

PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATOLICA DEL PERU
FACULTAD DE CIENCIAS E INGENIERIA



**DISEÑO DE UN EDIFICIO DE CONCRETO ARMADO DE CINCO
NIVELES**

Tesis para optar el título de Ingeniero Civil

Presentado por:

Emilio Rueda Rocca

**Lima – PERÚ
2008**

Resumen

En el presente trabajo se desarrolló el análisis y diseño estructural de un edificio de aulas universitarias ubicado en Lima, sobre un suelo de 40ton/m² de capacidad portante. El edificio tiene cinco pisos y un sótano, con un área construida de 4160m². Los techos son losas aligeradas que descansan en vigas, las que a su vez se apoyan en columnas y placas. El sistema sismorresistente es dual en una dirección y de placas en la otra. La cimentación consiste de zapatas aisladas para las columnas y de zapatas combinadas en el caso de placas.

Para el desarrollo del trabajo se utilizaron las normas peruanas de Cargas, Diseño Sismorresistente, Suelos y Concreto Armado, junto al código americano de diseño en concreto armado (ACI-318-05) para el diseño de diafragmas.

La estructuración y predimensionamiento estructural se hizo usando los criterios recibidos en los cursos de concreto armado.

Para el análisis por carga de gravedad se usó un programa de computación que permiten simular el proceso constructivo. Los resultados que se obtuvieron con este programa no fueron adecuados, y se tuvo que desarrollar dos modelos adicionales. En el primer modelo se incrementaron las áreas de las columnas más deformadas y en el segundo modelo se restringieron los desplazamientos verticales en los nudos. Ambos modelos dieron resultados similares que se utilizaron en el diseño.

Los resultados del análisis sísmico indican que se trata de un edificio rígido, cuya deriva máxima es de 0.005, valor claramente menor al máximo permitido por la norma peruana.

El diseño se realizó por métodos de la resistencia última. El diseño de las vigas fue gobernado por solicitaciones de carga, excepto las vigas de poca longitud entre muros donde el diseño se rigió por criterios de capacidad. Las placas se diseñaron usando criterios de capacidad, haciendo que el cortante de diseño sea mayor o igual al del análisis, escalado por el cociente capacidad/demanda de momentos, este cociente tuvo un valor alrededor de 1.3.

Para el diseño de diafragmas se usó el código ACI-318-05 debido a que la norma peruana no da indicaciones al respecto. Utilizando las cargas horizontales del análisis

estático y un modelo de EF se analizó el sistema de losas y vigas bajo fuerza horizontal. Como resultado de este estudio fue necesario incrementar el refuerzo en algunas zonas del diafragma pero no el de las vigas.



Índice

Introducción	1
Capítulo 1 Estructuración y Predimensionamiento	4
1.1 Estructuración	4
1.2 Predimensionamiento	5
Capítulo 2 Análisis Estructural por Cargas de Gravedad	8
2.1 Análisis Estructural de Losas Aligeradas	8
2.2 Análisis de Vigas, Columnas y Placas por Carga de Gravedad	9
2.3 Proceso Constructivo	13
Capítulo 3 Análisis Estructural por Cargas de Sismo	19
3.1 Modelo Estructural	19
3.2 Solicitaciones Sísmicas	20
3.3 Resultados del Análisis Sísmico	22
3.4 Determinación del Valor de R	23
3.5 Solicitaciones Sísmicas en Elementos Estructurales	27
Capítulo 4 Diseño Estructural en Concreto Armado	30
4.1 Metodología de Diseño	30
4.2 Diseño de Vigas y Losas	31
4.2.1 Diseño por Flexión	31
4.2.2 Diseño por Corte	34
4.2.3 Ejemplo de Diseño de una Losa Aligerada	37
4.2.4 Ejemplo de Diseño de Vigas	39
4.3 Diseño de Columnas y Placas	46
4.3.1 Diseño de Columnas por Flexocompresión	46
4.3.2 Diseño de DColumnas por Fuerza Cortante	47
4.3.3 Ejemplo de Diseño de Columnas	49
4.3.4 Diseño de Placas por Flexocompresión	52
4.3.5 Diseño de Placas por Fuerza Cortante	53

4.3.6 Ejemplo de Diseño de Muros	53
Capítulo 5 Diseño de Cimentaciones	56
5.1 Dimensionamiento de Zapatas	57
5.2 Diseño en Concreto Armado	58
Capítulo 6 Diseño de Diafragmas	62
6.1 Clasificación de los Diafragmas	62
6.2 Determinación del Tipo de Diafragma	63
6.3 Factores que afectan el Desempeño de los Diafragmas	63
6.4 Método del ACI para el Diseño de Diafragmas	66
6.5 Ejemplo de Diseño de Diafragmas	68
Conclusiones	77
Referencias	81

Introducción:

La presente tesis desarrolla el diseño estructural de un edificio de concreto armado de cinco pisos y un sótano. El edificio se encuentra ubicado en el Campus de una Universidad, localizada en el distrito de Santiago de Surco, Provincia de Lima.

El Proyecto Arquitectónico:

El proyecto consiste en un edificio de cinco pisos y un sótano, con un área construida es de 4160m² aproximadamente. En la Figura 1 se muestra la planta típica del edificio y un corte.

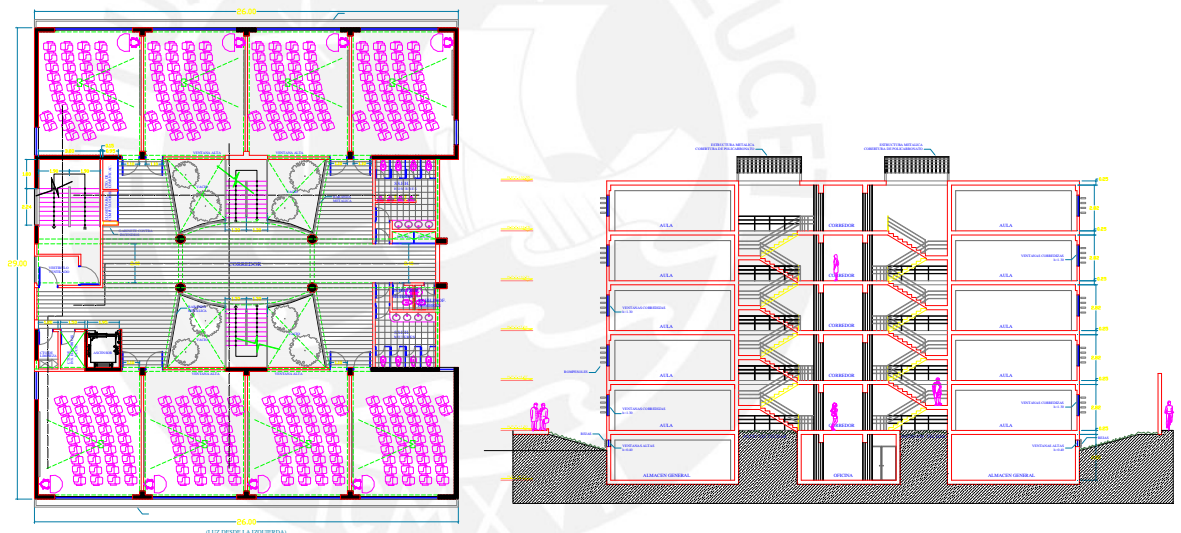


Figura 1.- Planta Típica y Corte

En el sótano se ubican una serie de depósitos y los servicios higiénicos del personal de servicio de la entidad educativa. Se accede a dicho sótano mediante la escalera principal o por la rampa exterior, cuya pendiente es 12% para facilitar traslado de equipos.

Los pisos del primero al quinto están conformados por 8 aulas de estudio en cada piso, dispuestas alrededor de un corredor central. El área de las aulas es de 40m², pudiendo así albergar a 40 alumnos. Dichas aulas se encuentran conectadas por un

gran espacio central. Cada piso posee baños para hombres y mujeres, incluyendo baño para discapacitados.

La circulación vertical se encuentra solucionada por un ascensor, una escalera principal y dos escaleras secundarias ubicadas en el gran espacio central. La escalera principal cuenta con un vestíbulo previo ventilado, para evitar el ingreso de humos durante un incendio, de acuerdo a los requerimientos de Indeci.

El proyecto arquitectónico fue desarrollado por el Arq. Franco Vella (Referencia 1).

Consideraciones Generales para el Diseño Estructural:

El material utilizado en el Diseño Estructural del edificio es Concreto Armado. Dicho edificio se ha estructurado de la siguiente manera:

El sistema de techado esta compuesto por losas aligeradas de peralte $h = 250\text{mm}$, utilizando bloques de poliestireno expandido en lugar de ladrillos de arcilla. Los bloques proporcionan un menor peso al aligerado, además de cumplir satisfactoriamente con los requisitos acústicos y térmicos. Las vigas cuya función es la de soporte del sistema de techado están dimensionadas en su mayoría de 25×60 y 30×75 , las cuales varían dependiendo de la luz y las solicitaciones a las cuales se encuentran sometidas. Estas a su vez descansan sobre las columnas y muros de concreto armado.

El sistema estructural sismorresistente esta basado en placas de concreto armado con el fin de darle una mayor rigidez lateral al edificio. Dichos elementos son los encargados de limitar los desplazamientos horizontales producidos por la fuerza de sismo, minimizando el daño.

La cimentación esta compuesta por zapatas aisladas y combinadas algunas de ellas unidas mediante vigas de cimentación. Para el cálculo de la cimentación se utilizó una capacidad portante del terreno igual a 4kg/cm^2 .

La resistencia del concreto es $f'_c = 210\text{ kg/cm}^2$ y la del acero es $f_y = 4200\text{kg/cm}^2$ tal como se indica en los planos.

El diseño estructural del Edificio se realizó utilizando las siguientes normas:

Reglamento Nacional de Edificaciones

Reglamento de Edificaciones E-020 Cargas

Reglamento de Edificaciones E-030 Diseño Sismorresistente

Reglamento de Edificaciones E-050 Suelos y Cimentaciones

Reglamento de Edificaciones E-060 Concreto Armado.

Las cargas de los elementos estructurales serán las siguientes:

Cargas Muertas

Aligerado h=25 (Bloques de Poliestireno)	:	250	kg/m ²
(Referencia 2)			
Concreto Armado	:	2400	kg/m ³
Piso Terminado	:	100	kg/m ²

Cargas Vivas o Sobrecargas

Sobrecarga en 1°-4° Piso (aulas)	:	300	kg/m ²
Sobrecarga en 1°-4° Piso (laboratorios)	:	300	kg/m ²
Sobrecarga en 1°-4° Piso (pasadizos)	:	400	kg/m ²
Sobrecarga en 5° Nivel (azotea)	:	100	kg/m ²

El análisis del edificio se realizó empleando programas de computación, mediante un modelo tridimensional que considera la distribución de masa y rigidez de la estructura. El diseño se realizó por el método de diseño por resistencia, considerando factores de amplificación de cargas y factores de reducción de resistencia.

Se finalizará explicando las consideraciones del código ACI-318-05 para el diseño de diafragmas.

Capítulo 1: Estructuración y Predimensionamiento

1.1 Estructuración

El sistema de carga vertical consta de losas aligeradas con bloques de tecnopor, losas macizas, vigas, columnas y placas. Se eligió la solución de la losa aligerada con bloques de tecnopor debido al menor peso en comparación al aligerado con ladrillo de arcilla, para así disminuir la carga muerta de la edificación disminuyendo a su vez la fuerza sísmica de diseño. La carga muerta y viva de la edificación se transmite de las losas a las vigas para luego ser trasladada por éstas a las columnas, para luego ser transmitidas a la cimentación. El sótano se encuentra bordeado por muros de contención para sostener el empuje del terreno.

El edificio se encuentra en una zona sísmica y debido a su categoría de edificación esencial, la estructuración debe conducir a un desempeño sismorresistente que reduzca de manera importante el daño durante un sismo severo. El sistema resistente a las cargas laterales consta de placas de concreto armado en ambas direcciones. Dichas placas toman gran porcentaje de las fuerzas laterales, dándole al edificio rigidez y resistencia. La ubicación de las placas es de manera simétrica, minimizando irregularidades en planta. En la figura 2 se muestra la estructuración en el piso típico de la edificación.

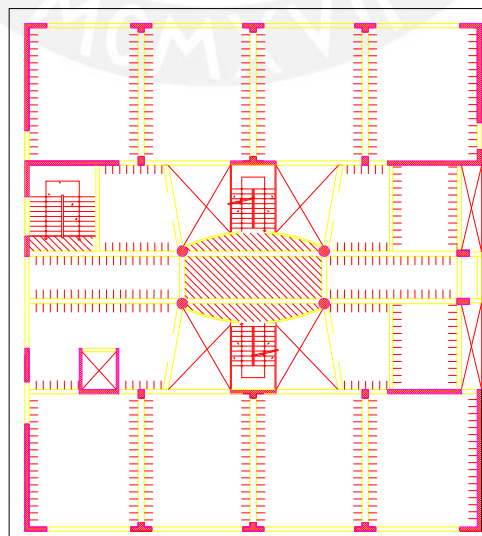


Figura 2.- Estructuración

1.2 Predimensionamiento:

Predimensionamiento de Losas Aligeradas:

El predimensionamiento de losas aligeradas se realiza por control de deflexiones. La norma E-060 Concreto Armado (Referencia 3) indica que para Losas Aligeradas con $s/c < 300 \text{ kg/m}^2$ y luces menores a 7,5m se recomienda un peralte H de $H > L/25$.

En el edificio de la presente tesis, la luz del aligerado es de 6.20m y la sobrecarga de 300 kg/m^2 , por lo tanto de acuerdo a este criterio de estructuración el peralte del aligerado sería 0.248m. Se eligió una losa de 0.25m de peralte. Cabe destacar que al tratarse de un aligerado con ladrillo de tecnopor se disminuye la carga muerta, por lo cual las luces podrían ser mayores con cargo a verificar deflexiones.

Predimensionamiento de Vigas:

Para vigas que forman pórticos, el Ing. Antonio Blanco (Referencia 4) recomienda utilizar peraltes H de $Luz/10$ o $Luz/12$. A modo de ejemplo se realizará el predimensionamiento de las vigas V-3 y V-6.

Viga V-3:

$$Luz=8.41\text{m } H=8.41/10=0.84$$

$$Luz=8.41\text{m } H=8.41/12=0.70 \text{ Se eligió el peralte de } 0.75\text{m.}$$

Viga V-6:

$$Luz=7.10\text{m } H=7.10/10=0.71$$

$$Luz=7.10\text{m } H=7.10/12=0.59 \text{ Se eligió el peralte de } 0.60\text{m}$$

En la figura 3 se muestra el predimensionamiento del aligerado $H=250\text{mm}$ y el de la Viga V-6.

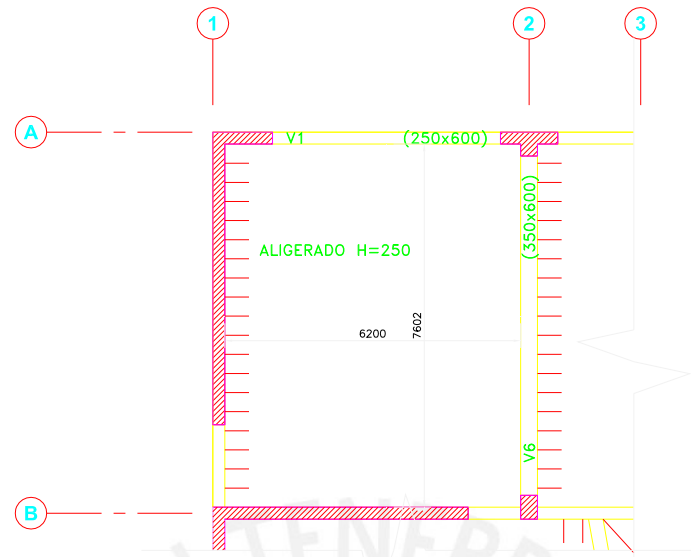


Figura 3.- Predimensionamiento Aligerado H=250, V6(350x600)

Predimensionamiento de Columnas:

El Ing. Antonio Blanco (Referencia 4) recomienda para edificios con placas, donde las columnas no tendrán momentos importantes debido a solicitaciones sísmicas la siguiente expresión:

$$\text{Area (cm}^2\text{)} > P(\text{servicio}) / (0.45 \times f'c)$$

Se considera el valor de 1ton/m² como peso de la edificación para fines de predimensionamiento, y se obtiene:

Columna	Area Tributaria	Carga Servicio	Area Requerida	Area Real
	m ²	ton	cm ²	cm ²
C1	33.38	200.28	2119.37	2827.43
C3	27.43	164.58	1741.59	1750.00

Predimensionamiento de Placas o Muros de Corte:

Para fines de predimensionamiento, el área de placa se puede estimar con la siguiente expresión:

$$A_p = \frac{V_{sismo}}{\alpha \times \phi \times \sqrt{f'c}}$$

Donde el valor de α se encuentra entre 0.53 y 2.5.

Utilizando la fórmula anterior y calculando el área disponible por arquitectura, se obtiene:

Dirección	V Sismo (ton)	Ap Requerida (cm ²)	Ap Disponible (cm ²)
X	738.60	23985.06	55775
Y	855.84	27792.27	77825

El área de placas disponible por arquitectura es suficiente.



Capítulo 2: Análisis Estructural por Cargas de Gravedad:

2.1 Análisis Estructural de Losas Aligeradas

Las Cargas de Gravedad se obtienen mediante metrados de cargas, suponiendo una distribución isostática de dichas cargas hacia los elementos. A manera de ejemplo se realiza el metrado de una vigueta de la losa aligerada ubicada entre los ejes A y B, mostrado en la figura 4.

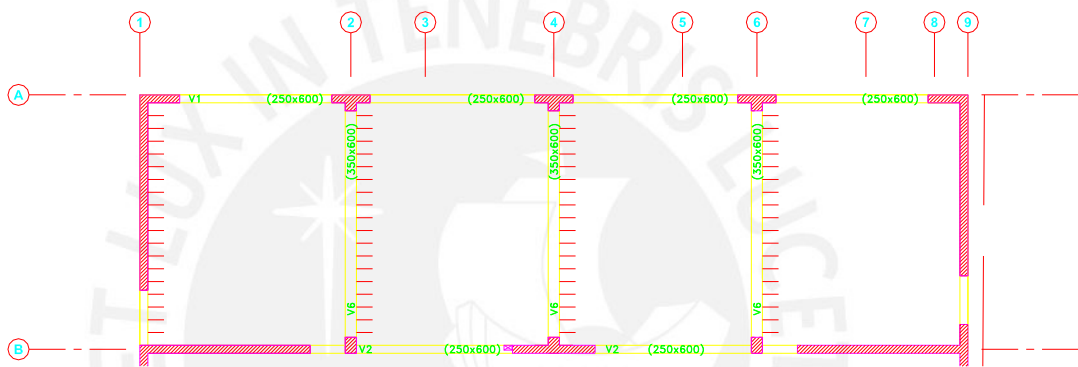


Figura 4.- Aligerado Ejes A y B

Se considera una losa aligerada con ladrillos de tecnopor, con un espaciamiento entre viguetas de 0.40m.

Carga Muerta

Peso propio = $250\text{kg/m}^2 \cdot 0.4\text{m} = 100\text{kg/m}$

Piso Terminado = $100\text{kg/m}^2 \cdot 0.4\text{m} = 40\text{kg/m}$

Total = 0.14ton/m

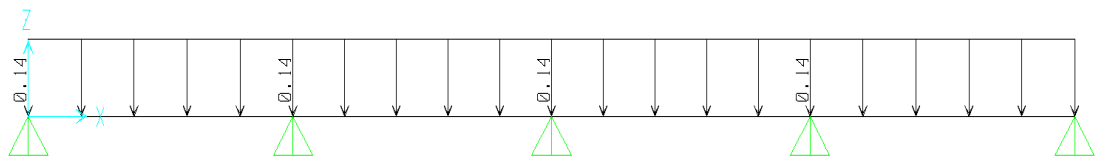


Figura 5.- Carga Muerta de Aligerado (ton/m)

Carga Viva

Sobrecarga=300kg/m²*0.4m=0.12ton/m²

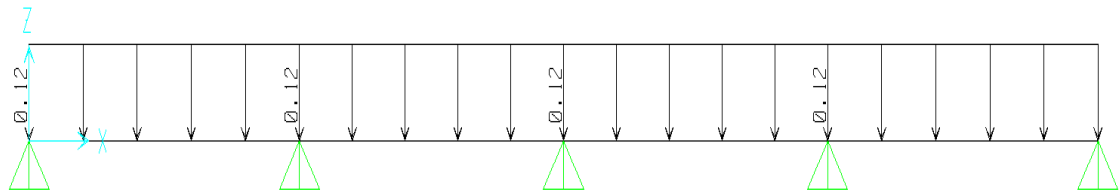


Figura 6.- Carga Viva de Aligerado (ton/m)

Se realizó el análisis de fuerzas internas mediante el programa Sap 2000 (Referencia 5). Los resultados son:

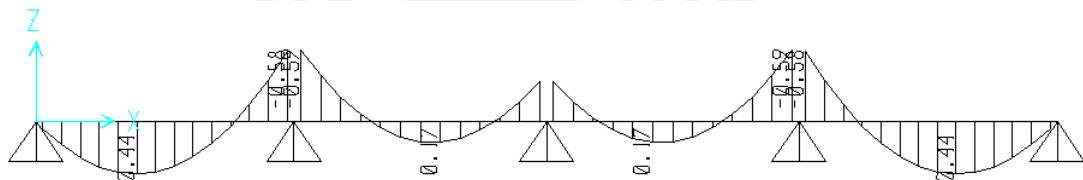


Figura 7.- Diagrama de Momento Flector Carga Muerta (Tonxm)

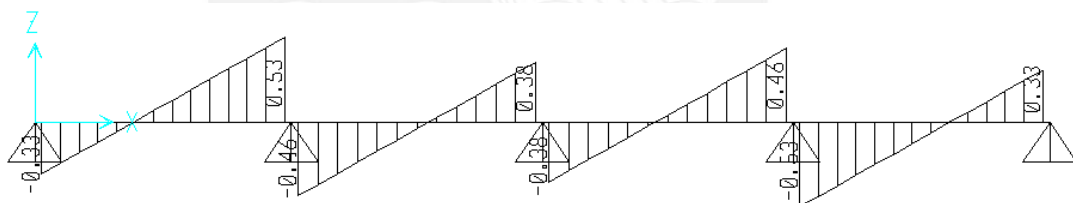


Figura 8.- Diagrama de Fuerza Cortante Carga Muerta (Tonxm)

2.2 Análisis de Vigas, Columnas y Placas por Cargas de Gravedad:

Se desarrolló un modelo tridimensional del edificio utilizando el programa de Etabs (Referencia 6). En la figuras 9 y 10 se muestra la vista 3-D del modelo y la planta típica respectivamente.

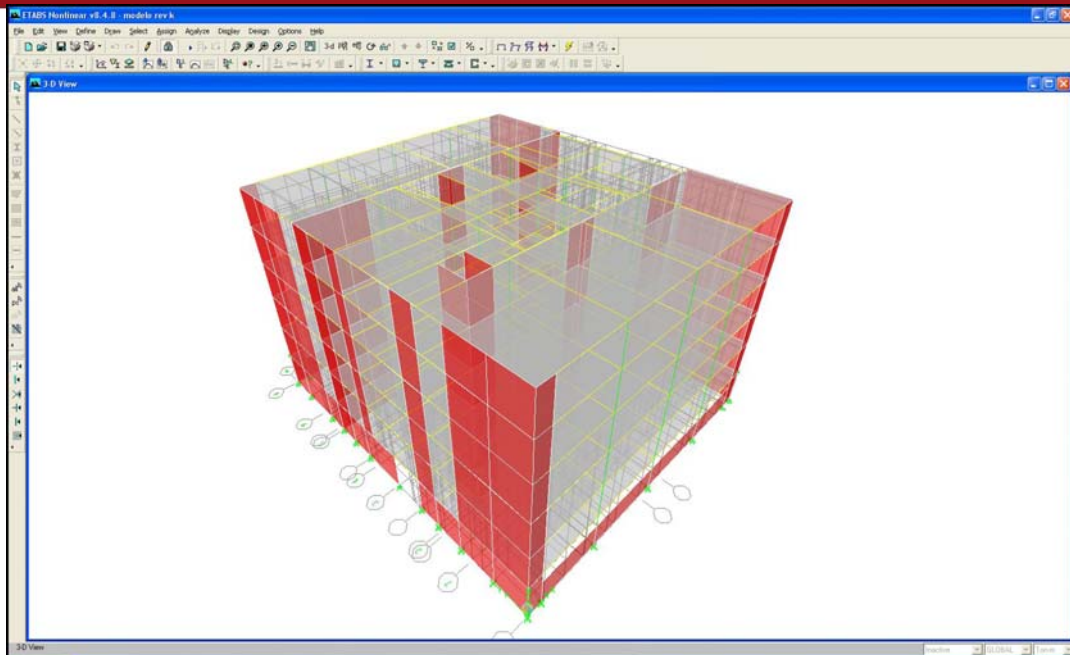


Figura 9.- Vista 3-D

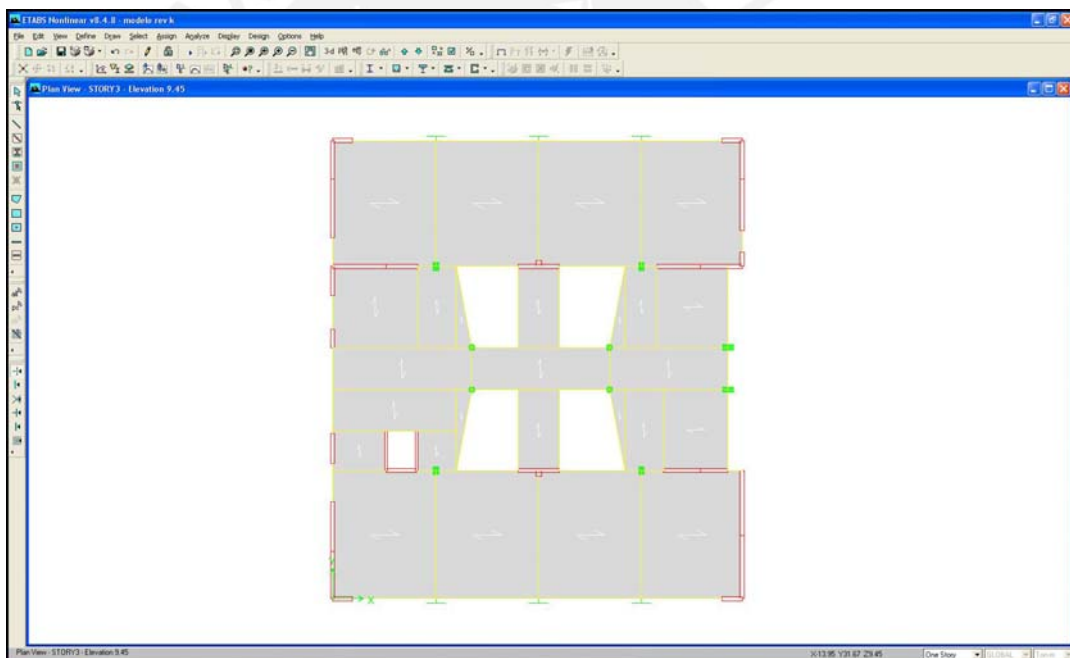


Figura 10.- Planta Típica

El material empleado es el concreto armado, cuyas propiedades son:

Módulo de elasticidad: $E = 15000\sqrt{f'c} = 210000\text{kg/cm}$

Módulo de Poisson: $\nu = 0.15$

Las columnas y las vigas fueron representadas por elementos tipo lineal, es decir elementos unidimensionales. Las placas fueron representadas como áreas, es decir elementos bidimensionales. Las losas se representaron como áreas.

Las cargas se asignaron como carga muerta y carga viva a las losas del modelo tridimensional, para que sean distribuidas por el programa al resto de elementos estructurales. El programa considera de manera automática el peso propio de las vigas, columnas y placas. El edificio sólo cuenta con tabiquería sobre vigas, y dicha carga fue introducida como carga lineal sobre éstas. A modo de ejemplo, se presentan los diagramas de fuerzas internas de la Viga V-6, la Columna C1 y la Placa P1 en las figuras 11, 12 y 13 respectivamente.

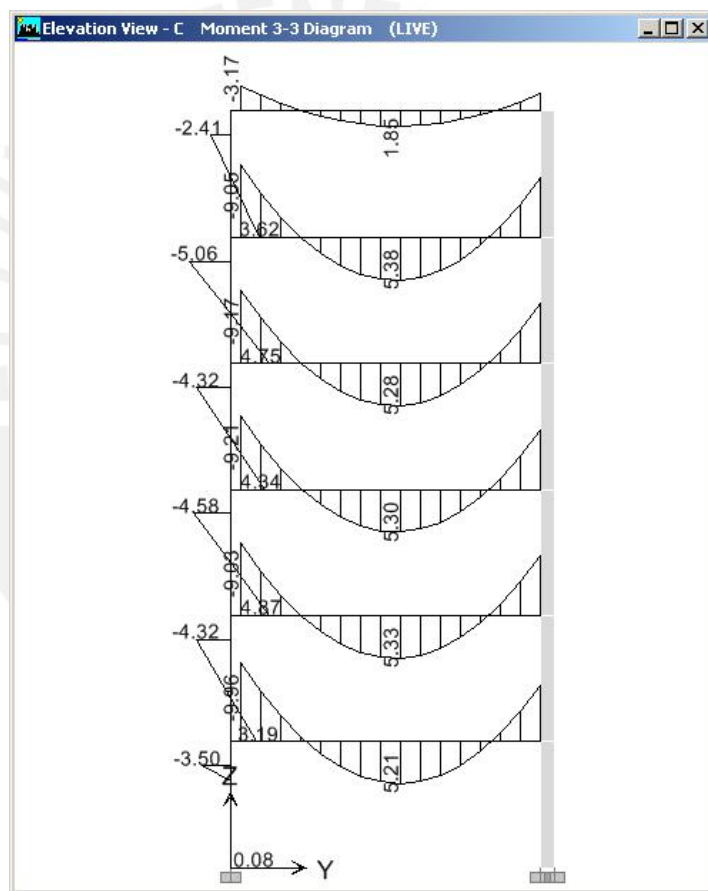


Figura 11.- Diagrama de Momento Flector Carga Viva Viga V-6

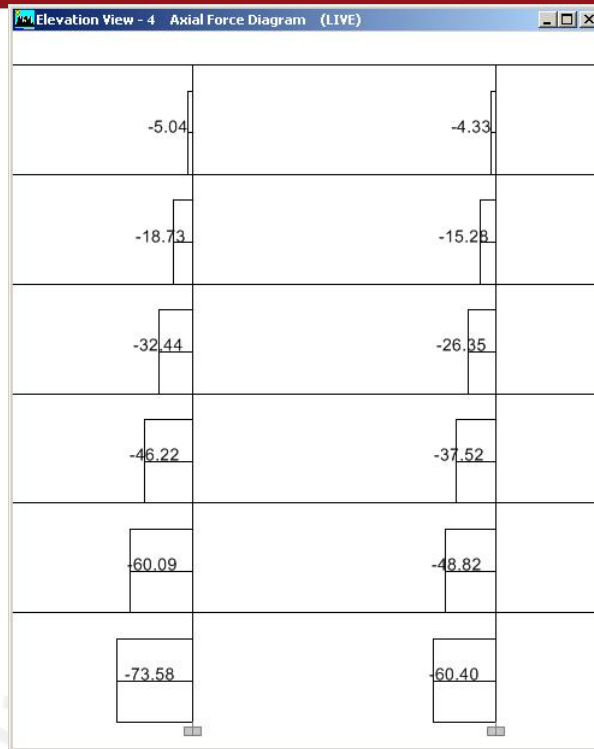


Figura 12.- Diagrama de Carga Axial Carga Viva Columna C1

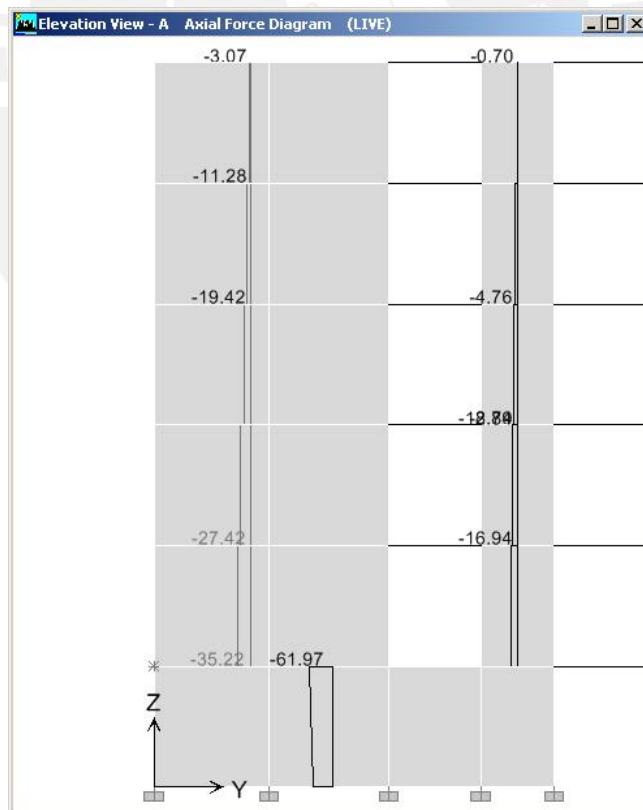


Figura 13.- Diagrama de Carga Axial Carga Viva Placa P1

2.3 Proceso Constructivo

La presencia de cargas axiales ocasiona deformaciones verticales en las columnas y las placas. En la realidad, estas deformaciones se producen a medida que se van construyendo más pisos sobre estos elementos, aumentando la carga axial. Sin embargo, estas deformaciones se atenúan debido al efecto de corrección de nivelación al momento de realizar el vaciado del entrepiso superior.

Los programas de análisis estructural aplican las cargas al modelo con todos los pisos de manera instantánea, ocasionando que no se atenúen las deformaciones por la corrección por nivelación. Cuando se producen diferencias en las deformaciones axiales de estos elementos verticales, debido a diferencias en la sección o en la carga actuante, las vigas que unen dichos elementos presentan momentos debido al desplazamiento relativo vertical de sus extremos., como se muestra en la figura 14.



Figura 14.- Momentos debido al Desplazamiento Relativo Vertical en Apoyos de Vigas

Debido a esto, la deformación relativa entre elementos con distinta sección o carga axial actuante es mayor a la diferencia que ocurre en la realidad. La magnitud de estos momentos se incrementa de manera proporcional al número de pisos del modelo, pues aumenta el valor de dicho desplazamiento relativo.

Debido a esto, los programas de análisis estructural tienen la opción de corrección de valores simulando el proceso constructivo, en la cual la carga muerta de los entrepisos se aplica piso a piso, para luego corregir la longitud de dichos elementos por el efecto de nivelación que se produce durante la construcción, como se muestra en la figura 15.

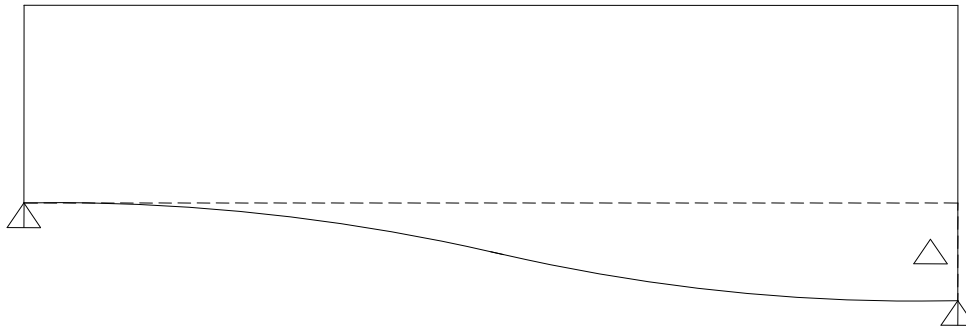


Figura 15.- Corrección de Proceso Constructivo

Esto ocasiona que la diferencia de deformaciones del piso superior sea sólo la deformación del piso, no el acumulado de deformaciones de los pisos inferiores. Como ejemplo, se presenta a la izquierda el diagrama sin corrección y a la derecha la corrección simulando el proceso constructivo para la Viga V6 del Eje 4 en la figura 16.

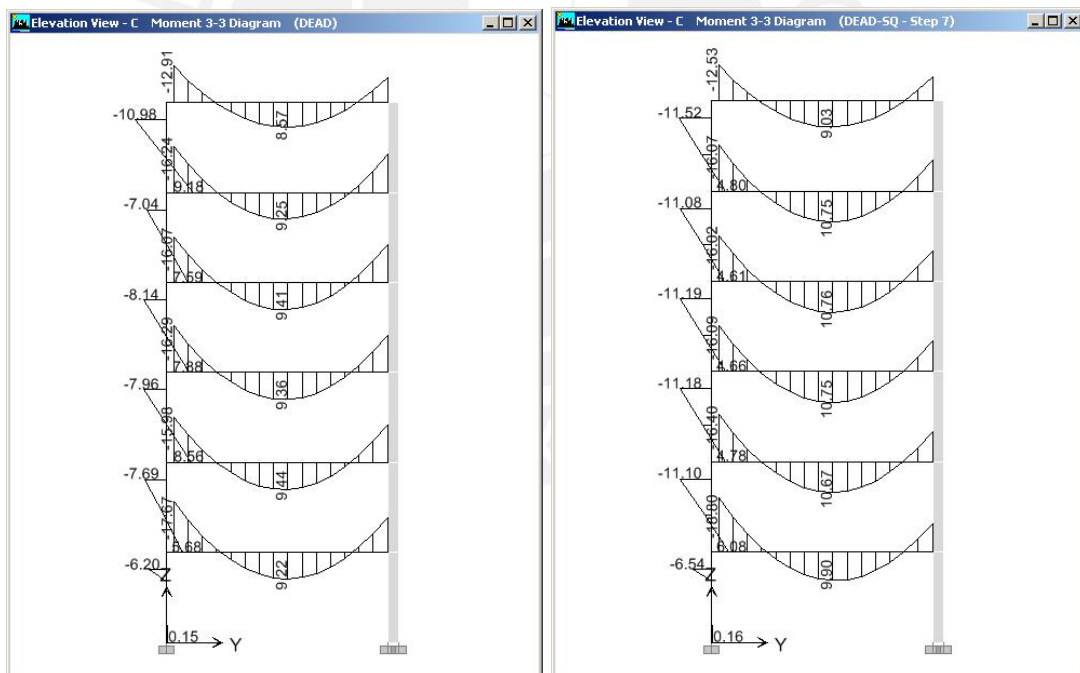


Figura 16.- Proceso Constructivo Viga V-6

En el diagrama mostrado anteriormente, se aprecia que el programa corrige de manera adecuada la Viga V-6.

Sin embargo, se observó que el programa no funciona correctamente en todos los casos. Se estudió la viga V-2, debido a que era la viga que se mostraba más afectada por la diferencia de desplazamientos verticales, como se muestra a la

izquierda de la figura 17. Se utilizó la corrección de proceso constructivo del programa, pero se encontró que la viga continuaba presentando momentos positivos en el apoyo, como se muestra en la derecha de la figura 17.

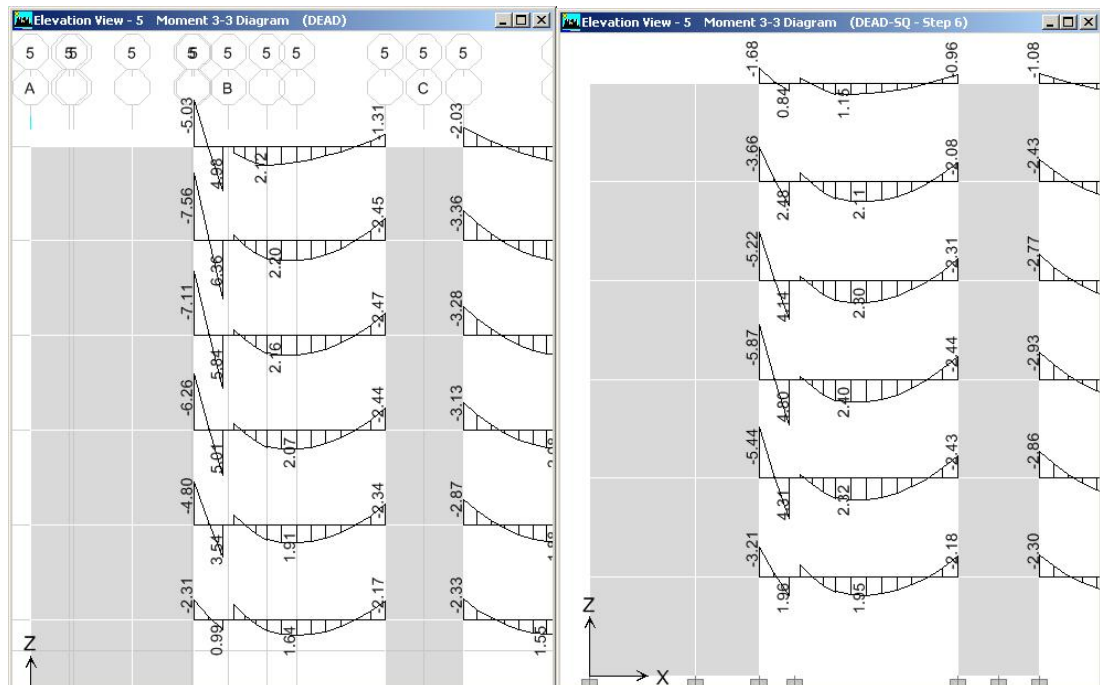


Figura 17.- Proceso Constructivo Viga V-2

Se decidió realizar un modelo de un solo piso, para evitar que los efectos de proceso constructivo influyan en el análisis. Como se aprecia en la figura 18, el modelo de un piso presenta momentos negativos en los apoyos, comportamiento esperado de la viga en estudio.

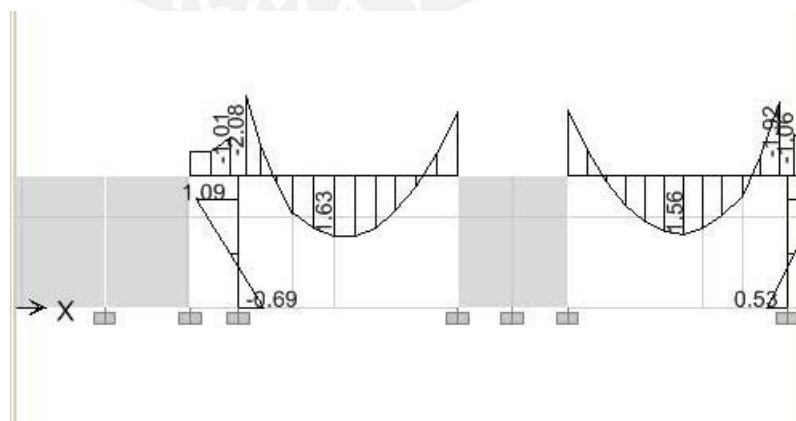


Figura 18.- Diagrama de Momento Flector Carga Muerta Viga V-2

Para obtener en el modelo del edificio resultados cercanos a la realidad, por recomendación del asesor se multiplicó el área de las columnas del eje 2 en 4.5 y las del eje 6 en 3.5 para minimizar el efecto, que no ocurre en la realidad, de la deformación axial relativa excesiva entre la placa y la columna. Este artificio se realizó debido a que la opción de proceso constructivo del programa Etabs no logró corregir el problema antes mencionado.

A continuación se comparan los resultados de dos modelos para el análisis por carga de gravedad de la Viga V-2 del Eje B. Los modelos a comparar son los siguientes:

Modelo A.- Modelo con el área de las columnas de los ejes B y F multiplicadas por 4.5 y 3.5.

Modelo B.- Modelo sin desplazamientos verticales en nudos de columnas y placas.

Los diagramas de momento flector de la Viga V-2 de los modelos A y B se muestran en las figuras 19 y 20 respectivamente.

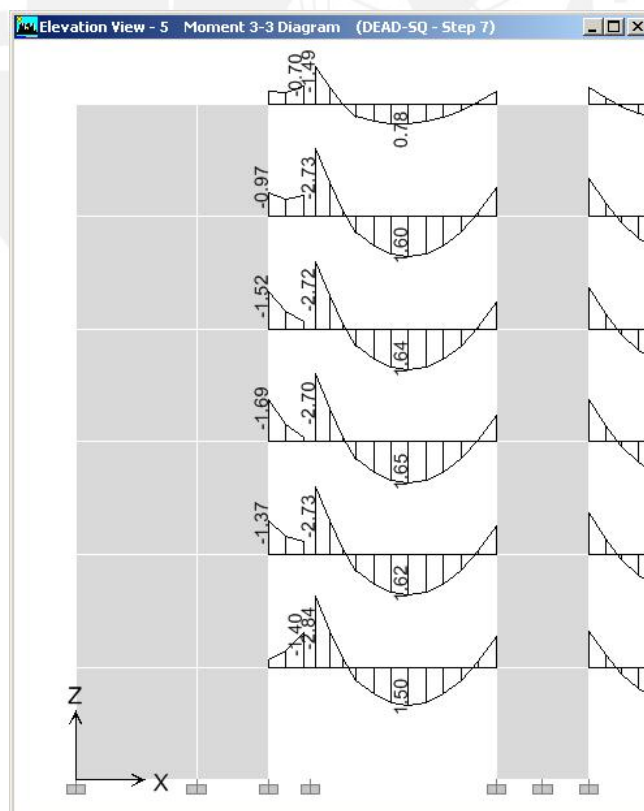


Figura 19.- DMF Viga V-2 Modelo A

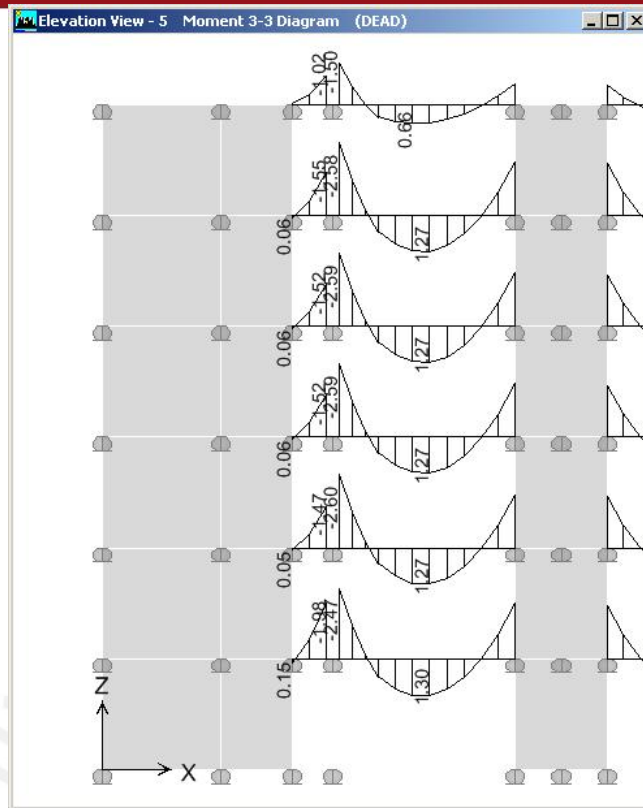


Figura 20.- DMF Viga V-2 Modelo B

A continuación se muestra una tabla con los valores de momento en los puntos notables de la viga V-2. Los puntos notables se aprecian en la figura 21.



Figura 21.- Puntos Notables Viga V-2

Valores de Momentos (Tonxm)

	Modelo A		Modelo B	
	Carga Muerta	Carga Viva	Carga Muerta	Carga Viva
1	-1.69	-1.28	0.06	-0.04
2	-0.18	0.79	-1.52	-0.37
3	-2.7	-0.48	-2.59	-0.81
4	1.617	0.23	1.26	0.11
5	-1.08	0.07	-1.9	-0.14

Capítulo 3: Análisis Estructural por Cargas de Sismo:

3.1 Modelo Estructural

Se utilizó el mismo modelo empleado para el análisis por cargas de gravedad. Para el análisis por cargas de sismo, el modelo considera:

Cada uno de los pisos se comporta como un diafragma rígido, con 3 grados de libertad por nivel. Dichos grados de libertad son dos traslaciones y una rotación.

Se consideran brazos rígidos en la unión viga-columna y viga-placa. Se considera libertad de giro en los apoyos de viga sobre viga. Se consideran a su vez empotramientos en la base, y que el techo sótano no se desplaza debido al confinamiento del terreno.

El programa considera las masas y las rigideces reales de la estructura. Se calculan las masas de acuerdo al peso propio de los elementos estructurales y a las cargas aplicadas, y se calcula la rigidez de acuerdo a las secciones de los elementos.

3.2 Solicitaciones Sísmicas

Las solicitaciones sísmicas se determinan según lo indicado en la norma E-030 (Referencia 7), es decir mediante espectros inelásticos de pseudo-aceleraciones. Dichas solicitaciones se determinan mediante la fórmula:

$$Sa = \frac{ZUSC}{R} \times g$$

Donde:

Sa= Pseudo-aceleración

Z= Factor de Zona. Este factor es la aceleración máxima del terreno con una probabilidad de 10% de ser excedida en 50 años. El edificio de la presente tesis se encuentra en la zona 3, por lo cual Z=0.4.

U= Factor de categoría de la edificación. Al tratarse de una institución educativa, el edificio posee categoría A, es decir un valor U= 1.5. Esto a su vez indica que el porcentaje de carga viva que debe considerarse para la determinación del espectro es de 50%.

S= Factor de suelo de la edificación. Para la presente tesis, se considera un perfil S1, roca o suelo muy rígido. Esto implica los valores S=1 y Tp=0.4.

C= Factor de Amplificación sísmica. Representa el factor de amplificación de la respuesta estructural respecto a la aceleración del suelo.

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

R=Coeficiente de Reducción de Fuerza Sísmica. El edificio parte de la presente tesis aparenta ser un sistema estructural dual para la dirección X y de muros de concreto armado para la dirección Y, y al ser un edificio aparentemente regular se asume un valor de R de 7 y de 6 respectivamente, con cargo a verificar.

Se calculan utilizando la fórmula anterior los valores de pseudos aceleración para las direcciones X e Y.

Eje X

$$Sa = \frac{ZUSC}{R} \times g \quad Sa = \frac{0.4 \times 1.5 \times 1 \times C}{7} \times 9.81 \quad Sa = 0.841 \times C$$

Eje Y

$$Sa = \frac{ZUSC}{R} \times g \quad Sa = \frac{0.4 \times 1.5 \times 1 \times C}{6} \times 9.81 \quad Sa = 0.981 \times C$$

En la figura 22 se muestra el espectro de pseudos-aceleraciones para la dirección Y.

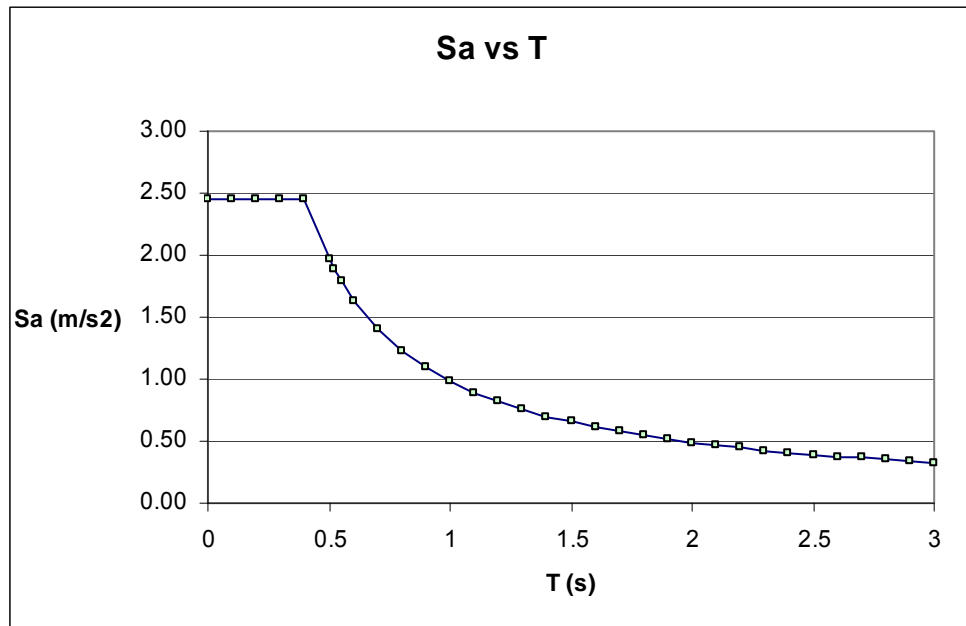


Figura 22.- Espectro de pseudos-aceleraciones

3.3 Resultados del Análisis Sísmico

Análisis de Modos y Frecuencias:

Utilizando el programa Etabs, se efectuó el análisis de modos y frecuencias y se obtuvo la respuesta sísmica utilizando la Combinación Cuadrática Completa (CQC) de los efectos individuales de todos los modos. En la tabla se muestran los principales modos de vibración para cada dirección, con el respectivo periodo y masa participativa.

Modo	Periodo	Masa Participativa X	Masa Participativa Y
1	0.403751	70.9471	0.0159
2	0.299275	0.1227	65.8631
3	0.251579	0.6624	5.4484
4	0.099012	15.3543	0.0239
5	0.07387	0.0731	16.3683

Periodos y Masas Participativas

Desplazamientos Laterales

Utilizando el programa Etabs se calculan los desplazamientos laterales en base a las sollicitaciones sísmicas reducidas. Estos valores de desplazamientos se multiplican luego por 0.75 y por el Valor de R correspondiente para obtener el desplazamiento real.

Se define la deriva como el desplazamiento relativo de entrepiso entre la altura del entrepiso. La deriva real debe ser menor a los valores indicados en la Tabla Nro 8 de la Norma E-030. Para el caso del concreto armado, los valores de deriva deben ser menores a 0.007.

A continuación se muestran la tabla con las derivas de entrepiso. Los valores de la tabla deben dividirse entre mil.

Piso	Load	DriftX	DriftY	DriftX*0.75*R	DriftY*0.75*R
Piso 6	ESPECTX	0.874	0.000	4.589	0.000
Piso 6	ESPECTY	0.000	0.609	0.000	2.741
Piso 5	ESPECTX	0.972	0.000	5.103	0.000
Piso 5	ESPECTY	0.000	0.665	0.000	2.993
Piso 4	ESPECTX	0.996	0.000	5.229	0.000
Piso 4	ESPECTY	0.000	0.669	0.000	3.011
Piso 3	ESPECTX	0.913	0.000	4.793	0.000
Piso 3	ESPECTY	0.000	0.608	0.000	2.736
Piso 2	ESPECTX	0.650	0.000	3.413	0.000
Piso 2	ESPECTY	0.000	0.452	0.000	2.034
MAX				5.229	3.011

Se verifica que los valores de desplazamiento relativo de entrepiso entre la altura de entrepiso deben ser menores a 7/1000.

3.4 Determinación del Valor de R (Coeficiente de Reducción de Fuerza Sísmica)

Determinación del Sistema Estructural Sismorresistente

De acuerdo a la inspección visual de la estructuración del edificio, se asumió que el sistema estructural sismorresistente en el eje X era un Sistema Dual y que en el Eje Y era un Sistema de Muros de Concreto Armado. El valor de R se determina comparando el porcentaje de la fuerza cortante total absorbida por los muros, de acuerdo a lo indicado en la Tabla Nro. 6 de la Norma E-030. A continuación se muestran los porcentajes absorbidos por los muros para las direcciones X e Y.

Dirección X-X				
Cortante Total	Cortante Muros	%Tomado	Sistema Estructural	Valor de R
738.6	569.52	77.11%	Dual	7

Dirección Y-Y				
Cortante Total	Cortante Muros	%Tomado	Sistema Estructural	Valor de R
855.84	816.34	95.38%	Muros	6

Los valores asumidos de R son correctos.

Determinación de la Regularidad de la Estructura

La norma E-060 indica que los valores de R deben ser multiplicados por 0.75 si el edificio es irregular. Una estructura es irregular si presenta una o más de las características indicadas a continuación:

Irregularidades Estructurales en Altura:

a) Irregularidad de Rigidez – Piso Blando

Los elementos estructurales sismorresistentes no sufren variaciones en altura, por lo tanto esta irregularidad no aplica.

b) Irregularidad de Masa

No existe variación de masas en la edificación.

c) Irregularidad Geométrica Vertical

No existe variación en el área en planta de la edificación.

d) Discontinuidad en los Sistemas Resistentes

No existe discontinuidad de los sistemas sismorresistentes.

Irregularidades Estructurales en Planta:

a) Irregularidad Torsional

Desplazamiento	XX	YY
Superior Izq.	0.0028	0.0021
Inferior Der.	0.0037	0.0015
Promedio	0.0033	0.0018
1.3*Promedio	0.0042	0.0023

No existe irregularidad Torsional

b) Esquinas Entrantes:

No existen Esquinas Entrantes

c) Discontinuidad del Diafragma:

No existe discontinuidad del Diafragma

Se concluye que el edificio es regular, por lo tanto no es necesario multiplicar el valor de R por 0.75.

Fuerza Cortante Mínima en la Base:

Para cada una de las direcciones consideradas en el análisis, la fuerza cortante en la base del edificio no podrá ser menor que el 80% del valor de la cortante basal para estructuras irregulares, ni menor que el 90% para estructuras regulares.

Esto se logra escalando la sollicitación sísmica por el factor f, el cual debe ser siempre mayor que la unidad. Se deben escalar los valores para determinar las fuerzas internas pero no para el cálculo de desplazamientos.

Se determina el Peso de la Edificación, en toneladas:

Piso	Area	Cm (ton/m ²)	Cv (ton/m ²)	%CV	Cv Reducida	Peso (ton)
6	666.06	1	0.1	50.00%	0.05	699.363
5	666.06	1	0.35	50.00%	0.175	782.6205
4	666.06	1	0.35	50.00%	0.175	782.6205
3	666.06	1	0.35	50.00%	0.175	782.6205
2	666.06	1	0.35	50.00%	0.175	782.6205
1	666.06	1	0.35	50.00%	0.175	782.6205
						4612.4655

Se determina la Cortante Basal, en toneladas

X-X

$V=(ZUSC/R)*P$						
Z	U	S	C/R	P	Vx	
0.4	1.5	1	0.36	4612.4655	988.39	

Y-Y

$V=(ZUSC/R)*P$					
Z	U	S	C/R	P	Vy
0.4	1.5	1	0.42	4612.4655	1153.12

Dirección	V. Estática	Estructura	%V.Estática	V.Estática	V.Dinámica	f
X-X	988.39	Regular	0.8	790.712	738.6	1.07
Y-Y	1153.12	Regular	0.8	922.496	855.84	1.08

De este modo se determina que en las combinaciones las fuerzas sísmicas en la dirección X e Y deberán multiplicarse por 1.07 y 1.08 respectivamente.

Junta de Separación Sísmica:

Las estructuras deben estar separadas una distancia mínima “s” para evitar el contacto durante un movimiento sísmico. Esta distancia no será menor que los 2/3 de la suma de los desplazamientos máximos de los bloques adyacentes ni menor que:

$$s=3+0,004*(h-500) \text{ (h y s en centímetros)}$$

$$s>3\text{cm}$$

El edificio se retirará de los límites de propiedad adyacentes a otros lotes edificables, o con edificaciones, distancias no menores a 2/3 del desplazamiento máximo, ni menores a s/2.

Dirección	Desplazamiento Etabs m	Desplazamiento x0.75xR m
X	0.0137	0.0719
Y	0.0093	0.0419

El edificio solo colinda con otro edificio en la dirección X, por lo cual sólo se analizará dicha dirección.

a) 2/3 del desplazamiento máximo:

$$2/3 \times 0.0719 = 0.0479 \text{m } 4.7 \text{cm}$$

b) $s = 3 + 0.004 \cdot (h - 500)$ (h y s en centímetros)

$$s = 3 + 0.004(1659 - 500) = 7.63$$

Distancia Disponible por Arquitectura = 17cm

La junta de separación sísmica disponible es correcta.

3.5 Solicitaciones Sísmicas en Elementos Estructurales:

A continuación se presentan las solicitaciones sísmicas en elementos estructurales, como el diagrama de momento flector y de fuerza cortante de la Placa P1 debido al sismo en la dirección Y, en la figura 23; y el diagrama de momento flector y de fuerza cortante de la Viga V1 debido al sismo en la dirección X en la figura 24.

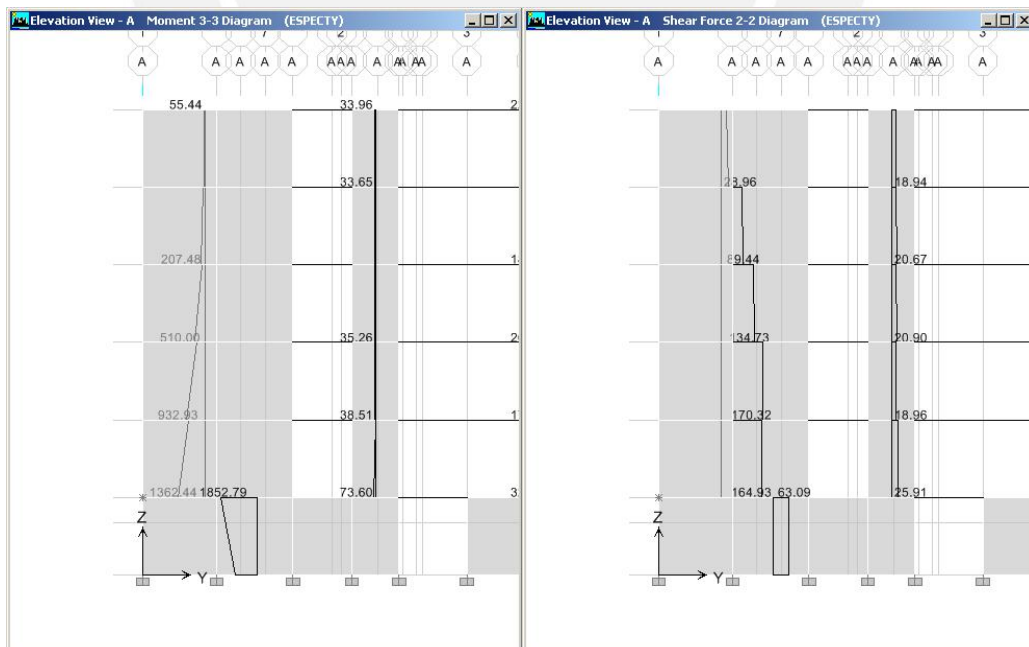


Figura 23.- DMF y DFC Placa P1 – Sismo YY

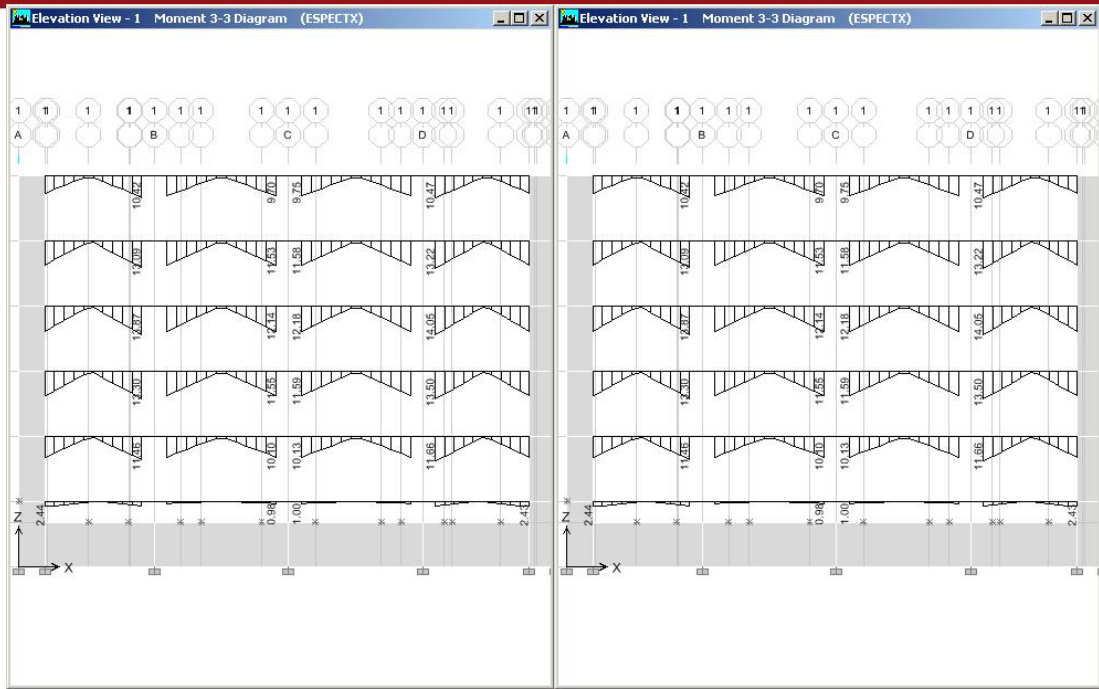


Figura 24.- DMF y DFC Viga V-1 Sismo XX

A continuación los diagramas de fuerzas internas de la Viga V-2, de acuerdo a los modelos presentados en el capítulo anterior. En la Figura 25 se muestra el Diagrama de Momento Flector de acuerdo al modelo A (Área de las columnas factoradas) y en la figura 26 se muestra dicho diagrama para el modelo original.

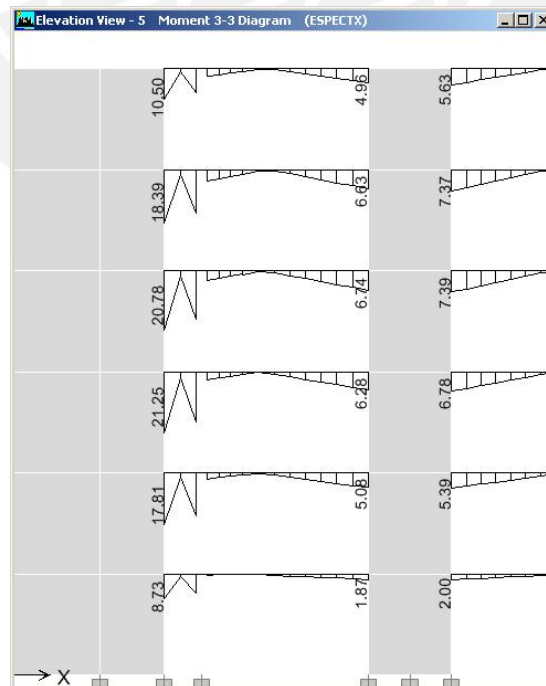


Figura 25.- DMF V-2 Modelo A Sismo XX

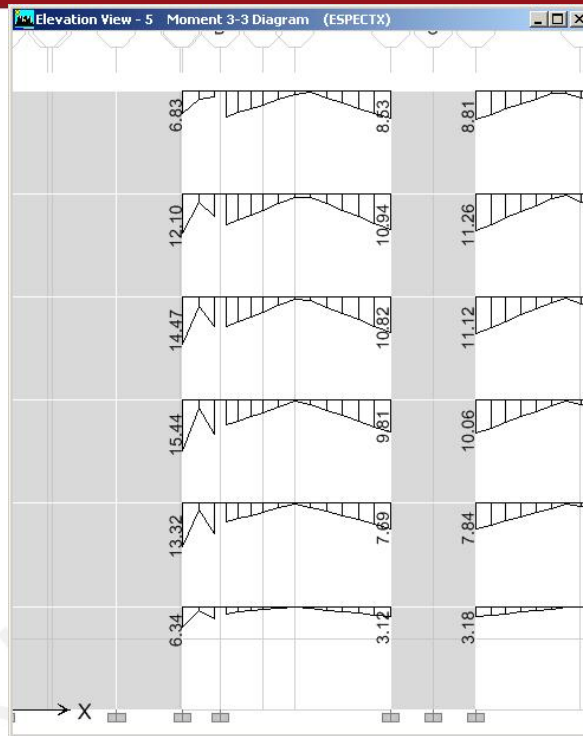
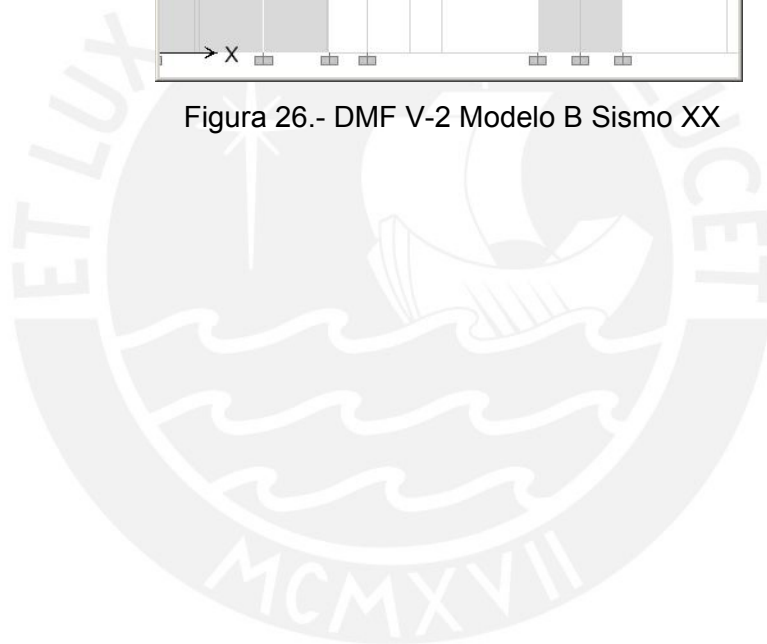


Figura 26.- DMF V-2 Modelo B Sismo XX



Capítulo 4: Diseño Estructural en Concreto

Armado:

4.1 Metodología de Diseño

Se utilizó el Diseño por Resistencia. Este método indica que la resistencia última de las secciones de los elementos estructurales debe ser mayor o igual a la fuerza última obtenida de las combinaciones de cargas amplificadas.

La fórmula general es la siguiente:

$$\phi R_n = \sum \alpha_i \times C_i$$

Donde:

ϕ = Factor de Reducción de Resistencia

R_n = Resistencia Nominal del elemento

α_i = Factor de Amplificación de Carga

C = Carga Actuante en Servicio

El factor de reducción de resistencia es función de la variabilidad en la resistencia, las consecuencias y el tipo de falla del elemento; mientras que el factor de amplificación de carga es función del grado de precisión en la estimación de la carga y en los métodos de análisis.

La norma E-060 indica que los factores ϕ son:

Flexión sin Carga Axial: $\phi = 0.90$

Flexión con Carga Axial de Tracción: $\phi = 0.90$

Flexión con Carga Axial de Compresión y para Compresión sin Flexión:

Elementos con refuerzo en espiral: $\phi = 0.75$

Otros elementos: $\phi = 0.70$

Cortante con o sin Torsión: $\phi = 0.85$

Aplastamiento en el Concreto: $\phi = 0.70$

La norma E-060 indica que los factores de amplificación de cargas son:

$$U = 1.5 \times C_m + 1.8 \times C_v$$

$$U = 1.25 \times (C_m + C_v) \pm C_s$$

$$U = 0.9 \times C_m \pm C_s$$

4.2 Diseño de Vigas y Losas

4.2.1 Diseño por Flexión

El concepto general del diseño en concreto armado consiste en que las solicitaciones de tracción deben ser resistidas por el acero, mientras que las solicitaciones de compresión deben ser resistidas por el concreto.

El ACI permite simplificar el comportamiento del acero con el siguiente diagramas esfuerzo vs. Deformación, mostrado en la figura 27.

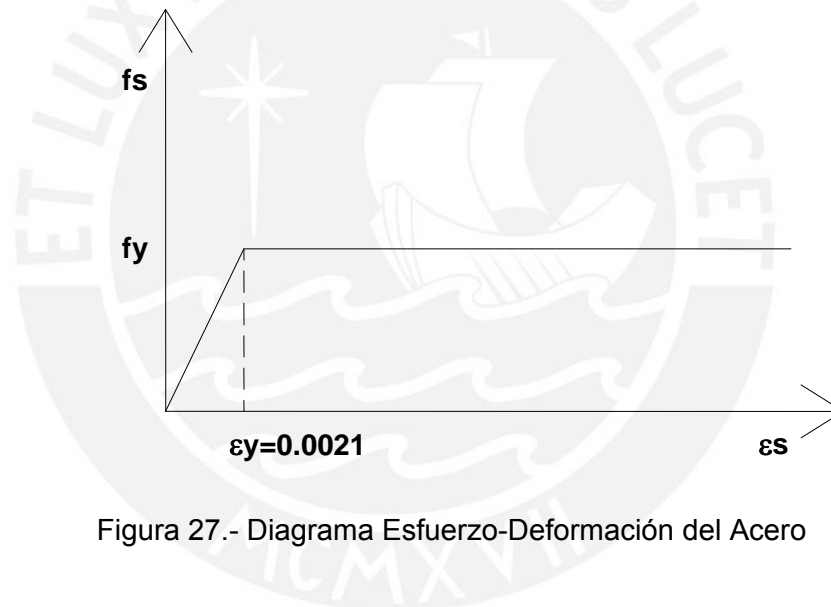


Figura 27.- Diagrama Esfuerzo-Deformación del Acero

El ACI permite utilizar el rectángulo equivalente de compresiones para el diseño, mostrado en la figura 28.

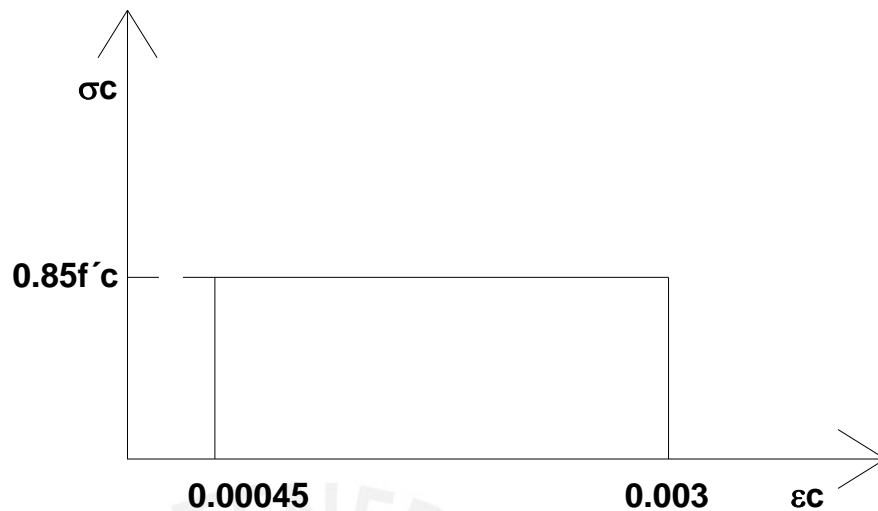


Figura 28.- Rectángulo Equivalente de Compresiones

El diseño de los elementos sujetos a flexión asume:

- Las deformaciones en el refuerzo y en el concreto se supondrán directamente proporcionales a la distancia al eje neutro.
- Existe adherencia entre el acero y el concreto de manera tal que la deformación del acero es igual a la del concreto adyacente.
- La máxima deformación utilizable del concreto en la fibra extrema a compresión se supondrá igual a 0.003
- El esfuerzo en el refuerzo deberá tomarse como E_s veces la deformación del acero, pero para deformaciones mayores a las correspondientes a f_y , el esfuerzo se considerará independiente a la deformación e igual a f_y .
- La resistencia a tracción del concreto no será considerada en los cálculos.

La resistencia última de los elementos sometidos a flexión, ϕM_n se determina utilizando la hipótesis del bloque de compresiones de Whitney para determinar el esfuerzo del concreto, y la hipótesis de comportamiento elastoplástico para el acero. Cuando el acero entra en fluencia antes que el concreto, se producen las deformaciones y fuerzas internas mostradas en la figura 29

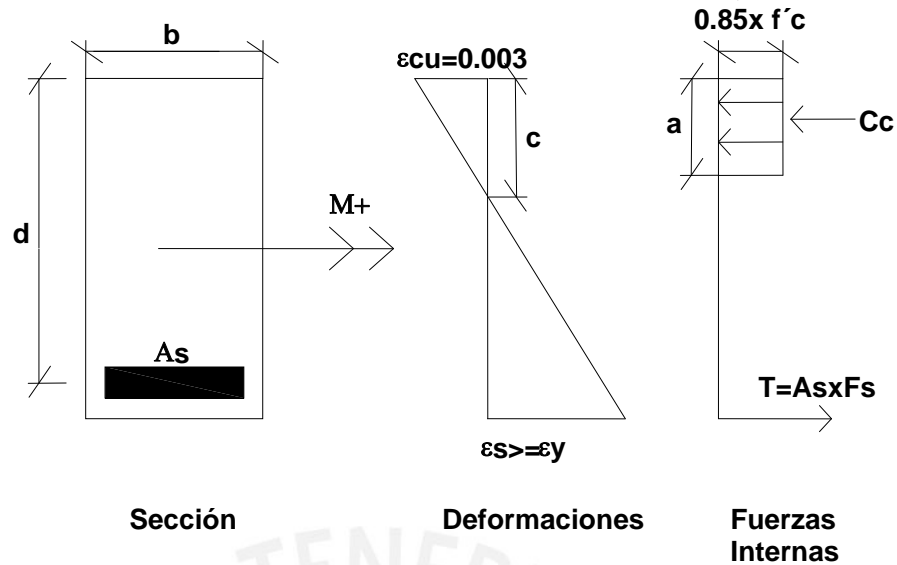


Figura 29.- Deformaciones y Fuerzas Internas

Utilizando ecuaciones de equilibrio se determina la fórmula de la flexión:

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

Se define la cuantía de acero como:

$$\rho = \frac{As}{b \times d}$$

Donde:

ρ = Cuantía de Acero

As = Área de Acero de la sección.

b = Ancho de la sección.

d = peralte efectivo de la sección, siendo éste la distancia de la fibra extrema en compresión al centroide del acero en tracción.

Modos de Falla de elementos sujetos a flexión: Existen dos modos de falla, la falla dúctil del acero y la falla frágil por aplastamiento del concreto. El tipo de falla depende de la cuantía de acero colocada. Existe una cuantía en la cual el acero falla a la misma vez que el concreto, que se denomina cuantía balanceada. Para una sección rectangular, la cuantía balanceada se halla con la siguiente fórmula:

$$\rho b = \frac{0.85 \times \beta_1 \times f'c}{fy} \times \frac{(\epsilon_{cu})}{(\epsilon_{cu} + \epsilon_{cy})}$$

En elementos sujetos a flexión, el porcentaje de refuerzo ρ proporcionado no deberá exceder $0.75\rho_b$, para garantizar una falla dúctil.

El área de acero proporcionada será la necesaria para que el momento resistente de la sección sea por lo menos 1.5 el momento de agrietamiento, donde:

$$M_{cr} = \frac{f_r \times I_g}{Y_t}, \text{ donde } f_r = 2 \times \sqrt{f'_c}$$

El área mínima de refuerzo en secciones rectangulares puede calcularse con:

$$A_s \text{ min} = \frac{0.7 \times \sqrt{f'_c}}{f_y} \times b \times d$$

4.2.2 Diseño por Fuerza Cortante

El diseño de las secciones transversales de los elementos sujetos a fuerza cortante deberá basarse en la expresión:

$$V_u \leq \phi V_n$$

Donde la resistencia al corte V_n está determinada por la resistencia del concreto V_c más la resistencia del refuerzo V_s , como indica la fórmula

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

La falla por corte es una falla frágil, por lo cual debe forzarse la falla dúctil por flexión, esto se logra diseñando las secciones de manera tal que presenten una mayor resistencia al corte que la resistencia a la flexión.

Las secciones situadas a una distancia menor que d desde la cara del apoyo, podrán ser diseñadas para la fuerza V_u calculada a una distancia d si se cumplen las siguientes condiciones:

- a) Cuando la reacción del apoyo, en la dirección del corte aplicado, introduce compresión en las regiones cercanas al apoyo del elemento.
- b) Cuando no existan cargas concentradas entre la cara del apoyo y la sección ubicada a una distancia "d".

El diseño por corte en concreto armado es un diseño semi empírico, basado en el ajuste de resultados de laboratorio. El concreto no falla por corte directo, sino por tracción diagonal, la cual depende de la resistencia a tracción del concreto.

La resistencia al corte V_c se determina con la siguiente fórmula:

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

El aporte del Acero V_s se determina con la siguiente fórmula

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

Donde A_v es el área del refuerzo por cortante dentro de una distancia s proporcionada por la suma de las áreas de las ramas del o de los estribos ubicados en el alma.

La resistencia al Cortante V_s no deberá considerarse mayor que:

$$2.1 \sqrt{f'c} \times bw \times d$$

Límites del Espaciamiento del Refuerzo por Corte:

- a) El espaciamiento del refuerzo por corte colocado perpendicularmente al eje del elemento no deberá ser mayor a $0.5d$ ni de 60 cm.
- b) Cuando V_s exceda de $1.1 \sqrt{f'c} \times bw \times d$, el espaciamiento máximo deberá reducirse a la mitad.

Refuerzo Mínimo por Corte:

Deberá proporcionarse un área mínima de refuerzo por corte cuando V_u exceda de $0.5\phi V_c$ excepto en:

- a) Losas y Zapatas
- b) Losas nervadas o aligerados
- c) Vigas con peralte total que no exceda el mayor de los siguientes valores: 25cm, dos y media veces el espesor del ala, mitad del ancho del alma.

Fuerza Cortante en Vigas:

- a) La fuerza cortante (V_u) de los elementos en flexión deberá determinarse a partir de la suma de las fuerzas cortantes asociadas con el desarrollo de las resistencias nominales en flexión (M_n) en los extremos de la luz libre del elemento y la fuerza cortante isostática calculada para cargas permanentes.

$$V_u = V_{\text{isostático}} + \frac{M_{ni} + M_{nd}}{l}$$

El refuerzo transversal debe cumplir con los siguientes requisitos de confinamiento:

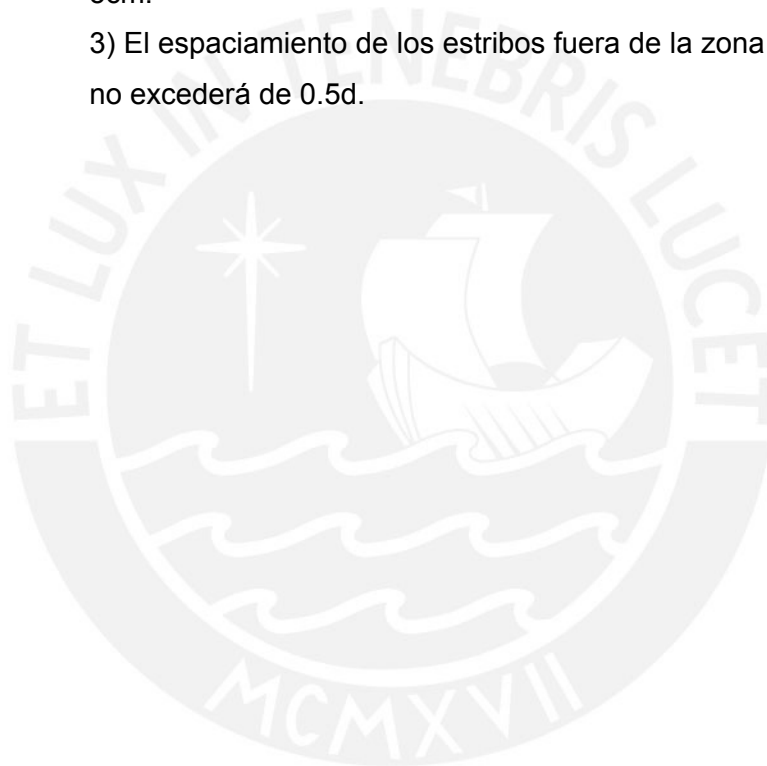
- 1) Estará constituido por estribos cerrados de diámetro mínimo de $3/8"$.

2) Deberán colocarse estribos en ambos extremos del elemento, en una longitud (medida desde la cara del nudo hacia el centro de la luz), igual a dos veces el peralte del elemento (zona de confinamiento), con un espaciamiento S_o que no exceda el menor de los siguientes valores:

- $0.25d$
- Ocho veces el diámetro de la barra longitudinal de menor diámetro
- 30cm

El primer estribo deberá ubicarse a la mitad del espaciamiento S_o o 5cm.

3) El espaciamiento de los estribos fuera de la zona de confinamiento no excederá de $0.5d$.



4.2.3 Ejemplo de Diseño de una Losa Aligerada:

Se presenta el diseño de una vigueta del aligerado de la zona de aulas:

Para el análisis se utilizó el valor de carga última $w_u=0.42 \text{ ton/m}$

La figura 30 muestra el diagrama de momento flector del aligerado en tonxm, producido por la carga última.

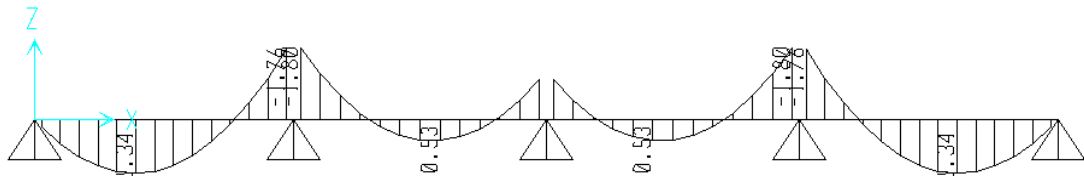


Figura 30.- DMF Carga Última

En la siguiente tabla se muestra el cálculo del acero de la vigueta.

Mu (ton-m)	b (cm)	d (cm)	fc (Kg/cm ²)	fy (Kg/cm ²)	As (cm ²)	As colocado	Ascol (cm ²)	Verif.
1.34	40	22	210	4200	1.65	1/2"+3/8"	2.00	OK
0.53	40	22	210	4200	0.64	3/8"+3/8"	1.42	OK
1.80	10	22	210	4200	2.50	1/2"+1/2"	2.58	OK

La figura 31 muestra el diagrama de fuerza cortante del aligerado en toneladas, producido por la carga última.

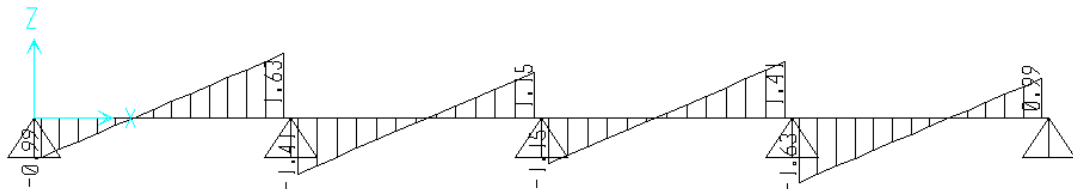


Figura 31.- DFC Carga Última

En la siguiente tabla se muestra el diseño por corte de la vigueta, considerando la fuerza cortante a d de la cara.

Vu (ton)	b (cm)	d (cm)	fc (Kg/cm ²)	fy (Kg/cm ²)	ϕV_c (Ton)	Verif.
1.52	20	22	210	4200	1.58	OK
1.46	10	22	210	4200	1.58	OK
1.24	10	22	210	4200	1.58	OK

El armado del aligerado se muestra en la figura 32.

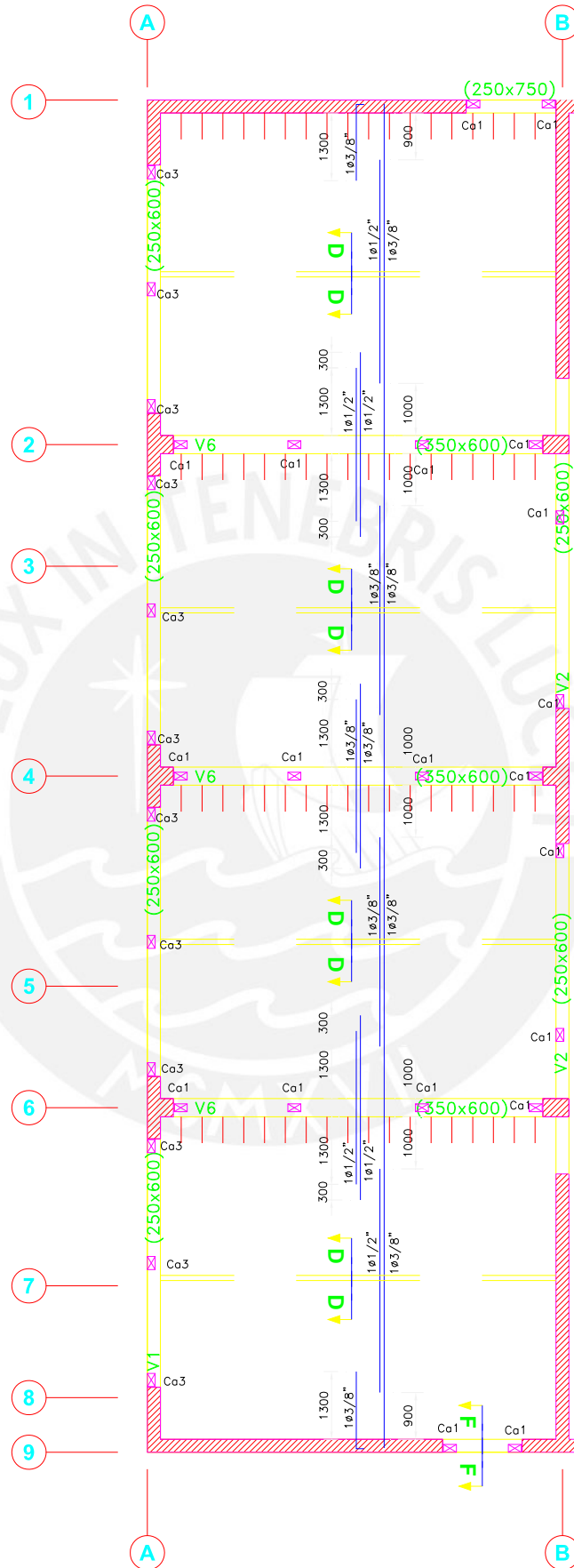


Figura 32.- Armado del Aligerado

Ejemplo de Diseño de Vigas:

A modo de ejemplo se diseñarán dos vigas, la viga V-6 gobernada por carga de gravedad y la viga V-2 gobernada por carga sísmica.

La figura 33 muestra el diagrama de momento flector de la viga V-6, en tonxm.

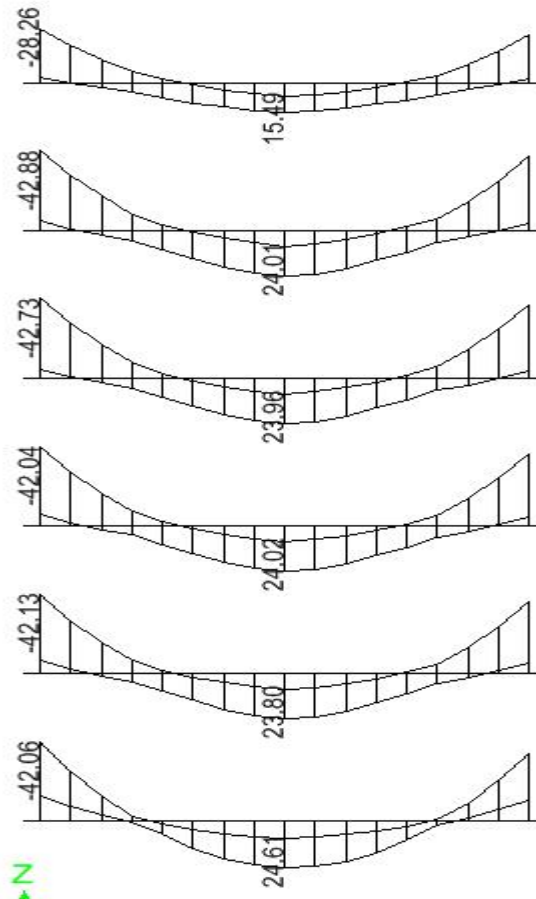


Figura 33.- Diagrama de Momentos Flectores (DMF) (Ton.m)

En la siguiente tabla se muestra el cálculo de acero de la Viga V-6

Mu (ton-m)	b (cm)	d (cm)	fc (Kg/cm ²)	fy (Kg/cm ²)	As (cm ²)	As colocado	Ascol (cm ²)	Verif.
42.88	35	54	210	4200	24.87	5 ₀ 1"	25.50	OK
24.61	35	54	210	4200	13.13	3 ₀ 1"	15.30	OK

En la figura 34 se muestra el diagrama de fuerza cortante de la viga V-6, en toneladas.

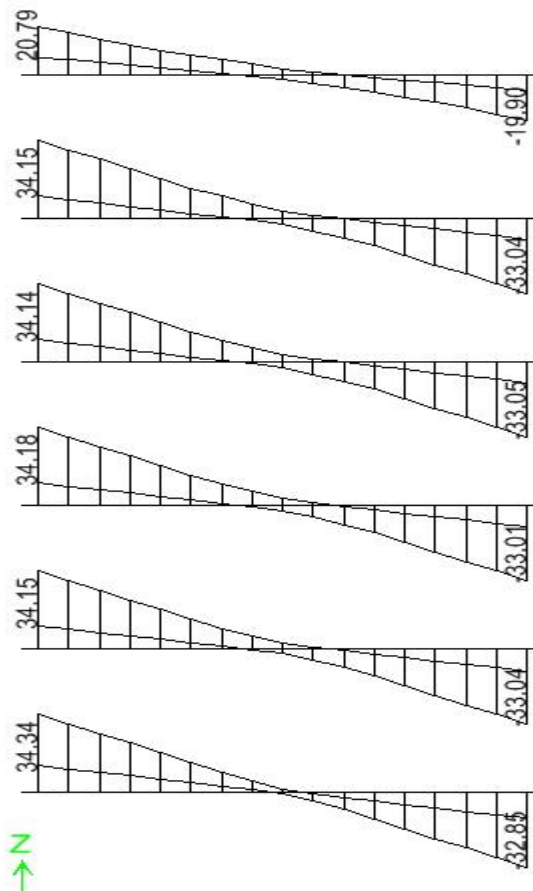


Figura 34.- Diagrama de Fuerza Cortante (DFC) (Tn.m)

La fuerza cortante de diseño se determina con la siguiente fórmula:

$$V_u = V_{\text{uisostático}} + \frac{M_{ni} + M_{nd}}{l}$$

$$V_u = 22.33 + \frac{48.65 + 48.65}{7.1} = 36.03 \text{ ton} > V \text{ análisis}$$

En la siguiente tabla se muestra el cálculo del refuerzo por corte de la viga V-6.

V_u (ton)	b (cm)	d (cm)	f_c (Kg/cm ²)	ϕV_c (Ton)	S (cm)	ϕV_s (Ton)	ϕV_n (Ton)
36.03	35	54	210	12.34	10.0	27.37	39.71

En la figura 35 se muestra el armado de la viga V-6.

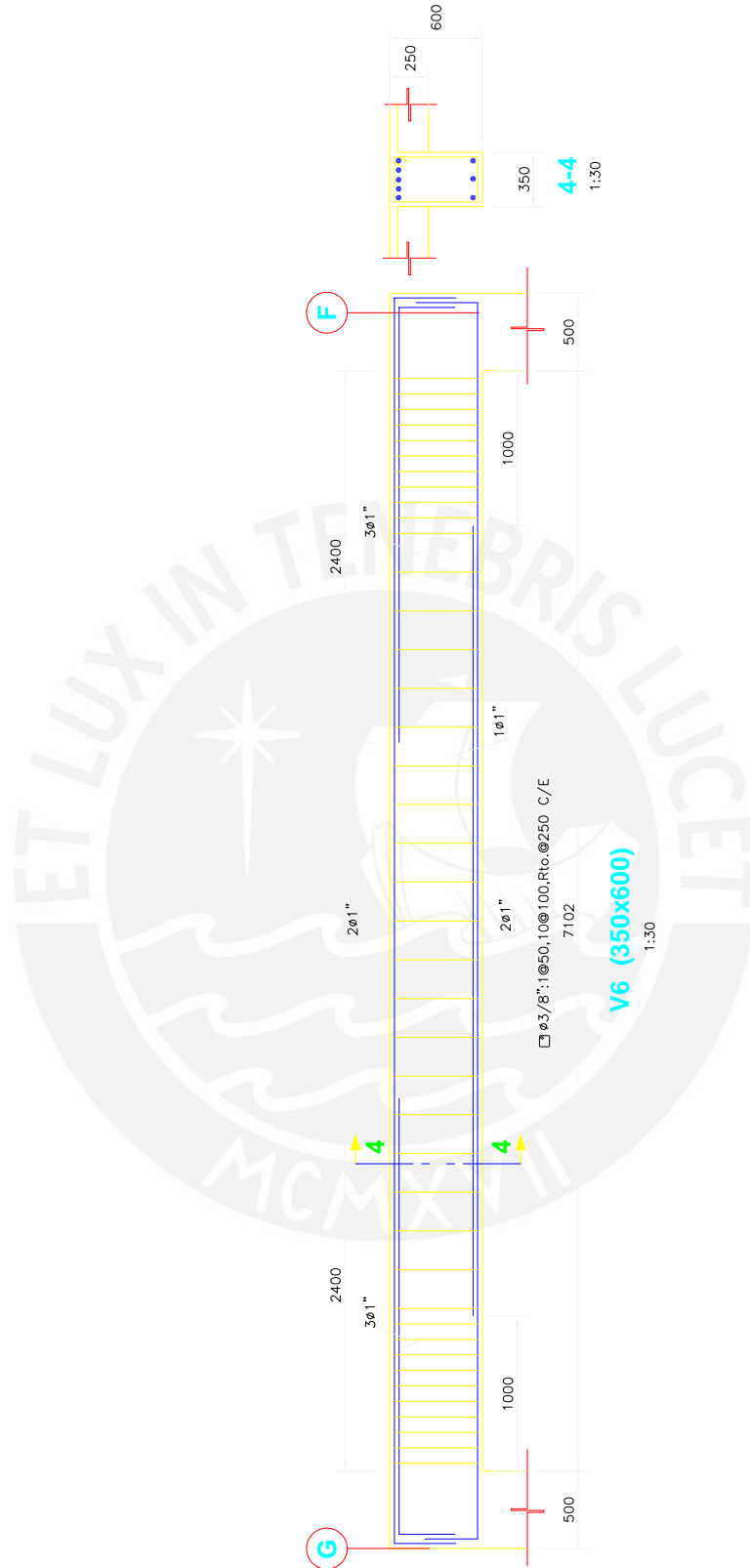


Figura 35.- Armado de la Viga V-6

A continuación se muestra el diseño de la Viga V-2 (250x600). Las tablas a continuación muestran las combinaciones de carga, de acuerdo a los dos modelos de análisis indicados en el capítulo 2. La figura 36 muestra los puntos notables de dicha viga.

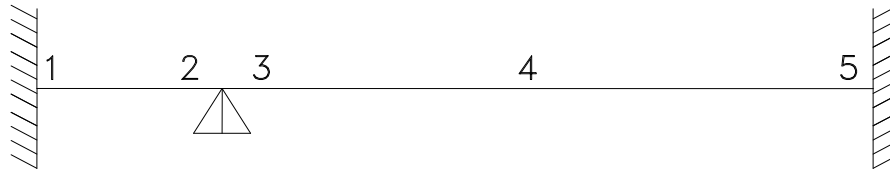


Figura 36.- Puntos Notables Viga V-2

Modelo A:

	Modelo A			Envolvente
	1.5CM+1.8CV	1.25(CM+CV)+CS	0.9CM+CS	
1	-4.84	-24.96	-22.77	-24.96
2	1.15	-16.71	-17.63	-16.71
3	-4.91	-6.91	-5.36	-6.91
4	2.84	3.80	2.95	3.80
5	-1.49	-7.54	-7.25	-7.54

Modelo B:

	Modelo A			Envolvente
	1.5CM+1.8CV	1.25(CM+CV)+CS	0.9CM+CS	
1	0.02	-15.42	-15.39	-15.42
2	-2.95	-12.65	-11.66	-12.65
3	-5.34	-11.87	-9.95	-11.87
4	2.09	2.73	2.15	2.73
5	-3.10	-12.36	-11.52	-12.36

Se realiza la envolvente entre el Modelo A y el Modelo B:

	Modelo A	Modelo B	Envolvente
1	-24.96	-15.42	-24.96
2	-16.71	-12.65	-16.71
3	-6.91	-11.87	-11.87
4	3.80	2.73	3.80
5	-7.54	-12.36	-12.36

Se realizará el diseño con la envolvente de ambos modelos de análisis:

En la siguiente tabla se muestra el diseño por flexión de la viga V-2

Mu (ton-m)	b (cm)	d (cm)	fc (Kg/cm ²)	fy (Kg/cm ²)	As (cm ²)	As colocado	Ascol (cm ²)	Verif.
24.96	25	54	210	4200	13.92	5E 3/4"	14.20	OK
16.71	25	54	210	4200	8.87	5E 3/4"	14.20	OK
11.87	25	54	210	4200	6.15	5E 3/4"	14.20	OK
3.80	25	54	210	4200	1.89	2E 3/4"	5.68	OK
12.36	25	54	210	4200	6.41	3E 3/4"	8.52	OK

A continuación se muestra el diseño por fuerza cortante de la viga:

Se determina la fuerza cortante de diseño:

$$V_u = V_{\text{uisostático}} + \frac{M_{ni} + M_{nd}}{l}$$

$$V_u = 2.31 + \frac{28.22 + 28.22}{1.1} = 53.62 \text{ ton}$$

Se realiza el cálculo del refuerzo por corte:

Vu (ton)	b (cm)	d (cm)	fc (Kg/cm ²)	φVc (Ton)	S (cm)	φVs (Ton)	φVn (Ton)
53.62	25	54	210	8.81	5.0	54.75	63.56

Se calcula Vs máximo:

$$V_s < 2.1\sqrt{f'c} \times bw \times d, \quad V_s < 2.1\sqrt{210} \times 25 \times 54 / 1000 = 41.08 \text{ ton}$$

Se observa que el valor de Vs obtenido del cálculo es mayor que el valor de Vs máximo, por lo tanto la falla del elemento será una falla frágil por cortante en vez de la falla dúctil por flexión.

Se realiza el diseño por capacidad, el cual consiste en forzar la falla por flexión antes de que ocurra la falla por corte. Esto se logra siguiendo el procedimiento inverso, se calcula la resistencia máxima del refuerzo por corte para poder calcular la fuerza cortante máxima que soporta la sección, para luego determinar el momento flector que ocasiona esa fuerza cortante. Luego se diseña con ese momento flector, recordando que al seleccionar las varillas debe colocarse menos acero del necesario al momento de realizar los redondeos.

Se realiza el diseño por fuerza cortante, considerando Vs max=41.08 ton, se determina el valor de Vu

Vu (ton)	b (cm)	d (cm)	fc (Kg/cm ²)	φVc (Ton)	S (cm)	φVs (Ton)	φVn (Ton)
49.89	25	54	210	8.81	5.0	41.08	49.89

Utilizando el valor de Vu calculando en la tabla anterior, calcula la resistencia nominal de la sección:

$$49.89 = Vuisostático + \frac{Mni + Mnd}{l}$$

$$49.89 = 2.31 + \frac{2 \times Mn}{1.1}$$

$$Mn = 26.16$$

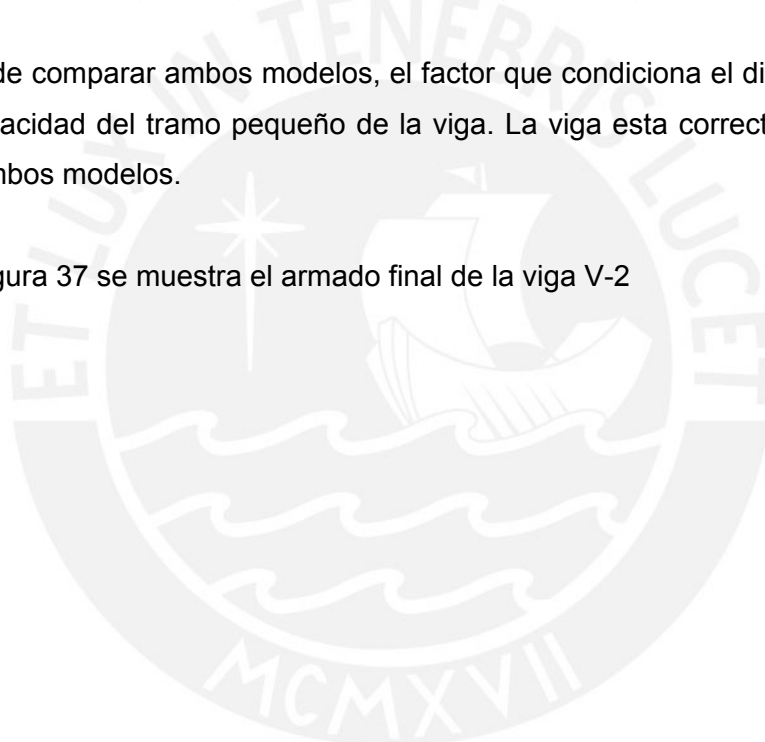
$$\phi Mn = 23.55$$

En la tabla se muestra el cálculo del acero

Mu (ton-m)	b (cm)	d (cm)	fc (Kg/cm ²)	fy (Kg/cm ²)	As (cm ²)	As colocado	Ascol (cm ²)	Verif.
23.55	25	54	210	4200	13.02	4 _E 3/4"	11.36	Capacidad
16.71	25	54	210	4200	8.87	4 _E 3/4"	11.36	OK
11.87	25	54	210	4200	6.15	4 _E 3/4"	11.36	OK
3.80	25	54	210	4200	1.89	2 _E 3/4"	5.68	OK
12.36	25	54	210	4200	6.41	3 _E 3/4"	8.52	OK

Luego de comparar ambos modelos, el factor que condiciona el diseño es el diseño por capacidad del tramo pequeño de la viga. La viga esta correctamente diseñada para ambos modelos.

En la figura 37 se muestra el armado final de la viga V-2



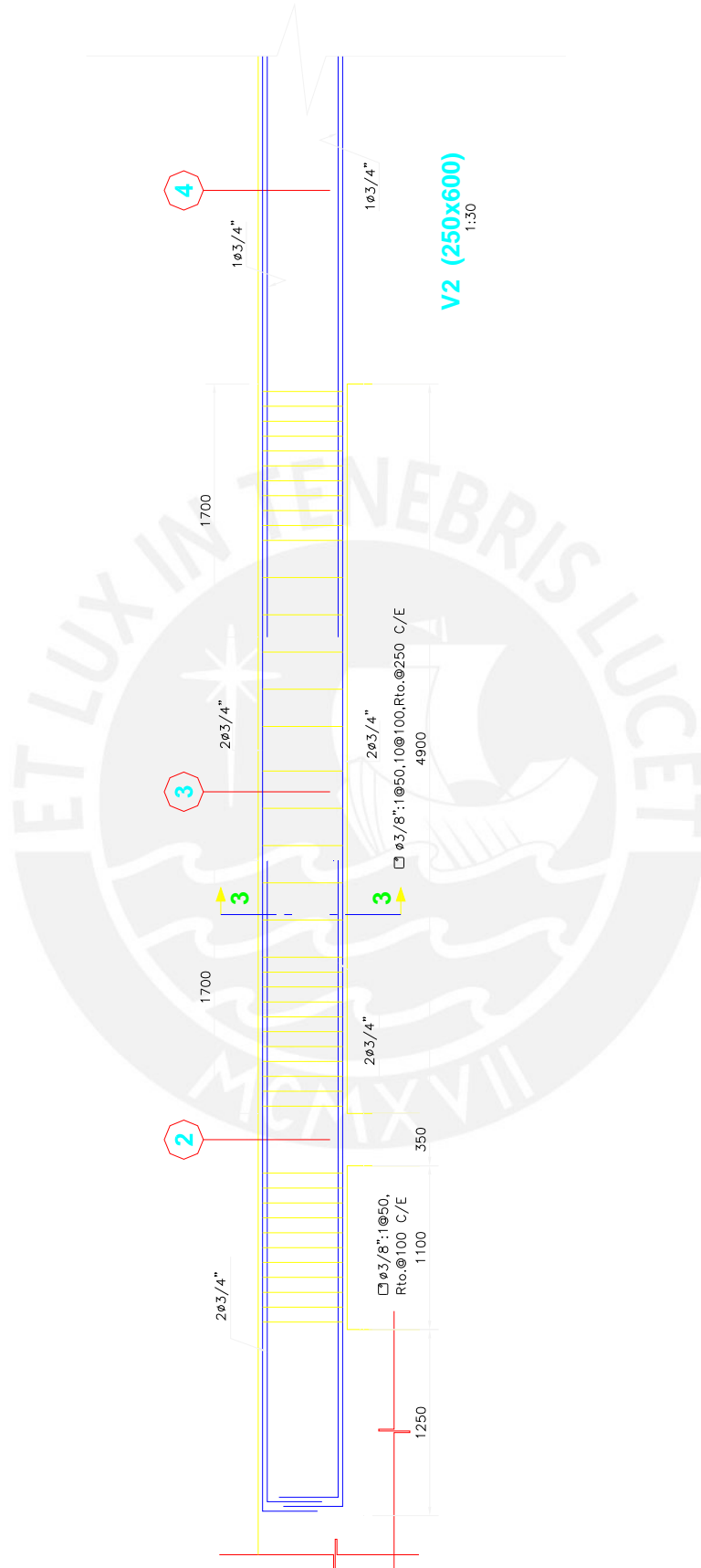


Figura 37.- Armado de la Viga V-2

4.3 Diseño de Columnas y Placas

4.3.1 Diseño de Columnas por Flexocompresión

Un elemento se considera en flexocompresión cuando está sometido a momentos flectores acompañado de cargas axiales importantes. Se considera flexocompresión si la carga axial es mayor a:

$$P_u > 0.1 \times f'_c \times A_g$$

Los elementos en flexocompresión, a diferencia de los elementos en flexión simple, no tienen una resistencia única. Existen infinitas combinaciones de carga axial y momento flector que ocasionan la falla de la sección. Estas combinaciones forman el diagrama de interacción.

Elaboración del Diagrama de Interacción:

El diagrama de interacción se determina variando la posición del eje neutro en la sección y calculando los valores de momento flector y carga axial.

Algunos puntos notables del diagrama de interacción son:

- a) Falla en compresión pura: Se denomina así a la combinación con carga axial máxima y momento flector nulo. Se determina:

Para elementos con espirales:

$$\phi P_n = 0.85 \times \phi [0.85 \times f'_c \times (A_g - A_{st}) + A_s \times f_y]$$

Para elementos con estribos:

$$\phi P_n = 0.80 \times \phi [0.85 \times f'_c \times (A_g - A_{st}) + A_s \times f_y]$$

- b) Falla por Flexión: Se denomina así a la combinación con carga axial nula. El elemento se comporta en flexión simple.

- c) Falla Tracción Pura: Se denomina así a la combinación con carga axial de tracción y momento flector nulo.

- d) Falla Balanceada: Se denomina así a la combinación de Carga Axial y Momento Flector en la cual el acero en tracción falla al mismo tiempo que el concreto en compresión.

Existen a su vez disposiciones especiales para columnas que resistan fuerzas de sismo:

- a) Ancho Mínimo será de 25cm
- b) La relación de la dimensión menor a la dimensión mayor de la sección transversal de la columna no será menor que 0.4
- c) La cuantía de refuerzo longitudinal no será menor que 0.01 ni mayor a 0.06. Cuando la cuantía exceda de 0.04 los planos deberán incluir detalles constructivos de la armadura en la unión viga-columna.
- d) La resistencia a flexión de las columnas deberá satisfacer la ecuación:

$$\sum (Mnc) > 1.4 \sum (Mnv)$$
- e) El refuerzo longitudinal mínimo deberá ser de 4 barras dentro de estribos rectangulares o circulares, 3 barras dentro de estribos triangulares y 6 barras en caso se usen espirales.

El diseño de columnas por flexocompresión se realiza considerando una armadura de acero para una sección, se calcula el diagrama de interacción y se verifica que las combinaciones de cargas se encuentren por debajo de las combinaciones de cargas de rotura.

4.3.2 Diseño de Columnas por Fuerza Cortante:

La fuerza cortante V_u de los elementos en flexocompresión deberá determinarse a partir de las resistencias nominales en Flexión (M_n), en los extremos de la luz libre del elemento, asociadas a la fuerza axial P_u que de cómo resultado el mayor momento nominal posible.

Existen a su vez los siguientes requisitos de confinamiento:

Deberá colocarse en ambos extremos del elemento estribos cerrados sobre una longitud l_o medida desde la cara del nudo (zona de confinamiento) que no sea menor que:

- a) Un sexto de la luz libre del elemento
- b) La máxima dimensión de la sección transversal del elemento
- c) 45cm

A menos que las exigencias por diseño de esfuerzos cortantes sean mayores, el espaciamiento de estos estribos no excederá el menor de los siguientes valores:

- a) La mitad de la dimensión mas pequeña de la sección transversal del elemento.
- b) 10cm

El primer estribo deberá ubicarse a no más de 5cm de la cara del nudo.

El espaciamiento del refuerzo transversal fuera de la zona de confinamiento no deberá exceder el menor de los siguientes valores:

- a) 16 veces el diámetro de la barra longitudinal de menor diámetro.
- b) La dimensión menor del elemento
- c) 30cm

Refuerzo en los Nudos:

El área mínima del refuerzo transversal que deberá proporcionarse dentro del nudo deberá cumplir con:

$$A_v \geq \frac{0.7 \times b \times s}{f_y}$$

Donde b es el ancho del nudo en la dirección que se está analizando.

El espaciamiento s no deberá exceder de 15cm.

4.3.3 Ejemplo de Diseño de Columna:

A modo de ejemplo se procede a diseñar la columna C3. Las tablas a continuación muestran las combinaciones de carga y momento axial provenientes del análisis del sótano y el primer piso

Story	Combinación	P (ton)	M2 (tonxm)	M3 (tonxm)
Sótano	MV	287.12	1.72	0.56
Sótano	MVSX	322.24	0.31	0.51
Sótano	MVSY	235.28	1.06	0.08
Sótano	MSX	210.33	0.31	0.51
Sótano	MSY	123.37	1.06	0.08

Piso	Combinación	P (ton)	M2 (tonxm)	M3 (tonxm)
Piso 1	MV	235.67	-35.17	-1.18
Piso 1	MVSX	272.34	-27.06	6.40
Piso 1	MVSY	177.03	-30.91	-1.95
Piso 1	MSX	180.84	-12.30	6.79
Piso 1	MSY	85.54	-16.14	-1.56

La figura 38 muestra el armado propuesto de la Columna C3.

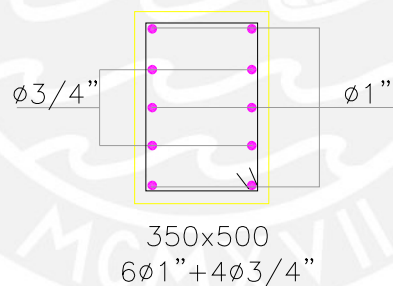


Figura 38.- Armado Propuesto Columna C3

La figura 39 muestra el Diagrama de Interacción de la sección, construido utilizando el programa Seccion Builder (Referencia 8).

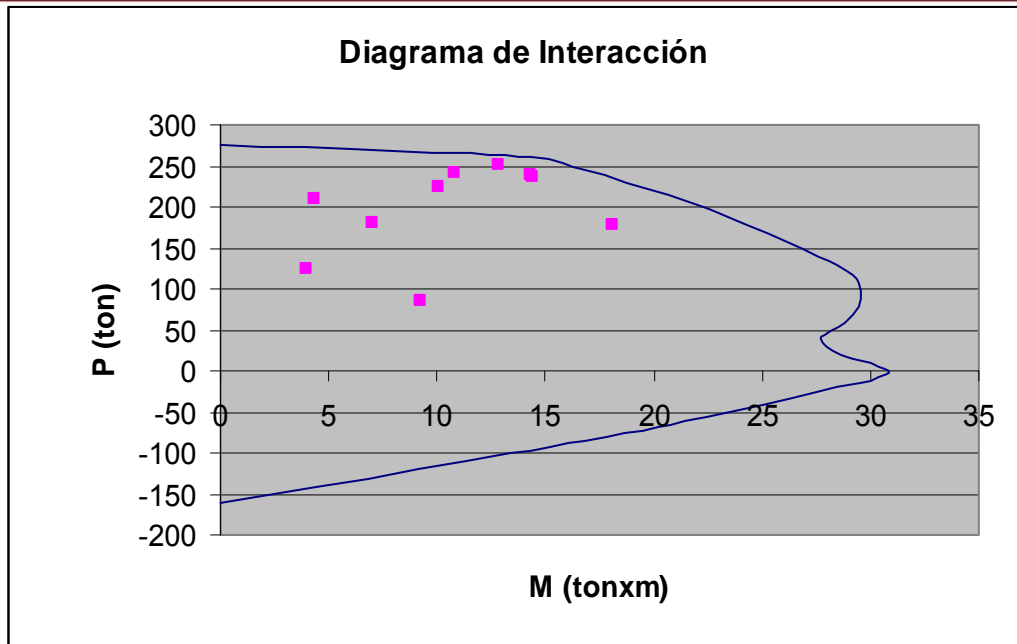


Figura 39.- Diagrama de Interacción

Se verifica que la sección utilizada resiste las solicitaciones. Se da por finalizado el diseño por flexión de la columna, y se procede al diseño por corte.

a) Se determina la Fuerza V_u , utilizando la combinación que otorgue el mayor momento nominal posible:

$$M_u = 28\text{ton} \times m$$

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

$$V_u = \frac{28 + 28}{2.47} = 22.67\text{ton}$$

V_u (ton)	b (cm)	d (cm)	f_c (Kg/cm ²)	ϕV_c (Ton)	S (cm)	ϕV_s (Ton)	ϕV_n (Ton)
22.67	35	44	210	10.05	20.0	13.12	23.17

El espaciamiento máximo debido a la fuerza cortante última es 20 cm.

b) Se determina la zona de confinamiento:

$$1) l = \frac{2.47}{6} = 41\text{cm}$$

2) 50cm.

3) 45 cm.

La zona de confinamiento tiene una longitud mínima de 50 cm.

c) Se determina el espaciamiento máximo en la zona de confinamiento

$$1) l = \frac{35}{2} = 15\text{cm}$$

2) 10cm

El espaciamiento máximo en la zona de confinamiento es 10cm.

d) Se determina el espaciamiento máximo fuera de la zona de confinamiento:

$$a) 16db = 16 * 2.54 * 3/4 = 30.48\text{cm.}$$

b) 35cm.

c) 30cm.

Se determina:

Primer Estribo a 5cm

Longitud de la zona de confinamiento: 60cm

Espaciamiento en la zona de confinamiento: 10cm

Espaciamiento fuera de la zona de confinamiento: 20cm.

Se colocan dos estribos para que no existan barras separadas más de 15 cm a un doblez de estribo.

La figura 40 muestra el armado final de la Columna C3.

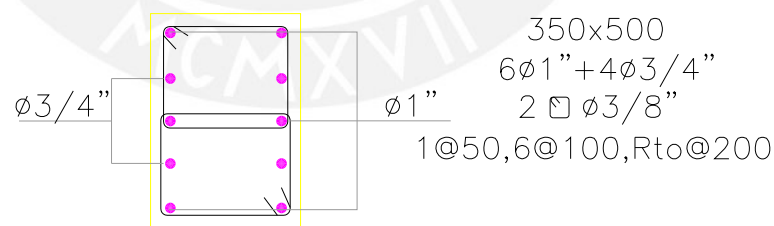


Figura 40.- Armado de la Columna C3

4.3.4 Diseño de Placas por Flexocompresión:

El diseño de las Placas por Flexocompresión depende de los momentos ocasionados por las fuerzas de sismo, debido a su gran rigidez en comparación con las columnas.

El método de diseño depende de la esbeltez del muro, pues de esto depende si se cumplen o no las hipótesis de flexocompresión.

a) Muros Esbeltos $H/L > 1$, son aplicables los lineamientos generales de flexocompresión. El diseño es similar al diseño de columnas por flexocompresión.

La distancia “d” de la fibra extrema en compresión al centroide de fuerzas en tracción del refuerzo se calculará con un análisis basado en la compatibilidad de deformaciones. En caso de no hacerse este análisis “d” deberá tomarse igual a $0.8 \cdot L$.

El acero de refuerzo concentrado en los extremos de los muros deberá confinarse con estribos como en el caso de columnas.

b) Muros con Poca esbeltez $H/L < 1$, no son válidos los lineamientos establecidos para flexocompresión y se deberá calcular el área del refuerzo del extremo en tracción para el caso de secciones rectangulares como sigue:

$$Mu = \phi \times As \times fy \times Z$$

Donde:

$$Z = 0.4 \times L \times \left(1 + \frac{H}{L}\right), \text{ si } 0.5 < \frac{H}{L} < 1$$

$$Z = 1.2 \times H, \text{ si } \frac{H}{L} \leq 0.5$$

4.3.5 Diseño de Placas por Fuerza Cortante:

La fuerza cortante proveniente del análisis se debe escalar por la relación entre el momento último resistente entre el momento actuante. Esto se realiza para evitar la falla por corte.

$$Vu \geq Vua \times \left(\frac{Mur}{Mua}\right)$$

La cuantía ρ_h del refuerzo horizontal por corte será igual o mayor a 0.0025.

El espaciamiento del refuerzo horizontal no excederá de $L/5$, $3t$ ni de 45cm.

La cuantía de refuerzo vertical será mayor o igual a:

$$\rho_v = \left[0.0025 + 0.5 \times \left(2.5 - \frac{H}{L} \right) \times (\rho_h - 0.0025) \right] \geq 0.0025$$

Pero no necesitará ser mayor que el refuerzo horizontal requerido.

El espaciamiento del refuerzo horizontal no excederá de $L/3$, $3t$ ni de 45cm.

4.3.6 Ejemplo de Diseño de Muros

A modo de ejemplo se diseñará la Placa P1:

Se coloca una cuantía de refuerzo vertical de 0.0025, por lo tanto el área de acero es:

$$\rho_v = 0.0025 = \frac{A_s}{100 \times 25} \quad A_s = 0.0025 \times 100 \times 25 = 6.25 \text{ cm}^2$$

Se coloca acero de 3/8" @200 $A_s = \frac{0.71}{20} \times 2 = 7.1 \text{ cm}^2$

Se asume una distribución de acero en las cabezas de las placas, con $6\phi 1"$ en las cabezas extremas, y se obtiene el diagrama de interacción con el programa Etabs (Referencia 6). El diagrama de interacción se muestra en la figura 41.

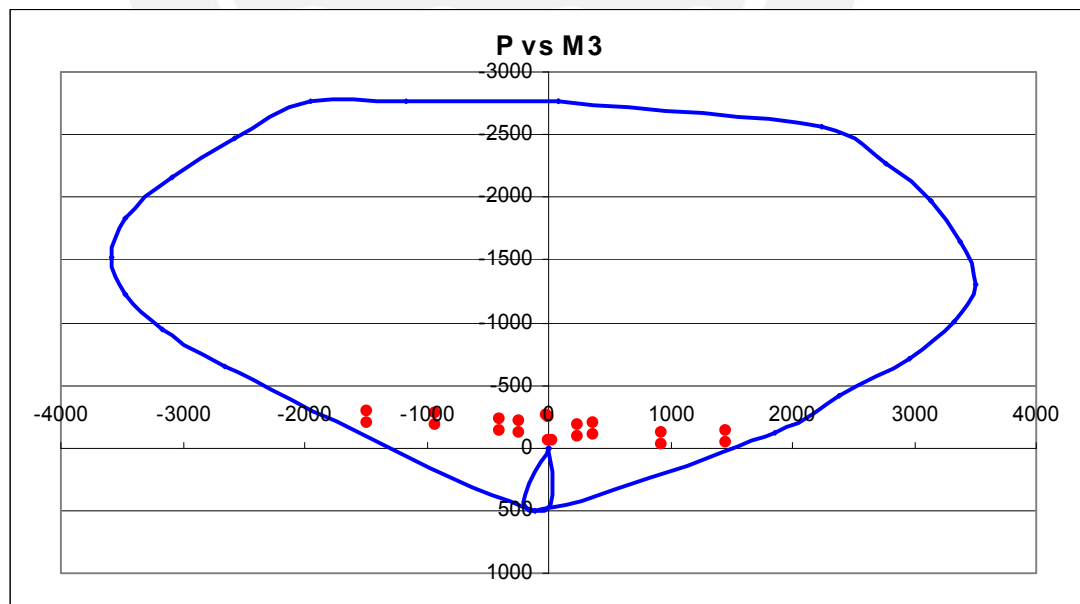


Figura 41.- Diagrama de Interacción Placa P1

La distribución asumida es la correcta.

Se procede luego al diseño por corte:

$$V_a = 185.45 \text{ ton}$$

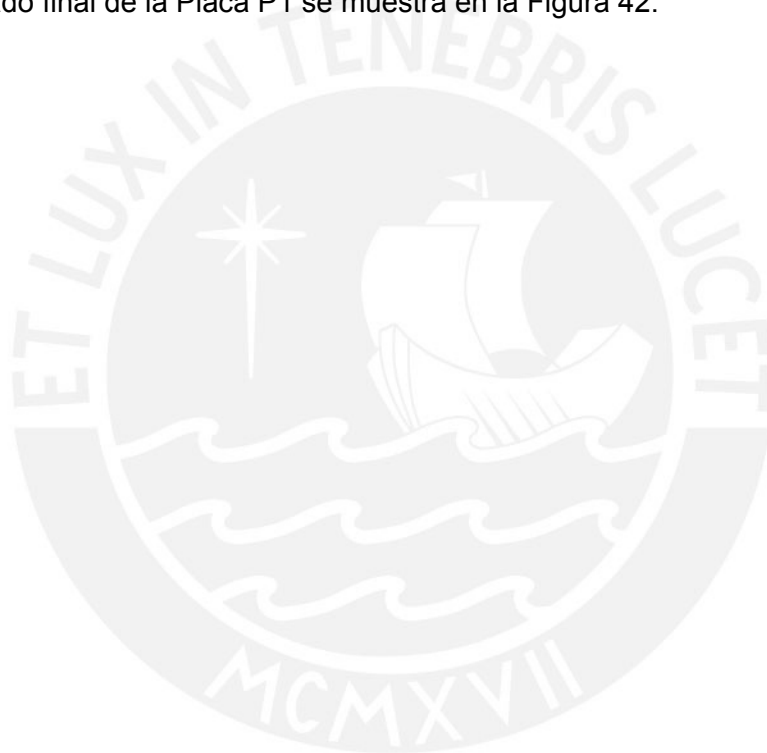
$$V_u \geq V_a \times \left(\frac{M_{ur}}{M_{ua}} \right)$$

$$V_u = 1.3 \times 185.45 = 241.08 \text{ ton}$$

Vu (ton)	b (cm)	d (cm)	fc (Kg/cm ²)	φVc (Ton)	S (cm)	φVs (Ton)	φVn (Ton)
241.08	25	409	210	66.75	20.0	194.66	261.41

Se escoge φ3/8" @150 como acero horizontal de corte.

El armado final de la Placa P1 se muestra en la Figura 42.



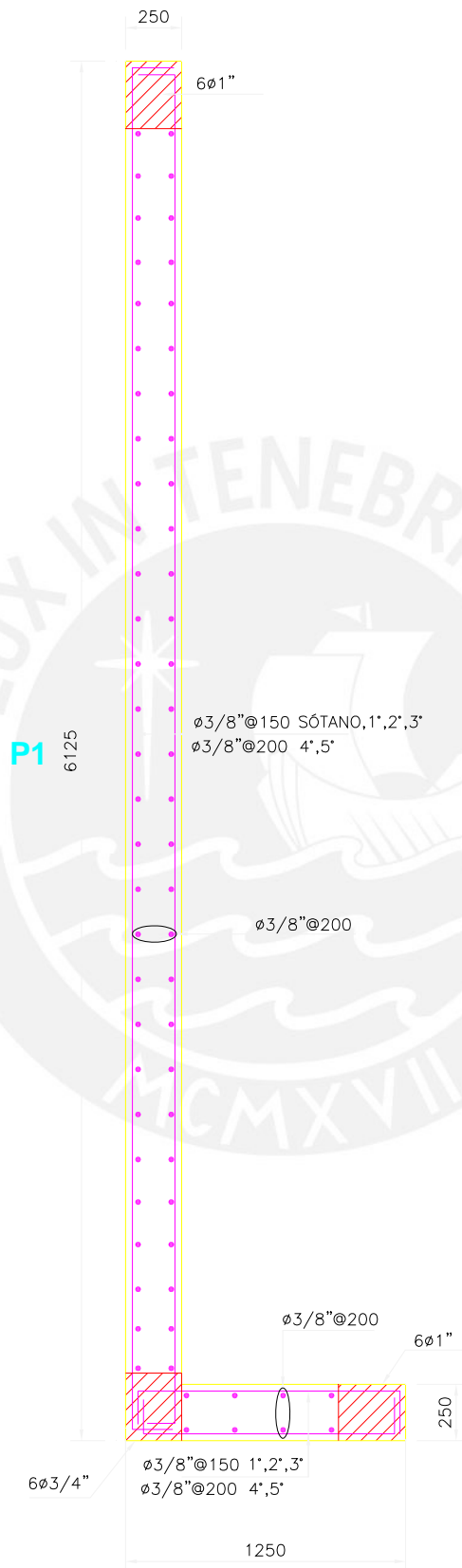


Figura 42.- Armado de la Placa P1

Capítulo 5: Diseño de Cimentaciones

El diseño de cimentaciones se realiza por esfuerzos admisibles, por lo cual la presión de la carga en servicio debe ser menor o igual a la presión admisible del suelo.

La presión admisible del suelo q_a se determina mediante un Estudio de Mecánica de Suelos y es función del tipo de suelo y de la forma de la cimentación. Para determinar la presión admisible, se considera tanto una potencial falla por corte como el asentamiento diferencial máximo

La carga de diseño es la carga en servicio. Al momento de realizar las combinaciones, la carga de sismo que se obtiene siguiendo los lineamientos de la Norma E-030 debe ser dividida entre 1.25, para convertirla de carga de rotura en carga de servicio.

Para efectos de la presente tesis, la capacidad admisible del suelo toma el valor de $q_a = 4\text{kg/cm}^2$, con una profundidad mínima de cimentación de 1m por debajo de la superficie del terreno.

5.1 Dimensionamiento de Zapatas:

Las zapatas se dimensionan verificando que la presión actuante sea menor a la presión admisible. Todos los métodos para determinar las presiones actuando sobre el suelo consideran que el suelo no soporta tracciones. Para determinar las presiones sobre el suelo, se utilizó el Método de Meyerhoff.

Este método supone que el suelo se plastificará ante sollicitaciones de carga axial y momento, resultando en una presión constante sobre un área menor al área inicial de la zapata, cuyo centroide coincida con la resultante de carga, como se muestra en la zapata cuadrada de la figura 43.

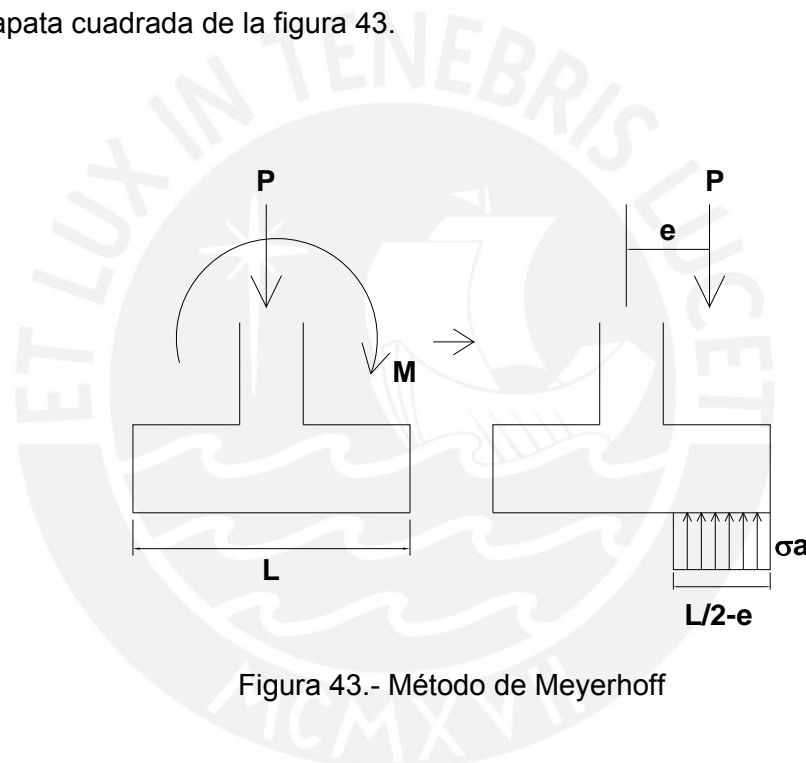


Figura 43.- Método de Meyerhoff

Se calcula la excentricidad con la fórmula $e = \frac{M}{P}$, y luego es esfuerzo en el suelo

se estima con la fórmula

$$\sigma_a = \frac{P}{B \times (L/2 - e)}$$

Se recomienda que los volados sean iguales en zapatas centrales.

5.2 Diseño en Concreto Armado

Para propósitos sencillos de diseño, se considera que la distribución de presiones es uniforme en toda la zapata, e igual a la carga última dividida entre el área de contacto entre el suelo y la zapata.

Diseño por Fuerza Cortante:

En las zapatas el concreto debe soportar las cargas, por lo tanto no se coloca refuerzo por corte.

El diseño por fuerza cortante se divide en dos:

- a) Cortante en una dirección (Tracción diagonal): Se determina la fuerza cortante a "d" de la cara de la columna, como se muestra en la figura 44. Se considera "d" como el peralte de la zapata menos 10 cm.

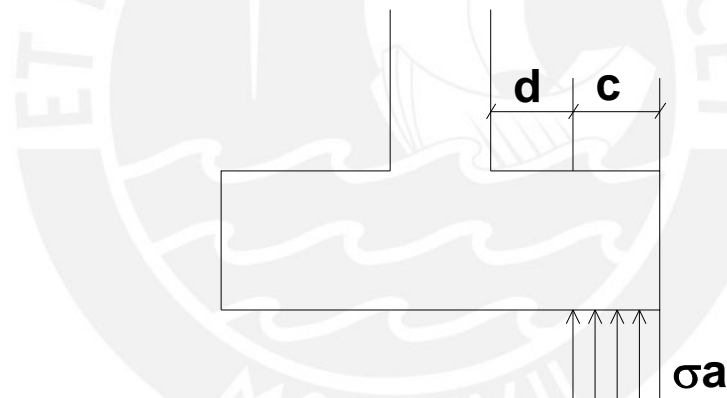


Figura 44.- Cortante en una dirección en zapatas

Se determina la fuerza cortante con la fórmula:

$$V_u = \sigma_u \times (c \times b)$$

La resistencia del concreto se determina con:

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

b) Cortante en dos direcciones (Punzonamiento): Se determina un perímetro a $d/2$ de las caras de la columna, de longitud b_o , como se muestra en la figura 45.

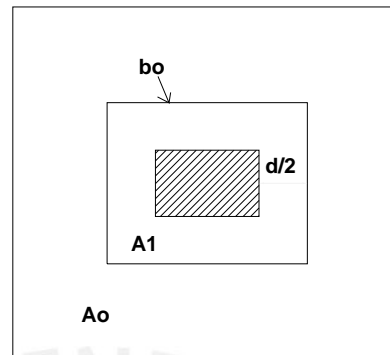


Figura 45.- Cortante por Punzonamiento en Zapatas

Se determina la fuerza cortante con la fórmula:

$$V_u = \sigma_u \times (A_o - A_1)$$

La resistencia del concreto se determina con:

$$\phi V_c = 0.85 \times 1.06 \times \sqrt{f'_c} \times b_o \times d$$

Diseño por Flexión:

Luego de determinar el peralte de la zapata con el diseño por cortante, se diseña el acero por flexión. Se determina el momento a la cara de la zapata, como se muestra en la figura 46. El diseño es igual al diseño por flexión en vigas con armadura en una sola cara.

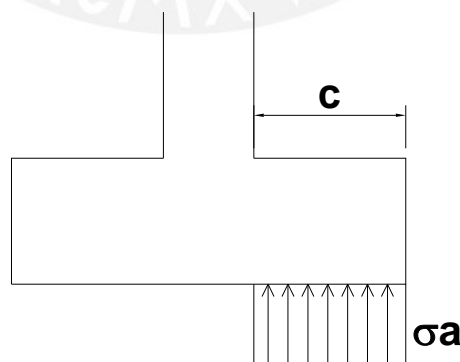


Figura 46.- Diseño por Flexión en Zapatas

El momento se determina con la fórmula

$$Mu = \sigma u \times b \times \frac{c^2}{2}$$

Ejemplo de Diseño de Zapatas:

A modo de ejemplo se diseñará la zapata de la columna circular C1. Para realizar el dimensionamiento, se obtienen las cargas del programa Etabs (Referencia 6), y se muestran en la siguiente tabla :

Carga	P	M2	M3
ZAPATASX MAX	-203.72	-0.21	1.13
ZAPATASX MIN	-211.20	-0.23	0.57
ZAPATASY MAX	-206.66	0.09	0.88
ZAPATASY MIN	-208.26	-0.53	0.82

Se realizó un proceso iterativo para definir los volados y peralte de la zapata. Se obtuvieron volados de 0.90m y un peralte de 0.70m. El peso de la zapata es 9.68 ton. En la tabla siguiente se muestra el cálculo de a presión máxima en el suelo

Combinación	P(t)	σ_2	σ_3
1	203.7	35.40	35.53
2	211.2	36.70	36.74
3	206.6	35.89	36.00
4	208.2	36.23	36.27

Se multiplica la presión máxima del suelo por el factor 1.56 para hallar la presión última.

σ_{ult} (ton*m2)	62.40
-------------------------	-------

Se verifica punzonamiento:

Vu (ton)	ϕV_c (ton)
269.56	390.18

Se verifica corte:

Vu (ton)	ϕV_c (ton)
18.72	39.17
18.72	39.17

El peralte de 0.70m es correcto. Con el peralte definido se procede al diseño por flexión.

Volado	Mu (ton)	As cm ²
v3	25.27	11.3976
v2	25.27	11.3976

En la figura 47 se muestra el armado final de la zapata

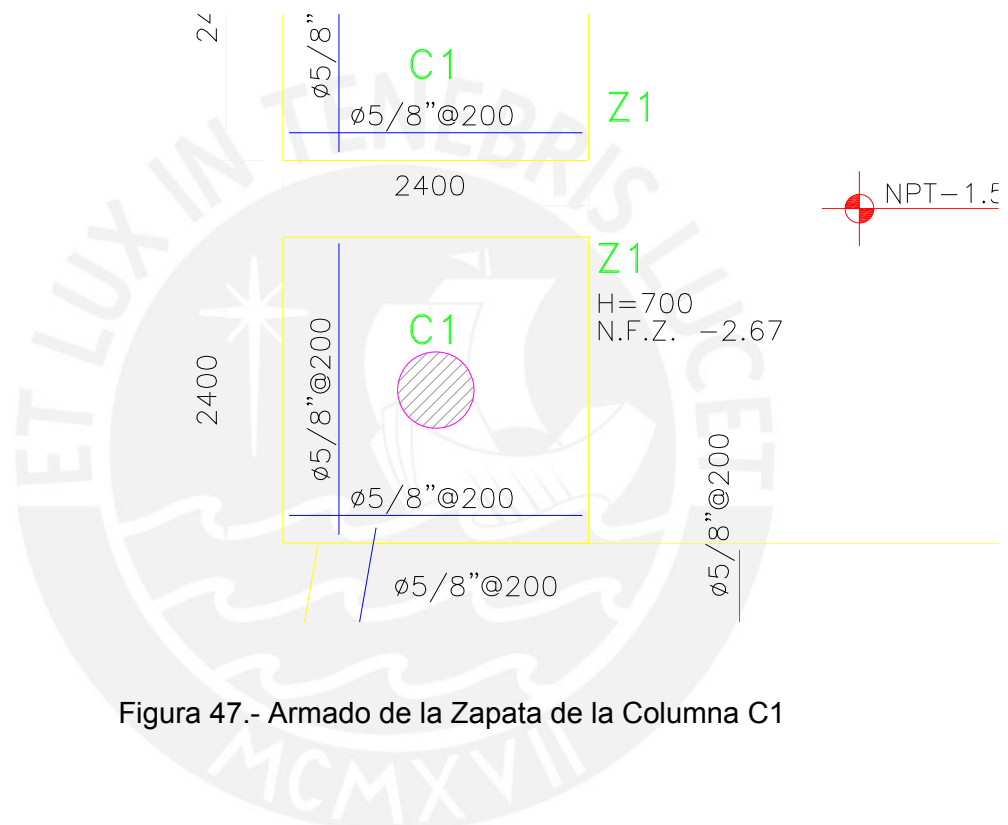


Figura 47.- Armado de la Zapata de la Columna C1

Capítulo 6: Diseño de Diafragmas

Las losas de techo tienen dos funciones principales, soportar las cargas de gravedad y transmitir las cargas horizontales a los elementos sismorresistentes. La figura 48, obtenida de The Seismic Design Handbook (Referencia 9), muestra la transmisión de dichas cargas horizontales.

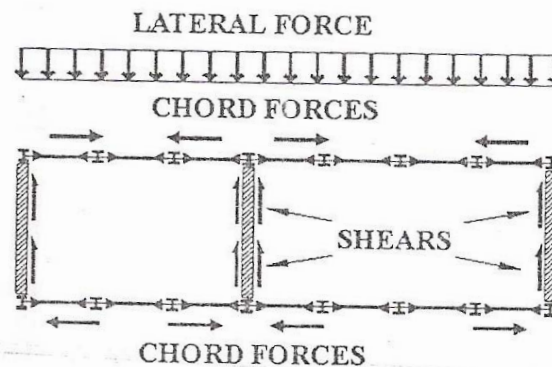


Figura 48.- Transmisión de Carga Horizontal en Diafragmas

Existen tres tipos de diafragmas, los diafragmas rígidos, los diafragmas flexibles y los semi-rígidos. A continuación se describirán los tipos de diafragma.

6.1 Clasificación de los Diafragmas:

Diafragma Rígido: El diafragma rígido distribuye las fuerzas horizontales proporcionalmente a la rigideces de los elementos en estructuras simétricas. En estructuras no simétricas, la estructura sufre una rotación como cuerpo rígido, adicionando fuerzas cortantes producidas por torsión, debido a que la fuerza actúa en el centro de masa y el diafragma gira alrededor del centro de rigidez.

Diafragma Flexible: El diafragma flexible distribuye las fuerzas horizontales de acuerdo a las áreas tributarias. En estructuras no simétricas, no existen efectos de torsión debido a que el diafragma no se comporta como un cuerpo rígido.

Diafragma Semi-Rígido: El comportamiento del diafragma resulta una mezcla del comportamiento del diafragma rígido con el diafragma flexible.

6.2 Determinación del Tipo de Diafragmas:

El tipo de diafragma se determina considerando la rigidez relativa entre el diafragma y los elementos sismorresistentes. Farzaed Naemin (Referencia 9) indica que en la práctica, se considera que las losas de concreto, y los elementos prefabricados con vaciados de concreto posterior (por ejemplo las viguetas prefabricadas y los deck metálicos) como diafragmas rígidos, y las estructuras reticuladas de acero y madera como los tijerales como diafragmas flexibles.

Existen casos en los cuales los diafragmas en estructuras de concreto armado no se comportan como diafragmas rígidos. Luís García (Referencia 10) indica, que para estructuras de concreto, el diafragma puede considerarse rígido si la planta es aproximadamente rectangular (siendo la división del lado mayor entre el lado menor menor que tres), y que no contenga aberturas significativas.

6.3 Factores que Afectan el Desempeño de los Diafragmas:

Efecto de Arco: Este fenómeno ocurre en edificios bajos de forma alargada con muros de corte rígidos espaciados entre sí. Al deformarse el diafragma por flexión, el par de tracciones y compresiones ocasiona esfuerzos de torsión en los muros de corte, como se muestra en la figura 49 (Referencia 9).

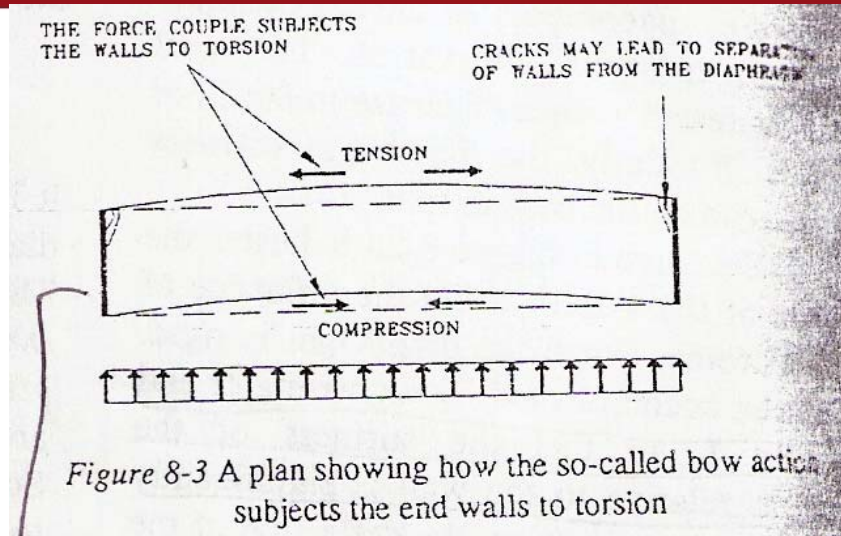


Figura 49.- Efecto de Arco en Diafragmas

Plantas Irregulares: Ocurre en plantas en forma de L, T o U. La deformación de las alas ocasiona concentraciones de esfuerzos en las juntas debido a la deformación desigual de sus elementos. En la figura 50 (Referencia 9) se muestran las irregularidades típicas en planta, y en la figura 51 (Referencia 9) se muestran las zonas de concentración de esfuerzos debido a estas irregularidades.

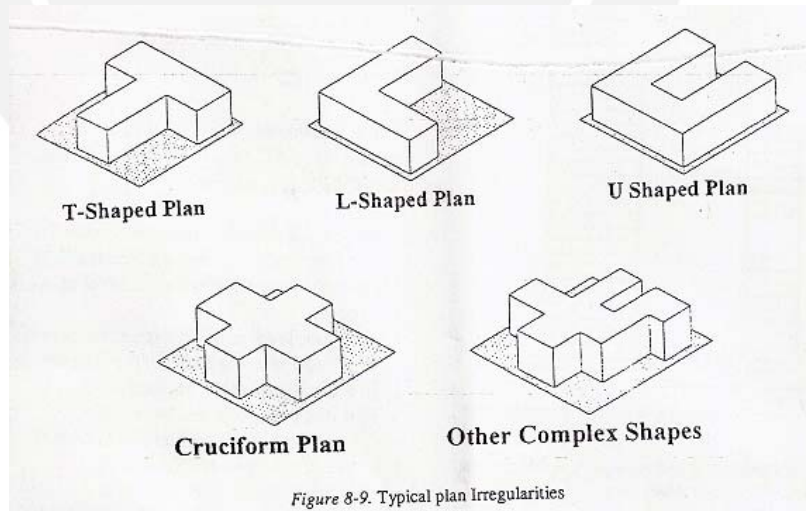


Figura 50.- Irregularidades Típicas en Planta

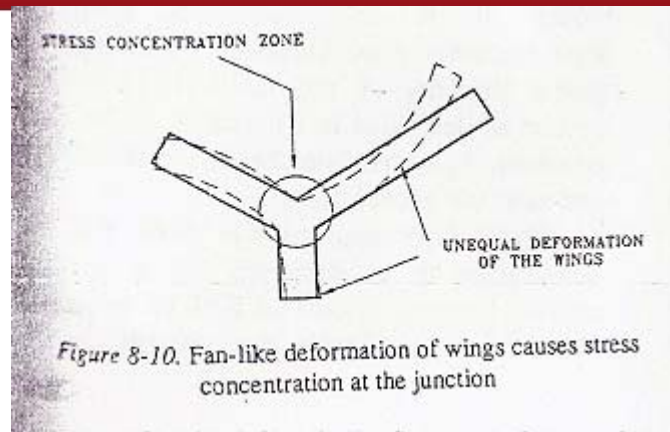


Figura 51.- Zonas de Concentración de Esfuerzos

Discontinuidades en Elevación: Las discontinuidades en elevación ocasionan esfuerzos elevados de corte en los diafragmas debido a la redistribución de esfuerzo cortante. En la figura 52 (Referencia 9) se muestran estas discontinuidades en elevación.

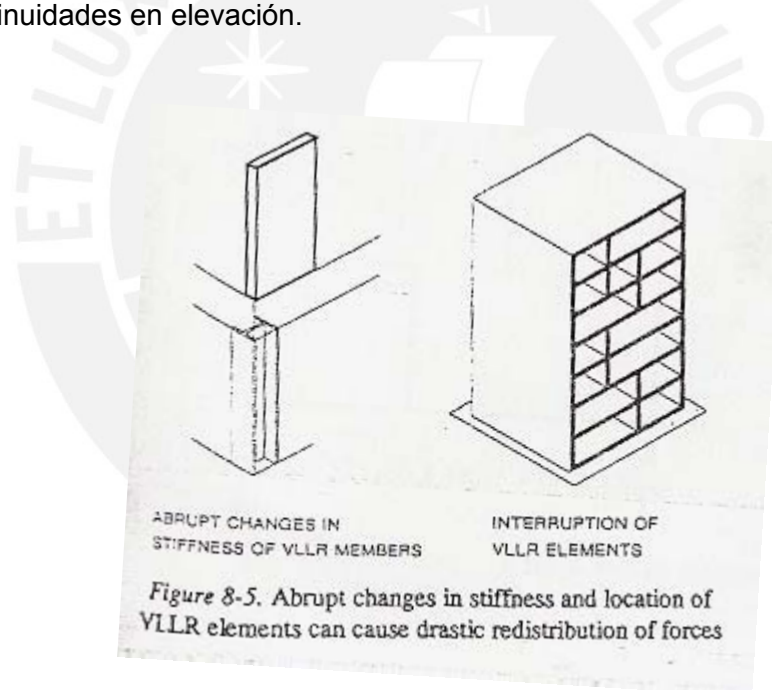


Figura 52.- Discontinuidades en Elevación

Aberturas: Las aberturas significativas ocasionan concentraciones de esfuerzos de corte en las esquinas de las aberturas.

6.4 Método del ACI para el Diseño de Diafragmas:

El código ACI-318-05 (Referencia 11) indica las siguientes consideraciones para el diseño de diafragmas:

El espesor mínimo del diafragma es 5cm.

El refuerzo mínimo del diafragma es el refuerzo por temperatura, es decir una cuantía de acero de 0.0018. La separación entre las varillas debe ser menor a 45cm o 5 veces el espesor de la losa. El refuerzo debe ser capaz de desarrollar el esfuerzo de fluencia f_y en tracción.

Los esfuerzos deben calcularse utilizando cargas amplificadas, y un modelo elástico lineal que considere las secciones brutas de los elementos.

Los elementos estructurales como puntales, tensores, cuerdas de diafragma y elementos colectores con esfuerzos de compresión que excedan de $0.2 f'_c$, deben proveerse de refuerzo transversal de la siguiente manera:

El área total de la sección transversal del refuerzo de estribos cerrados de confinamiento rectangular A_{sh} , no debe ser menor que:

$$A_{sh} = 0.3 \times \frac{s \times b_c \times f'_c}{f_{yt}} \times \left[\left(\frac{A_g}{A_{ch}} \right) - 1 \right]$$

$$A_{sh} = 0.09 \times \frac{s \times b_c \times f'_c}{f_{yt}}$$

Donde:

s = espaciamiento centro a centro del refuerzo transversal

b_c = dimensión transversal del núcleo del elemento medido centro a centro de las ramas del refuerzo transversal.

A_{ch} = área del elemento inscrito en el refuerzo transversal.

La separación máxima del refuerzo transversal debe ser menor a:

La menor dimensión del elemento entre 4.

6 veces el diámetro de la barra de menor diámetro

El valor de s_o , el cual se determina con la siguiente fórmula:

$$s_o = \left(10 + \frac{35 - hx}{3}\right)$$

Donde:

hx = distancia entre los elementos transversales en la sección.

Los elementos colectores deberán diseñarse con cargas amplificadas por el factor de sobre resistencia Ω , de acuerdo al Internacional Building Code (Referencia 12). Cuando las fuerzas de diseño hayan sido amplificadas por el factor Ω , el límite del esfuerzo a compresión de $0.2f'c$ debe incrementarse a $0.5f'c$.

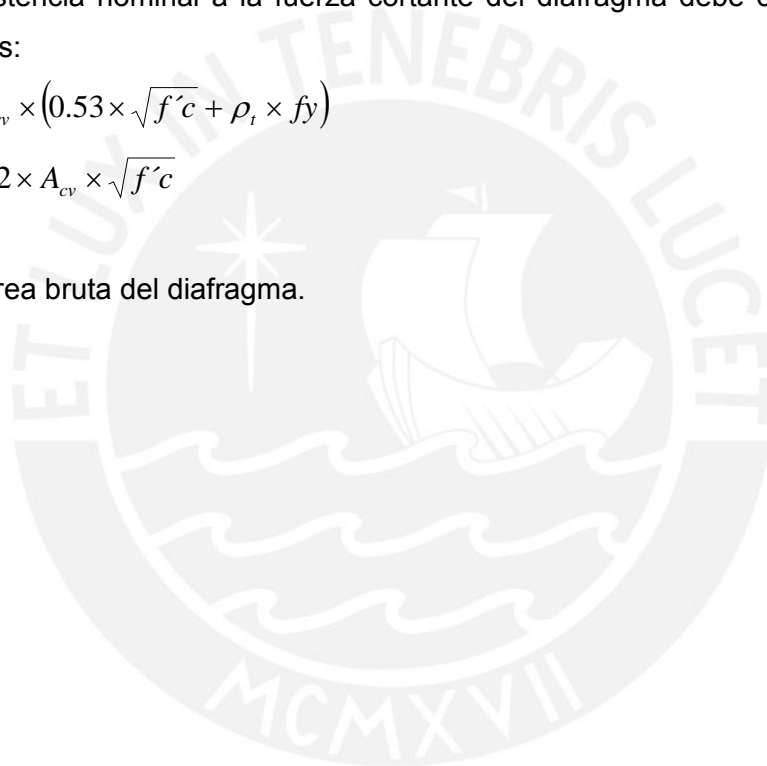
La resistencia nominal a la fuerza cortante del diafragma debe calcularse con las fórmulas:

$$V_n = A_{cv} \times (0.53 \times \sqrt{f'c} + \rho_t \times f_y)$$

$$V_n \leq 2.2 \times A_{cv} \times \sqrt{f'c}$$

Donde:

A_{cv} = Área bruta del diafragma.



6.5 Ejemplo de Diseño de Diafragmas:

A modo de ejemplo, se diseñará el diafragma del piso típico del edificio mostrado en la figura 53.

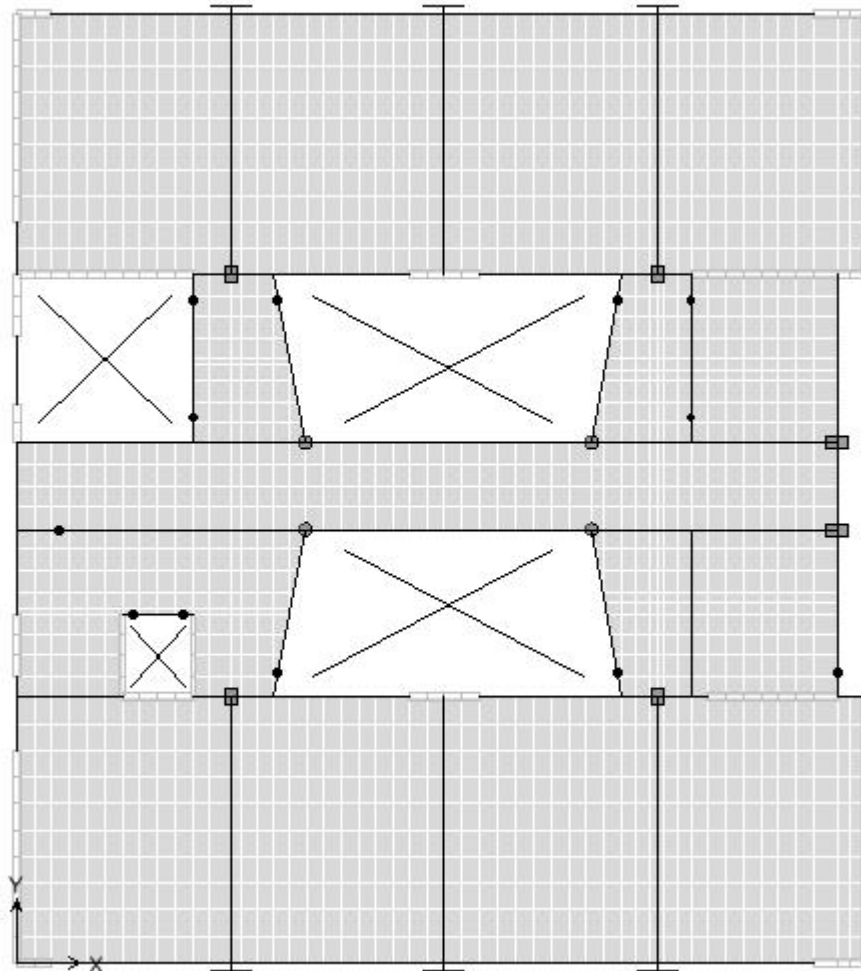


Figura 53.- Diafragma del Piso Típico de la Edificación

Las cargas se determinaron utilizando un análisis estático de acuerdo a la Norma E-030. El valor de la carga se dividió entre el área en planta del diafragma, obteniéndose los siguientes valores de carga por unidad de área:

$$w_x = 0.38 \text{ ton/m}^2$$

$$w_y = 0.44 \text{ ton/m}^2$$

Análisis del Diafragma

Se realizó un modelo del diafragma típico del edificio, idealizando el diafragma como áreas. Se consideró una losa de espesor $t = 5\text{cm}$ en la zona de aligerado, y una losa de espesor $t = 25\text{cm}$ en la zona de losa maciza. Se analizó dicho diafragma utilizando elementos finitos mediante el programa Etabs (Referencia 6).

Los resultados de fuerza cortante debido a la carga sísmica en la dirección X se muestran en la figura 54.

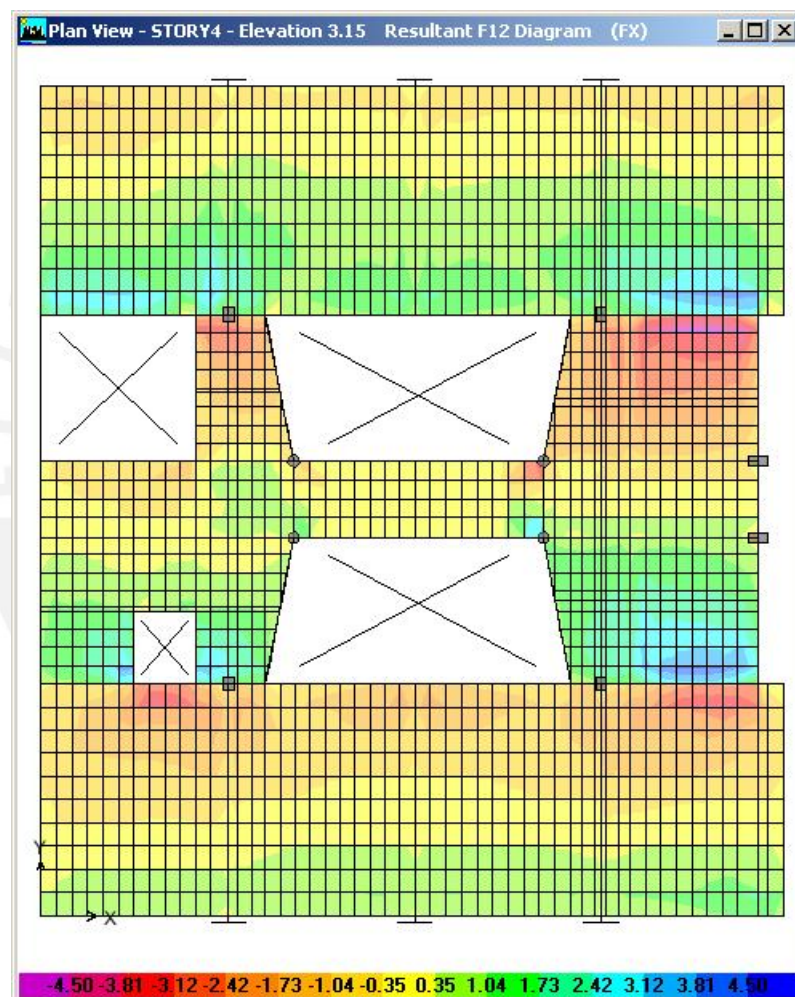


Figura 54.- Fuerza Cortante Carga Sísmica en X

Se observa una distribución de fuerza cortante por unidad de longitud con un valor máximo de 4.8 ton.

Los resultados de fuerza axial debido a la carga sísmica en la dirección Y se muestran en la figura 55.

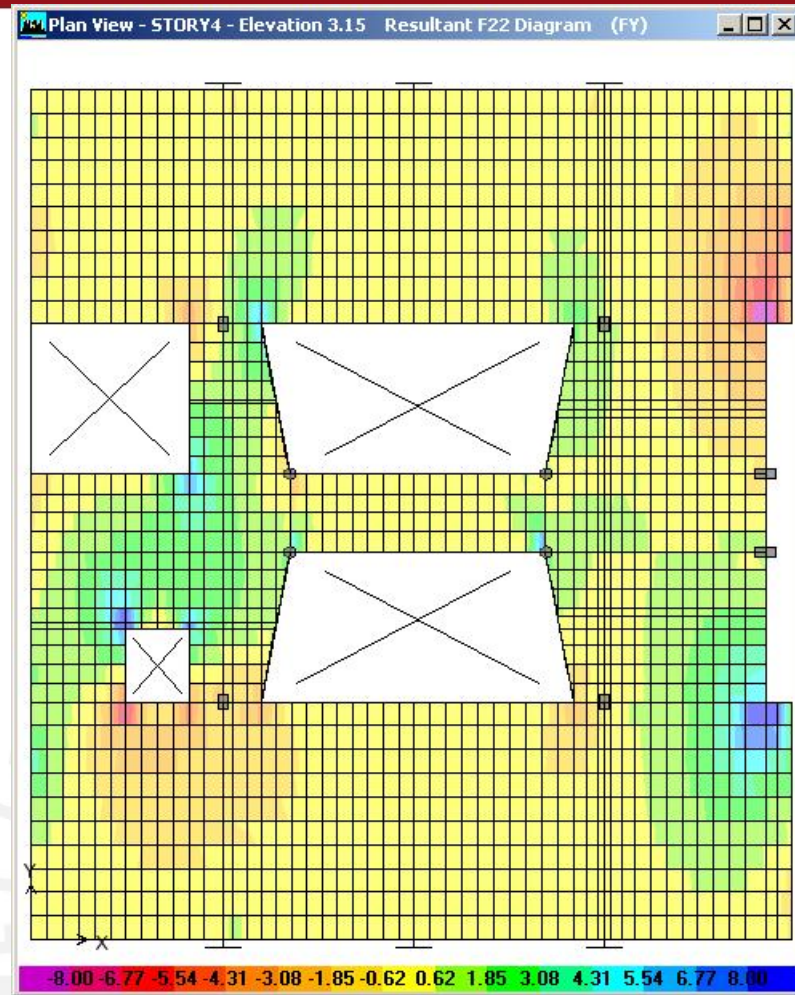


Figura 55.- Fuerza Axial Carga Sísmica en Y

Se observa una distribución de fuerza axial por unidad de longitud con un valor promedio de 2.5 ton. Existen zonas, como las esquinas del ascensor donde la fuerza axial alcanza valores de 6 ton, y zonas con discontinuidad de elementos colectores como la zona de la derecha del edificio, donde la fuerza axial alcanza valores de 11 ton.

Los resultados de fuerza cortante debido a la carga sísmica en la dirección Y se muestran en la figura 56.

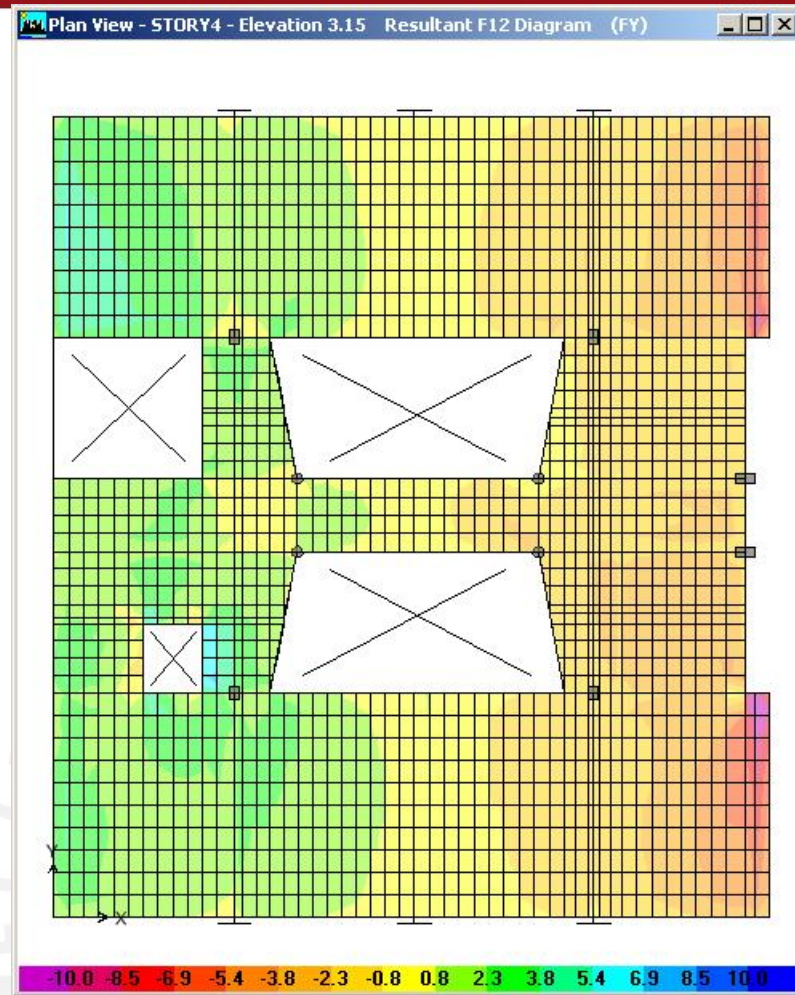


Figura 56.- Fuerza Cortante Carga Sísmica en Y

Se observa un valor promedio de 4.5 ton. Existen a su vez zonas de esfuerzos altos, como la caja de ascensor donde el valor de esfuerzos supera las 6.5 ton, y zonas con discontinuidad de elementos colectores en el eje derecho del edificio, donde los valores superan las 13 ton.

Diseño del Diafragma

Tracción:

Se calcula la resistencia a tracción del diafragma, y se compara contra la fuerza de tracción promedio del diafragma, mediante la ecuación:

$$Tu = 2.5ton$$

$$Tn = (\rho_t \times fy) \times A_{cv}$$

$$\phi Tn = 4.23ton$$

Se determina que la configuración típica de diafragma, es decir una losa de 5 cm con refuerzo de $\phi 6mm@25cm$ resiste en casi la totalidad del diafragma.

En las esquinas del ascensor se colocaron $2\phi 1/2''$ inclinados. El aporte de este refuerzo se determina mediante la ecuación:

$$Tu = 6ton$$

$$\phi Tn = \phi \times A_s \times fy \times \frac{\sqrt{2}}{2} = 6.89ton$$

En la zona con discontinuidad de elementos colectores en el eje derecho del edificio, se coloca una malla de $3/8''@250$. Se calcula la resistencia a la tracción de dicha losa:

$$Tu = 11ton$$

$$Tn = (\rho_t \times fy) \times A_{cv}$$

$$\phi Tn = 11.92ton$$

Corte:

Se calcula la resistencia al corte en una sección típica de diafragma, considerando la losa de 5 cm con acero, considerando como malla de temperatura acero de $6mm@250$.

$$Vu = 4.5ton$$

$$Vn = A_{cv} \times (0.53 \times \sqrt{f'c} + \rho_t \times fy)$$

$$Vn = (100 \times 5) \times (0.53 \times \sqrt{210} + 0.00224 \times 4200) = 8.54ton$$

$$\phi Vn = 7.26ton$$

Se verifica que $Vn \leq Vn \text{ max}$

$$Vn \leq 2.2 \times A_{cv} \times \sqrt{f'c}$$

$$Vn \leq 2.2 \times (100 \times 5) \times \sqrt{210} = 15.94 \text{ ton}$$

Se determina que la configuración típica de diafragma, es decir una losa de 5 cm con refuerzo de $\phi 6\text{mm}@25\text{cm}$ resiste en casi la totalidad del diafragma.

Se coloca refuerzo de $3/8"@250$ en la zona con discontinuidad de elementos colectores en el eje derecho del edificio.

$$Vu = 13 \text{ ton}$$

$$Vn = A_{cv} \times (0.53 \times \sqrt{f'c} + \rho_t \times fy)$$

$$Vn = (100 \times 5) \times (0.53 \times \sqrt{210} + 0.00568 \times 4200) = 15.76 \text{ ton}$$

$$\phi Vn = 13.40 \text{ ton}$$

Se procede a colocar refuerzo en los puntos de esfuerzos altos, es decir los paños conformados por los ejes (AB-69) y (FG-69), como se muestra en la figura 57.

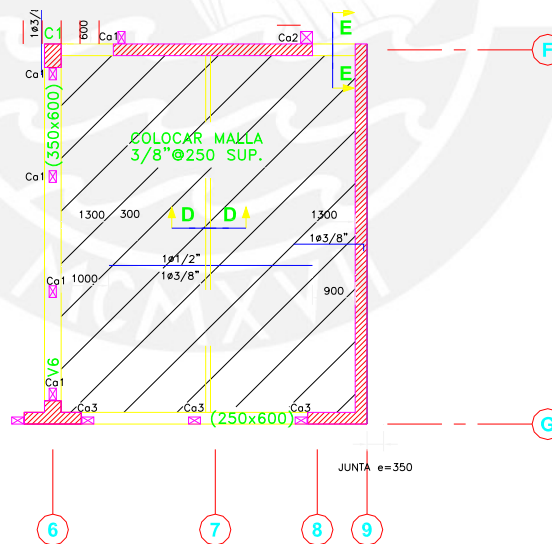


Figura 57.- Refuerzo en Diafragma

Análisis de las Cuerdas y Elementos Colectores:

En la figura 58 se muestra el diagrama de carga axial en cuerdas y elementos colectores debido a la carga sísmica en la dirección X.

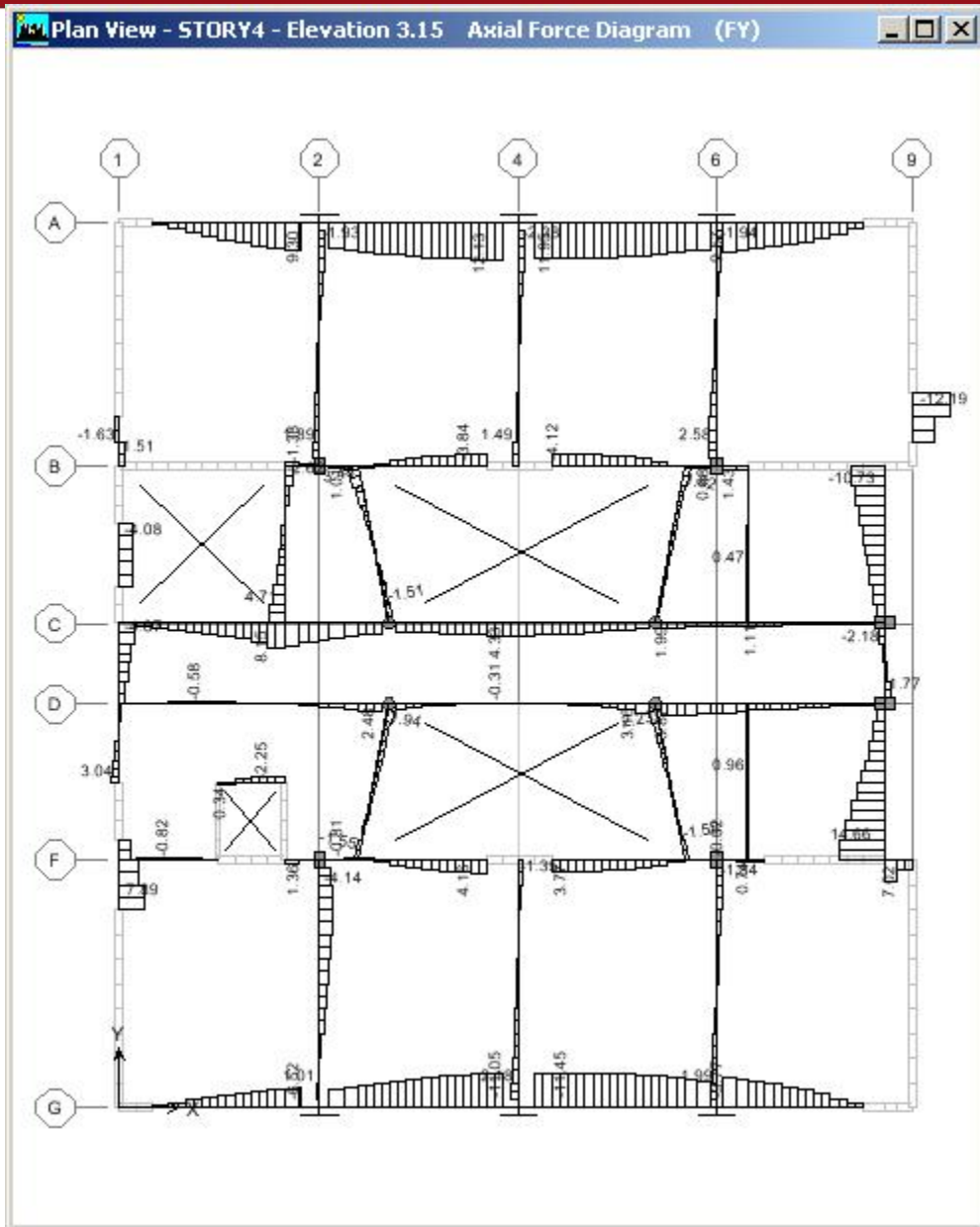


Figura 59.- Carga Axial Sismo Y

Diseño de las Cuerdas y Elementos Colectores:

En la tabla se muestra el cálculo del esfuerzo axial en cuerdas y elementos colectores para determinar si es necesario el confinamiento especial.

Dirección X

Cuerdas

Elemento	Carga Axial kg	Área cm ²	Esfuerzo kg/cm ²	0.2xf'c kg/cm ³
V7	5250	1500	3.5	42

Colectores:

Elemento	Carga Axial kg	Ω	Área cm ²	Esfuerzo kg/cm ²	0.5xf'c kg/cm ³
V1	6000	2.5	1500	10	105
Corte A-A	3210	2.5	750	10.7	105

Dirección YY

Cuerdas

Elemento	Carga Axial kg	Área cm ²	Esfuerzo kg/cm ²	0.2xf'c kg/cm ³
V1	12130	1500	8.09	42

Colectores

Elemento	Carga Axial kg	Ω	Área cm ²	Esfuerzo kg/cm ²	0.5xf'c kg/cm ³
V7	14660	2.5	1500	24.43	105

Se determina que no es necesario confinamiento especial ni en las cuerdas ni en los elementos colectores.

Conclusiones

Estructuración y Predimensionamiento

- La estructuración y el predimensionamiento se desarrollaron usando los criterios impartidos en los cursos de concreto armado. Luego de terminar el análisis y diseño estructural, se comprobó que los criterios de estructuración y predimensionamiento eran adecuados.

Análisis por Cargas de Gravedad

- Los programas de Análisis Estructural modernos permiten representar de manera sencilla los elementos estructurales, idealizando las vigas y columnas como líneas y las losas y placas como áreas. Las cargas distribuidas se representan mediante áreas cargadas y la tabiquería se representa mediante líneas de carga.
- El programa ETABS tiene entre sus opciones la simulación del proceso constructivo de edificios, tratando de reproducir la nivelación de los extremos de columnas tal como que ocurre al terminar de construir un nivel. Para el edificio del presente trabajo, los resultados de ETABS referentes al proceso constructivo no fueron adecuados, ya que por ejemplo se observaron momentos positivos en los apoyos de vigas.
- Se realizaron dos modelos para estimar las fuerzas internas por cargas de gravedad, el primero incrementando las áreas de la columna más deformada y el segundo restringiendo los desplazamientos verticales en los nudos. Ambos modelos produjeron resultados similares y útiles para propósitos de diseño.

Análisis por Cargas de Sismo

- Se desarrolló un modelo 3-D considerando la distribución real de masas y rigideces en la estructura. Cada piso se asumió como un diafragma rígido con 3 grados de libertad por nivel.
- Las solicitaciones sísmicas se representaron mediante los espectros de aceleración dados por la norma E-030. La fuerza cortante en la base correspondiente al análisis espectral fue menor a la obtenida del método estático en 25%. Por esta razón fue necesario escalar las fuerzas internas en las combinaciones de carga para diseño.
- Los valores de deriva obtenidos fueron de 0.005 y 0.003 para ambas direcciones del edificio. Estos valores resultaron notoriamente menores al límite permitido por la norma E-030 (0.007). El desplazamiento de la azotea se estimó en 7 cm. Los resultados de desplazamientos indican que se trata de un edificio con adecuada rigidez.

Diseño Estructural en Concreto Armado

- En la mayoría de vigas, el diseño fue gobernado por solicitaciones de carga, excepto en las vigas cortas entre muros donde el diseño fue gobernado por criterios de capacidad.
- En las placas, la fuerza cortante de diseño se obtuvo escalando la fuerza proveniente del análisis por la relación entre el momento resistente y el momento actuante. Se obtuvieron factores de escala del orden de 1.3. Por recomendación del asesor no se consideró el factor de amplificación dinámico.

Diseño de Cimentaciones

- Para dimensionar las zapatas, se utilizó una distribución uniforme de presiones (hipótesis de Meyerhoff).
- Debido a la buena resistencia del terreno, la cimentación se desarrolló usando zapatas aisladas para columnas y zapatas combinadas para placas.

Diseño de Diafragmas

- La norma E-060 Concreto Armado vigente no indica el procedimiento para el diseño de los diafragmas. En este trabajo se usaron las recomendaciones del código ACI-318-05, que en general están pensadas para edificios muy regulares y de planta sencilla.
- El ACI no tiene un procedimiento explícito para determinar las cargas sobre los diafragmas; en los comentarios de este código sugieren usar las fuerzas provenientes del análisis estructural amplificadas por factores de sobrerresistencia entre 2 y 3.
- El diafragma más esforzado fue el del penúltimo nivel. La fuerza obtenida del análisis estructural actuante en este diafragma se dividió entre el área en planta, obteniéndose un valor de 0.44ton/m². de fuerza aplicada horizontalmente.
- Los resultados del modelo de Elementos Finitos desarrollado para el diafragma indicaron valores máximos de fuerza axial de 11 ton por unidad de longitud y fuerza cortante de 13 ton por unidad de longitud en una zona de discontinuidad del diafragma. En las vigas se encontraron fuerzas normales del orden de 14 ton.
- Debido a la presencia de esfuerzos altos, se tuvo que incrementar el refuerzo distribuido en algunas zonas del diafragma.
- El análisis de cuerdas y elementos colectores indicó que no era necesario usar elementos especialmente confinados.

Referencias

- 1.-VELLA ZARDIN, FRANCO: Planos de Arquitectura Pabellón E UPC
- 2.-BLANCO BLASCO, ANTONIO: Informe Losas Aligeradas con Bloques de Poliestireno Expandido Etsapol
- 3.- SERVICIO NACIONAL DE CAPACITACIÓN PARA LA INDUSTRIA DE LA CONSTRUCCIÓN (SENCICO): Norma E-060 Concreto Armado, Sencico, Lima 1989.
- 4.- BLANCO BLASCO, ANTONIO: Apuntes del Curso Concreto Armado 2, Pontificia Universidad Católica del Perú, Lima 2006.
- 5.- HABIBULLAH, ASHRAF: Structural Analysis Program SAP 2000 v9.16, Computers and Structures Inc, Berkeley, California, 2005.
- 6.- HABIBULLAH, ASHRAF: Extended 3-D Analysis of Building Systems ETABS v9.04, Computers and Structures Inc, Berkeley, California, 2005.
- 7.- SERVICIO NACIONAL DE CAPACITACIÓN PARA LA INDUSTRIA DE LA CONSTRUCCIÓN (SENCICO): Norma E-030 Diseño Sismorresistente, Sencico, Lima 2003
- 8.- HABIBULLAH, ASHRAF: Concrete. Steel and Composite Sections CSI SECTION BUILDER v 8.10, Computers and Structures Inc, Berkeley, California, 2003.
- 9.- NAEMIN, FARZAD: The Seismic Design Handbook, Boston: Kluwer Academic, 2001
- 10.- BOZORGNIA, YOUSEF: Earthquake engineering: from engineering seismology to performance-based engineering, Boca Raton : CRC, 2004
- 11.- AMERICAN CONCRETE INSTITUTE, Building Code Requirements for Structural Concrete ACI-318-05, and Comentary ACI318R-05, ACI, Farminton Hills, Michigan, 2005.
- 12.- INTERNATIONAL CODE COUNCIL, International Building Code, Country Club Hills, Illinois, 2003.