} = 6$$

Utilizando los parámetros definidos anteriormente se calculó la fuerza cortante estática para ambas direcciones. Luego, se comparó con los resultados obtenidos del modelo y, en este caso, se escalaron los resultados obtenidos en el análisis dinámico para obtener el 80% (estructura regular) del cortante estático. Cabe resaltar que no se deben escalar los desplazamientos obtenidos. En la tabla 4.6 se presenta el cálculo del factor de escala.

Tabla 4.6 Factor de escala

Dirección	V estática (ton)	Vdinámica (ton)	80% Vesta. (ton)	f
XX	214	148	171	1.16
YY	403	288	323	1.12



CAPITULO 5: DISEÑO DE CONCRETO ARMADO

5.1 Metodología de diseño

El diseño en concreto armado se basa en que la resistencia instalada en un elemento para flexión, flexo-compresión o corte (resistencia nominal R_n reducida por factores ϕ) sea mayor o igual a las solicitaciones últimas amplificadas (R_u). Es decir:

$$\phi R_n \geq R_u$$

Las solicitaciones o cargas últimas (CU) se hallaron mediante las siguientes combinaciones de carga en las que se incluye a las cargas muerta (CM), viva (CV) y de sismo (CS):

$$CU = 1.4CM + 1.7CV$$

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

$$CU = 0.9CM \pm CS$$

Resistencia a flexión

Para calcular la resistencia a flexión (ϕM_n) en una sección rectangular de base b , altura h , peralte efectivo d y reforzado en la zona de tracción con un área de acero A_s , se utilizó la siguiente expresión:

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

El valor de la profundidad del bloque de compresiones (a) que incluye la ecuación anterior se define por:

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

Para el caso de flexión simple el valor del factor de reducción ϕ se tomará igual a 0.9.

El valor de momento último se tomará en la cara del apoyo del elemento ya que se considera al nudo como un elemento muy rígido.

El refuerzo en tracción deberá ser menor al 75% de aquel que produzca la falla balanceada para preservar un comportamiento dúctil. En el caso de que este no sea suficiente, se añade refuerzo en compresión para lograr la resistencia requerida.

Los requisitos específicos para diseño por flexión en losas y vigas se explican en el respectivo acápite.

Resistencia a flexo-compresión

Las placas y columnas son elementos sometidos a la interacción de cargas de compresión y flexión.

Para una sección de columna o placa con un refuerzo distribuido conocido existe una infinidad de combinaciones de carga axial P y momento flector M que ocasionan la falla. Estas combinaciones, pares $(\phi M, \phi P)$, son representados en una curva X-Y denominada diagrama de interacción de la sección. La figura 5.1 muestra un ejemplo de diagrama de interacción para la sección reforzada presentada:

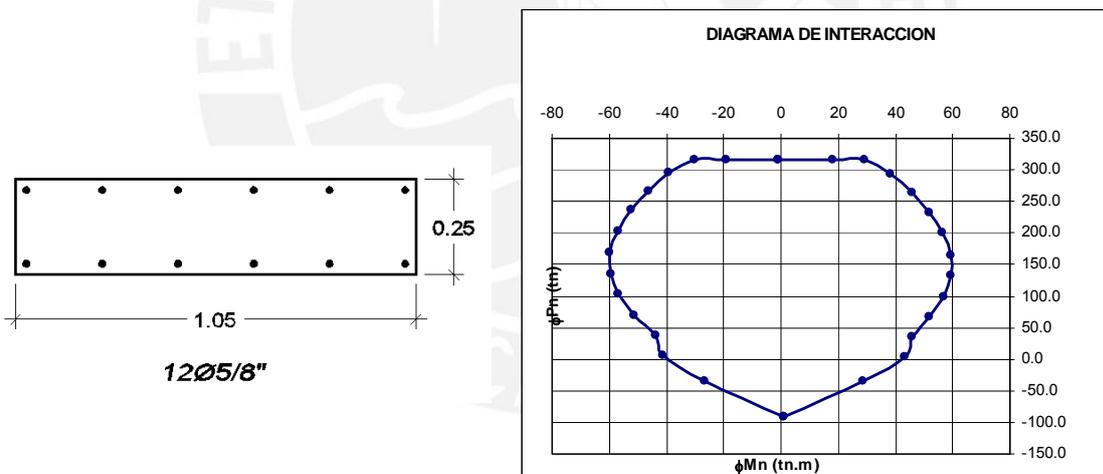


Figura 5.1 Diagrama de interacción

El diseño por flexo-compresión consiste en proponer una distribución para el refuerzo en la sección para la cual se grafica el respectivo diagrama de interacción. Este gráfico va acompañado de los pares de solicitaciones últimas (M_u, P_u) . En el caso de que estos se encuentren fuera del diagrama deberá proponerse una sección con mayor refuerzo, en caso contrario se debe reducir el refuerzo tratando de que los puntos se encuentren lo más cercanos posible al diagrama.

Resistencia a cortante

La capacidad al corte de una sección reforzada (ϕV_n) se determina teniendo en cuenta el aporte del concreto (ϕV_c) y del refuerzo de acero (ϕV_s), como:

$$\phi V_n = \phi V_c + \phi V_s$$

Para el caso de corte el valor del factor de reducción ϕ es igual a 0.85

El aporte del concreto se halla a partir de la siguiente ecuación:

$$V_c = 0.53 \sqrt{f'c} b.d$$

Será necesario el uso de refuerzo de acero mediante la inclusión de estribos cuando el valor de la fuerza cortante última (V_u) exceda al de ϕV_c . El aporte del acero a la resistencia a corte (V_s) depende del área de los estribos de refuerzo que atraviesa la grieta de corte (A_v) y de su espaciamiento s , y se expresa como:

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

La sollicitación última de corte (V_u) debe ser evaluada a una distancia d de la cara del apoyo del elemento.

En los respectivos acápites se señalarán los requisitos especiales por esfuerzo cortante para los distintos elementos.

Requisitos especiales de ductilidad

- Acero mínimo Es necesario cumplir con los requisitos de acero mínimo en los distintos elementos con el fin de evitar la ruptura súbita del acero. Por ello, se recomienda el uso de un refuerzo mínimo aún cuando las sollicitaciones exijan una cuantía menor
- Confinamiento El refuerzo transversal (estribo) funciona confinando al núcleo de concreto al momento de formarse la rótula plástica en los extremos de los

elementos, generalmente en vigas y columnas, luego de desprenderse el recubrimiento. Este refuerzo también previene el pandeo de las barras longitudinales de los extremos cuando el elemento se encuentra sometido a grandes solicitaciones de corte y/o flexión.

- Capacidad flexión / corte Los elementos deben ser reforzados de tal manera que la falla sea dúctil (flexión) y no frágil (corte). Para tal efecto, se realiza el diseño por capacidad.

Para el caso de columnas y vigas, se deberá hallar el máximo valor de fuerza cortante que deberá resistir el elemento (V_u) sumando dos valores: el de fuerza de corte generada por el refuerzo a flexión provisto en los apoyos (M_{ni} y M_{nd}) y el valor de fuerza isostática generada por las cargas de gravedad amplificadas (w_u) luego de la formación de rótulas plásticas en los extremos (apoyos simples). Esta fuerza resistida se expresa en la siguiente ecuación:

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

Es evidente que en las columnas no se cuenta con cargas isostáticas perpendiculares al eje, por lo que se omite el segundo término de la ecuación anteriormente presentada para el diseño por capacidad flexión/corte de estos elementos.

En el caso de las placas, donde no se espera la formación de rótulas plásticas en los extremos, la fuerza cortante última de diseño (V_u) se obtiene de amplificar la fuerza cortante última actuante (V_{ua}) por el cociente del momento resistente (M_{ur}) entre el momento último actuante (M_{ua}) como lo expresa la siguiente ecuación:

$$V_u = V_{ua} \times \frac{M_{ur}}{M_{ua}}$$

- Capacidad columna / viga En los nudos de intersección de vigas y columnas, para inducir la formación de la rótula plástica en las vigas antes que en las columnas, se debe cumplir con que la suma de los momentos nominales de las columnas debe ser igual a 1.4 veces la suma de los respectivos momentos de las vigas involucradas, es decir: $\Sigma M_{nc} > 1.4 \Sigma M_{nv}$

5.2 Diseño de losas

El diseño de las losas se realizó únicamente para la combinación de cargas de gravedad (1.4CM + 1.7CV). Asimismo, teniendo en cuenta que no se contará con refuerzo por corte (estribos), se debe verificar que se cumple con que la resistencia aportada por el concreto debe satisfacer el valor de cortante último.

Losa aligerada

Para el caso de losa aligerada, se realizó el análisis y diseño para una vigueta por cada paño.

Diseño por flexión

Se tuvo en cuenta que serán utilizadas viguetas prefabricadas que resisten únicamente momento positivo, los mismos que se presentan a continuación en la tabla 5.1 para cada tipo:

Tabla 5.1 Momentos resistentes de viguetas prefabricadas (h = 20 cm)

Tipo de vigueta	ϕMn^+ (tonxm)
V101	0.940
V102	1.280
V103	1.595
V104	1.965
V105	2.435

El procedimiento de diseño por flexión consistió en proveer una vigueta cuyo momento resistente positivo sea mayor o igual al obtenido del análisis. Por otro lado, el refuerzo para momento negativo fue provisto por bastones de acero de 3/8" y 1/2" (ver resistencias en tabla 5.2).

Tabla 5.2 Momentos resistentes de bastones (h = 20 cm)

Bastones	ϕMn^- (tonxm)
1 $\phi 3/8"$	0.430
2 $\phi 3/8"$	0.820
1 $\phi 3/8"$ + 1 $\phi 1/2"$	1.110
2 $\phi 1/2"$	1.360

Se debe tener en cuenta que la cuantía mínima de acero por flexión en losas es de $0.0018bh$.

Diseño por corte

A una distancia d de la cara del apoyo de la vigueta debe verificarse que se satisface la sollicitación última de fuerza cortante comparándola con la resistencia a corte del aligerado expresada como $\phi V_c = 0.85 \times 0.53 \times \sqrt{f'c} \times b \times d \times 1.1$ (ver tabla 5.3). En el caso de no cumplir con dicho requisito se indicará un ensanche alternado o corrido, según sea necesario, hasta la sección en la cual el valor de la fuerza de corte sea igual o menor a la que resiste el aligerado.

Tabla 5.3 Fuerza cortante resistente de aligerado

h (cm)	ϕV_c (ton)
17	1.25
20	1.50
25	2.00
30	2.40

$b = 12 \text{ cm}, d = h - 2.5 \text{ cm}$

Para el caso de la vigueta presentada en la figura 3.1, se tiene el siguiente diagrama de momento flector (figura 5.2) con los valores hallados a la cara de los apoyos:

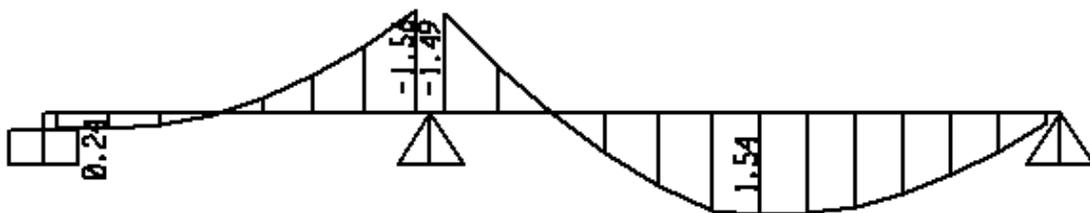


Figura 5.2 Diagrama de momento flector de paño entre ejes 4 y 5

Para el momento negativo en el apoyo central (1.56 tonxm) se escogieron 2 bastones de 1/2" que resisten 1.36 tonxm teniendo en cuenta que se acepta una redistribución de hasta el 80%. La diferencia (0.2 tonxm) será resistida en la parte central positiva de los tramos adyacentes, con lo que se obtienen momentos positivos de 0.34 y 1.64 para el primer y segundo tramo respectivamente. Con estos valores y los de la tabla 5.1 se decide colocar una vigueta tipo V-101 y una V-104 en los respectivos tramos.

Del mismo modo, también se calcularon los valores de fuerza cortante a una distancia d de la cara del apoyo representados en el diagrama de fuerza cortante en la figura 5.3:

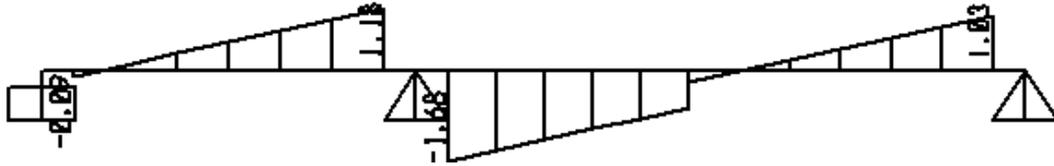


Figura 5.3 Diagrama de fuerza cortante de paño entre ejes 4 y 5

Se observa que los valores de fuerza cortante no exceden la resistencia del aligerado (1.50 ton) salvo en el extremo izquierdo del segundo apoyo donde será necesario un ensanche alternado cuya resistencia se calcula de la siguiente manera:

$$\phi V_c = 0.85 \times 0.53 \times \sqrt{210} \times 30 \times 17.5 \times 1.1 = 3.77 \text{ ton}$$

Este ensanche deberá extenderse hasta una distancia igual a 60 cm de la cara del apoyo donde la fuerza cortante en la vigueta es igual a 1.50 ton, sección en la cual la vigueta podrá resistir por sí sola la sollicitación de corte.

Finalmente, en la figura 5.4, se presenta la planta con la distribución del refuerzo para el paño elegido como ejemplo:

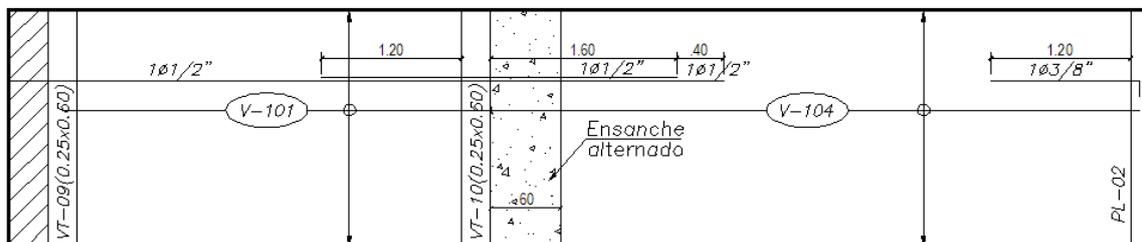


Figura 5.4 Distribución de refuerzo en planta

Losa maciza

Diseño por flexión

El área mínima de acero que debe ser distribuida en la losa para un metro de ancho se calcula de la siguiente manera:

$$A_s = 0.0018bh = 0.0018 \times 100 \times 20 = 3.6 \text{ cm}^2$$

Para el diseño por flexión se tendrá en cuenta el aporte de la malla distribuida en dos capas. Adicionalmente, se colocarán bastones en las zonas positivas o negativas que requieran de mayor refuerzo según lo indique el diagrama de momento flector.

Diseño por corte

Se debe cumplir con que el concreto aporte toda la resistencia necesaria al esfuerzo de corte en la losa, es decir: $\phi V_c \geq V_u$.

La resistencia a fuerza cortante de la losa maciza se calcula como:

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

Al ser un valor relativamente alto, será necesario verificar si satisface las solicitudes últimas cuando se observe concentración de tabiques o sobrecargas considerables lo cual no ocurre en el edificio en estudio.

En el proyecto desarrollado se decidió colocar doble malla con fierro de 3/8" a un espaciamiento de 25 cm uniformizado a todas las losas macizas para facilidades constructivas.

Para el caso de la losa maciza ubicada entre los ejes 3 - 4 y C - D, se tienen los siguientes diagramas de momento flector para las direcciones 1-1 y 2-2, figuras 5.5 y 5.6 respectivamente:

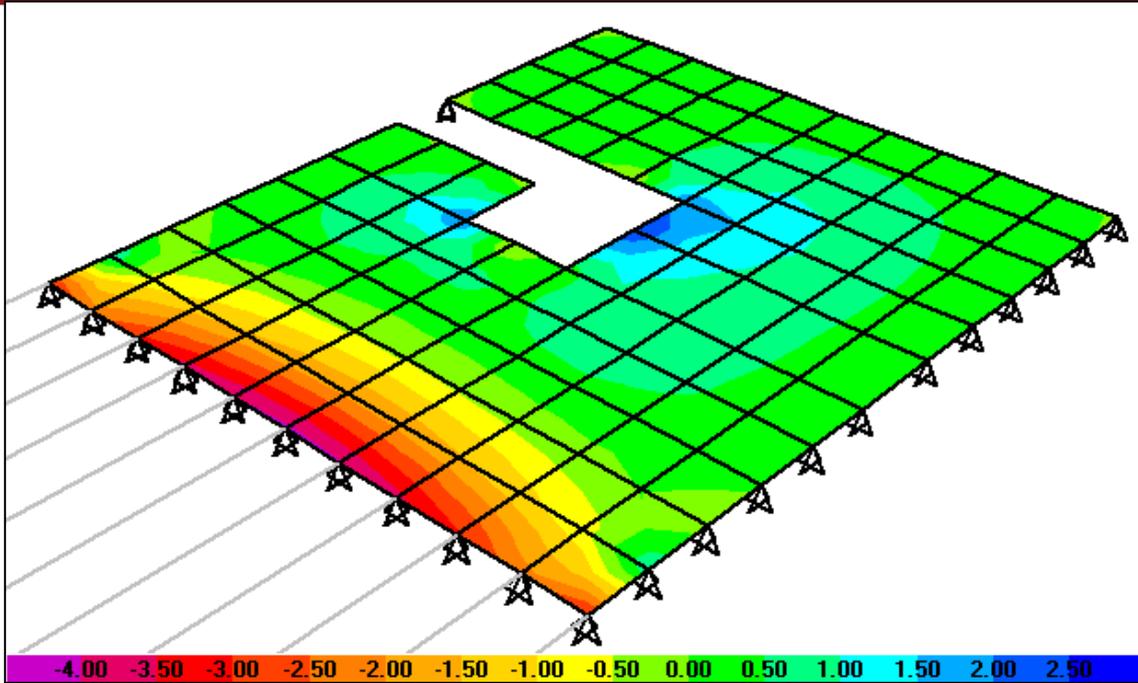


Figura 5.5 Diagrama de Momento Flector para dirección 1-1 (tonxm/ml)

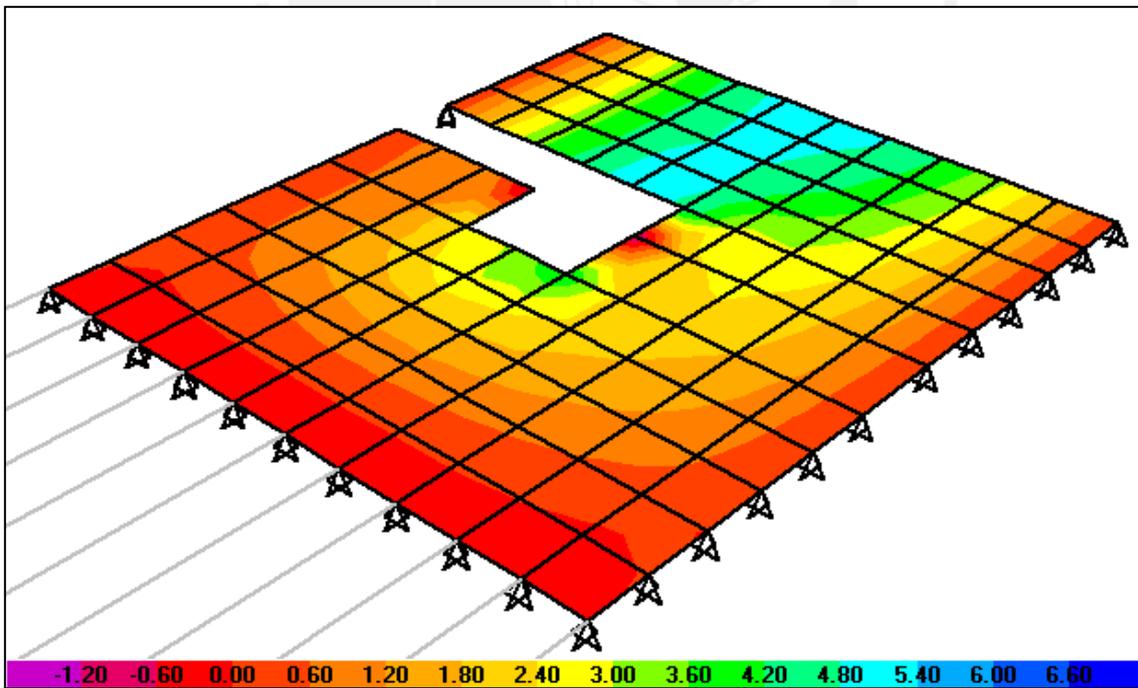


Figura 5.6 Diagrama de Momento Flector para dirección 2-2 (tonxm/ml)

Con los valores obtenidos en los diagramas presentados se calculó el acero total necesario en las dos direcciones. En el caso de que el acero distribuido no haya sido suficiente, se añadieron bastones hasta lograr la resistencia requerida. Bajo estas premisas se tiene la siguiente distribución del refuerzo en planta (figura 5.7) para la losa maciza tomada como ejemplo:

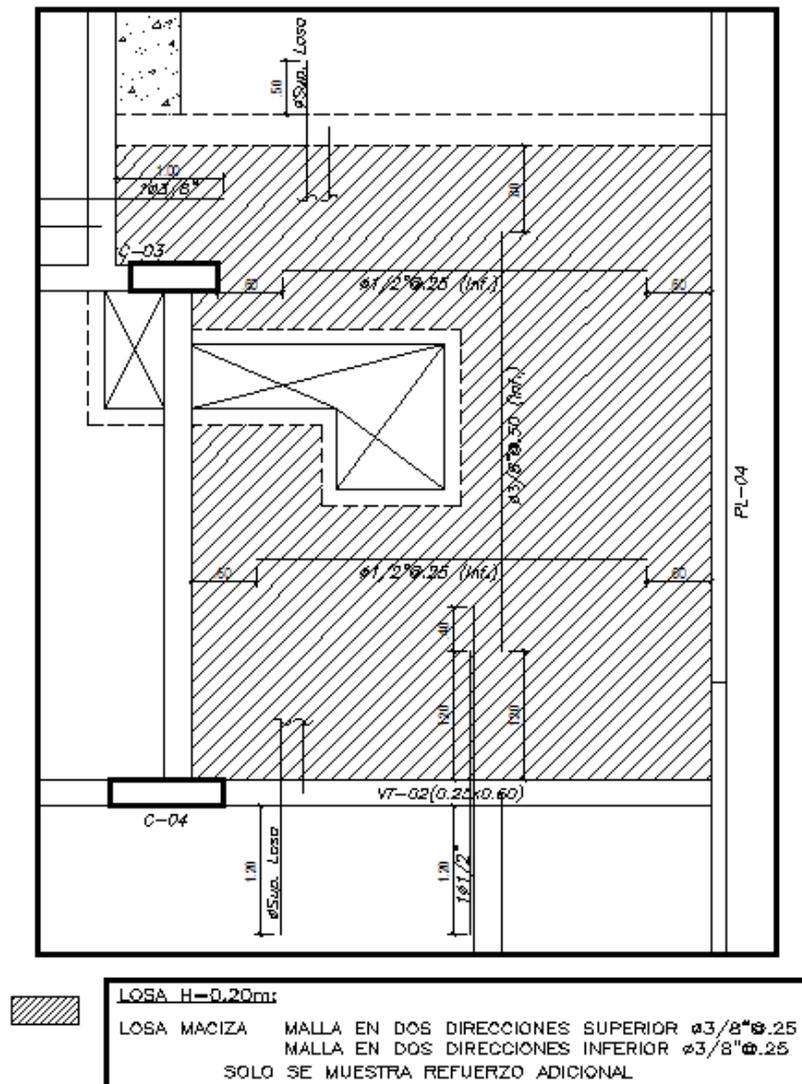


Figura 5.7 Distribución de refuerzo en planta

5.3 Diseño de vigas

Diseño por flexión

Los valores de diseño de momento flector último fueron obtenidos de la envolvente generada a partir de las combinaciones de carga presentadas en el acápite 5.1. En vigas de sección rectangular se utiliza la siguiente expresión simplificada para calcular el área mínima de acero de refuerzo:

$$A_s \min = \frac{0.7 \sqrt{f'c} b.d}{f_y}$$

Adicionalmente, para vigas con responsabilidad sísmica se exigen las siguientes condiciones para la distribución del refuerzo:

- En la parte superior e inferior de la viga deben colocarse dos barras como mínimo. Estas deben representar al menos el acero mínimo por flexión y $\frac{1}{4}$ del área de refuerzo requerida en los nudos.
- El área de acero positivo corrido debe ser como mínimo un tercio del acero negativo colocado en las caras de los apoyos de la viga.

Asimismo, para el corte del refuerzo longitudinal, se especifican los siguientes criterios:

- El corte de refuerzo longitudinal se realiza usando la envolvente de momentos flectores de la viga.
- Se debe realizar a una distancia igual al peralte efectivo o 12 veces el diámetro mayor de la sección en la que ya no sea necesario. Además se debe verificar que se cumpla con la longitud de anclaje.

Diseño por corte

En el diseño por corte para vigas se debe cumplir con que el aporte a la resistencia se da por medio del acero (estribos) y el concreto, con ello se tiene que: $\phi V_c + \phi V_s \geq V_u$

Para el caso de vigas con responsabilidad sísmica se deben satisfacer los requisitos de ductilidad mediante el diseño por capacidad flexión/corte anteriormente explicado:

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

En el caso de vigas con apoyos simples (sin implicancia sísmica) en sus extremos, se realizará el diseño utilizando directamente el valor obtenido de la combinación de cargas de gravedad.

El refuerzo por corte o estribos debe cumplir con las siguientes especificaciones:

- Diámetro mínimo 3/8"
- La zona o longitud donde debe concentrarse el confinamiento es de dos veces el peralte efectivo de la viga ($2d$) medido desde la cara del apoyo. El primer estribo se ubica a 5 cm de la cara del apoyo. Además, el espaciamiento dentro de esta zona debe ser el menor de los siguientes tres valores:
 - 0.25 veces el peralte efectivo de la viga
 - 8 veces el diámetro de la barra longitudinal de menor diámetro
 - 30 cm
- Fuera de la zona de confinamiento el espaciamiento entre estribos s debe ser menor que la mitad del peralte efectivo de la viga ($d/2$).

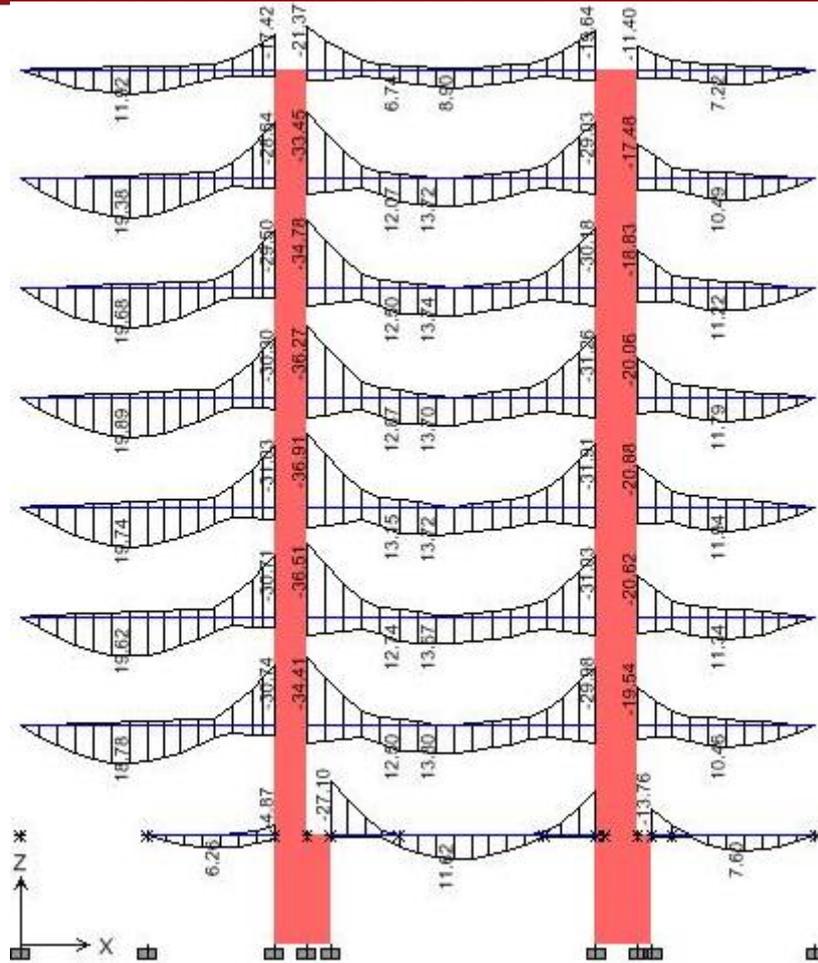


Figura 5.9 Diagrama de la Envolvente de Momento Flector de viga VT-02

Para el diseño de la viga fueron utilizados los máximos valores obtenidos de fuerza cortante y momento flector de los pisos 1 a 6. De esta manera se simplifica el diseño y se calcula el acero requerido por la viga que será el necesario en todos los pisos involucrados. Finalmente, en la figura 5.10 se presenta la elevación y un corte de la viga VT-02.

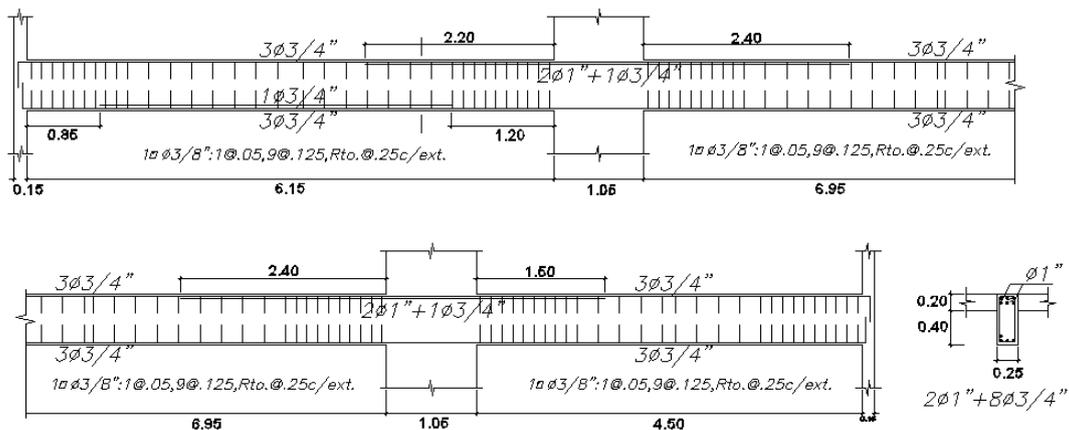


Figura 5.10 Elevación y corte de viga VT-02

5.4 Diseño de columnas

Diseño por flexocompresión

A diferencia de las vigas, el diseño se realiza para cada una de las combinaciones de carga, no con la envolvente.

El diseño consiste en proponer el armado de la sección para el cual se grafica el diagrama de interacción verificando que todos los puntos $M_u - P_u$ se encuentren dentro del mismo.

La cuantía mínima exigida por la Norma es del 1% de la sección bruta de concreto y un máximo del 6%. Para valores de cuantía mayores al 4% se debe detallar la colocación de las barras específicamente en los nudos.

Diseño por corte

Del mismo modo que para vigas, se debe tomar en cuenta el aporte a la resistencia mediante el acero de refuerzo (estribos) y el concreto para cumplir con: $\phi V_c + \phi V_s \geq V_u$

Asimismo, debe cumplirse con el requisito de diseño por capacidad flexión/corte teniendo en cuenta la siguiente ecuación para la cortante última:

$$V_u = \frac{M_{n\text{inf}} + M_{n\text{sup}}}{h_n}$$

Los valores de $M_{n\text{inf}}$ y $M_{n\text{sup}}$ corresponden a los mayores valores de P_u en el diagrama de interacción en los cuales intervienen las sollicitaciones sísmicas.

La carga axial última en compresión en las columnas (N_u) con un área bruta A_g y dimensiones b y d favorece la resistencia a corte del concreto, esto se observa en la siguiente expresión:

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

Asimismo, el aporte a la resistencia a corte del acero se presenta en la siguiente ecuación:

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

Se deben tener en cuenta las siguientes consideraciones para la colocación de estribos:

La longitud de la zona de confinamiento debe ser el mayor de los siguientes valores:

- $l_n/6$
- Mayor dimensión de la sección del elemento
- 45 cm.

El espaciamiento máximo entre estribos dentro de la zona de confinamiento no puede ser mayor a:

- 0.5 veces la dimensión más pequeña de la sección transversal
- 10 cm.

El espaciamiento máximo entre estribos fuera de la zona de confinamiento no puede ser mayor a:

- 16 veces el diámetro de la barra longitudinal de menor diámetro.
- Menor dimensión de sección transversal del elemento.
- 30 cm

Se presenta como ejemplo la sección de la columna C-03 con el refuerzo distribuido propuesto para el tramo del 1er. a 2do. piso (figura 5.11), las cargas últimas de diseño halladas en la base de la columna en el 1er. piso con los momentos en la dirección longitudinal (tabla 5.4) y el diagrama de interacción de la sección reforzada para la misma dirección (figura 5.12).

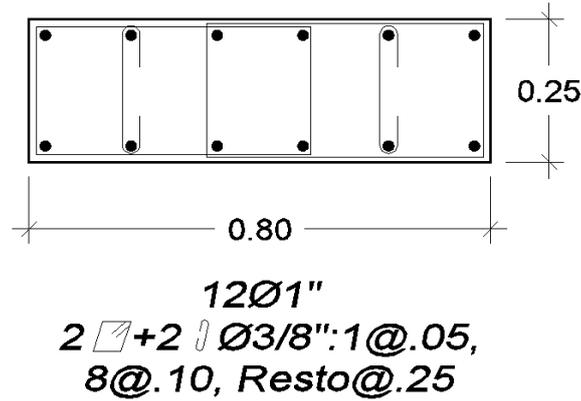


Figura 5.11 Distribución de refuerzo en sección de columna C-03

Tabla 5.4 Cargas últimas en base de 1er. piso de columna C-03

Punto	Combinación	Pu (tn)	Mu ₃₋₃ (tn.m)
1	1.4CM+1.7CV	327	19
2	1.25(CM+CV)+CSX	258	32
3	1.25(CM+CV)-CSX	307	0
4	0.9CM+CSX	144	26
5	0.9CM-CSX	193	-7
6	1.25(CM+CV)+CSY	280	16
7	1.25(CM+CV)-CSY	284	16
8	0.9CM+CSY	167	10
9	0.9CM-CSY	171	9

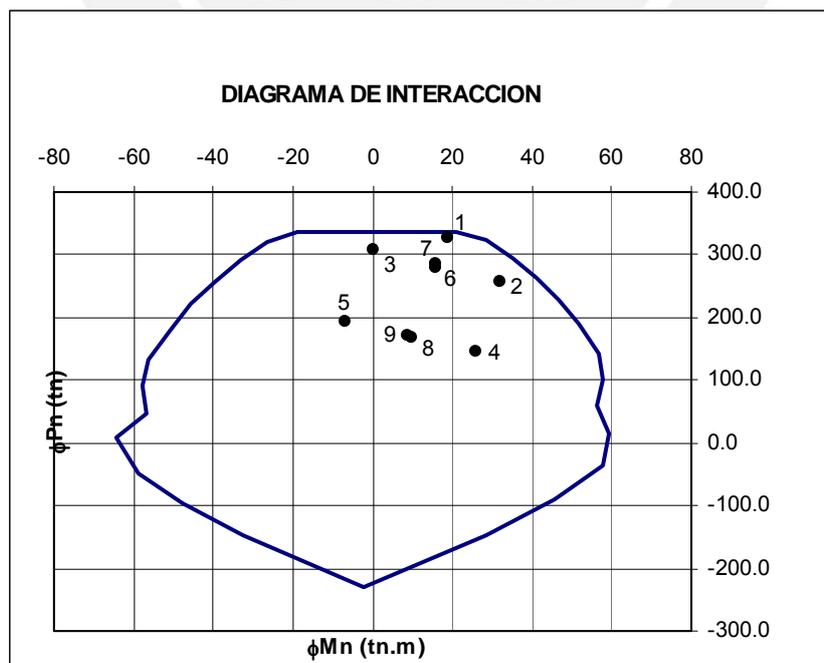


Figura 5.12 Diagrama de interacción y cargas últimas columna C-03

El diagrama de interacción muestra que todos los pares de cargas últimas se ubican dentro del diagrama. Por otro lado, la propuesta de refuerzo de 12 barras de 1" arroja un área de 61.2 cm² que significa una cuantía de 3.06%, ubicada en el rango de 1 a 6% que exige la Norma.

5.5 Diseño de placas

Diseño por corte

El acero mínimo distribuido para la resistencia al corte en placas según su orientación (vertical u horizontal) y otras exigencias de espaciamiento se indican a continuación:

Acero mínimo horizontal

La cuantía mínima de acero horizontal se expresa como $\rho_h = 0.0025bh$, en el caso de presentarse $V_u \leq 0.5 \phi V_c$ entonces puede reducirse a $\rho_h = 0.0020bh$.

El espaciamiento máximo entre barras que conforman la malla no debe exceder a ninguno de los siguientes valores:

- L/5
- 3t
- 45 cm

Acero mínimo vertical

La cuantía mínima de acero vertical en una placa depende de la instalada en la dirección horizontal ρ_h , de la altura de entrepiso H y de la longitud de placa L y se expresa de la siguiente manera:

$$\rho_v = [0.0025 + 0.5x(2.5 - H / L)(\rho_h - 0.0025)]$$

En el caso de presentarse $V_u \leq 0.5 \phi V_c$ entonces ρ_v puede reducirse a 0.0015bh.

El espaciamiento máximo entre barras que conforman la malla no debe exceder a ninguno de los siguientes valores:

- L/3
- 3t
- 45 cm

El aporte a la resistencia a corte ϕV_n se otorga a través del concreto y del acero, estas se representan por ϕV_c y ϕV_s respectivamente en la siguiente ecuación:

$$\phi V_n = \phi V_c + \phi V_s = \phi 0.53 \sqrt{f'c} \left(1 + \frac{Nu}{140Ag} \right) b.d + \phi \frac{A_v.f_y.d}{s}$$

La Norma permite aproximar el valor del peralte efectivo d en una placa al 80% de la longitud total de la misma, es decir 0.8L.

Se realiza, también, el diseño por capacidad flexión/corte que depende del momento actuante M_u y el momento resistente instalado M_r (hallado bajo criterios de diseño por flexocompresión) y consiste en amplificar la solicitación última de fuerza cortante V_u del siguiente modo:

$$V_u = V_{ua} \times \frac{M_r}{M_{ua}}$$

Diseño por flexocompresión

En las placas se trabaja con un armado tentativo para el refuerzo vertical distribuido obtenido de un diseño preliminar por corte; adicionalmente, se propone un refuerzo longitudinal en las cabezas. El diseño consiste en que para la distribución de refuerzo propuesta se grafique el respectivo diagrama de interacción acompañado de los pares de momentos y fuerzas últimas $M_u - P_u$, estos valores deben ubicarse dentro del diagrama y cercanos a este, en caso contrario, debe variarse la distribución de refuerzo.

Se presenta como ejemplo la sección reforzada de la placa PL-03 en el nivel del primer piso (figura 5.13). Asimismo, se muestra el respectivo diagrama de interacción en la figura 5.14 con los pares de cargas últimas $\mu - \rho$.

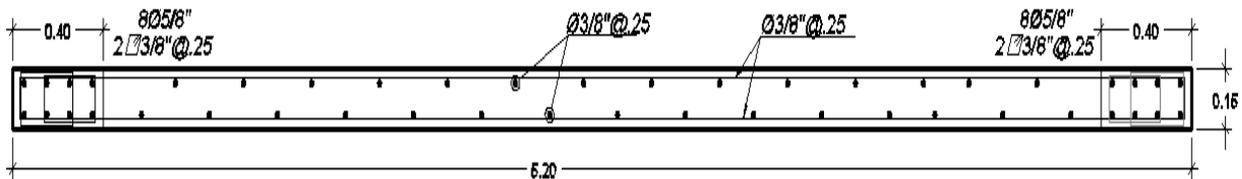


Figura 5.13 Distribución de refuerzo en placa PL-03

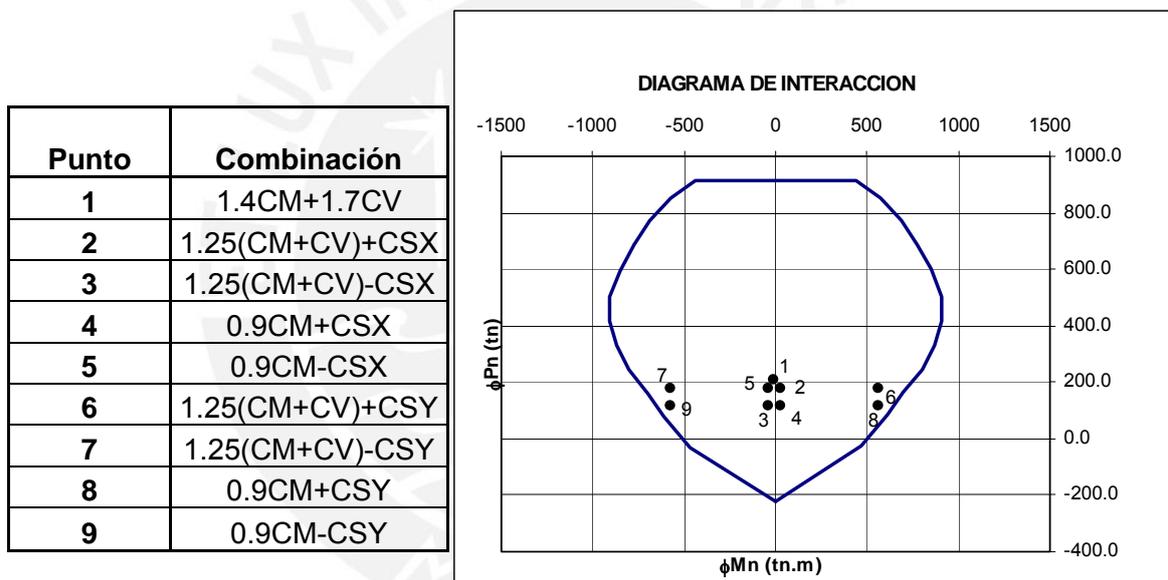


Figura 5.14 Diagrama de interacción y cargas últimas en placa PL-03

Se observa que los pares de cargas últimas se encuentran dentro del diagrama de interacción y cercanos a él con lo que se logra satisfacer los requisitos del diseño por flexocompresión.

5.6 Diseño de la cimentación

Consiste en proporcionar dimensiones a la cimentación para que los esfuerzos transmitidos al suelo bajo cargas de servicio sean iguales o menores al admisible por el terreno, y para que, desde el punto de vista del concreto armado, la resistencia de los elementos (flexión, corte y punzonamiento) sea mayor o igual a las solicitaciones últimas.

Para calcular los esfuerzos en el suelo σ es posible asumir una distribución lineal de presiones o una distribución uniforme.

Para trabajar con una distribución lineal de presiones en el suelo se puede hallar el valor de σ a una distancia y del centro de la zapata para la carga axial P , momento M , área de zapata A , e inercia I de la misma mediante el uso de la siguiente ecuación:

$$\sigma = \frac{P}{A} \pm \frac{M \cdot y}{I}$$

En el caso de asumir una distribución uniforme se trabaja siguiendo la ecuación de Meyerhoff que considera las dimensiones de la zapata (B y L) y la excentricidad e generada por el momento y la carga axial como se muestra:

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

En esta tesis se eligió trabajar el diseño de la cimentación utilizando la ecuación de Meyerhoff.

5.6.1 Zapatas aisladas

Dimensionamiento de la forma en planta

Para este trabajo se obtuvo del respectivo Estudio de Mecánica de Suelos una capacidad admisible del terreno de 4 kg/cm².

Para el dimensionamiento de zapatas aisladas se trabaja con las cargas de gravedad y de sismo, ambas en servicio, que provienen del elemento vertical (columna o placa); además se utiliza, en este caso, la fórmula de Meyerhoff para hallar el valor de la presión actuante en el suelo.

Diseño por corte

Para la presión amplificada ejercida por el suelo en la cimentación (restando el peso de la zapata) se debe definir el peralte de la zapata de modo que el concreto resista por sí solo los esfuerzos de corte y punzonamiento.

Corte simple

Se asume que el concreto resiste la fuerza cortante ($V_u < \phi V_c$) producida a una distancia d de ambas caras de la columna teniendo en cuenta la ecuación que representa dicha resistencia:

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

El valor del peralte efectivo d en el caso de zapatas se toma como $h-10$ cm.

Corte doble o punzonamiento

En este caso la falla se asume en una sección perimetral ubicada a $d/2$ de la cara de la columna, también el concreto debe resistir todo el esfuerzo de corte actuante en dicha sección ($V_u < \phi V_c$) teniendo en cuenta la siguiente ecuación:

$$\phi V_c = 0.85 \times \left(0.53 + \frac{1.1}{\beta_c}\right) \sqrt{f'_c} b.d$$

Donde β_c representa la relación entre el lado largo y corto de la columna.

Diseño por flexión

Para el diseño por flexión se considera un acero mínimo distribuido de $0.0018bh$. La sollicitación última para el respectivo diseño debe ser obtenida en la cara del elemento vertical.

Se presenta como ejemplo el diseño de la zapata de la columna C-05 ubicada entre los ejes 2 y B (figura 5.15):

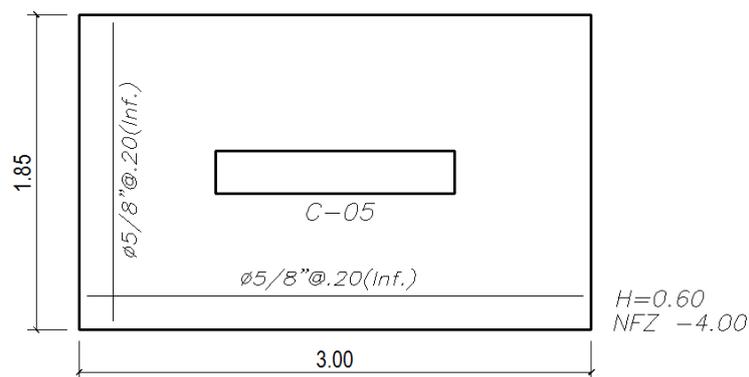


Figura 5.15 Diseño de zapata de columna C-05

El predimensionamiento de esta zapata se realizó para las siguientes cargas de servicio: axial $P = 220$ ton y momento $M = 35$ tonxm, verificando en la fórmula de Meyerhoff se obtiene una presión uniforme de 47.9 tonxm². Teniendo en cuenta que se admite un 30% más de presión en el terreno cuando se incluyen cargas de sismo, es decir $40 \times 1.3 = 52$ tonxm² se concluye que la presión actuante es menor a la admisible.

Por otro lado, en cuanto al diseño por corte, fue necesario asignar un peralte de 60 cm. donde dicho valor crítico fue hallado por punzonamiento. Con este peralte la resistencia aportada por el concreto es de 250 ton/ml, mientras que la sollicitación última actuante fue de 244 ton/ml. Finalmente, para el diseño por flexión se halló como momento último $M_u = 19.2$ tonxm/ml, el cual será resistido colocando un refuerzo inferior en dos direcciones de $\phi 5/8'' @ 0.20$ m. Este refuerzo significa una cuantía $\rho = 0.0018$ que cumple con el mínimo exigido.

5.6.2 Zapatas conectadas

Los elementos verticales ubicados en los límites de propiedad tienen excentricidades que generan presiones mayores a las admisibles por el suelo. Para contrarrestar dicho efecto, se las conecta a zapatas de columnas interiores por medio de vigas de cimentación que absorben el momento generado por dichas excentricidades.

El procedimiento consiste en dimensionar la zapata asumiendo una distribución de esfuerzos en el suelo uniforme. Luego se diseña la viga con el procedimiento descrito en el respectivo acápite para el momento generado por la excentricidad. No será necesario verificar la resistencia a corte o punzonamiento en la zapata debido a la considerable longitud de esta.

Diseño por flexión

Se realizó un modelo de elementos finitos en 2 dimensiones que incluye a las vigas de cimentación y las placas como apoyos de la zapata. La carga que se aplicó en la zapata es la del esfuerzo del suelo amplificado. El procedimiento de diseño por flexión es el mismo que para zapatas aisladas.

Se debe reforzar la zapata en la zona superior e inferior de la misma manera que se trabajó con las losas macizas dependiendo de los valores hallados en el DMF y cumpliendo con el acero mínimo de $0.0018bh$.

Se presenta como ejemplo la zapata conectada ubicada en el eje A con las vigas de cimentación respectivas.

Asumiendo un esfuerzo uniforme en el suelo de 40 ton/m^2 se calculó un ancho de zapata de 80 cm, asimismo, se asignó un peralte mínimo de 60 cm. Teniendo en cuenta que las vigas de cimentación soportarán momentos considerables se les asignó una sección de 25 x 90 cm. Con estos datos se construyó el modelo para reforzar la zapata, así como también las vigas de cimentación.

La figura 5.16 presenta la deformada de la zapata debido a la presión amplificada ejercida por el suelo.

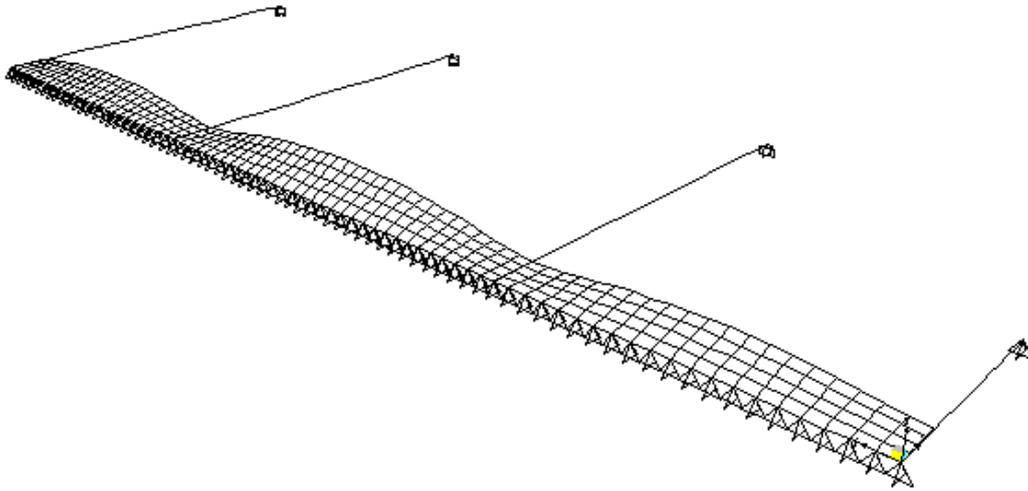


Figura 5.16 Deformada de zapata conectada de eje A

Para la misma zapata se muestra el diagrama de momento flector en la dirección longitudinal para el tramo central (figura 5.17). Asimismo, se presenta el refuerzo colocado en el mismo tramo de dicha zapata según los momentos obtenidos en el DMF (figura 5.18).

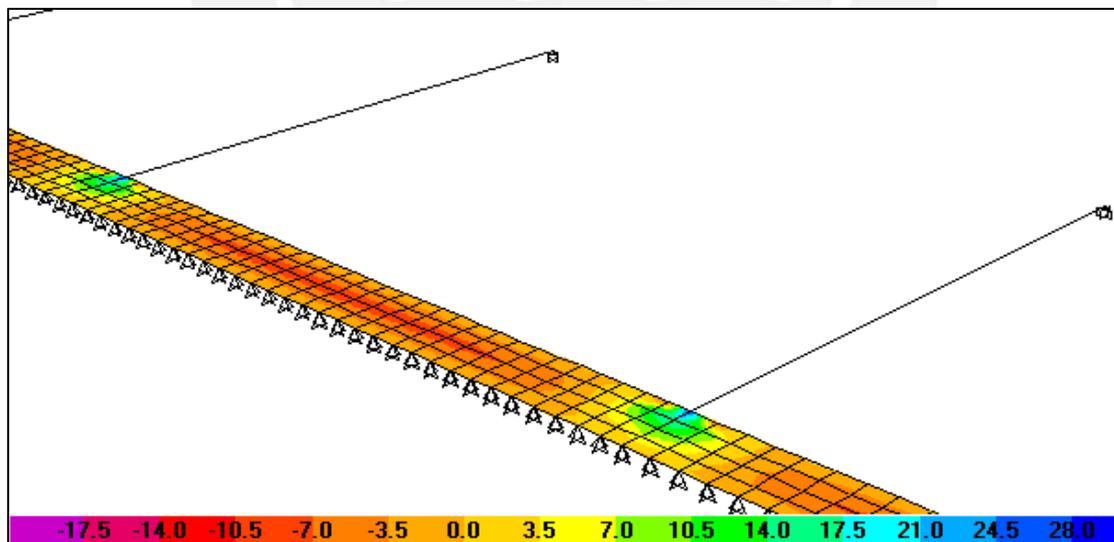


Figura 5.17 DMF de zapata conectada en eje A

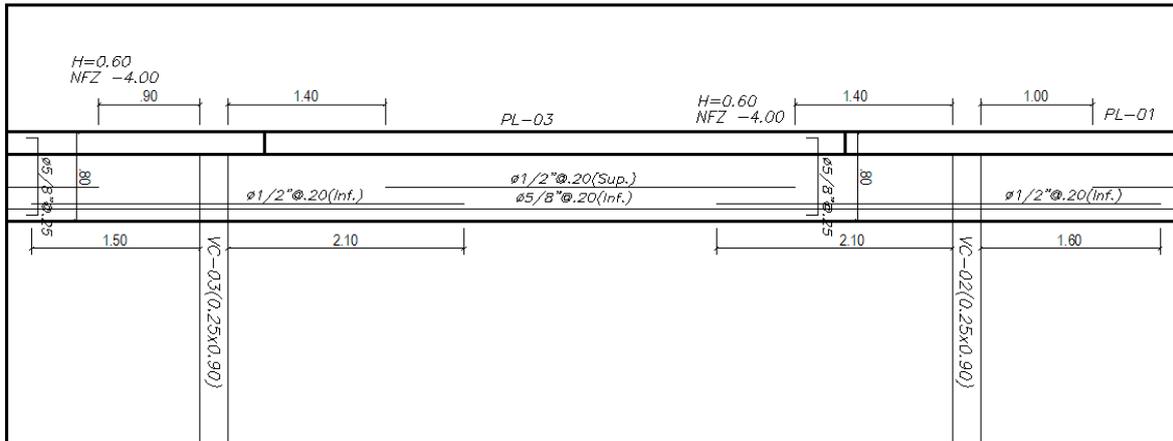


Figura 5.18 Distribución de refuerzo de la zapata conectada

Se observa que fue necesario colocar bastones como refuerzo adicional a la malla corrida en los lugares donde se ubican las vigas de cimentación, asimismo, se debió reforzar la parte superior dado que así lo exige la sollicitación de momento flector último obtenido del DMF presentado en la figura 5.17.

CAPITULO 6: RESPUESTA DINÁMICA DEL EDIFICIO A ACELEROGRAMAS PERUANOS RECIENTES

Objetivo del Estudio

En este capítulo se estudió el comportamiento elástico que tendría el edificio frente a sismos frecuentes. Los sismos frecuentes se representaron por medio de dos acelerogramas escalados a la aceleración pico de 0.2g, valor esperado en la costa peruana para sismos con periodo de retorno de 45 años.

Acelerogramas empleados

Las señales fueron registradas en Lima y pertenecen a dos sismos importantes, el terremoto del 31 de mayo de 1970 (mayo-1970) y el terremoto del 15 de Agosto de 2007 (agosto-2007). La tabla 6.1 muestra los datos generales de ambos acelerogramas.

Tabla 6.1 Acelerogramas utilizados

Sismo	Dirección	Distancia al foco (km)	Duración (s)	Aceleración máxima (%g)	Frecuencia Fundamental (Hz)
15-Ago-07	Este - Oeste	176	150	6.8	1.294
31-May-70	Este - Oeste	361	45	10.7	3.418

En las figuras 6.1, 6.2 y 6.3 se presentan los acelerogramas, y las transformadas de Fourier correspondientes.

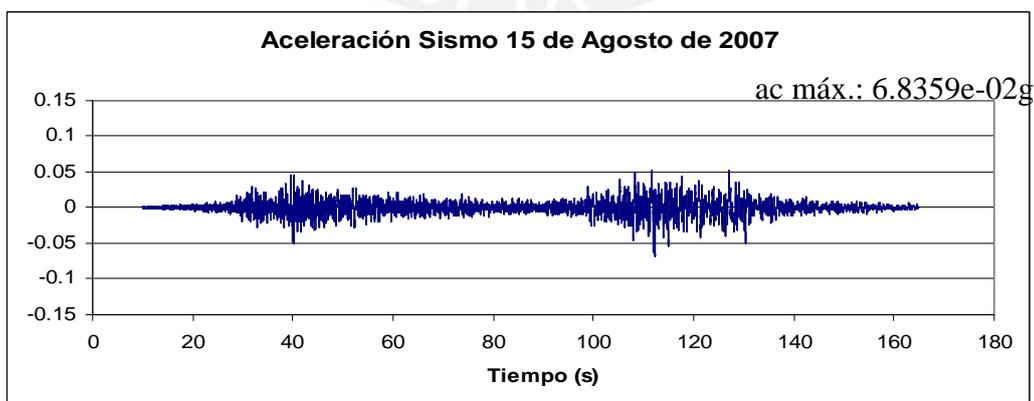


Figura 6.1 Acelerograma registrado el 15 de agosto de 2007

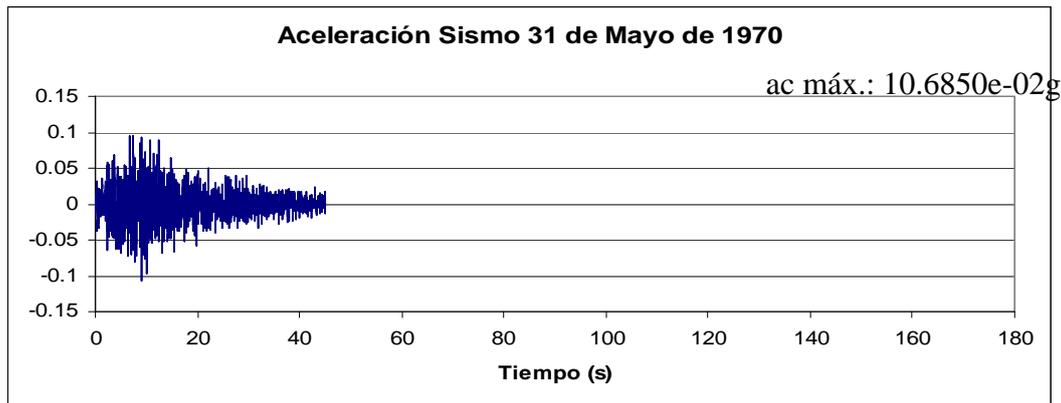


Figura 6.2 Acelerograma registrado el 31 de mayo de 1970

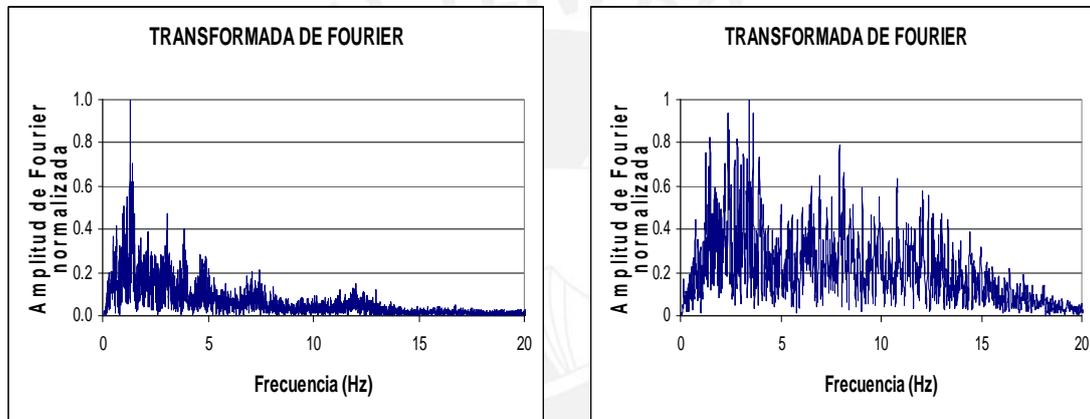


Figura 6.3 Transformadas de Fourier

Ambas señales fueron registradas a una distancia distinta del foco y la duración de cada evento fue diferente; todo esto influye en la gran diferencia que existe en el contenido de frecuencias de ambos acelerogramas. El terremoto de agosto-2007, al ser más largo, permitió que se desarrollen armónicos con altos períodos de vibración y bajas frecuencias, así como armónicos con bajos períodos de vibración y altas frecuencias. Mientras que el terremoto de mayo-1970, al ser más corto, limita la formación de armónicos solo a ondas de bajo período y altas frecuencias.

Debido a que los registros no tuvieron la misma aceleración máxima, estos fueron escalados a la misma aceleración pico de 0.2g para el análisis tiempo-historia.

En la figura 6.4 se muestran los espectros de pseudo-aceleración de ambos acelerogramas escalados.

ESPECTRO DE PSEUDO-ACELERACION

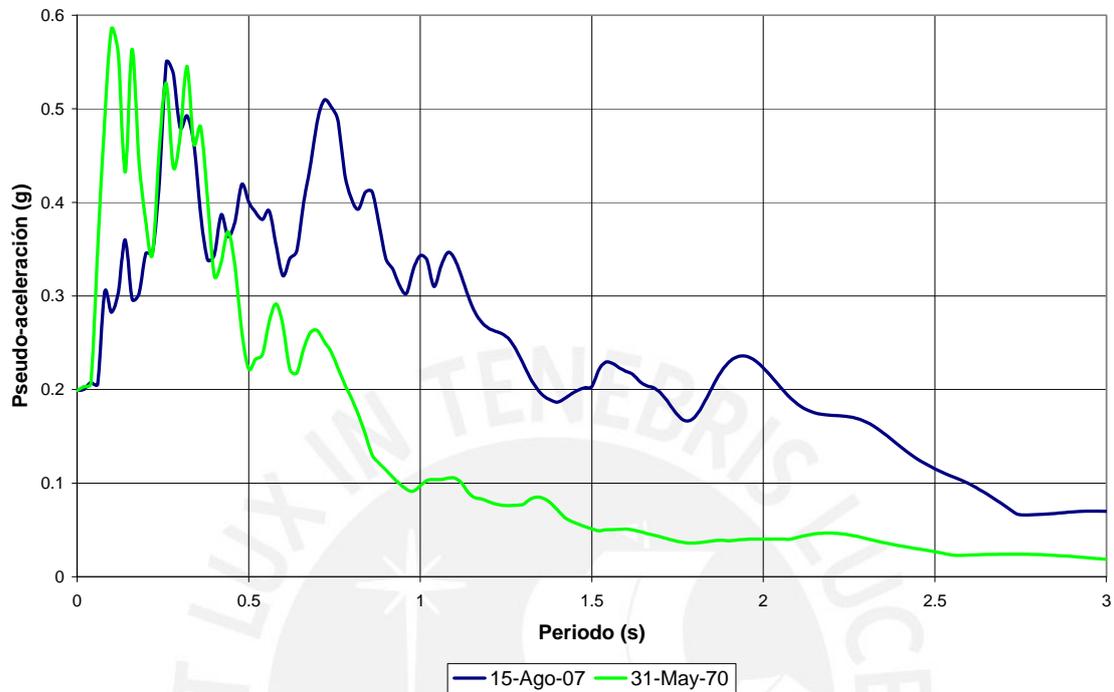


Figura 6.4 Espectro de pseudo-aceleración

El período predominante para la señal agosto-2007 es 0.26 segundos, y para la señal mayo-1970 es 0.10 segundos.

Durante el sismo de agosto-2007 se formaron armónicos con altos períodos y bajas frecuencias. Por lo tanto, para estructuras con altos períodos de vibración, el valor máximo esperado de pseudo-aceleración será mayor cuando son sometidas al acelerograma de agosto-2007 que al acelerograma de mayo-1970.

Respuesta global del edificio

El modelo utilizado para realizar el análisis fue el mismo que se desarrolló para el análisis sísmico.

En las figuras 6.5 y 6.6 se aprecian las historias de desplazamientos en la azotea, en las figuras 6.7 y 6.8 las historias de fuerza cortante basal, y finalmente, en las figuras 6.9 y 6.10 las historias de momento volcante.

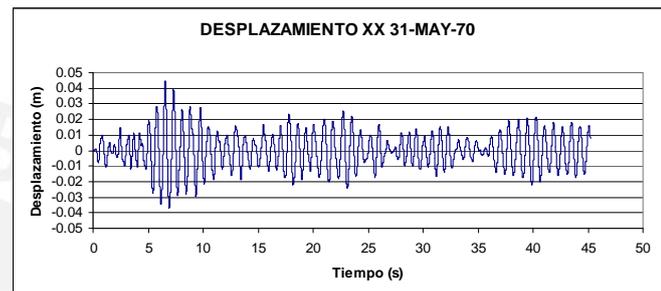
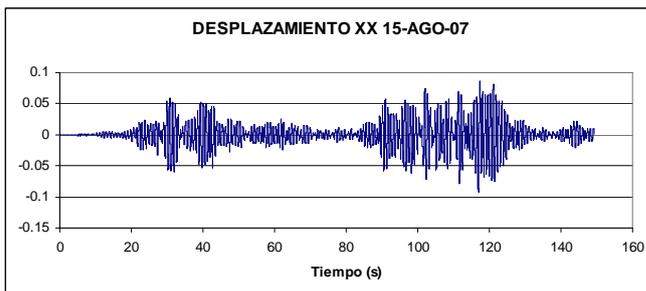


Figura 6.5 Desplazamiento de la azotea en XX

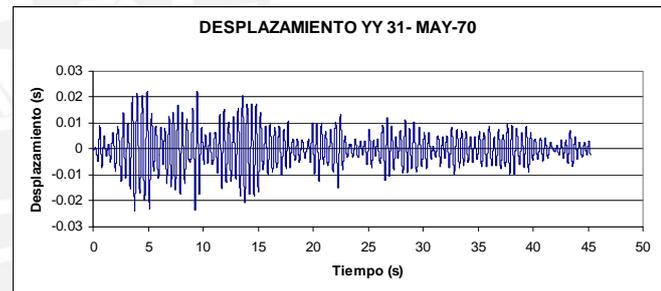
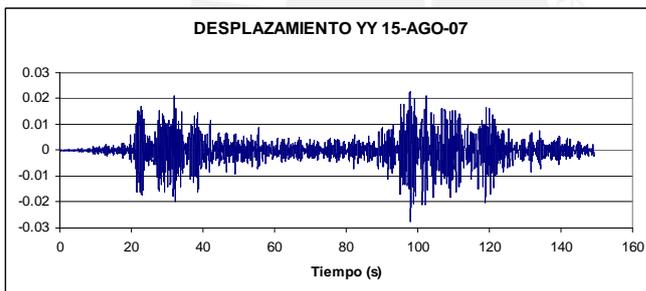


Figura 6.6 Desplazamiento de la azotea en YY

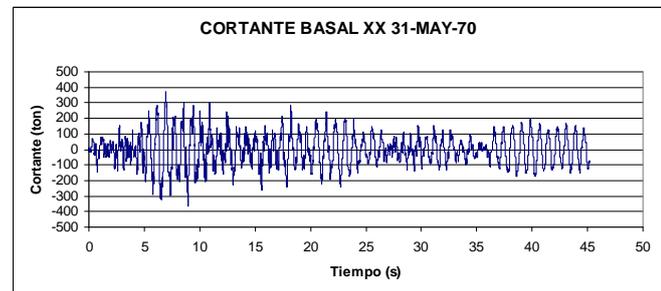
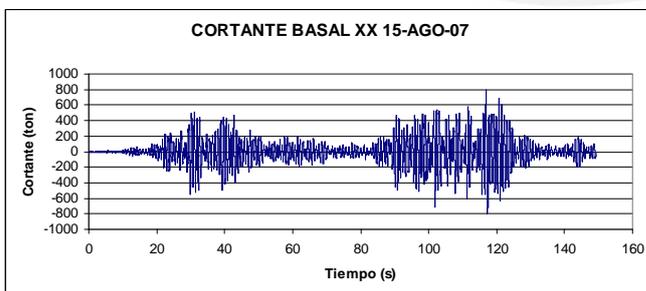


Figura 6.7 Fuerza cortante basal en XX

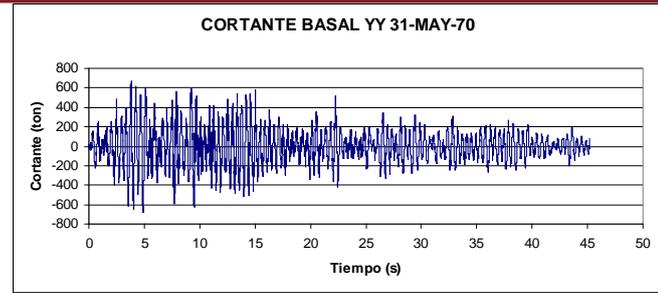
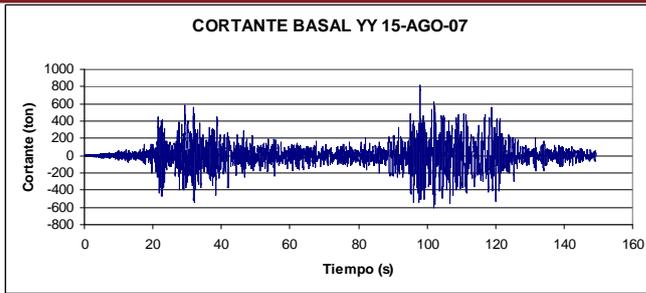


Figura 6.8 Fuerza cortante basal en YY

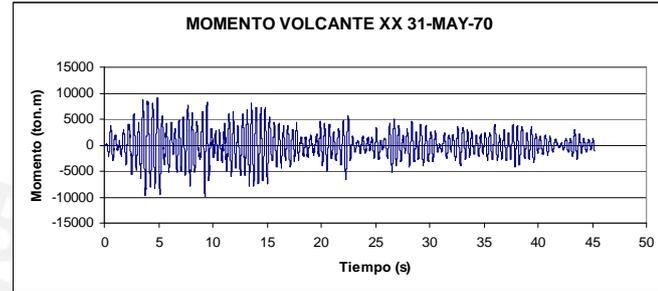
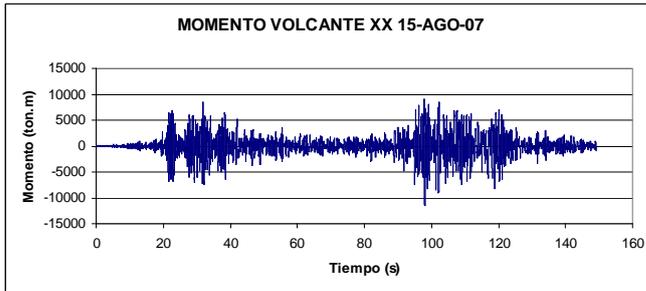


Figura 6.9 Momento volcante en XX

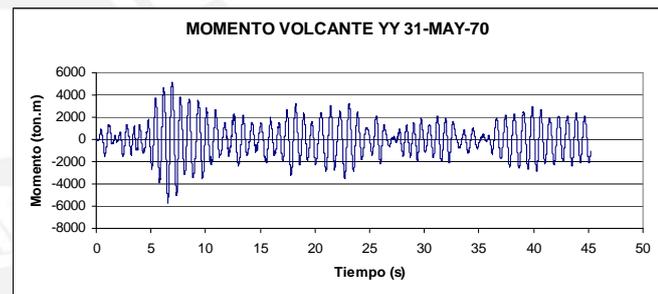
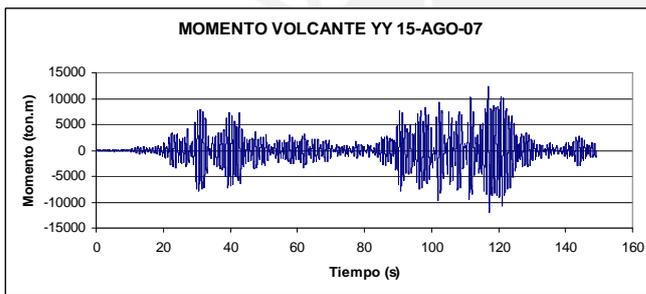


Figura 6.10 Momento volcante en YY

En la tabla 6.2 se presentan los valores máximos de las historias. También se ha calculado la relación existente entre los valores obtenidos en una señal con respecto a los obtenidos de la otra.

Tabla 6.2 Valores máximos de la respuesta estructural

		15-AGO-07 (A)	31-MAY-70 (B)	A/B
Sismo en XX	Desplazamiento Azotea (cm)	9.24	4.48	2.06
	Cortante Basal (ton)	798.3	363.1	2.20
	Momento Volcante (ton.m)	12360	5704	2.17
Sismo en YY	Desplazamiento Azotea (cm)	2.75	2.38	1.15
	Cortante Basal (ton)	777.8	657.2	1.18
	Momento Volcante (ton.m)	11370	9167	1.15

La tabla muestra que del acelerograma de agosto-2007 se obtienen mayores sollicitaciones. La mayor discrepancia se obtiene en la dirección XX, en la cual la mayor diferencia se obtiene en el valor de fuerza cortante basal, que para la señal de agosto-2007 es 2.20 veces la obtenida de la señal mayo-1970.

En la figura 6.11 se grafican los espectros de pseudo-aceleración de ambas señales utilizadas y de los espectros de diseño en ambas direcciones. También se indican los periodos fundamentales de la estructura.

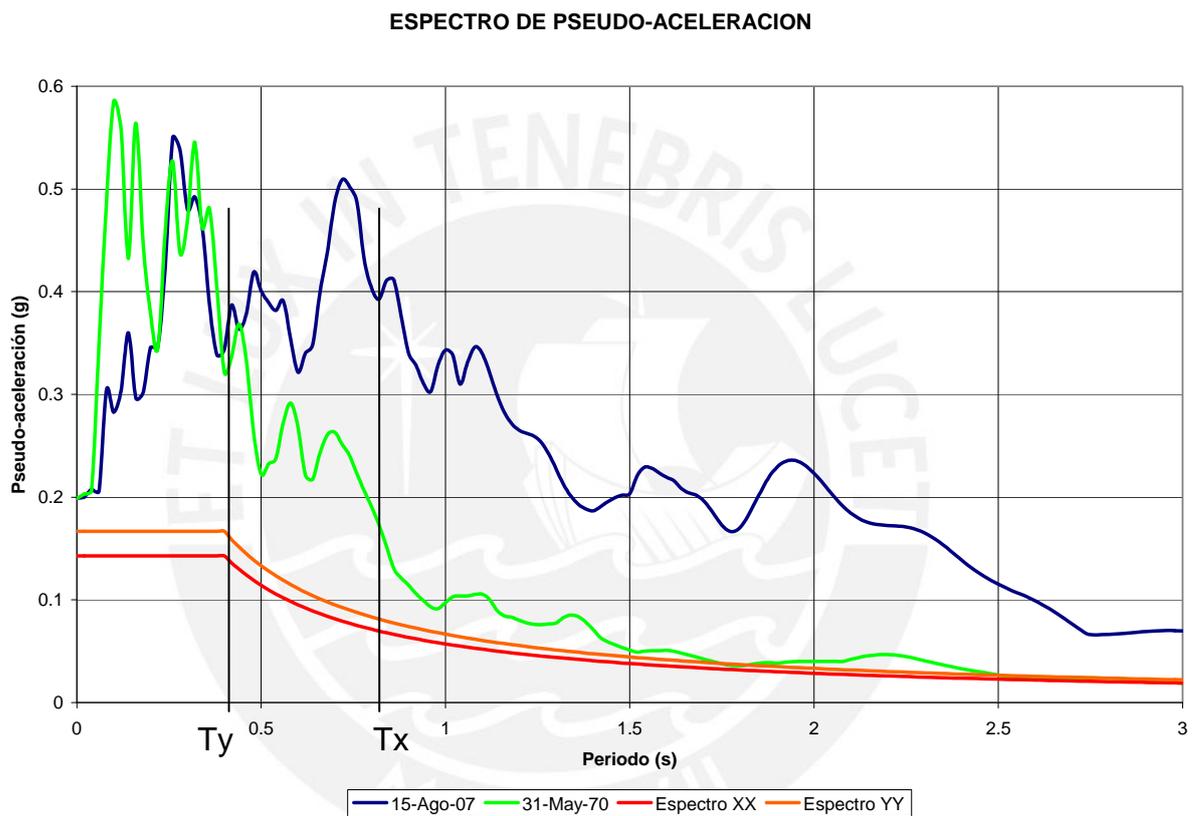


Figura 6.11 Espectros de pseudo-aceleración

Se observa que para ambas direcciones la señal de agosto-2007 amplifica la respuesta de la estructura más que la señal de mayo-1970. Esta diferencia es más crítica en la dirección XX, en la cual la señal de agosto-2007 amplifica la respuesta aproximadamente dos veces más que la de mayo-1970. En la dirección YY, la amplificación debido a ambas señales es similar.

Para la señal de agosto-2007, los valores de fuerzas internas son similares para ambas direcciones. Mientras que para la señal de mayo-1970, los valores son mayores para la dirección YY.

La tabla 6.3 muestra los valores de fuerza cortante y momento volcante utilizados en el diseño del edificio y los obtenidos de los análisis tiempo-historia para cada dirección.

Tabla 6.3 Cortante basal y Momento volcante de diseño obtenidos por señales sísmicas

	Vdiseño (ton)	V Tiempo Historia Sismo 15-AGO-07 (ton)	V Tiempo Historia Sismo 31-MAY-70 (ton)	Vdiseño / V Tiempo Historia Sismo 15-AGO-07	Vdiseño / V Tiempo Historia Sismo 31-MAY-70
X-X	171	802.0	368.8	0.21	0.46
Y-Y	323	818.0	682.4	0.39	0.47
	Mdiseño (ton.m)	M Tiempo Historia Sismo 15-AGO-07 (ton.m)	M Tiempo Historia Sismo 31-MAY-70 (ton.m)	Mdiseño / M Tiempo Historia Sismo 15-AGO-07	Mdiseño / M Tiempo Historia Sismo 31-MAY-70
X-X	4500	11480.6	9167.3	0.39	0.49
Y-Y	2077	12367.4	5707.0	0.17	0.36

Se observa que para ambas direcciones los valores de fuerza cortante y momento volcante obtenidos de los análisis tiempo-historia son mayores que los valores utilizados en el diseño. El cortante de diseño en la dirección XX es tan solo el 21%, y el momento volcante YY es tan solo el 17%, del cortante y momento volcante obtenidos con el registro de agosto-2007. La diferencia no es tan grande respecto a los valores obtenidos del registro de mayo-1970, pero aún así los valores de diseño no representan ni el 50% de los obtenidos con esta señal.

Las diferencias en la respuesta de la estructura se deben principalmente al diferente contenido de frecuencias de los acelerogramas entre sí y con respecto al espectro de diseño de la Norma.

Aproximación a la respuesta en el tiempo por superposición espectral

Para verificar que el análisis tiempo-historia realizado por el programa de computación sea adecuado se ha estimado el valor de la fuerza cortante basal por superposición espectral. Se calculó la pseudo-aceleración y la masa efectiva para los tres períodos predominantes de cada dirección. La fuerza cortante correspondiente para cada período es el producto de la pseudo-aceleración y la masa efectiva correspondiente. Finalmente, se calculó la suma cuadrática de las fuerzas para estimar la fuerza cortante en la base.

La tabla 6.4 muestra los tres períodos predominantes para cada dirección, la pseudo-aceleración, y la cortante basal.

Tabla 6.4 Cálculo de fuerza cortante basal por superposición espectral

	XX			YY		
	T (s)	Sa (g)	V (ton)	T (s)	Sa (g)	V (ton)
15-Ago-07	0.816	0.39	765	0.427	0.38	657
	0.219	0.35	120	0.084	0.30	164
	0.099	0.28	39	0.331	0.48	6
			776			677
31-May-70	0.816	0.18	342	0.427	0.35	605
	0.219	0.35	120	0.084	0.51	278
	0.099	0.58	79	0.331	0.50	7
			371			665

En la tabla 6.5 se comparan los valores estimados por superposición espectral y los valores hallados del análisis tiempo-historia realizados con el programa ETABS.

Tabla 6.5 Valores máximos de la respuesta estructural

		SPS (A)	T-H (B)	A/B
XX	15-Ago-07	776	798	0.97
	31-May-70	371	363	1.02
YY	15-Ago-07	677	778	0.87
	31-May-70	665	657	1.01

Al comparar los valores obtenidos se aprecia que son muy parecidos, por lo que podemos concluir que el análisis tiempo-historia realizado con el programa es adecuado. Las diferencias se deben a que la estimación de la fuerza cortante se ha realizado utilizando solo tres modos de vibración, mientras que para el análisis tiempo-historia se utilizó todos los modos.

Fuerzas internas máximas en elementos

En la dirección XX el elemento más esforzado es la placa PL-07 y en la dirección YY es la placa PL-06. Las historias de fuerza cortante y momento flector se presentan en las figuras 6.12 y 6.13 para la placa PL-07 y en las figuras 6.14 y 6.15 para la placa PL-06.

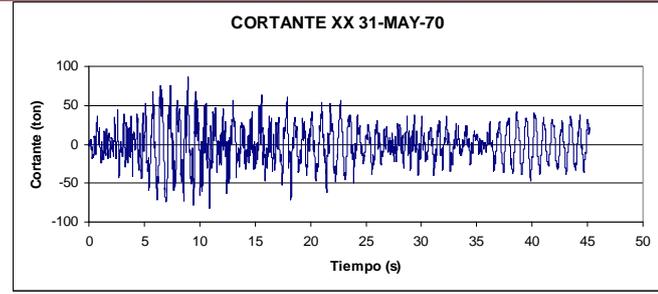
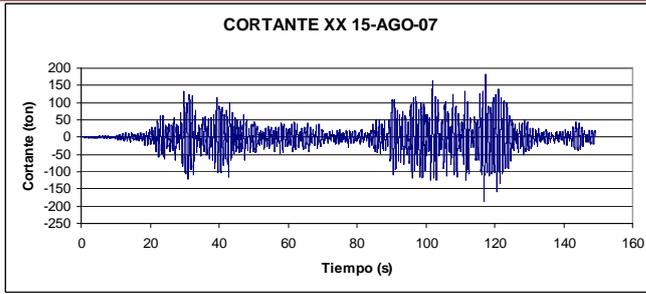


Figura 6.12 Variación de la Cortante en la placa PL-07

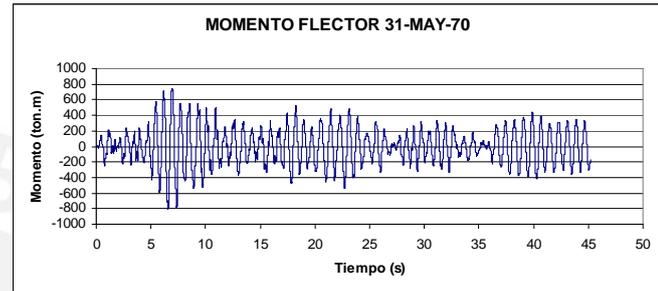
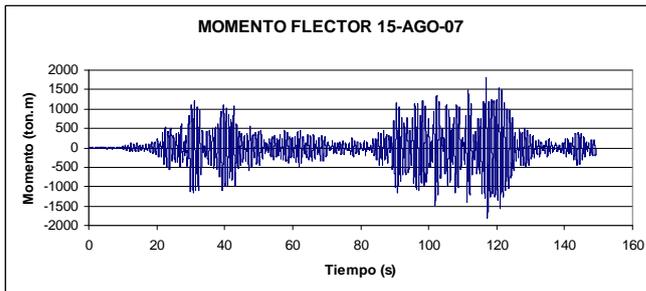


Figura 6.13 Variación del Momento en la placa PL-07

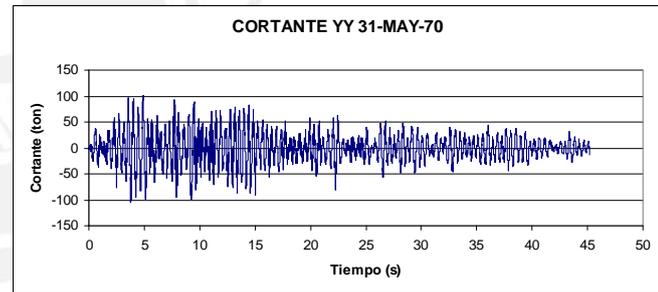
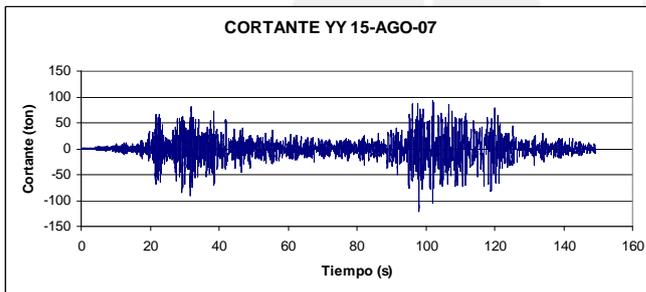


Figura 6.14 Variación de la Cortante en la placa PL-06

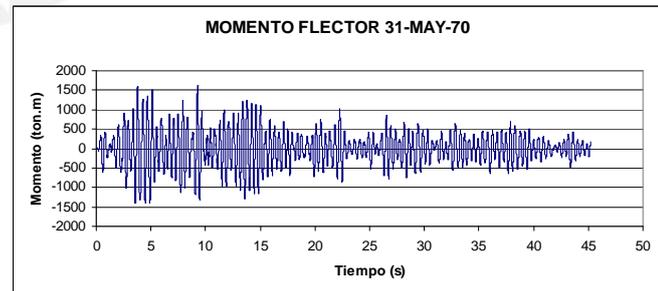
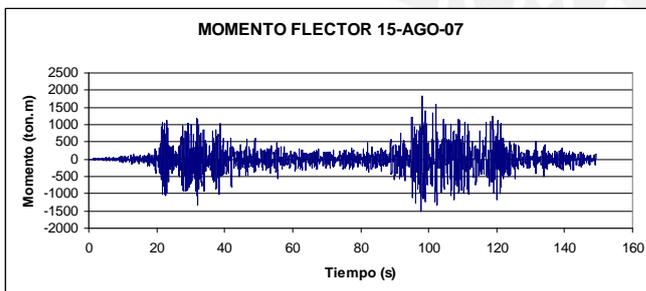


Figura 6.15 Variación del Momento en la placa PL-06

En la tabla 6.6 se aprecian los valores máximos obtenidos de fuerza cortante y momento flector para ambas placas.

Tabla 6.6 Cortantes y Momentos máximos para PL-07 y PL-06

		15-AGO-07 (A)	31-MAY-70 (B)	A/B
Sismo en XX (PL-07)	V (ton)	185.50	86.40	2.15
	M (ton.m)	1814.00	812.60	2.23
Sismo en YY (PL-06)	V (ton)	121.00	105.40	1.15
	M (ton.m)	1834.00	1613.00	1.14

Al igual que la tabla 6.2, esta también muestra que los valores obtenidos con el registro del 15 de agosto de 2007 son mayores que los obtenidos con el registro del 31 de mayo de 1970. La mayor discrepancia ocurre para el sismo en la dirección XX, en el cual el momento flector de la placa PL-07 obtenido con la señal de agosto-2007 es 2.23 veces el momento flector obtenido con la señal de mayo-1970.

Los valores obtenidos en los elementos para la señal de agosto-2007 son cercanos en ambas direcciones; mientras que, para la señal de mayo-1970, los valores obtenidos en la dirección XX son menores que los obtenidos en la dirección YY.

En las tablas 6.7 y 6.8 se muestran las cargas en la base de la placa PL-07 para la dirección XX y de la placa PL-06 para la dirección YY respectivamente. Las sollicitaciones sísmicas incluidas fueron las obtenidas en los análisis tiempo-historia.

Tabla 6.7 Cargas en la base de la placa PL-07

	Punto	Combinación	P (tn)	M ₃₋₃ (tn.m)
15-Ago-07	1	CM+0.25CV+CS	501	1922
	2	CM+0.25CV-CS	319	-1706
31-May-70	3	CM+0.25CV+CS	454	921
	4	CM+0.25CV-CS	366	-705

Tabla 6.8 Cargas en la base de la placa PL-06

	Punto	Combinación	P (tn)	M ₃₋₃ (tn.m)
15-Ago-07	1	CM+0.25CV+CS	148	1933
	2	CM+0.25CV-CS	121	-1735
31-May-70	3	CM+0.25CV+CS	147	1712
	4	CM+0.25CV-CS	121	-1514

Las figuras 6.16 y 6.17 muestran los diagramas de interacción no afectados por los factores ϕ de las placas PL-07 y PL-06 respectivamente, con los pares de cargas correspondientes.

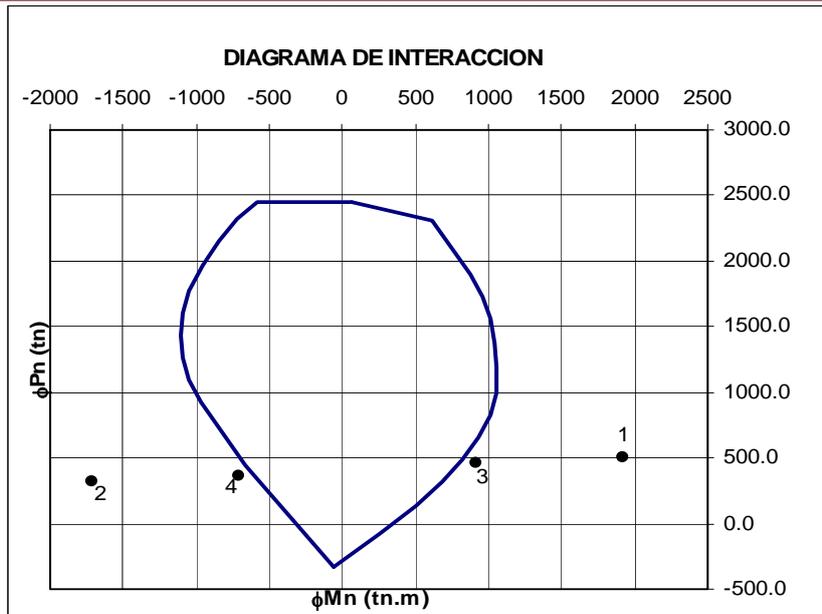


Figura 6.16 Cargas últimas en la base de la placa PL-07

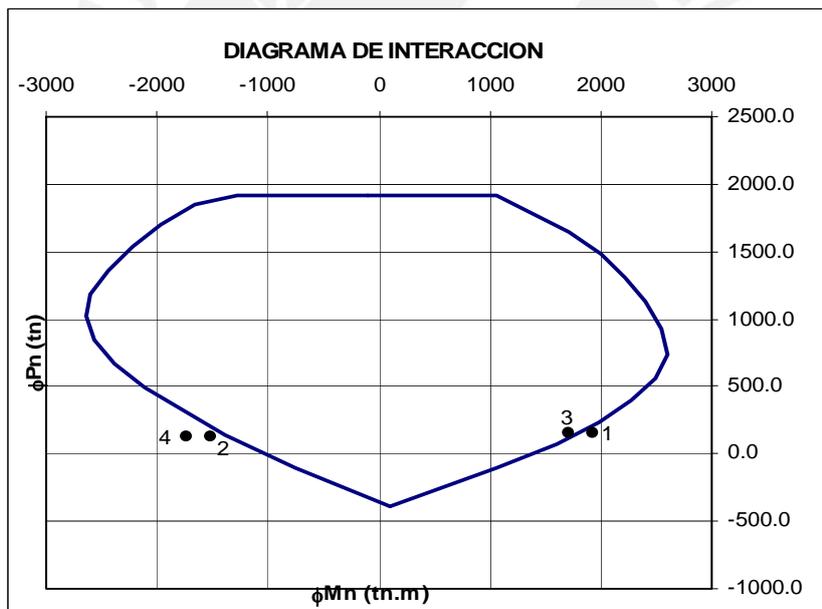


Figura 6.17 Cargas últimas en la base de la placa PL-06

En ambos diagramas de interacción se observa que la distribución de acero obtenido del diseño en las placas no sería suficiente para garantizar un comportamiento elástico en el elemento en caso de ocurrencia de cualquiera de los dos eventos analizados con una aceleración pico correspondiente a un sismo frecuente en la costa peruana (0.2g).

CONCLUSIONES

Predimensionamiento del sistema estructural

- El criterio de predimensionamiento usado para vigas (peralte entre $L/14$ y $L/12$) permitió un control adecuado de las deflexiones y un armado sin congestión.
- El criterio de predimensionamiento para placas consistente en asumir que el concreto absorbe la totalidad de la fuerza cortante sísmica en la base del edificio condujo, para la dirección perpendicular a la fachada, a una longitud requerida menor que la disponible. En la dirección paralela a la fachada (sistema dual) las dimensiones de las columnas se definieron por criterios de rigidez y no de resistencia.

Análisis y diseño

- El modelo tridimensional desarrollado fue apropiado para realizar los análisis por cargas de gravedad y por cargas de sismo. En el mismo se incluyeron los elementos estructurales con sus respectivas dimensiones, y el sistema de techos fue representado por diafragmas rígidos asignados a cada nivel. Las cargas de las losas se aplicaron usando áreas cargadas, que son una opción facilitada por los actuales programas de computación (ETABS). El análisis de losas fue realizado únicamente para cargas de gravedad y por separado.
- Al analizar el edificio con las cargas aplicadas se observó una diferencia de deformaciones entre las columnas interiores y exteriores, esto ocasionó variaciones en los momentos flectores de las vigas involucradas. Estas deformaciones no se presentan en la realidad debido a que los techos se vacían a un nivel horizontal uniforme. Para simular los efectos del proceso constructivo se usó una opción disponible en el programa utilizado (ETABS). En este trabajo se obtuvieron resultados apropiados en cuanto a la simulación del proceso constructivo por la poca diferencia de deformaciones en las columnas y los valores de momentos en las vigas similares al caso sin desplazamiento vertical.

- Al inicio del análisis sísmico se asumieron valores para los factores de reducción, R , en cada dirección. Usando los resultados del análisis se determinó el valor de la fuerza cortante absorbida por el grupo de columnas y por el grupo de placas en cada dirección con el fin de ajustar el valor de estos coeficientes; los valores finales fueron $R_{xx} = 7$ (sistema dual) y $R_{yy} = 6$ (sistema de muros estructurales).
- La deriva máxima obtenida para la dirección rígida de muros estructurales fue de 3.4‰ y para la dirección flexible, sistema dual, 5.5‰, cumpliendo con las exigencias de la Norma.
- Los resultados obtenidos del análisis espectral debieron escalarse por los factores 1.16 y 1.12, en las direcciones flexible y rígida respectivamente, para llegar al 80% de la fuerza cortante estática en la base ya que el edificio califica como regular.
- El diseño por corte de las vigas correspondió a requisitos de resistencia que fueron cubiertos con los estribos mínimos en el centro y los de confinamiento en los extremos de la viga.
- Teniendo en cuenta que el peralte de las columnas en la dirección XX y el de las vigas son 1 m y 0.60 m respectivamente, fue sencillo cumplir con la exigencia de columna fuerte – viga débil ($\sum M_{nc} > 1.4 \sum M_{nv}$).
- En la dirección YY , el cortante de diseño en las placas correspondió a requisitos de ductilidad por capacidad relativa flexión/cortante, requisito que se cubrió con el refuerzo distribuido mínimo.

Respuesta sísmica del edificio ante sismos leves

- Los acelerogramas registrados en Lima durante los terremotos de mayo-1970 y agosto-2007 tuvieron valores similares de aceleración pico, 0.1g y 0.07g, mientras que al desarrollar el análisis de frecuencias se encontró que el contenido de frecuencias fue sustancialmente diferente. Las frecuencias fundamentales halladas fueron 3.4Hz y 1.3Hz respectivamente.

- La aceleración pico de estos acelerogramas no es representativa de un sismo frecuente según la propuesta del Comité Visión 2000 del SEAOC. Al usar la sugerencia del SEAOC para sismos frecuentes se encuentra que para la costa oeste de Sudamérica la aceleración pico es 0.2g. Por ello, ambos acelerogramas se escalaron a 0.2g con el fin de usarlos en el análisis de la estructura bajo sismos frecuentes.
- Al calcular los espectros de respuesta de los acelerogramas escalados a 0.2g se obtuvieron formas notablemente diferentes para los espectros de pseudo-aceleración. Para la señal mayo-1970 la zona de amplificación espectral ($S_a > 0.2g$) corresponden a periodos entre 0 y 0.7 segundos, mientras que para la señal agosto-2007 la zona de amplificación se extiende entre 0 y 2g.
- Los espectros de pseudo-aceleración muestran que para períodos de entre 0 y 0.3 segundos, el acelerograma mayo-1970 tiene valores de pseudo-aceleración mayores; para períodos entre 0.3 y 0.45 segundos, ambos acelerogramas tienen valores similares de pseudo-aceleración; mientras que para períodos entre 0.45 y 3 segundos, la señal agosto-2007 tiene los mayores valores de pseudo-aceleración.
- El análisis tiempo-historia muestra resultados similares para ambas señales escaladas en la dirección rígida del edificio; mientras que en la dirección flexible, los resultados indican valores de desplazamientos y fuerzas globales dos veces mayores para la señal de agosto-2007.
- A pesar de trabajar con acelerogramas con la misma aceleración pico, la respuesta del edificio fue distinta debido al diferente contenido de frecuencias. Por esta razón, la aceleración pico no debe ser la única variable a tomar en cuenta.
- Los resultados del análisis tiempo-historia mostraron que la resistencia instalada en el edificio es inferior a la demanda de los sismos frecuentes definidos siguiendo la sugerencia del SEAOC.
- La resistencia a fuerza cortante instalada en el edificio ($V_{diseño}$) resultó ser sólo el 20% de la demandada por los sismos frecuentes para la dirección más

exigida, dirección flexible. Al observar uno de los elementos más exigidos en esta dirección se observó que la resistencia instalada era sólo el 35% de la demandada por los sismos frecuentes. La diferencia entre los cocientes capacidad/demanda para la estructura y para los elementos se debe a la natural sobrerresistencia que adquieren estos últimos durante el proceso de diseño.

- Los resultados de este trabajo muestran que el diseño de un edificio siguiendo la Norma peruana no garantiza su buen desempeño ante un sismo frecuente (comportamiento inelástico).



BIBLIOGRAFIA

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*, Fondo Editorial PUCP, Lima, 2005
3. MUÑOZ PELAEZ, Juan Alejandro, *Apuntes del curso Ingeniería Antisísmica 1*, PUCP Facultad de Ciencias e Ingeniería, Lima
4. OTAZZI PASINO, Gianfranco, *Apuntes del curso Concreto Armado 1*, PUCP Facultad de Ciencias e Ingeniería, Lima, 2006
5. Firth, *Manual técnico: Sistema de losas aligeradas con viguetas Firth*
6. Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento, *Reglamento Nacional de Edificaciones*, El Peruano, Lima, 2006
7. Instituto Geofísico del Perú, www.igp.gob.pe