

UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA

FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL



**ANALISIS Y DISEÑO SISMO - RESISTENTE
DE UN EDIFICIO DE CONCRETO ARMADO**

TOMO I

T E S I S

Para optar el Título Profesional de
INGENIERO CIVIL

JOSE ALEJANDRO PERALTA GORE

Lima - Perú

1,986

I N D I C E

Capítulo 1.- Introducción

1.1 Generalidades	2
1.2 Estructuración del Proyecto	2
1.3 Normas de Diseño	6
1.4 Especificaciones Generales de Diseño	6
1.5 Cargas a Considerar en el Diseño	7

Capítulo 2.- Dimensionamiento Previo

2.1 Generalidades	9
2.2 Predimensionamiento de Columnas	9
2.3 Predimensionamiento de Placas	15
2.4 Predimensionamiento de Muros de Sótano	16
2.5 Predimensionamiento de Losas Aligeradas	17
2.6 Predimensionamiento de Vigas	17

Capítulo 3.- Metrado de Cargas

3.1 Generalidades	24
3.2 Metrado de Cargas de Aligerados	24
3.3 Metrado de Cargas de Vigas Principales	25
3.4 Metrado de Cargas de Vigas Secundarias	26
3.5 Metrado de Cargas de Vigas Auxiliares	27
3.6 Metrado de Cargas de Columnas y Placas	30
3.7 Metrado de Cargas de Estructuras Complementarias	30
3.8 Resumen de Metrado de Cargas para el Análisis Sísmico ...	35

Capítulo 4.- Análisis Estructural por Cargas Verticales

4.1 Generalidades	38
4.2 Método de Kani	39
4.3 Características Geométricas de los Elementos Estructurales	45
4.4 Sistemas de Cargas a Emplear	50
4.5 Análisis Estructural	51

Capítulo 5.- Análisis Estructural por Cargas Horizontales

5.1 Generalidades	61
5.2 Determinación de las Cargas Sísmicas	62
5.3 Método de Análisis	64
5.4 Verificación de Desplazamiento Laterales	85
5.5 Torsión en Planta	85
5.6 Análisis Estructural	89

Capítulo 6.- Cálculo de Envolventes

6.1 Generalidades	121
6.2 Resistencia Requerida para el Diseño	121
6.3 Reducción de Carga Viva	122
6.4 Cálculo de Envolventes en Vigas	123
6.5 Combinaciones de Carga Críticas en Columnas	132
6.6 Combinaciones de Carga Críticas en Placas	135

Capítulo 7.- Diseño de Losas Aligeradas

7.1 Generalidades	138
7.2 Diseño de Elementos a Flexión Pura. Método a la Rotura	138
7.3 Diseño por Corte en Losas Aligeradas	155
7.4 Consideraciones Adicionales para el Diseño	156
7.5 Análisis y Diseño de los Aligerados de los Niveles Típicos	159

Capítulo 8.- Diseño de Vigas

8.1 Generalidades	172
8.2 Diseño de Refuerzo por Corte en Vigas	172
8.3 Adherencia, Anclaje y Longitud de Desarrollo	175
8.4 Detallado del Refuerzo	180
8.5 Empalmes en el Refuerzo	183
8.6 Recomendaciones Adicionales para el Diseño de Vigas de Pórticos Dúctiles Especiales	185
8.7 Diseño de Viga del Pórtico C-Segundo Nivel	190
8.8 Diseño de Viga del Pórtico 3-Segundo Nivel	197

Capítulo 9.- Diseño de Columnas

9.1 Generalidades	211
9.2 Compresión Axial Pura	211
9.3 Flexocompresión	214
9.4 Evaluación Aproximada de los Efectos de Esbeltez	221
9.5 Especificaciones Adicionales de Diseño para Columnas ...	225
9.6 Diseño de Columna C-C3	228

Capítulo 10.- Diseño de Muros

10.1 Generalidades	239
10.2 Especificaciones para el Diseño de Muros	239
10.3 Recomendaciones Adicionales para el Diseño de Muros de Corte Dúctiles Especiales	242
10.4 Diseño de Placa P-A	243

Capítulo 11.- Diseño de Estructuras Complementarias

11.1 Generalidades	257
11.2 Diseño de Escalera de Servicio E-2	257
11.3 Diseño de Tanque Elevado y Tanque Cisterna	267

Capítulo 12.- Diseño de Cimentaciones

12.1 Generalidades	283
12.2 Determinación de Area Mínima de Zapatas	283
12.3 Fallas por Cortante en Zapatas	285
12.4 Fallas por Aplastamiento en Zapatas	286
12.5 Especificaciones de Diseño Adicionales	287
12.6 Diseño de Zapata Aislada Z-C 3	288
12.7 Diseño de Zapata Corrida Z-A	293

Capítulo 13.- Metrados y Presupuesto de Estructuras

13.1 Generalidades	304
13.2 Costos por Elemento Diseñado	304

Capítulo 14.- Conclusiones

14.1 Generalidades	309
14.2 Conclusiones y Recomendaciones	309

Anexo

- A - 1 Tabla para Diseño de Elementos a Flexión
- A - 2 Tablas y Figuras del Portland Cement Association (PCA)
para Diseño de Tanques Rectangulares

Bibliografía

C A P I T U L O 1

INTRODUCCION

- 1.1 Generalidades
- 1.2 Estructuración del Proyecto
- 1.3 Normas de Diseño
- 1.4 Especificaciones Generales de Diseño
- 1.5 Cargas a Considerar en el Diseño

1.1 GENERALIDADES

El objetivo de este trabajo consiste en realizar el análisis y diseño estructural de un edificio de concreto armado de ocho pi sos y un sótano. Este edificio está proyectado para funcionar como un local de oficinas administrativas.

La estructura en sí del edificio responde a un concepto claro y económico en donde las dimensiones de columnas, placas, vigas y losas son una definición natural y racional al problema planteado.

La estructura está conformada por un sistema mixto pórtico - placa para el cual se planteará su solución mediante métodos sencillos de análisis práctico que están al alcance de la comprensión de todas aquellas personas que cuentan con los conocimientos necesarios del Análisis Estructural.

1.2 ESTRUCTURACION DEL PROYECTO

La estructuración es quizás la parte más importante del proyecto. En ella se elige el modelo estructural capaz de soportar las cargas que gravitarán sobre la edificación. Para lograr la conformación de este modelo es necesario realizar ciertas idealizaciones tratando de acercarnos al máximo a la realidad del funcionamiento mecánico de la estructura con el fin de poder soportar finalmente: el peso propio, las sobrecargas y las acciones sísmicas.

Se debe realizar la estructuración tratando de conservar en lo posible el planteamiento arquitectónico, el cual deberá modificarse si es que las condiciones estructurales así lo requieran.

En el presente proyecto, el edificio ha sido idealizado como

una estructura del tipo mixto formada por placas y pórticos distribuidos en forma simétrica con el fin de lograr una buena distribución de masas y rigideces, evitando así una concentración excesiva de **esfuerzos** así como también reduciendo los efectos de torsión en planta. Lógicamente, este planteamiento estructural es posible debido a la distribución arquitectónica de la edificación.

Así, tenemos en nuestro proyecto cuatro ejes en el Sentido de Análisis X (especificados con números) y ocho ejes en el Sentido Y (especificados con letras), una caja de ascensores y dos tipos de escaleras.

Se plantea, además, la necesidad de considerar dos placas perimétricas en el Sentido Y (una a cada extremo del edificio) con el propósito de absorber conjuntamente con la caja de ascensores un gran porcentaje del cortante por sismo. Esto, con el fin de que los sistemas de piso actúen como diafragmas horizontales rígidos, teniendo todos los elementos resistentes de un mismo nivel el mismo desplazamiento horizontal.

Debido a que las sobrecargas son de poca magnitud, los sistemas de piso se conformarán íntegramente de losas aligeradas en un sólo sentido. El sentido del refuerzo principal de los aligerados se escogió con la finalidad de obtener un modelo práctico y económico. De esta manera, se propone aprovechar la alta capacidad portante de las placas perimétricas cargando los aligerados en cada una de las zonas laterales del edificio siguiendo el Sentido X. Asimismo, en la zona central del edificio, el sentido de los aligerados es invertido al Sentido Y debido a la presencia de la escalera principal y el ducto de instalaciones sanitarias.

El diseño arquitectónico ha considerado el empleo de ensanches, a modo de columnas, en los encuentros de las vigas del Sentido X con las placas laterales del edificio. Estos ensanchamientos nos sirven para mejorar el comportamiento estructural de los pórticos del Sentido X acentuando sus rigideces y permitiendo un mejor

anclaje de la armadura de sus vigas. Asimismo, en el Sentido Y incrementan la rigidez de las placas laterales mejorando el comportamiento sísmico del edificio.

Las escaleras son analizadas cada una en forma independiente debido a que su efecto sobre el modelo general puede considerarse despreciable.

En resumen:

Sentido X:

La estructura consta de cuatro pórticos interactuando uno de los dos centrales con la caja de ascensores.

Sentido Y:

La estructura consta de dos placas, seis pórticos y la caja de ascensores distribuidos en forma simétrica.

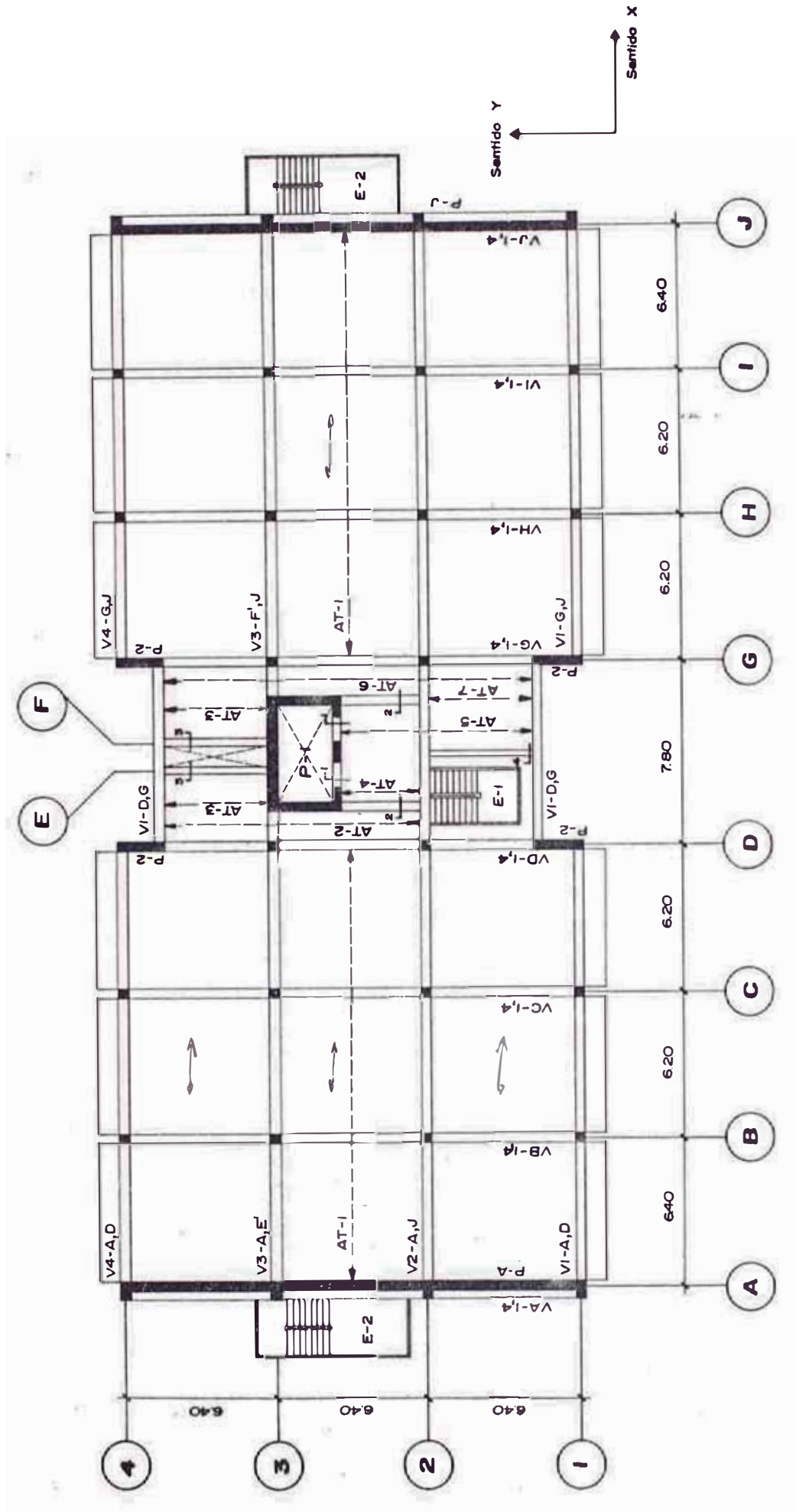


Figura 1.1: Esquema en planta del proyecto (nivel típico)

1.3 NORMAS DE DISEÑO

Para el diseño del proyecto se tomarán en consideración las normas siguientes:

1.3.1 Reglamento Nacional de Construcciones:

- a) Reglamento de Diseño de Concreto Ciclópico y Armado
(Anexo 1.2 del Título VIII del R.N.C. aprobado por R.M. N^o. 159-77-VC del 05.04.77).
- b) Norma Básica de Diseño Sismo-Resistente
(Anexo del Reglamento de Diseño de Concreto Ciclópico y Armado - R.M. N^o. 159-77-VC del 05.04.77).
- c) Norma de Cargas
(Anexo del Reglamento de Diseño de Concreto Ciclópico y Armado aprobado por R.M. N^o. 743-77-VC del 14.11.77).

1.3.2 Reglamento de Construcciones de Concreto Reforzado

(ACI 318-77)

(Reglamento del American Concrete Institute, el cual en este trabajo llamaremos simplemente Código ACI).

1.4 ESPECIFICACIONES GENERALES DE DISEÑO

Las especificaciones generales adoptadas para el diseño estructural de la edificación son las siguientes:

1.4.1 Ubicación: Ciudad de Lima

1.4.2 Uso: Oficinas

1.4.3 Capacidad portante del terreno: 2.5 kg/cm²

1.4.4 Materiales a emplear:

a) Concreto armado: $f'c = 210$ kg/cm²

b) Acero: $f_y = 4200$ kg/cm² (Grado 60).

1.5 CARGAS A CONSIDERAR EN EL DISEÑO

Las cargas de diseño adoptadas para el diseño estructural de la edificación, de acuerdo con la Norma de Cargas del R.N.C., son las siguientes:

1.5.1 Cargas Muertas o de Peso Propio:

a) Cobertura de ladrillo pastelero	100 Kg/m ²
b) Piso terminado en niveles típicos	100 Kg/m ²
c) Enlucido de cielo-rasos	20 Kg/m ²
d) Tabiquería en niveles típicos	50 Kg/m ²
e) Losas aligeradas de espesor:	
0.20 m.	300 Kg/m ²
0.25 m.	350 Kg/m ²
0.30 m.	420 Kg/m ²
f) Peso propio del concreto armado	2400 Kg/m ³
g) Peso propio de albañilería hueca	1350 Kg/m ³
h) Peso propio de albañilería sólida	1800 Kg/m ³
i) Peso propio de tierra	1600 Kg/m ³

1.5.2 Cargas Vivas o Sobrecargas:

a) Niveles típicos de oficinas	250 Kg/m ²
b) Azotea	150 Kg/m ²
c) Escaleras	500 Kg/m ²

C A P I T U L O 2

DIMENSIONAMIENTO PREVIO

2.1 Generalidades

2.2 Predimensionamiento de Columnas

2.3 Predimensionamiento de Placas

2.4 Predimensionamiento de Muros de Sótano

2.5 Predimensionamiento de Losas Aligeradas

2.6 Predimensionamiento de Vigas

2.1 GENERALIDADES

Habiendo realizado la estructuración del proyecto, debemos determinar a continuación las dimensiones geométricas de los distintos elementos que componen el modelo estructural asumido.

La determinación de la geometría de estos elementos es sólo tentativa debido a que están sujetos a una verificación posterior. La magnitud de las correcciones que tuvieran que hacerse dependen del grado de aproximación que se haya logrado con los métodos de predimensionamiento empleados.

Debemos señalar que existen muchos métodos para el predimensionamiento; pero antes que nada, interviene la experiencia y el criterio del diseñador a fin de poder obtener la economía necesaria de su diseño sin olvidar la seguridad integral del proyecto.

2.2 PREDIMENSIONAMIENTO DE COLUMNAS

2.2.1 Consideraciones Generales

Para el predimensionamiento de las columnas emplearemos el estudio realizado por los Ingenieros Edison Zegarra Aliaga y Ricardo Yamashiro Kamimoto en la Tesis de Grado del primero de los nombrados (1967).

En este estudio, se nos muestra un método sencillo conocido como METODO DEL AREA TRIBUTARIA ACUMULADA. Este método de predimensionamiento de columnas se obtuvo a partir del análisis de un grupo de estructuras aporticadas de 10 pisos cada una con distintas luces. Se empleó un acero de refuerzo Grado 40 ($f_y = 2800 \text{ Kg/cm}^2$) con una cuantía en las columnas del orden del 2%. La resistencia del concreto era de $f'c = 210 \text{ Kg/cm}^2$.

Para la aplicación de este método se recomienda tomar en cuenta las siguientes limitaciones:

- a) La distribución en planta de las columnas debe ser más o menos simétrica.
- b) Las losas de piso deben ser armadas en un solo sentido.
- c) Los muros de corte (si los hay) tendrán poca influencia para tomar fuerzas laterales de sismo. En nuestro caso, tenemos en el sentido secundario de nuestro edificio muros de corte bastante influyentes en el comportamiento sísmico, dándole mayor seguridad al método.
- d) La sobrecarga promedio no debe exceder de 250 Kg/m² en los niveles típicos.

Hemos visto que las condiciones planteadas por el Ing. Zegarra sólo lo difieren en el empleo del acero grado 40. Al emplear para nuestro proyecto acero de grado 60 vamos a darle un mayor rango de seguridad a la estructura, lo que se compensa con los incrementos de los coeficientes de carga de los códigos de diseño en los últimos años.

2.2.2 Dimensionamiento

El área de la columna correspondiente al segundo y antepenúltimo piso del edificio se puede determinar mediante la expresión siguiente:

$$A_g = K A_{TA} \quad (2-1)$$

Donde:

A_g = Área total de la sección transversal de la columna.

K = Coeficiente que se obtiene de la Tabla 2.1. Depende de la ubicación relativa de la columna y de las luces que cubre según se detalla en la Figura 2.1.

A_{TA} = Área tributaria acumulada del piso considerado.

Figura 2.1

Esquema de Ubicación
Relativa de los distintos
tipos de Columnas

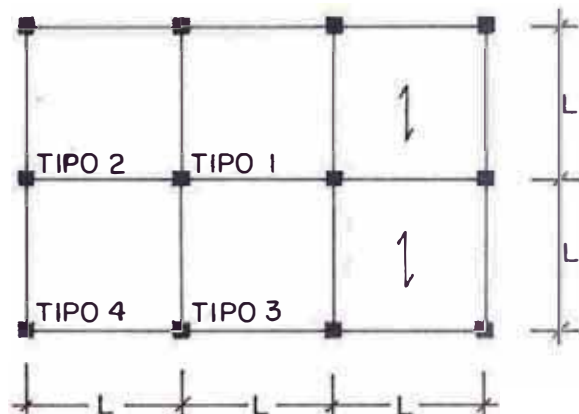


Tabla 2.1: Valores del Coeficiente K

PISO	Tipo de Col.		1	2	3	4
	Luz (m)					
Antepenúltimo Piso	4		0.0013	0.0025	0.0022	0.0040
	6		0.0011	0.0020	0.0016	0.0028
	8		0.0011	0.0017	0.0015	0.0023
Segundo Piso	4		0.0011	0.0014	0.0014	0.0021
	6		0.0012	0.0014	0.0014	0.0015
	8		0.0012	0.0014	0.0014	0.0015

Conociendo el área de la columna, se puede determinar las dimensiones de su sección. Las dimensiones de las columnas en los pisos intermedios se hallan por interpolación lineal; las del primer piso, por extrapolación lineal, aumentándolas además en un cinco por ciento; y las de los dos últimos pisos se tomarán iguales a las del antepenúltimo piso.

En nuestro caso, debido a la simetría de la estructura solamente es necesario calcular las secciones respectivas de la mitad del edificio (ver Figura 2.2).

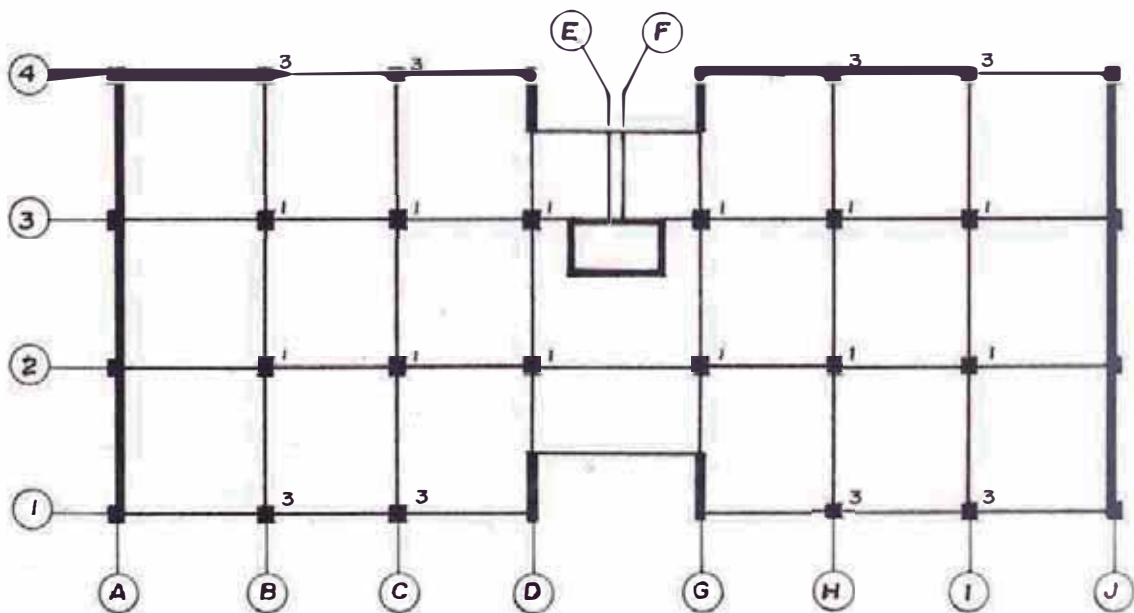


Figura 2.2: Tipos de columnas según su ubicación relativa

Para la obtención de los valores del coeficiente K podemos considerar conservadoramente una luz entre ejes de columnas $L = 6m$, por lo que podemos reducir la Tabla 2.1 al cuadro siguiente:

Coeficiente K para determinar el área A_g				
Tipo de Columna	1	2	3	4
Antepenúltimo Piso	0.0011	0.0020	0.0016	0.0028
Segundo Piso	0.0012	0.0014	0.0014	0.0015

Los cálculos de las áreas tributarias acumuladas del segundo y del sexto (antepenúltimo) piso se muestran en el cuadro siguiente:

Columna	X (m)	Y (m)	$A_T (m^2)$	$A_{TA} (m^2)$	
				2º Piso	6º Piso
C-B1 C-B4	6.30	3.20	20.16	141.12	60.48
C-B2 C-B3	6.30	6.40	40.32	282.24	120.96
C-C1 C-C4	6.20	3.20	19.84	138.88	59.52
C-C2 C-C3	6.20	6.40	39.68	277.76	119.04
C-D1 C-D4	7.00	3.20	22.40	156.80	67.20
C-D2	7.00	5.80	40.60	284.20	121.80
C-D3	4.40	5.80	25.52	178.64	76.56

Areas de Secciones de Columnas del Segundo Piso:

Columna	Tipo	K	A _{TA} (m ²)	Ag (cm ²)
C-B1 C-B4	3	0.0014	141.12	1,976
C-B2 C-B3	1	0.0012	282.24	3,387
C-C1 C-C4	3	0.0014	138.88	1,944
C-C2 C-C3	1	0.0012	277.76	3,333
C-D1 C-D4	3	0.0014	156.80	2,195
C-D2	1	0.0012	284.20	3,410
C-D3	1	0.0012	178.64	2,144

Areas de Secciones de Columnas del Sexto Piso:

Columna	Tipo	K	A _{TA} (m ²)	Ag (cm ²)
C-B1 C-B4	3	0.0016	60.48	968
C-B2 C-B3	1	0.0011	120.96	1,331
C-C1 C-C4	3	0.0016	59.52	952
C-C2 C-C3	1	0.0011	119.04	1,309
C-D1 C-D4	3	0.0016	67.20	1,075
C-D2	1	0.0011	121.80	1,340
C-D3	1	0.0011	76.56	842

Empleando los cuadros de áreas de las secciones del 2º y 6º piso, podemos hallar las áreas de las columnas intermedias por interpolación lineal. Así también, para las columnas del primer piso obtenemos las secciones por extrapolación lineal incrementando su área en un cinco por ciento. Para los dos últimos pisos mantenemos las secciones del sexto piso.

Las áreas teóricas de las columnas por niveles son las siguientes:

Columna Piso	C-B1 C-B4	C-B2 C-B3	C-C1 C-C4	C-C2 C-C3	C-D2	C-D3
1	2339	4096	2302	4031	4124	2593
2	1976	3387	1944	3333	3410	2144
3	1724	2873	1696	2827	2893	1819
4	1472	2359	1448	2321	2375	1493
5	1220	1845	1200	1815	1858	1168
6	968	1331	952	1309	1340	842
7	968	1331	952	1309	1340	842
8	968	1331	952	1309	1340	842

Debemos considerar la uniformización de las secciones con el fin de conservar el efecto estético del edificio, y además para facilitar el encofrado durante el proceso constructivo.

El diseño arquitectónico exige que se uniformicen todas las columnas exteriores a 40 x 50 cm² debido a que se exponen en las fachadas.

En resumen, presentamos el cuadro con las secciones más convenientes para este caso:

Columna Piso	C-B1 C-B4	C-B2 C-B3	C-C1 C-C4	C-C2 C-C3	C-D2	C-D3
1	40x65	60x70	40x65	60x70	60x70	60x70
2	40x65	60x70	40x65	60x70	60x70	60x70
3	40x65	50x60	40x65	50x60	50x60	50x60
4	40x65	50x60	40x65	50x60	50x60	50x60
5	40x65	40x50	40x65	40x50	40x50	40x50
6	40x65	40x50	40x65	40x50	40x50	40x50
7	40x65	40x50	40x65	40x50	40x50	40x50
8	40x65	40x50	40x65	40x50	40x50	40x50

De acuerdo a la arquitectura, debemos además considerar las columnas C-A1, C-A2, C-A3 y C-A4 que van empotradas en las placas perimétricas del edificio con las dimensiones de 40 x 65cm².

2.3 PREDIMENSIONAMIENTO DE PLACAS

2.3.1 Consideraciones Generales

Para el predimensionamiento de las placas se emplearán las recomendaciones del Código ACI indicadas en su sección 14.2 de acuerdo a las siguientes especificaciones:

a) "Los muros de carga deben tener un espesor total de por lo menos $1/25$ del valor de la longitud no soportada, el que sea menor".

b) "Los muros de carga deben tener un espesor no menor de 15cm en los 4.5m superiores del muro; por cada 7.5m (o fracción) medidos hacia abajo, el espesor debe aumentarse 2.5cm."

2.3.2 Dimensionamiento

De acuerdo a la primera condición detallada, la longitud de arriostre de las placas viene a ser, para nuestro caso, la altura del entrepiso:

Altura máxima de la placa = 3.06 m

$$t_{\min} = \frac{306}{25} = 12.2 \text{ cm} < 15 \text{ cm}$$

por lo que no es crítica esta condición.

De acuerdo a la segunda condición, el espesor máximo será función de la altura del edificio:

Altura del edificio = 8 x 3.06 = 24.48 m

$$t \geq 15 + \frac{24.48 - 4.5}{7.5} \times 2.5 = 21.7 \text{ m}$$

Debido a que constructivamente no es práctico el empleo de placas de espesores con escaso margen de variación adoptaremos:

a) $t = 20$ cm para las Placas P-A y P-J debido a que se encuentran arriostradas en cada nivel por vigas peraltadas y columnas formando un conjunto bastante rígido.

b) $t = 25$ cm para la Placa P-1 de la Caja de Ascensores.

2.4 PREDIMENSIONAMIENTO DE MUROS DE SOTANO

2.4.1 Consideraciones Generales

En este capítulo, estamos diferenciando los muros de corte (o placas) de los muros de contención existentes en el perímetro del sótano.

Para el caso de muros de sótano, el Código ACI considera las mismas especificaciones que para los otros tipos de muros añadiendo en su sección 14.2.7 la condición siguiente:

"Los muros exteriores de sótanos, los muros de cimentación, y los muros divisorios, deben tener un espesor no menor de 20 cm."

2.4.2 Dimensionamiento

Para este proyecto consideraremos un espesor de 25 cm para los muros del sótano.

2.5 PREDIMENSIONAMIENTO DE LOSAS ALIGERADAS

2.5.1 Consideraciones Generales

Para el predimensionamiento de las losas aligeradas adoptaremos el Reglamento de Diseño de Concreto Ciclópeo y Armado.

En la sección 909 del Reglamento se indica que con el fin de evitar deflexiones excesivas en la edificación se puede asumir para el peralte del aligerado la expresión siguiente:

$$h = \frac{\ell}{26} \quad (2-2)$$

en donde ℓ = luz entre centros de apoyos de la losa aligerada.

2.5.2 Dimensionamiento

Para nuestro caso, tenemos en el caso más desfavorable:

$$h = \frac{640}{26} = 24.6 \text{ cm}$$

por lo que asumimos, $n = 25 \text{ cm}$.

2.6 PREDIMENSIONAMIENTO DE VIGAS

2.6.1 Consideraciones Generales

Para el predimensionamiento de las vigas, se empleará el método propuesto en el Boletín N.º. 21 del Departamento de Estructuras y Construcción de la Universidad Nacional de Ingeniería. Este método está ba

sado en un trabajo de investigación realizado por los Ingenieros Julio Arango Ortiz y Ricardo Yamashiro Kamimoto.

En el estudio mencionado, se nos muestra que para vigas que poseen una cuantía del orden del 1%, que generalmente es la que se usa para el acero positivo y que permite diseños sin congestión de armaduras, el ancho b de la sección de la viga se puede obtener según el siguiente criterio:

$$\text{Para vigas interiores: } b = \frac{B}{20} \quad (2-3a)$$

$$\text{Para vigas exteriores: } b = 1.20 \frac{B}{20} \quad (2-3b)$$

en donde B es el ancho tributario para la viga respectiva.

Por otro lado, el peralte total h de la viga se puede hallar según la tabla siguiente:

Tabla 2.2: Peralte total para vigas continuas de 2 ó más tramos. Losas armadas en un sentido.

Uso	Departamentos y Oficinas	Garajes y Tiendas	Depósitos
Sobrecarga (Kg/m ²)	250	500	1000
Peralte total h	L/11 a L/12	L/10	L/8

L = luz libre entre caras de apoyo de la viga

Según este estudio, en caso que la viga sea de un solo tramo con una cuantía del 1%, los valores de la Tabla 2.2 deben aumentarse en un 40%. Sin embargo, en la práctica es suficiente considerar un incremento del 25%.

Si se desea modificar las proporciones de las vigas manteniendo la misma cuantía podemos emplear la siguiente expresión:

$$b h^2 = b_0 h_0^2 \quad (2-4)$$

En los casos en que pudiesen haber problemas de deflexiones (caso de vigas chatas) nos interesará mantener la rigidez del elemento, para lo cual se empleará la siguiente expresión:

$$bh^3 = b_0 h_0^3 \quad (2-5)$$

2.6.2 Dimensionamiento de Vigas del Sentido X

a) En el caso de las vigas de los pórticos 1, 2, 3 y 4:

$$b_0 = \frac{B}{20} = \frac{640}{20} = 37 \text{ cm}$$
$$h_0 = \frac{L}{11} = \frac{600}{11} = 54.5 \text{ cm}$$

Por razones arquitectónicas debemos mantener el peralte total de la viga $h = 55 \text{ cm}$. Empleando la expresión 2-4 obtenemos:

$$b = b_0 \left(\frac{h_0}{h} \right)^2 = 37 \left(\frac{54.5}{55.0} \right)^2 = 36.3 \text{ cm}$$

Emplearemos por lo tanto:

$$b \times h = 40 \times 55 \text{ cm}^2$$

Hemos obviado el cálculo del predimensionamiento de las vigas exteriores debido a que por requisito arquitectónico debemos emplear secciones uniformes por cada nivel.

b) En el caso específico de las vigas V-1-D,G y V-4-D,G tenemos lo siguiente:

$$b_0 = 1.20 \frac{B}{20} = 1.20 \times \frac{250}{20} = 15 \text{ cm}$$
$$h_0 = 1.25 \frac{L}{11} = 1.25 \times \frac{740}{11} = 84 \text{ cm}$$

Modificando el peralte a $h = 55 \text{ cm}$ tenemos:

$$b = b_0 \left(\frac{h_0}{h} \right)^2 = 15 \times \left(\frac{84}{55} \right)^2 = 35.0 \text{ cm}$$

Uniformizando:

$$b \times h = 40 \times 55 \text{ cm}^2$$

c) En el caso de la viga V-3-D,E' (como también la viga V-3-F',G), podemos apreciar que la luz que cubre este elemento (1.625 m) es sensiblemente menor a la del tramo adyacente. Para evitar una concentración excesiva de esfuerzos resultantes de la interacción entre el Pórtico 3 y la placa de ascensores P-1 reduciremos el peralte de la viga de conexión a 25 cm (viga chata) manteniendo la misma rigidez que la viga contigua. Tenemos entonces:

$$\frac{bh^3}{L} = \frac{40 \times 55^3}{620}$$
$$b = \frac{162.5}{25^3} \times \frac{40 \times 55^3}{620} = 110.6 \text{ cm}$$

Uniformizando:

$$b \times h = 110 \times 25 \text{ cm}^2$$

2.6.3 Dimensionamiento del Sentido Y

Se empleará para el dimensionamiento de las vigas de este sentido de análisis el mismo método empleado para las vigas del Sentido X.

En el caso de las vigas de los ejes A, B, C, D, G, H, I y J tenemos:

$$b_0 = \frac{B}{20} = \frac{630}{20} = 31.5 \text{ cm}$$
$$h_0 = \frac{L}{11} = \frac{590}{11} = 53.6 \text{ cm}$$

Empleando la expresión 2-4 para mantener un peralte $h = 55 \text{ cm}$:

$$b = b_0 \left(\frac{h_0}{h} \right)^2 = 31.5 \left(\frac{53.6}{55.0} \right)^2 = 29.9 \text{ cm}$$

Adoptaremos, sin embargo, un ancho $b = 40 \text{ cm}$ para mantener la armonía estética de las vigas con las columnas, tal como fue planteado por el arquitecto. Esta uniformización elimina, además, derrames molestos y grotescos en los encuentros viga columna durante la etapa constructiva. Adoptaremos por lo tanto:

$$b \times h = 40 \times 55 \text{ cm}^2$$

2.6.4 Dimensionamiento de Vigas Auxiliares

Llamamos vigas auxiliares a aquellas que si bien componen el sistema portante de la estructura, no pertenecen propiamente a los pórticos de la estructura.

a) Vigas Corte 1-1:

Estas vigas interconectan los extremos de la Placa P-1 de la caja de ascensores.

Por arquitectura emplearemos:

$$b \times h = 25 \times 55 \text{ cm}^2$$

b) Vigas Corte 2-2:

Estas vigas sirven de interconexión entre la Placa P-1 y el Pórtico 2 a fin de evitar posibles agrietamientos en los sistemas de pisos. Esto, debido a la tendencia de desarrollarse posibles desplazamientos desiguales entre el sistema aporticado y el sistema de muros de corte compuesto por la caja de ascensores. Entonces tenemos:

$$b_0 = \frac{B}{20} = \frac{305}{20} = 15.2 \text{ cm}$$

$$h_0 = \frac{L}{11} = \frac{350}{11} = 31.8 \text{ cm}$$

Como la viga debe ser chata emplearemos la expresión 2-5:

$$b = b_0 h_0^3 / h^3 = 15.2 \times \left(\frac{31.8}{25.0} \right)^3 = 31.2 \text{ cm}$$

Adoptando:

$$b \times h = 35 \times 25 \text{ cm}^2$$

c) Vigas Corte 3-3:

Estas vigas sirven como elementos de borde de los sistemas de piso en la zona del ducto sanitario (ejes E y F).

Por razones prácticas adoptamos:

$$b \times h = 25 \times 25 \text{ cm}^2$$

d) Viga Corte 4-4

Esta viga sirve como elemento de borde en la zona del pozo de la escalera E-1 en los niveles típicos (Niveles 2 al 7).

Por razones prácticas adoptaremos:

$$b \times h = 25 \times 25 \text{ cm}^2.$$

C A P I T U L O 3

METRADO DE CARGAS

- 3.1 Generalidades
- 3.2 Metrado de Cargas de Aligerados
- 3.3 Metrado de Cargas de Vigas del Sentido X
- 3.4 Metrado de Cargas de Vigas del Sentido Y
- 3.5 Metrado de Cargas de Vigas Auxiliares
- 3.6 Metrado de Cargas de Columnas y Placas
- 3.7 Metrado de Cargas de Estructuras Complementarias
- 3.8 Resumen de Metrado de Cargas para Análisis Sísmico

3.1 GENERALIDADES

Una vez hecha la estructuración, y habiendo definido las dimensiones de todos los elementos estructurales, podemos ahora realizar el metrado de las cargas que actúan sobre los distintos elementos que componen la edificación.

Hay que tomar en cuenta que la suposición de cargas a considerar debe estar en una realidad práctica para no complicar el análisis estructural y el diseño posterior. La demostración más clara está en que las sobrecargas que recomiendan las distintas normas de diseño siguen distribuciones lineales, omitiendo consideraciones de cargas puntuales o demás tipos de cargas que pudiesen aparecer.

Para el cálculo del metrado de cargas emplearemos las cargas de diseño asumidas en la sección 1.5.

3.2 METRADO DE CARGAS DE ALIGERADOS

a) Aligerado de Azotea (Nivel 8)

- Carga Muerta:

Peso propio del aligerado	= 350
Cobertura de ladrillo pastelero	= 100
Enlucido de cielorraso	= 20
	<hr/>
	D = 470 Kg/m ²

- Carga Viva:

$$L = 150 \text{ Kg/m}^2$$

Carga por metro lineal de vigueta:

$$D = 0.4 \times 470 = 188 \text{ Kg/ml}$$

$$L = 0.4 \times 150 = 60 \text{ Kg/ml}$$

b) Aligerado de Niveles Típicos (Niveles 1 al 7)

- Carga Muerta:

Peso propio del aligerado	= 350
Peso de tabiquería	= 50
Piso terminado	= 100
Enlucido de cielorraso	= 20
	<hr/>
	D = 520 Kg/m ²
- Carga Viva:	L = 250 Kg/m ²
Carga por metro lineal de vigueta:	
	D = 0.4 x 520 = 208 Kg/ml
	L = 0.4 x 250 = 100 Kg/ml

3.3 METRADO DE CARGAS DE VIGAS DEL SENTIDO X

A. Vigas de los Ejes 1 y 4

A.1 Entre los ejes A y D, G y J.

a) Nivel de Azotea (Nivel 8)

- Carga Muerta:

Peso propio 0.40 x 0.55 x 2400	= 528
Carga de parapeto 0.15 x 1.15 x 2400	= 414
	<hr/>
	D = 942 Kg/ml

b) Niveles Típicos (Niveles 1 al 7)

- Carga Muerta:

Peso propio 0.40 x 0.55 x 2400	= 528
Parapeto de mueble 0.15 x 0.78 x 2400	= 281
Tablero de mueble 0.12 x 0.60 x 2400	= 173
	<hr/>
	D = 982 Kg/ml

A.2 Entre los ejes D y G.

a) Nivel de Azotea (Nivel 8)

Carga Muerta:

Peso propio 0.40 x 0.55 x 2400	= 528
Carga de aligerado	= 1140
Carga del parapeto 0.15 x 1.15 x 2400	= 414
	<hr/>
	D = 2082 Kg/ml

- Carga Viva: 2.425 x 150 L = 364 Kg/ml

b) Niveles Típicos (Niveles 1 al 7)

- Carga Muerta:

$$\text{Peso propio } 0.40 \times 0.50 \times 2400 = 528$$

$$\text{Carga del aligerado } 2.425 \times 520 = 1261$$

$$D = 1789 \text{ Kg/ml}$$

$$L = 606 \text{ Kg/ml}$$

- Carga Viva: 2.425×250

B. Vigas de los Ejes 2 y 3

B.1 Entre los ejes A y D, G y J

a) Todos los Niveles (Niveles 1 al 8)

- Carga Muerta:

$$\text{Peso propio } 0.40 \times 0.55 \times 2400 \quad D = 528 \text{ Kg/ml}$$

B.2 Entre los ejes D y G

a) Nivel de Azotea (Nivel 8)

- Carga Muerta:

$$\text{Peso propio } 0.40 \times 0.55 \times 2400 = 528$$

$$\text{Carga del aligerado } 5.625 \times 470 = 2644$$

$$D = 3172 \text{ Kg/ml}$$

$$L = 844 \text{ Kg/ml}$$

- Carga Viva: 5.625×150

b) Niveles Típicos (Niveles 1 al 7)

- Carga Muerta:

$$\text{Peso propio } 0.40 \times 0.55 \times 2400 = 528$$

$$\text{Carga del aligerado } 5.625 \times 520 = 2925$$

$$D = 3453 \text{ Kg/ml}$$

$$L = 1406 \text{ Kg/ml}$$

- Carga Viva: 5.625×250

3.4 METRADO DE CARGAS DE VIGAS DEL SENTIDO Y

A. Vigas en Ejes A y J (contenidas en placas)

A.1 Entre los ejes 1 y 4

a) Nivel de Azotea (Nivel 8)

- Carga Muerta:

$$\text{Peso propio } 0.40 \times 0.55 \times 2400 = 528$$

$$\text{Carga del aligerado } 3.20 \times 470 = 1504$$

$$\text{Carga de parapeto } 0.15 \times 1.15 \times 2400 = 414$$

$$D = 2446 \text{ Kg/ml}$$

$$L = 480 \text{ Kg/ml}$$

- Carga Viva: 3.20×150

b) Niveles Típicos (Niveles 1 al 7)

- Carga Muerta:

$$\text{Peso propio } 0.40 \times 0.55 \times 2400 = 528$$

$$\text{Carga del aligerado } 3.20 \times 520 = 1664$$

$$D = 2192 \text{ Kg/ml}$$

- Carga Viva: 3.20×250

$$L = 800 \text{ Kg/ml}$$

B. Vigas en Ejes B, C, D, G, H e I

B.1 Entre los ejes 1 y 4

a) Nivel de la Azotea (Nivel 8)

- Carga Muerta:

$$\text{Peso propio } 0.40 \times 0.55 \times 2400 = 528$$

$$\text{Carga del aligerado } 6.30 \times 470 = 2961$$

$$D = 3489 \text{ Kg/ml}$$

Carga Viva: 6.30×150

$$L = 945 \text{ Kg/ml}$$

b) Niveles Típicos (Niveles 1 al 7)

- Carga Muerta:

$$\text{Peso propio } 0.40 \times 0.55 \times 2400 = 528$$

$$\text{Carga del aligerado } 6.30 \times 520 = 3276$$

$$D = 3804 \text{ Kg/ml}$$

- Carga Viva: 6.30×250

$$L = 1575 \text{ Kg/ml}$$

3.5 METRADO DE CARGAS DE VIGAS AUXILIARES

A. Vigas Corte 1-1

a) Todos los Niveles (Niveles 1 al 8)

- Carga Muerta:

$$\text{Peso propio } 0.25 \times 0.55 \times 2400 = 330$$

$$\text{Carga del aligerado } 2.00 \times 470 = 940$$

$$D = 1270 \text{ Kg/ml}$$

- Carga Viva: 2.00×250

$$L = 500 \text{ Kg/ml}$$

B. Vigas Corte 2-2

a) Todos lo Niveles (Niveles 1 al 8)

- Carga Muerta:

$$\text{Peso propio } 0.35 \times 0.25 \times 2400 \quad D = 210 \text{ Kg/ml}$$

C. Vigas Corte 3-3

a) Nivel de Azotea (Nivel 8)

- Carga Muerta:

$$\text{Peso propio } 0.25 \times 0.25 \times 2400 \quad = 150$$

$$\text{Parapeto } 0.15 \times 0.45 \times 2400 \quad = 162$$

$$D = 312 \text{ Kg/ml}$$

b) Niveles Típicos (Niveles 1 al 7)

- Carga Muerta:

$$\text{Peso propio } 0.25 \times 0.25 \times 2400 \quad = 150$$

$$\text{Muro de soja } 0.15 \times 2.81 \times 1350 \quad = 569$$

$$D = 719 \text{ Kg/ml}$$

D. Viga Corte 4-4

a) Niveles Típicos (Niveles 2 al 7)

- Carga Muerta:

$$\text{Peso propio } 0.25 \times 0.25 \times 2400 \quad = 150$$

$$\text{Parapeto } 0.10 \times 0.90 \times 2400 \quad = 216$$

$$D = 366 \text{ Kg/ml}$$

Tabla 3.1 : Resumen del Metrado de Cargas de Vigas

Niveles	Cargas	Viga Sentido X				Vigas Sentido Y		Vigas Auxiliares			
		Ejes 1 y 4		Ejes 2 y 3		Ejes A y J	Ejes B, C, D, G, H e I	Corte	Corte	Corte	Corte
		V1-A,D V1-G,J V4-A,D V4-G,J	V1-D,G V4-D,G	V2-A,D V2-G,J V3-A,D V3-G,J	V2-D,G V3-D,G	VA-1,4 VJ-1,4	VB-1,4 VC-1,4 VD-1,4 VG-1,4 VH-1,4 VI-1,4	1-1 1-1	2-2 2-2	3-3 3-3	4-4 4-4
1 (*)	D L	982 -	1789 606	528 -	3453 1406	2192 800	3804 1575	1270 500	210 -	719 -	- -
2 al 7	D L	982 -	1789 606	528 -	3453 1406	2192 800	3804 1575	1270 500	210 -	719 -	366 -
8	D L	942 -	2082 364	528 -	3172 844	2446 480	3489 945	1270 500	210 -	719 -	- -

Nota: Todas las cargas están indicadas en Kg/ml.

(*) Falta incluir las vigas que componen la plataforma ubicada sobre el Atrio de Ingreso

3.6 METRADO DE CARGAS DE COLUMNAS Y PLACAS

Para poder realizar el análisis sísmico del proyecto se requiere conocer las masas del edificio en cada nivel. Por este motivo, es necesario obtener los pesos de las placas y columnas que conforman el edificio.

Para calcular el peso de columnas y placas se considera la masa que se encuentra en la zona de influencia del nivel respectivo (medio entrepiso hacia arriba y hacia abajo). Para no alejarnos del orden práctico, en aquellos niveles en que las dimensiones de las columnas se reducen, se considerará para el cálculo, las secciones del piso inferior. El cálculo se muestra en la Tabla 3.2.

No se incluyen las masas de los muros ubicados en el sótano y cisterna debido a que no colaboran con el sistema inercial. Tampoco se consideran las masas ubicadas en la mitad inferior del entrepiso del primer nivel debido a que se asume que se encuentran asociadas al terreno y no influyen en la respuesta dinámica del edificio.

3.7 METRADO DE CARGAS DE ESTRUCTURAS COMPLEMENTARIAS

Debemos resaltar que con este metrado no se pretenden conocer las cargas que gravitan sobre cada una de las partes de las estructuras complementarias. Lo que se intenta obtener es el aporte de masa inercial colaborante de estas estructuras para el diseño sísmico posterior.

A. Metrado de Cargas del Cuarto de Máquinas y Tanque Elevado

De acuerdo a la Figura 3.1 podemos determinar el metrado siguiente:

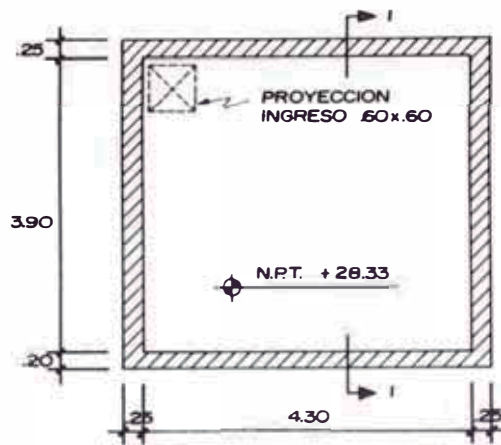
- Carga Muerta:

$$\begin{aligned} \text{Placas laterales } (2 \times 4.35 + 4.30) \times 4.85 \times 0.25 \times 2400 &= 37,830 \\ 4.30 \times 5.10 \times 0.20 \times 2400 &= 10,526 \end{aligned}$$

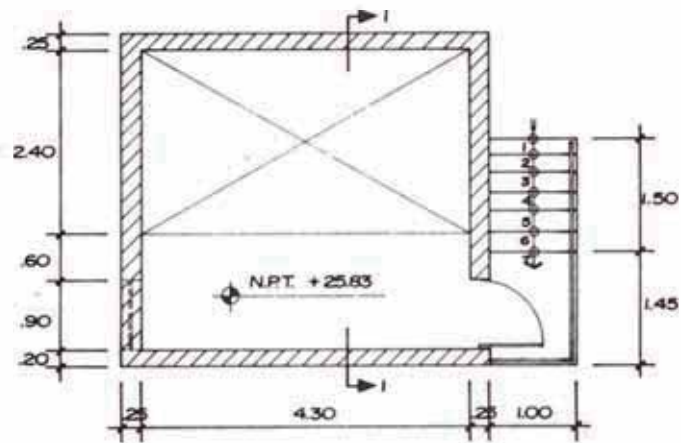
Tabla: 3.2 : Metrado de Cargas de Columnas y Placas por Niveles

NIVEL	ELEMENTO	METRADO	UN	TOTAL
1	Columnas	$(16 \times 0.4 \times 0.65 + 12 \times 0.6 \times 0.7 + 4 \times 0.4 \times 1.95) \times 3.26 \times 2.4 \times 0.5$	1	= 48.2
	Placas	$((2 \times 2.9 + 4.3 + 2.3) \times 0.25 \times 3.26 + 6 \times 5.75 \times 0.20 \times 2.71) \times 2.4 \times 0.5$		= 34.6
2	Columnas	$(16 \times 0.4 \times 0.65 + 12 \times 0.6 \times 0.7 + 4 \times 0.4 \times 1.95) \times 3.06 \times 2.4$	1	= 90.5
	Placas	$((2 \times 2.9 + 4.3 + 2.3) \times 0.25 \times 3.06 + 6 \times 5.75 \times 0.20 \times 2.51) \times 2.4$		= 64.3
3, 4	Columnas	$(16 \times 0.4 \times 0.65 + 12 \times 0.5 \times 0.6 + 4 \times 0.4 \times 1.95) \times 3.06 \times 2.4$	2	= 79.9
	Placas	$((2 \times 2.9 + 4.3 + 2.3) \times 0.25 \times 3.06 + 6 \times 5.75 \times 0.20 \times 2.51) \times 2.4$		= 64.3
5, 6, 7, 8	Columnas	$(16 \times 0.4 \times 0.65 + 12 \times 0.4 \times 0.5 + 4 \times 0.4 \times 1.95) \times 3.06 \times 2.4$	4	= 71.1
	Placas	$((2 \times 2.9 + 4.3 + 2.3) \times 0.25 \times 3.06 + 6 \times 5.75 \times 0.20 \times 2.51) \times 2.4$		= 64.3
		TOTAL COLUMNAS		582.9
		TOTAL PLACAS		484.7

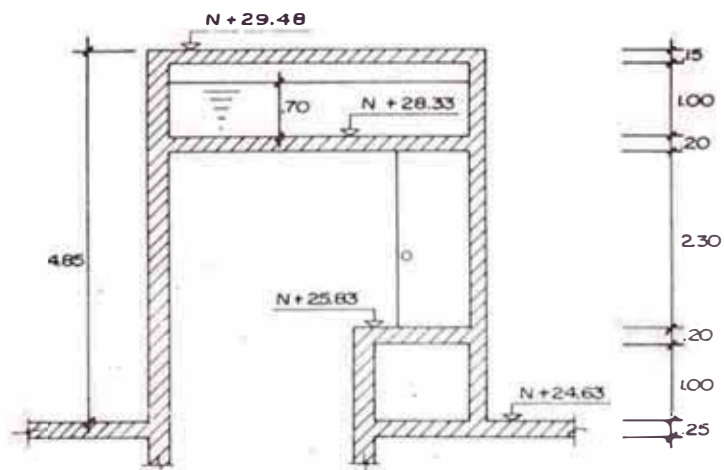
Nota: Todas las cargas están indicadas en toneladas.



PLANTA TANQUE ELEVADO



PLANTA CUARTO DE MAQUINAS



CORTE I-I

Figura 3.1: Esquema de Cuarto de Máquinas y Tanque Elevado

Placas interiores	4.30 x 1.00 x 0.25 x 2400	=	2,580
Descuento de vanos	(-)0.90 x 2.30 x 0.25 x 2400	=(-)	1,242
	(-)0.90 x 0.40 x 0.25 x 2400	=(-)	216
Losa sólida cuarto			
de máquinas	4.30 x 1.50 x 0.20 x 2400	=	3,096
Losa inferior tanque	4.30 x 3.90 x 0.20 x 2400	=	8,050
Losa superior tanque	4.30 x 3.90 x 0.15 x 2400	=	6,037
Descanso de escalera	1.45 x 1.00 x 0.20 x 2400	=	696
Rampa de escalera	1.921x 1.00 x 0.221x 2400	=	1,019
Peso del agua	4.30 x 3.90 x 0.70 x 1000	=	<u>11,739</u>
		D =	80,115 Kg

- Carga Viva:

Se considera una sobrecarga de 500 Kg/m². La Norma Básica de Diseño Sismo-Resistente considera para estos casos que se tome el 100% de la carga viva para la obtención de la masa inercial.

Sobrecarga	4.30 x 3.90 x 500	L =	8,385 Kg
------------	-------------------	-----	----------

B. Metrado de Cargas de Escalera Principal E-1

Asumimos un espesor de losa e = 15 cm.

- Carga Muerta:

Losa de descanso	1.70 x 3.20 x 0.15 x 2400	=	1,958
Rampas de escalera	2.721x 3.20 x 0.229x 2400	=	4,785
Parapeto	(2 x 4.05 + 3.0 + 2 x 2.45) x 0.10 x 0.90 x 2400	=	<u>3,456</u>
		D =	10,198 Kg

- Carga Viva:

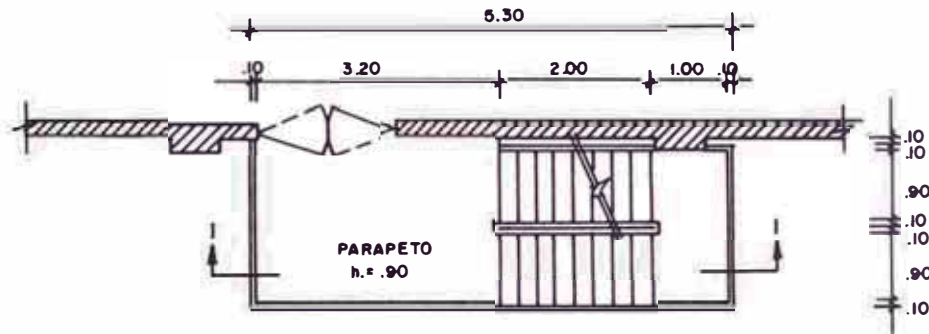
L = 5,775 Kg

C. Metrado de Cargas de Escalera de Servicio E-2

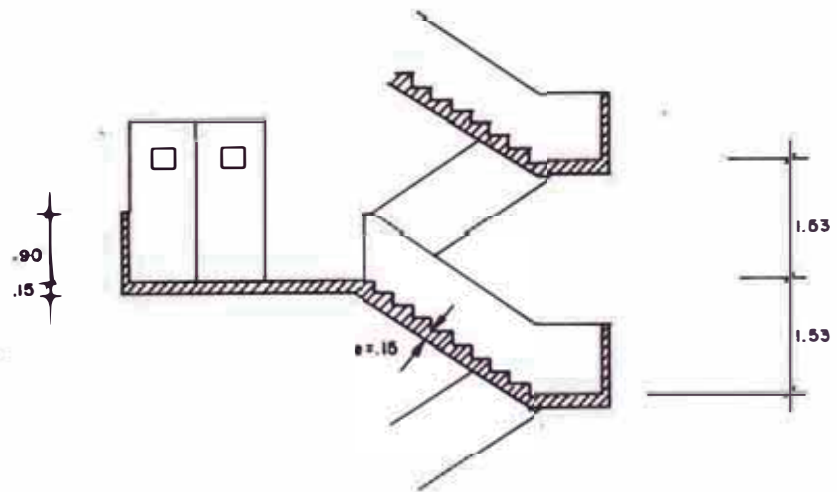
Asumimos un espesor de losa e = 15 cm. De acuerdo a la Figura 3.2 tenemos:

- Carga Muerta:

Losas de descanso	(3.30 + 1.1) x 2.20 x 0.15 x 2400	=	3,485
Rampas de escalera	2 x 2.518 x 1.10 x 0.220 x 2400	=	2,925
Parapetos	(2 x 2.0 + 5.3 + 2.45 + 0.2 + 2 x 2.2) x 0.10 x 0.90 x 2400	=	<u>3,532</u>
		D =	9,942 Kg



PLANTA



CORTE I-I

Figura 3.2: Esquema de Escalera de Servicio E-2

- Carga Viva: $5.30 \times 2.00 \times 500$ = 5,300 Kg

D. Metrado de Cargas de Plataforma sobre el Atrio de Ingreso en Techo de Primer Piso

- Carga Muerta:

Losas macizas $(1.55 \times 7.40 + 3.00 \times 7.80) \times 0.15 \times 2400$ = 12,533

Vigas invertidas $((6.00 + 7.40) \times 0.90 + 7.40 \times 0.50) \times 0.20 \times 2400$ = 7,565

D = 20,118 Kg

- Carga Viva: $7.40 \times 4.55 \times 150$

L = 5,051 Kg

3.8 RESUMEN DE METRADO DE CARGAS PARA EL ANALISIS SISMICO

Para hacer el análisis sísmico, es necesario obtener el peso de la edificación por cada nivel, tal como se muestra en la Tabla 3.3.

La Norma Básica de Diseño Sismo-Resistente nos dice que para este cálculo se debe considerar el total de la carga permanente (carga muerta) más un porcentaje de la carga viva, según la categoría de la edificación.

En nuestro caso, nuestra edificación es de la categoría C; por lo tanto, se debe tomar el 25% de la carga viva. A manera de excepción, estamos considerando el 100% de la sobrecarga del Cuarto de Máquinas debido a que a pesar de ser una carga con elementos móviles podemos considerarla como permanente.

En la Tabla 3.3, se está considerando a las cargas del Cuarto de Máquinas y del Tanque Elevado como concentradas en el último nivel (Nivel 8).

Tabla 3.3 Cuadro Resumen de Metrado de Cargas para el Análisis Sísmico

Nivel	Losas Aligeradas incluye acabados	Vigas	Columnas	Placas	Parapetos	Estructuras Complementarias	25% (*) Carga Viva	Peso Total por Nivel
1	380.8	172.2	48.2	34.6	32.9	50.3	55.3	774.3
2	376.3	164.6	90.5	64.3	33.1	30.2	54.0	813.0
3	376.3	162.7	79.9	64.3	33.1	30.2	55.1	801.6
4	376.3	162.7	79.9	64.3	33.1	30.2	55.1	801.6
5	376.3	161.4	71.1	64.3	33.1	30.2	55.1	791.5
6	376.3	161.4	71.1	64.3	33.1	30.2	55.1	791.5
7	376.3	161.4	71.1	64.3	33.1	20.1	54.2	780.5
8	347.9	161.4	71.1	64.3	56.1	110.8	42.4	854.0
Total	2986.5	1307.8	582.9	484.7	287.6	332.2	426.3	6408.0
Porcentaje	46.6%	20.4%	9.1%	7.6%	4.5%	5.2%	6.6%	100%

Nota.- Todas las cargas están indicadas en toneladas.

(*) La sobrecarga del Cuarto de Máquinas se ha considerado con el 100%.

C A P I T U L O 4

ANALISIS ESTRUCTURAL POR CARGAS VERTICALES

- 4.1 Generalidades.
- 4.2 Método de Kani.
- 4.3 Características Geométricas de los Elementos Estructurales.
- 4.4 Sistemas de Cargas a Emplear
- 4.5 Análisis Estructural

4.1 GENERALIDADES

En una estructura de concreto armado, los elementos estructurales que la componen deben calcularse para la solicitación de carga más desfavorable que pueda presentarse durante su vida útil.

La obtención de los esfuerzos actuantes en cada uno de los elementos estructurales se realiza por medio de la teoría del análisis elástico. Esta teoría supone que el material empleado (concreto armado) sea: homogéneo, elástico, isotrópico y continuo; lo cual es estrictamente una aproximación a la realidad.

Si tomamos en cuenta la complejidad de las estructuras y la necesidad de prever la posibilidad de distintas solicitaciones de carga; nos daríamos cuenta de la necesidad de una simplificación al problema. Esta simplificación la podemos conseguir mediante ciertas aproximaciones que nos permiten la determinación de los esfuerzos con una precisión razonable y que reducen tremendamente la amplitud de los cálculos.

Para el cálculo de pórticos se han desarrollado a lo largo del tiempo muchos métodos. Antes de la aparición del Método de Distribución de Momentos de Hardy Cross (1932) se hacía uso de métodos que con llevaban a la solución de un sistema lineal de ecuaciones simultáneas tales como el Método de las Fuerzas, Slope-Deflection, Tres Momentos, etc.

Con la aparición del Método de Cross, el trabajo operativo manual se simplificó en forma tremenda, especialmente para el cálculo de vigas continuas y de pórticos de varios pisos en los que no se tomaran en cuenta la influencia del desplazamiento horizontal de los nudos. En base a esto, el Dr. Kani y el Dr. Takabeya desarrollaron posteriormente métodos iterativos tomando en cuenta la posibilidad de los desplazamientos horizontales de los nudos.

Con el desarrollo de las computadoras electrónicas, en la actualidad se hace uso extensivo de los métodos matriciales; los cuales permi

ten resolver una estructura de alto grado de hiperestaticidad en forma rápida y automática.

El procedimiento de análisis escogido para este trabajo es el método de aproximaciones sucesivas de Kani. Para esto, se ha desarrollado un programa de cómputo electrónico en lenguaje PASCAL llamado KANI1; el cual fue corrido en una microcomputadora APPLE/// de 128 Kbytes de memoria principal.

Si bien, la computadora empleada está preparada para poder emplear otros lenguajes como BASIC, FORTRAN, etc.; se escogió el lenguaje Pascal debido a múltiples razones:

1º Es uno de los lenguajes más modernos, habiendo sido originado en 1968 a fin de salvar muchos de los escollos experimentados en los lenguajes más antiguos como: COBOL, FORTRAN, BASIC, etc.

2º En la actualidad, es claramente el mejor lenguaje para la enseñanza debido a su alto concepto de "programación estructurada". La programación estructurada es el método de programación que permite obtener y corregir resultados con el mínimo de esfuerzo de parte del programador.

3º Permite obtener listados claros y elegantes debido a su estructura en bloques y a su facultad de permitir nombres de variables de larga longitud (FORTRAN sólo permite nombres de hasta seis letras).

4º Es un lenguaje que, a pesar de ser poderoso, tiene versiones (como el UCSD Pascal el cual estamos empleando para este trabajo) que permiten un gran ahorro de memoria principal. Esto permite el ser empleado en micro, mini y macro computadoras y así tener un amplio mercado (según las estadísticas, solamente en el año 1977 ya se empleaba en más de 50 modelos de computadoras).

4.2 METODO DE KANI

4.2.1 Procedimiento de Cálculo

A. Obtención de Características Geométricas del Pórtico a Analizar:

a) Momentos de Inercia:

$$I = \frac{bh^3}{12} \quad (\text{para secciones rectangulares constantes})$$

b) Rigideces:

- Columnas: $K_c = \frac{I_c}{h}$

- Vigas: $K_v = \frac{I_v}{\ell}$

- En general: $K_{ij} = \frac{I_{ij}}{\ell_{ij}}$

B. En base a las características geométricas se obtienen sucesivamente los términos siguientes:

a) Constante ρ_i en cada nudo:

$$\rho_i = 2 \sum_{j=1}^n K_{ij}$$

b) Factores de Giro en cada uno de los extremos de las barras del pórtico:

$$\mu_{ij} = - \frac{K_{ij}}{\rho_i}$$

c) En caso de requerirse la consideración del desplazamiento horizontal de los nudos, se obtienen los Factores de Desplazamiento en las columnas:

$$t_{ik} = - \frac{3}{2} \frac{K_{ik}}{\sum_r K_{ik}}$$

en donde $\sum_r K_{ik}$ es la sumatoria de las rigideces de todas las columnas del pórtico en el nivel analizado "r".

Para el primer nivel, la fórmula anterior para t_{ik} se cumple siempre y cuando todas las columnas del nivel respectivo estén perfectamente empotradas y tengan la misma altura.

C. Obtención de Momentos de Empotramiento Perfecto:

$$M^{\circ}_{ij}, M^{\circ}_{ji}$$

para los extremos de todas las barras cargadas.

D. Obtención de Momentos de Fijación en cada nudo:

$$\tau_i = \sum_{j=1}^n M^{\circ}_{ij}$$

E. Obtención de Momentos de Piso en cada nivel (en caso se requiera el análisis por desplazamiento):

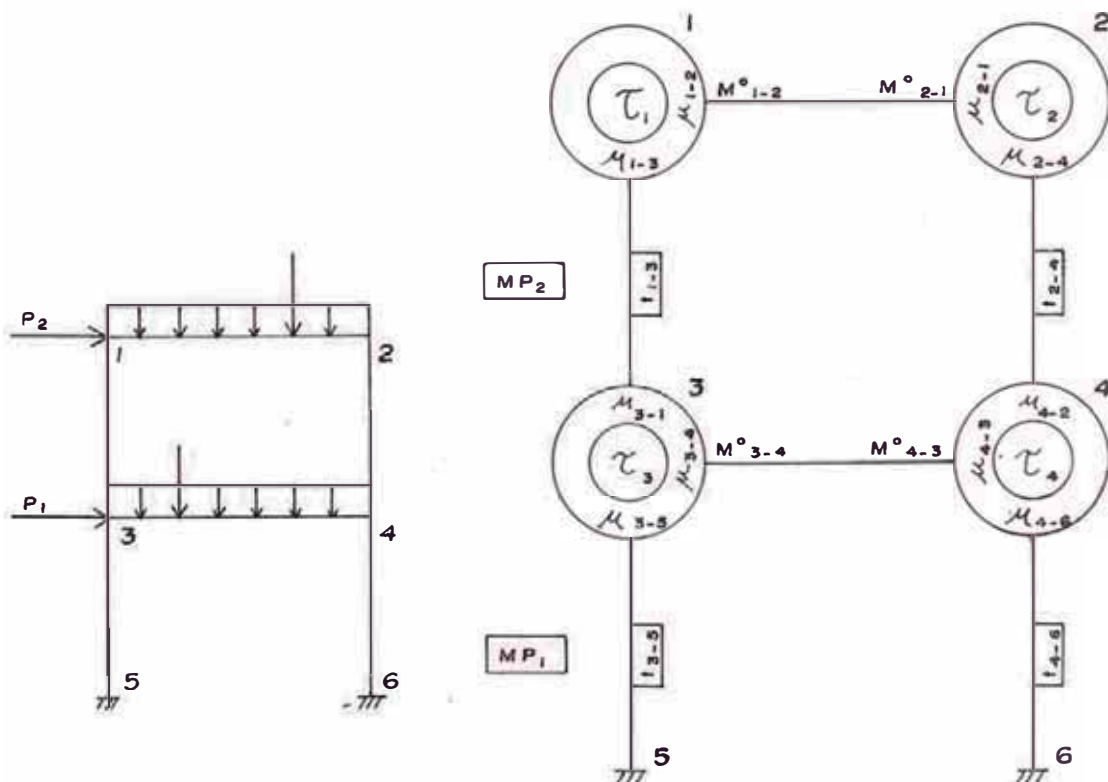
$$MP_r = \frac{Q_r h_r}{3}$$

en donde:

Q_r = Cortante resultante de las fuerzas laterales externas en el nivel "r".

h_r = Altura del nivel "r".

F. Esquema Típico de Preparativo de Cálculo:



G. Cálculo de Momentos Parciales debido a los Giros de los extremos de las barras adyacentes al Nudo:

$$M'_{ij} = \mu_{ij} \left[\tau_i + \sum_{j=1}^n M'_{ji} + M''_{i \text{ col sup}} + M''_{i \text{ col inf}} \right]$$

en donde:

M'_{ji} = momento parcial en extremo "i" debido al giro del extremo "j".

$M''_{i \text{ col sup}}, M''_{i \text{ col inf}}$ = momento parcial debido al desplazamiento del extremo "i" con respecto a las columnas superior e inferior respectivamente.

H. Cálculo de Momentos Parciales debido a los desplazamientos relativos de los pisos M''_{ik} :

$$M''_{ik} = t_{ik} \left[\frac{Q_r h_r}{3} + \sum (M'_{\text{sup}} + M'_{\text{inf}}) \right]$$

En el primer nivel, esta expresión sólo se cumple considerando que todas las columnas estén perfectamente empotradas y tengan la misma altura.

I. Mediante iteraciones sucesivas se obtienen los momentos parciales debido al giro de los nudos y los momentos parciales debido al desplazamiento relativo de las columnas hasta lograr la convergencia requerida.

Para iniciar el procedimiento, se asumen todos los momentos parciales iguales a cero.

J. Cálculo de Momentos Flectores Finales en cada extremo de las barras:

$$M_{ij} = M^0_{ij} + 2 M'_{ij} + M'_{ji} + M''_{ij}$$

$$M_{ji} = M^0_{ji} + 2 M'_{ji} + M'_{ij} + M''_{ij}$$

K. Para pórticos con vigas laterales articuladas, el método considera realizar las modificaciones siguientes:

- Modificar la rigidez de las vigas articuladas en mención:

$$K'_{ij} = \frac{3}{4} K_{ij}$$

- Modificar el momento de empotramiento perfecto del extremo no articulado de las vigas de acuerdo a:

$$(M^0_{ij})_1 = M^0_{ij} - \frac{1}{2} M^0_{ji}$$

- Con las modificaciones consideradas se sigue el método general a partir del item B.

L. En general, para pórticos con columnas articuladas y/o empotradas y con diversas alturas en el primer piso se deben realizar las modificaciones siguientes:

- a) El cálculo del Factor de Desplazamiento en las Columnas se efectúa mediante la expresión:

$$t_{ik} = -\frac{3}{2} \frac{\sum c_{ik} K_{ik}}{\sum \sum c_{ik}^2 K_{ik} m}$$

en donde:

- Para columnas con extremos articulados:

$$K'_{ik} = \frac{3}{4} K_{ik} ; h' = \frac{3}{2} h$$

- Se incluye el factor de reducción de columnas:

$$c_{ik} = \frac{h_r}{h_{ik}} ; c'_{ik} = \frac{h_r}{h'}$$

- Se incluye el factor de corrección m, tal que:

$m = 1$; $m = \frac{3}{4}$

- b) El cálculo de los Momentos Parciales debido al desplazamiento de las columnas se efectúa, en este caso, mediante la expresión:

$$M''_{ik} = t_{ik} \left[\frac{Q_r h_r}{3} + \sum c_{ik} (M'_{ik} + M'_{ki}) + \sum c'_{ik} (M'_{ik})_1 \right]$$

4.2.2 PROGRAMA KANI1

- A. El programa KANI1 que se presenta a continuación fue diseñado con la finalidad de ejecutar los cálculos de distribución de momentos en

estructuras aporticadas empleando el Método de Kani. El diseño se hizo tomando en cuenta la mayor cantidad de alternativas que pudieran presentarse en el análisis de edificios reales con elementos de sección constante.

El programa se escribió en lenguaje Pascal y fue corrido en una microcomputadora Apple /// de 128 K de memoria principal.

El programa está en capacidad de resolver estructuras con las siguientes ventajas:

- a) Permite resolver pórticos con o sin desplazamiento lateral.
- b) Permite resolver pórticos con columnas de altura constante o variable.
- c) Permite resolver pórticos con columnas empotradas y/o articuladas.
- d) Permite resolver pórticos con vigas laterales empotradas y/o articuladas.
- e) Obtiene los valores de las fuerzas de corte del extremo izquierdo y derecho en las vigas.
- f) Obtiene los valores de las fuerzas axiales y fuerzas de corte en las columnas.
- g) Permite resolver pórticos con el número de estados de carga que se deseen.
- h) Permite realizar las combinaciones de carga que se deseen para facilitar la obtención de las envolventes tanto de las vigas como de las columnas. Estas combinaciones son ejecutadas automáticamente por la computadora empleando los estados de carga originales afectados por sus respectivos factores de carga.

B. El programa KANI1 consta realmente de dos partes distintas:

a) Programa KANI. DATOS

Este programa es complementario al programa principal KANI1. Mediante este programa se realiza el ingreso al computador de todos los datos necesarios para la definición del problema. Tanto los requerimientos geométricos del pórtico como también las características de

los distintos estados y/o combinaciones de carga son ingresados al computador en forma interactiva empleando la pantalla y el teclado.

Conforme se va realizando el ingreso de los datos, el programa va grabando los mismos en archivos de disco. De esta manera, no será necesario tener que volver a ingresar los datos cada vez que se desee realizar una corrida del programa principal de ejecución. Asimismo, se puede realizar modificaciones y/o correcciones hasta llegar finalmente a la solución buscada.

En el Tomo 2 de este trabajo se muestra una explicación más detallada junto con los listados del programa.

b) Programa KANI1

Mediante este programa se realiza todo el trabajo operativo que conlleva el Método de Kani a la solución final del problema.

Este programa realiza la lectura de los datos (ingresados mediante el programa KANI.DATOS) para luego realizar todo el proceso de cálculos necesarios para la impresión de los reportes con los resultados finales.

En el Tomo 2 de este trabajo se muestran los listados y la explicación del programa de la referencia.

4.3 CARACTERISTICAS GEOMETRICAS DE LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES

4.3.1. Características de las Columnas

A. Sentido X:

PISO	ALTURA (m)	COLUMNA	SECCION	$I \times 10^3 \text{ (cm}^4\text{)}$	$K \text{ (cm}^3\text{)}$
1	3.46	A1, A4 (*)	65 x 40	400.00	1156
		A2, A3 (*)	65 x 40	453.33	1310
		B1, B4, C1, C4	65 x 40	346.67	1002
		B2,B3,C2,C3,D2,D3	70 x 60	1260.00	3642
		D1, D4	195 x 40	1040.00	3006
2	3.06	A1, A4 (*)	65 x 40	400.00	1307
		A2, A3 (*)	65 x 40	453.33	1481
		B1, B4, C1, C4	65 x 40	346.67	1133
		B2,B3,C2,C3,D2,D3	70 x 60	1260.00	4118
		D1, D4	195 x 40	1040.00	3399
3, 4	3.06	A1, A4 (*)	65 x 40	400.00	1307
		A2, A3 (*)	65 x 40	453.33	1481
		B1, B4, C1, C4	65 x 40	346.67	1133
		B2,B3,C2,C3,D2,D3	60 x 50	625.00	2042
		D1, D4	195 x 40	1040.00	3399
5, 6, 7, 8	3.06	A1, A4 (*)	65 x 40	400.00	1307
		A2, A3 (*)	65 x 40	453.33	1481
		B1, B4, C1, C4	65 x 40	346.67	1133
		B2,B3,C2,C3,D2,D3	50 x 40	266.67	871
		D1, D4	195 x 40	1040.00	3399

(*) Nota.- Estas columnas están contenidas en placas. Por lo tanto, en el Sentido X se va a considerar una longitud adicional de muro colaborante de 4 veces el espesor del muro a cada lado según se detalla en la figura 4.1.

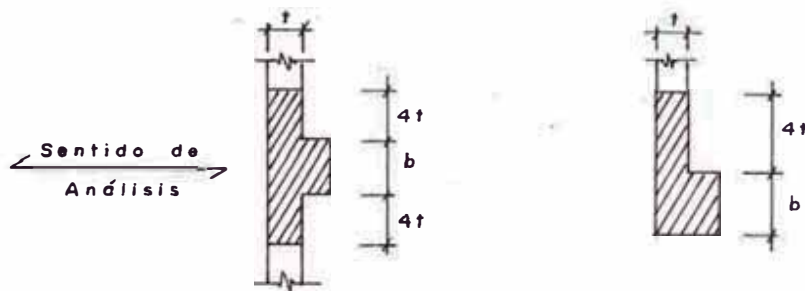


Figura 4.1: Sección efectiva de columnas contenidas en placas.

B. Sentido Y

PISO	ALTURA (m)	COLUMNA	SECCION	$I \times 10^3 \text{ (cm}^4\text{)}$	$K \text{ (cm}^3\text{)}$
1	3.46	B1, B4, C1, C4	40 x 65	915.42	2646
		B2,B3,C2,C3,D2,D3	60 x 70	1715.00	4957
2	3.06	B1, B4, C1, C4	40 x 65	915.42	2992
		B2,B3,C2,C3,D2,D3	60 x 70	1715.00	5605
3,4	3.06	B1, B4, C1, C4	40 x 65	915.42	2992
		B2,B3,C2,C3,D2,D3	50 x 60	900.00	2941
5,6, 7,8	3.06	B1, B4, C1, C4	40 x 65	915.42	2992
		B2,B3,C2,C3,D2,D3	40 x 50	416.67	1362

Al obtener para las columnas C-D1 y C-D4 valores de rigideces bastante elevados se va a considerar a estos elementos como placas en el Sentido Y. Es por ello que a estos elementos les estamos llamando en este trabajo con el nombre Placa P-2.

4.3.2 Características de las Vigas

A. Sentido X:

PORTICOS	EJES	LONGITUD (m)	SECCION	$I \times 10^3 \text{ (cm}^4\text{)}$	$K \text{ (cm}^3\text{)}$
1, 2, 3, 4	A, B	6.40	40 x 55	554.58	867
1, 2, 3, 4	B, C, D	6.20	40 x 55	554.58	894
1, 2, 4	D, G	7.80	40 x 55	554.58	711
3	D, E'	1.625	110 x 25	143.23	881

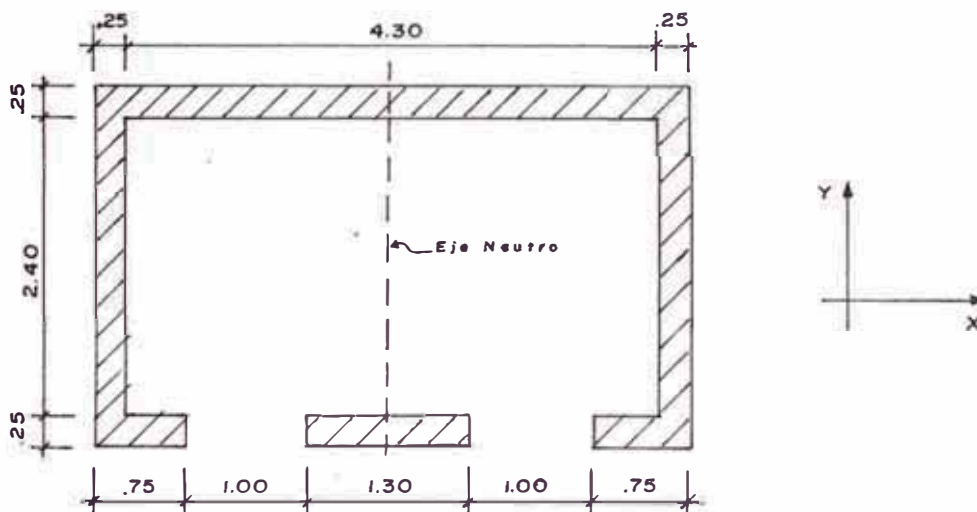
B. Sentido Y

PORTICO	EJES	LONGITUD (m)	SECCION	$I \times 10^3 (\text{cm}^4)$	$K (\text{cm}^3)$
B, C	1, 2, 3, 4	6.40	40 x 55	554.58	867
D	1, 2 3,4	4.85	40 x 55	554.58	1143
D	2, 3	6.40	40 x 55	554.58	867

4.3.3 Características de las Placas

A. Sentido X

a) Placa de Ascensores P-1:



- El área de la placa es:

$$A_w = (2 \times 240 + 2 \times 480 - 2 \times 100) \times 25 = 31,000 \text{ cm}^2$$

- El momento de inercia de la placa es:

$$I_w = \frac{290 \times 480^3}{12} - \frac{240 \times 430^3}{12} - \frac{25 \times 330^3}{12} + \frac{25 \times 130^3}{12}$$

$$I_w = 10,122.1 \times 10^5 \text{ cm}^4$$

- La distancia del eje neutro a la fibra extrema es:

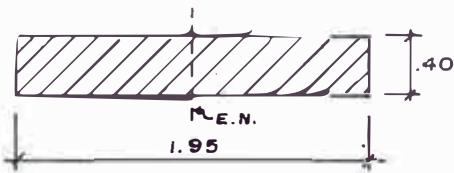
$$L_s = \frac{4.80}{2} = 2.40 \text{ m}$$

SECCION	A	y	MOMENTO ESTATICO	$d = y - \bar{y} $	I_{CG}	A d ²
1	430 x 25 = 10,750	12.5	134,375	111.13	5.598×10^5	1327.612×10^5
2	50 x 265 = 13,250	132.5	1'755,625	8.87	775.401×10^5	10.425×10^5
3	280 x 25 = 7,000	277.5	1'942,500	153.87	3.646×10^5	1657.318×10^5
TOTAL	31,000		3'832,500		784.645×10^5	2995.355×10^5
$I_w = 3,780.0 \times 10^5 \text{ cm}^4$						

$$\bar{y} = \frac{3'832,500}{31,000} = 123.63 \text{ cm}$$

$$L_s = 2.90 - 1.236 = 1.664 \text{ m}$$

c) Placa P-2



$$A_w = 195 \times 40 = 7800 \text{ cm}^2$$

$$I_w = \frac{40 \times 195^3}{12} = 247.2 \times 10^5 \text{ cm}^4$$

$$L_s = \frac{1.95}{2} = 0.975 \text{ m}$$

4.4 SISTEMAS DE CARGAS A EMPLEAR

Debido a que una estructura debe ser diseñada para poder soportar las solicitaciones más desfavorables que se presenten durante su vida útil, debemos diferenciar dos tipos de solicitaciones:

1º. Carga Muerta (D).- Es aquella que interviene en la edificación en forma permanente. Está compuesta por el peso propio del elemento y por el peso de todos los otros elementos que se encuentran dentro de su área de acción.

2º. Carga Viva (L).- Es aquella carga móvil que interviene en forma temporal. Esta carga es solamente aproximada y por ello se acostumbra considerarla en el análisis como una carga simplemente distribuida.

Según el Código ACI (Sección 8.9.2), los arreglos de la carga viva se pueden limitar a las combinaciones de:

- a) "Carga muerta afectada por el factor de carga en todos los claros con la carga viva afectada por el factor de carga en dos claros adyacentes;"
- b) "Carga muerta afectada por el factor de carga en todos los claros con la carga viva afectada por el factor de carga total en claros alternados." (Distribución de Carga en Damero).

Sin embargo, en la práctica es suficiente emplear, en lugar de la combinación (a), el criterio de aplicar ambas cargas (carga muerta y carga viva) afectadas por sus respectivos factores de carga a lo largo de todos los claros. De esta manera, podemos ahorrar cálculos de distribución de momentos debido a que por su uniformidad podemos obtener los resultados de esta combinación de cargas a partir de la superposición de las distribuciones de carga en damero.

Por facilidad, haremos el análisis estructural para carga muerta y carga viva sin factores de carga en forma independiente. Posteriormente, en el Capítulo 6, se obtendrán las envolventes de momentos flectores, fuerzas cortantes en vigas y fuerzas axiales en columnas.

4.5 ANÁLISIS ESTRUCTURAL

En este trabajo, se presenta el análisis estructural de los siguientes pórticos del edificio:

- a) Pórtico 3: Este pórtico, por la simetría del edificio, puede dividirse en dos partes iguales. Tal como se muestra en los planos, cada una de las dos partes está empotrada a la placa de ascensores P-1.
- b) Pórtico C: Este pórtico es simétrico y para el análisis lo podemos

considerar igual a los pórticos B, H e I.

4.5.1 Análisis del Pórtico 3 - Sentido X

Este pórtico está conectado con la placa de ascensores P-1; por lo tanto, se puede considerar que las vigas de conexión (tramos D-E' y F'-G) van perfectamente empotradas en su encuentro con la placa. En este caso, debido a la influencia de la placa no se debe considerar la posibilidad del desplazamiento horizontal de los nudos del pórtico.

Debido a la distribución de las losas aligeradas, solamente tenemos la acción de sobrecargas en los tramos de conexión a la placa P-1. Considerando la corta longitud de este tramo vamos a desprestigiar para el análisis del pórtico los estados de carga viva correspondientes. Por lo tanto, el único estado de carga a emplear en el análisis por cargas verticales es:

a) Estado de Carga # 1 - Carga "D": Considera la acción de las cargas muertas.

En la Figura 4.2 se puede apreciar un esquema del pórtico con sus características geométricas y de carga.

Los reportes de la corrida del programa KANI1 para este estado de carga se pueden apreciar en el Tomo 2. En las Tablas 4.1.A y 4.1.B se puede apreciar el resumen de los resultados obtenidos.

4.5.2 Análisis del Pórtico C - Sentido Y

Para este pórtico no es necesario tomar en cuenta el desplazamiento lateral de los nudos debido a la simetría que presenta tanto en su estructura como en su sistema de carga.

Los estados de carga que vamos a emplear en el análisis por cargas verticales son los siguientes:

a) Estado de Carga # 1 - Carga "D": Considera la acción de las cargas muertas.

b) Estado de Carga # 2 - Carga "L1": Considera la acción de la carga viva según la primera distribución de "damero" (L1). La primera distribución de "damero" será aquella en la que el tramo izquierdo del octavo nivel del pórtico en estudio esté cargado.

c) Estado de Carga # 3 - Carga "L2": Considera la segunda distribución de "damero" (la alternada de L1).

En la Figura 4.3 se puede apreciar un esquema del pórtico con sus características geométricas y de carga.

Hay que resaltar que para el análisis faltaría considerar un tercer estado de carga L3, ubicando la sobrecarga a lo largo de todos los tramos. Este estado se obtendrá con la superposición de los estados de carga L1 y L2.

Los reportes de la corrida del programa KANI1 para estos estados de carga se pueden apreciar en el Tomo 2. En las Tablas 4.2.A y 4.2.B se pueden apreciar el resumen de los resultados obtenidos.

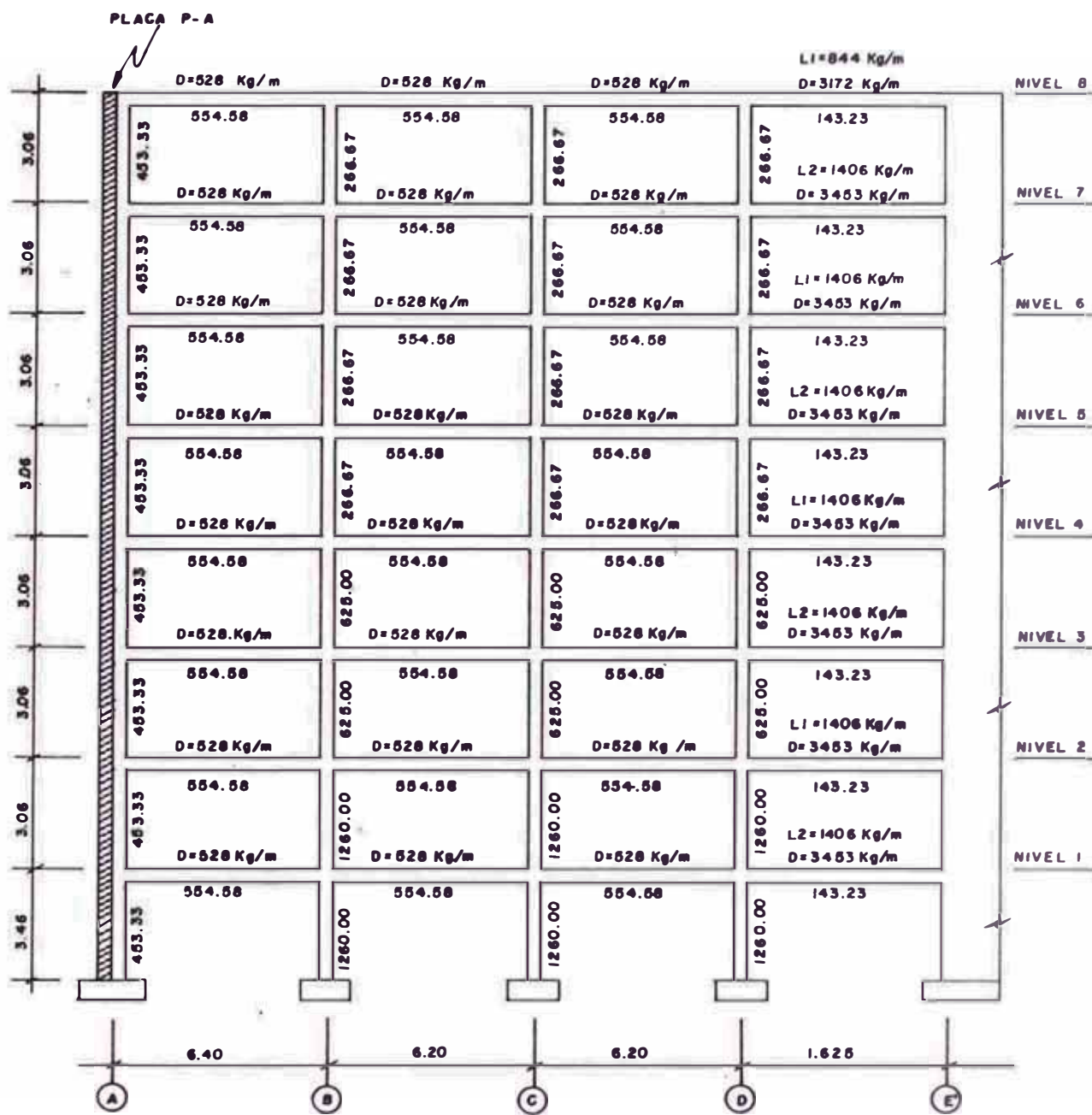


Figura 4.2 Resumen de Metrados de Carga y Momentos de Inercia (10^3 cm^4) del Pórtico 3 - Sentido X

Tabla 4.1.A : Resultados en Vigas - Análisis del Pórtico 3 - Sentido X

Estado de Carga "D"

Nivel	Tramo A-B Tramo J-I				Tramo B-C Tramo I-H				Tramo C-D Tramo H-G				Tramo D-E' Tramo G-F'			
	Mom. Flector		Fza. Cortante		Mom. Flector		Fza. Cortante		Mom. Flector		Fza. Cortante		Mom. Flector		Fza. Cortante	
	Izq.	Der.	Izq.	Der.	Izq.	Der.	Izq.	Der.	Izq.	Der.	Izq.	Der.	Izq.	Der.	Izq.	Der.
8	-1.25	1.96	1.58	-1.80	1.69	1.66	-1.62	-1.77	1.41	1.70	-1.58	-1.01	0.54	2.86	-2.29	
7	-1.58	1.88	1.64	-1.74	1.69	1.64	-1.64	-1.76	1.52	1.68	-1.60	-0.93	0.67	2.96	-2.65	
6	-1.52	1.90	1.63	-1.75	1.69	1.65	-1.63	-1.76	1.51	1.68	-1.60	-0.95	0.66	2.98	-2.63	
5	-1.53	1.89	1.63	-1.75	1.69	1.65	-1.63	-1.76	1.50	1.68	-1.60	-0.96	0.66	2.99	-2.62	
4	-1.52	1.91	1.63	-1.75	1.68	1.65	-1.63	-1.75	1.56	1.67	-1.61	-0.89	0.69	2.93	-2.68	
3	-1.52	1.92	1.63	-1.75	1.68	1.65	-1.63	-1.74	1.59	1.66	-1.62	-0.86	0.71	2.90	-2.71	
2	-1.53	1.92	1.63	-1.75	1.68	1.64	-1.64	-1.72	1.62	1.66	-1.62	-0.83	0.72	2.87	-2.74	
1	-1.44	1.96	1.61	-1.77	1.68	1.64	-1.64	-1.72	1.62	1.66	-1.62	-0.83	0.72	2.87	-2.74	

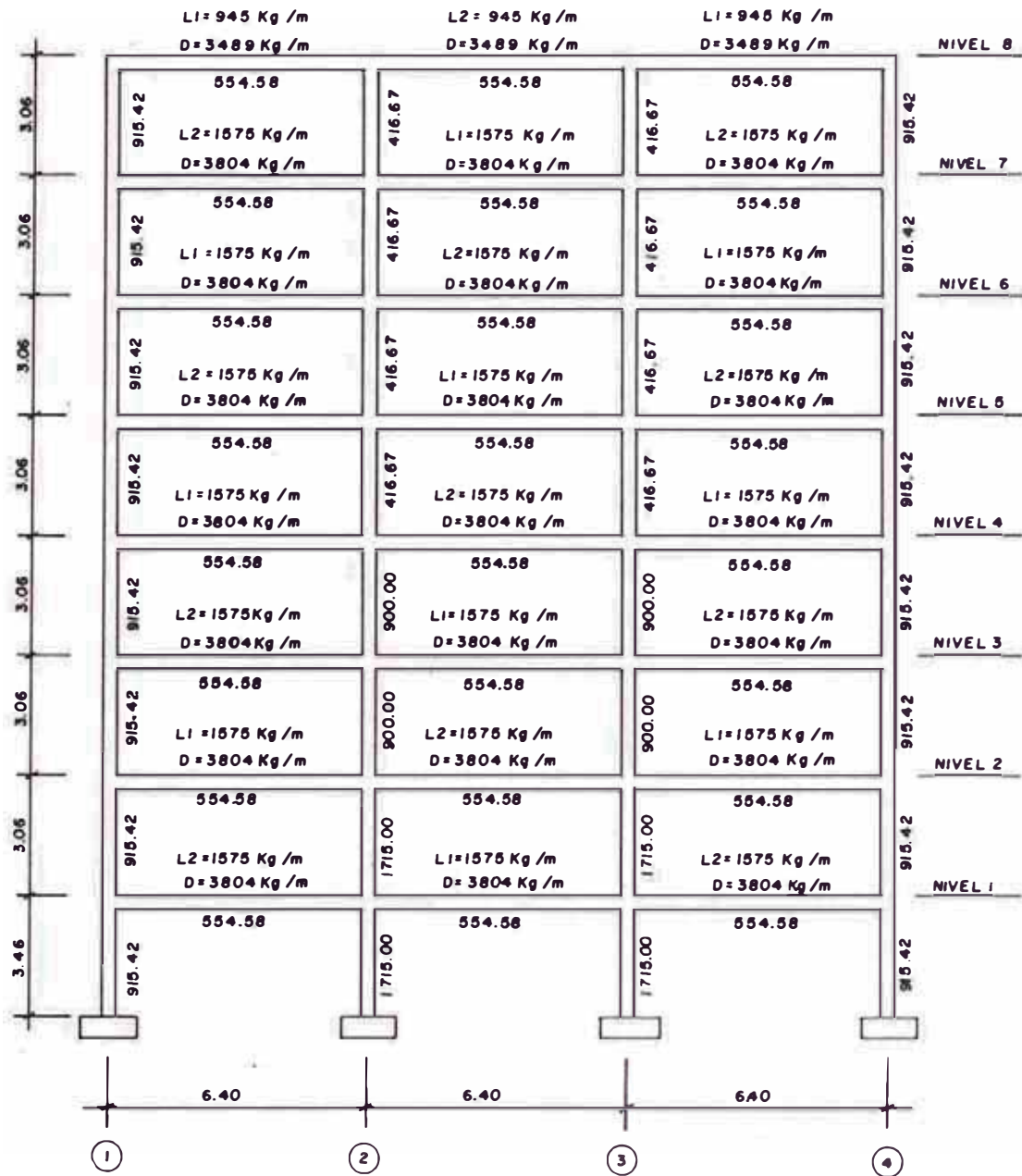


Figura 4.3 Resumen de Metrados de Carga y Momentos de Inercia (10³ cm⁴) del Pórtico C - Sentido Y

Viga Exterior

Nivel	Carga Muerta "D"				Carga Viva "L1"				Carga Viva "L2"			
	Mom. Flector		Fza. Cortante		Mom. Flector		Fza. Cortante		Mom. Flector		Fza. Cortante	
	Izq.	Der.	Izq.	Der.	Izq.	Der.	Izq.	Der.	Izq.	Der.	Izq.	Der.
8	- 9.72	12.72	10.70	-11.63	-2.94	2.10	3.16	-2.89	0.22	1.33	-0.24	-0.24
7	-12.13	13.40	11.98	-12.37	0.32	1.53	-0.29	-0.29	-5.26	4.05	5.23	-4.85
6	-11.82	13.47	11.92	-12.43	-5.27	4.02	5.23	-4.85	0.35	1.56	-0.30	-0.30
5	-11.89	13.45	11.93	-12.42	0.33	1.50	-0.29	-0.29	-5.25	4.08	5.22	-4.86
4	-11.87	13.49	11.92	-12.43	-5.09	4.45	5.14	-4.94	0.17	1.14	-0.20	-0.20
3	-11.84	13.51	11.91	-12.44	0.09	0.90	-0.15	-0.15	-5.00	4.70	5.09	-4.99
2	-11.93	13.49	11.93	-12.42	-4.91	4.97	5.05	-5.03	-0.03	0.62	-0.09	-0.09
1	-11.52	13.68	11.84	-12.51	0.06	0.48	-0.08	-0.08	-4.83	5.19	4.98	-5.10

Viga Interior

Nivel	Carga Muerta "D"				Carga Viva "L1"				Carga Viva "L2"			
	Mom. Flector		Fza. Cortante		Mom. Flector		Fza. Cortante		Mom. Flector		Fza. Cortante	
	Izq.	Der.	Izq.	Der.	Izq.	Der.	Izq.	Der.	Izq.	Der.	Izq.	Der.
8	-12.10	12.10	11.16	-11.16	-0.85	0.85	0.00	0.00	-2.42	2.42	3.03	-3.03
7	-12.98	12.98	12.17	-12.17	-4.46	4.46	5.04	-5.04	-0.93	0.93	0.00	0.00
6	-13.04	13.04	12.17	-12.17	-0.94	0.94	0.00	0.00	-4.46	4.46	5.04	-5.04
5	-13.03	13.03	12.17	-12.17	-4.49	4.49	5.04	-5.04	-0.91	0.91	0.00	0.00
4	-13.01	13.01	12.17	-12.17	-0.71	0.71	0.00	0.00	-4.68	4.68	5.04	-5.04
3	-13.01	13.01	12.17	-12.17	-4.81	4.81	5.04	-5.04	-0.58	0.58	0.00	0.00
2	-12.99	12.99	12.17	-12.17	-0.43	0.43	0.00	0.00	-4.96	4.96	5.04	-5.04
1	-13.00	13.00	12.17	-12.17	-5.08	5.08	5.04	-5.04	-0.31	0.31	0.00	0.00

Tabla 4.2.A Resultados en Vigas
Análisis del Pórtico C - Sentido Y

Columna Exterior

Nivel	Carga Muerta "D"				Carga Viva "L1"				Carga Viva "L2"			
	Mom. Flector		Fuerza		Mom. Flector		Fuerza		Mom. Flector		Fuerza	
	Inf.	Sup.	Axial	Corte	Inf.	Sup.	Axial	Corte	Inf.	Sup.	Axial	Corte
8	7.08	9.72	10.70	-5.49	-0.08	2.94	3.16	-0.93	2.61	-0.22	-0.24	-0.78
7	5.67	5.05	22.67	-3.50	2.60	-0.24	2.87	-0.77	-0.16	2.64	4.99	-0.81
6	6.01	6.15	34.59	-3.97	-0.12	2.67	8.10	-0.83	2.59	-0.19	4.69	-0.78
5	5.91	5.89	46.52	-3.85	2.48	-0.21	7.82	-0.74	-0.03	2.67	9.91	-0.86
4	5.99	5.96	58.44	-3.91	0.05	2.61	12.96	-0.87	2.43	-0.14	9.71	-0.75
3	5.68	5.85	70.36	-3.77	2.25	-0.13	12.80	-0.69	0.11	2.56	14.79	-0.87
2	6.97	6.24	82.29	-4.32	0.70	2.66	17.83	-1.10	2.20	-0.08	14.70	-0.69
1	2.27	4.54	94.13	-1.97	-0.38	-0.75	17.75	0.33	1.32	2.63	19.69	-1.14

Columna Interior

Nivel	Carga Muerta "D"				Carga Viva "L1"				Carga Viva "L2"			
	Mom. Flector		Fuerza		Mom. Flector		Fuerza		Mom. Flector		Fuerza	
	Inf.	Sup.	Axial	Corte	Inf.	Sup.	Axial	Corte	Inf.	Sup.	Axial	Corte
8	-0.32	-0.61	22.80	0.30	1.54	-1.24	2.89	-0.10	-1.65	1.09	3.27	0.18
7	-0.18	-0.10	47.35	0.09	-1.52	1.40	8.22	0.04	1.44	-1.47	8.12	0.01
6	-0.23	-0.25	71.96	0.16	1.32	-1.56	13.07	0.08	-1.41	1.47	13.46	-0.02
5	-0.17	-0.19	96.55	0.12	-0.84	1.68	18.39	-0.27	0.77	-1.76	18.31	0.32
4	-0.28	-0.30	121.51	0.19	1.47	-2.90	23.33	0.47	-1.59	2.77	23.56	-0.39
3	-0.17	-0.22	145.76	0.13	-0.96	2.44	28.53	-0.48	0.89	-2.53	28.55	0.54
2	-0.39	-0.32	170.36	0.23	1.14	-3.58	33.58	0.80	-1.30	3.45	33.68	-0.70
1	-0.14	-0.28	195.04	0.12	1.73	3.46	38.70	-1.50	-1.79	-3.57	38.78	1.55

Tabla 4.2.B Resultados en Columnas
Análisis d l Pórtico C - Sentido Y

C A P I T U L O 5

ANALISIS ESTRUCTURAL POR CARGAS HORIZONTALES

- 5.1 Generalidades
- 5.2 Determinación de las Cargas Sísmicas
- 5.3 Método de Análisis
- 5.4 Verificación de Desplazamientos Laterales
- 5.5 Torsión en Planta
- 5.6 Análisis Estructural

5.1 GENERALIDADES

Tradicionalmente, la preocupación prioritaria de los ingenieros estructurales al diseñar un edificio era el de proveer un sistema estructuralmente seguro y adecuado para poder soportar las cargas verticales de diseño. Esto es entendible, dado que la capacidad de resistencia a las cargas verticales de un edificio es la razón para su existencia. Las precauciones tomadas para que el diseño pueda absorber las cargas horizontales de sismo se consideraban de poca importancia.

Con el tiempo, los edificios se hacen cada vez más altos, con mayores luces, más atrevidos; pero además, se van incrementando los conocimientos de los efectos sísmicos en las estructuras. Este progreso, en la práctica, nos permite un mayor refinamiento en el análisis y demanda a los estudiosos a desarrollar métodos de diseño económicos con factores de seguridad más realistas.

Las cargas o fuerzas a las cuales una estructura está llamada a soportar durante un movimiento sísmico son resultado directo de las distorsiones inducidas en la estructura por el movimiento del terreno en la que descansa. Este movimiento en la base se caracteriza por desplazamientos, velocidades y aceleraciones que son erráticos en dirección, magnitud, duración y frecuencia.

La incertidumbre en la determinación de las cargas de diseño sísmico apropiadas para una estructura dependen de muchos factores, siendo los más importantes:

a) La dificultad de predecir las características de los movimientos sísmicos (intensidad, duración, frecuencia, etc.) a las que la estructura será sujeta durante su vida útil.

b) La dificultad de obtener los parámetros estructurales que afectan en la determinación analítica de la respuesta estructural ante un movimiento sísmico en particular como lo son: rigideces, amortiguamiento, período natural de vibración, comportamiento inelástico, etc.

c) La dificultad de determinar las propiedades dinámicas del suelo como lo son: amplificación sísmica, disipación de energía, asentamientos diferenciales, etc.

Debido a los motivos expuestos, podemos ahora justificar el empleo de métodos aproximados tanto para el cálculo de las cargas como para el análisis estructural. Estos métodos aproximados nos permiten obtener resultados prácticos dentro de los límites permisibles de seguridad y economía del proyecto.

5.2 DETERMINACION DE LAS CARGAS SISMICAS

Para la determinación de las cargas sísmicas horizontales existen los dos métodos de cálculo siguientes: Método Estático y Método Dinámico.

a) El Método Estático, adoptado por la mayoría de los códigos de diseño, emplea un grupo de fuerzas estáticas para simular los efectos sísmicos. La distribución de estas fuerzas de diseño a lo largo de la altura del edificio es similar a la distribución de las fuerzas máximas obtenidas por un Método Dinámico; sin embargo, las magnitudes son obtenidas en forma algo arbitraria, de acuerdo al criterio y la experiencia.

Este método, a pesar de ser en cierta forma empírico, seguirá empleándose por mucho tiempo debido a su simplicidad y debido a los buenos resultados obtenidos en muchas estructuras que han sufrido sismos severos.

Hay que recalcar que se requiere una permanente actualización de los Códigos de Diseño con el fin de tomar en cuenta la mayor estadística espectral y considerar, además, los constantes progresos que adquiere la Ingeniería Antisísmica en el mundo.

b) El Método Dinámico, requiere idealizar a la estructura como un

modelo de masas interconectadas por resortes de una rigidez determinada. Para este tipo de análisis es muy conveniente el empleo de computadoras por la laboriosidad de los cálculos a realizar, tales como:

1º La obtención de la matriz de rigidez lateral y su posterior condensación para la obtención de las constantes de resorte del modelo. Este problema se puede resolver manualmente para edificios netamente porticados si empleamos las aproximaciones del Método "D" del Dr. Muto. Sin embargo, cuando el modelo contempla pórticos y muros de corte, el problema se complica teniendo que idealizarse al muro, ya sea: considerándolo como una columna con una viga en su extremo superior de rigidez infinita, o considerando al muro como un par de columnas con arrios tres diagonales biarticulados.

2º La obtención de las formas de modo, el cual implica resolver los valores de las frecuencias de modo del determinante:

$$\left| \underset{\sim}{K} - \omega^2 \underset{\sim}{M} \right| = 0$$

La solución a este problema se puede lograr mediante métodos tales como el Algoritmo de Jacobi u otros.

Por razones prácticas, emplearemos para este trabajo el "Método General para la Determinación de Fuerzas Sísmicas Horizontales" descrito en las Normas de Diseño Sismo-Resistente (1977) del Reglamento Nacional de Construcciones. Este método, por las razones expuestas, es inminentemente estático.

De acuerdo a las N.D.S.R., el cortante total en la base debido a la acción sísmica se determina por la fórmula:

$$H = \frac{ZUSCP}{R_d} \quad (5-1)$$

En donde:

Z = Factor de Zona, el cual depende de la sismicidad típica de la región en la que se encuentra la edificación.

- U = Factor de Uso e Importancia, el cual es un factor de seguridad según el tipo de estructura en función de su uso o importancia.
- S = Factor de Suelo, el cual considera los efectos de amplificación sísmica según el tipo de suelo.
- C = Coeficiente Sísmico, el cual está expresado por la fórmula:

$$0.16 \leq C = \frac{0.8}{\frac{T}{T_s} + 1.0} \leq 0.40 \quad (5-2)$$

en donde:

T = Período fundamental de la estructura.

T_s = Período predominante del suelo.

- R_d = Factor de Ductilidad, el cual toma en cuenta el comportamiento inelástico de la estructura.
- P = Peso de la Edificación, el cual se calcula adicionando a la carga muerta de la edificación un porcentaje de la carga viva.

La fuerza horizontal de sismo por cada nivel se obtiene distribuyendo linealmente (considerando la primera forma de modo) el Cortante en la Base de acuerdo con la fórmula:

$$F_i = f H \frac{P_i h_i}{\sum P_i h_i} \quad (5-3)$$

En donde:

h_i = Altura del nivel "i" respecto a la base.

f = Factor que depende de la relación alto/ancho de la edificación en la dirección considerada. Este factor trata de involucrar la influencia de las distintas formas de modo.

5.3 METODO DE ANALISIS

5.3.1 Introducción

Para el análisis sísmico debemos considerar los siguientes principios básicos:

1º Sólo se considera la componente horizontal de la fuerza sísmica. La componente vertical de la fuerza sísmica se considera despreciable en relación a las cargas de peso propio y sobrecargas.

2º Se considera que las masas se concentran al nivel de cada piso. Los elementos estructurales de los entrepisos como columnas, placas, etc., representan un porcentaje pequeño del peso total del edificio. Esto permite reducir la estructura a un modelo de tantos grados de libertad como pisos tenga.

3º Se asume que las losas de piso actúan en forma rígida en el sentido horizontal. Esto permite considerar que el peso de cada nivel se concentra en el centro de gravedad de la planta, y que todos los elementos estructurales de un mismo nivel conservan el mismo desplazamiento horizontal relativo.

Existe un variedad muy grande en cuanto a métodos de análisis por cargas horizontales según los tres tipos de estructuras siguientes:

- a) Estructuras aporticadas exclusivamente,
- b) Estructuras con muros de corte exclusivamente, y
- c) Estructuras mixtas (aporticadas interactuando con muros de corte).

Nuestro proyecto es del tipo mixto y debido a las diferencias en el comportamiento estructural entre muros y pórticos se produce una interacción de fuerzas no uniforme en los elementos de conexión.

Vamos a emplear para este trabajo el método aproximado de análisis sísmico para estructuras mixtas de Khan y Sbarounis. Este método apareció en el artículo "Interaction of Shear Walls and Frames" presentado por sus autores en la revista "Proceedings" del American Society of Civil Engineering (ASCE) en el mes de junio de 1964. El método es del tipo "manual" y el proceso es iterativo, lo que hace que sea aplicable a programas de cómputo electrónico.

Debemos añadir que si bien existen métodos matriciales más completos y exactos, el Método de Khan y Sbarounis tiene la ventaja de ser de fácil comprensión por no requerir una base teórica especializada.

Para nuestro trabajo, aplicaremos el Método de Khan y Sbarounis haciendo uso del programa METKAN1 el cual fue diseñado en lenguaje Pascal y corrido en una microcomputadora Apple /// (al igual que el programa KANI1 mostrado en el Capítulo 4).

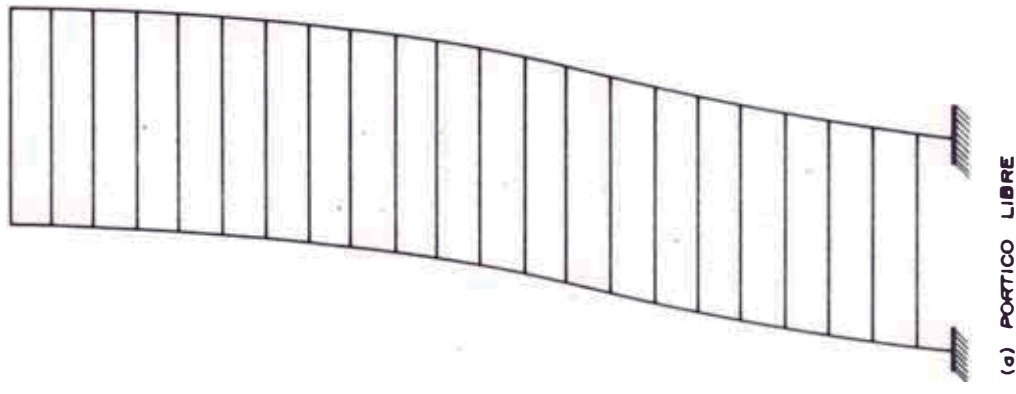
5.3.2 Método de Khan y Sbarounis

A continuación se presenta una transcripción de la traducción hecha por el Dr. Ricardo Yamashiro K. del artículo presentado por los autores del método. Esta transcripción es sólo parcial e incluye algunos pequeños cambios a fin de poder sintetizar el procedimiento empleado en este trabajo.

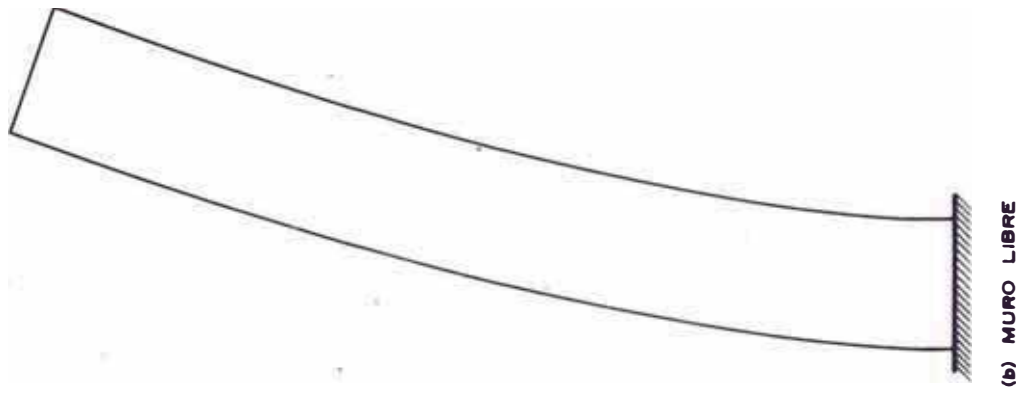
INTERACCION DE MUROS Y PORTICOS

La interacción entre un muro y un pórtico es un caso especial de indeterminación en el cual se unen dos componentes básicamente diferentes para formar una estructura. Si se considera que el pórtico sólo toma toda la carga lateral se presentarían momentos en las columnas y en las vigas para resistir el corte total en cada piso mientras que los efectos del volteo se considerarían secundarios normalmente y, en la mayor parte de los casos, despreciable. Un pórtico, al resistir las cargas laterales, se deformaría como se muestra en la Figura 5.1(a). Los pisos permanecerían esencialmente a nivel a pesar de que los nudos rotan. Si por otro lado, se considera que un muro resiste todas las cargas laterales, este desarrollaría momentos en cada piso iguales a los momentos de volteo en el nivel considerado y la deformada, Figura 5.1(b), sería la correspondiente a un voladizo.

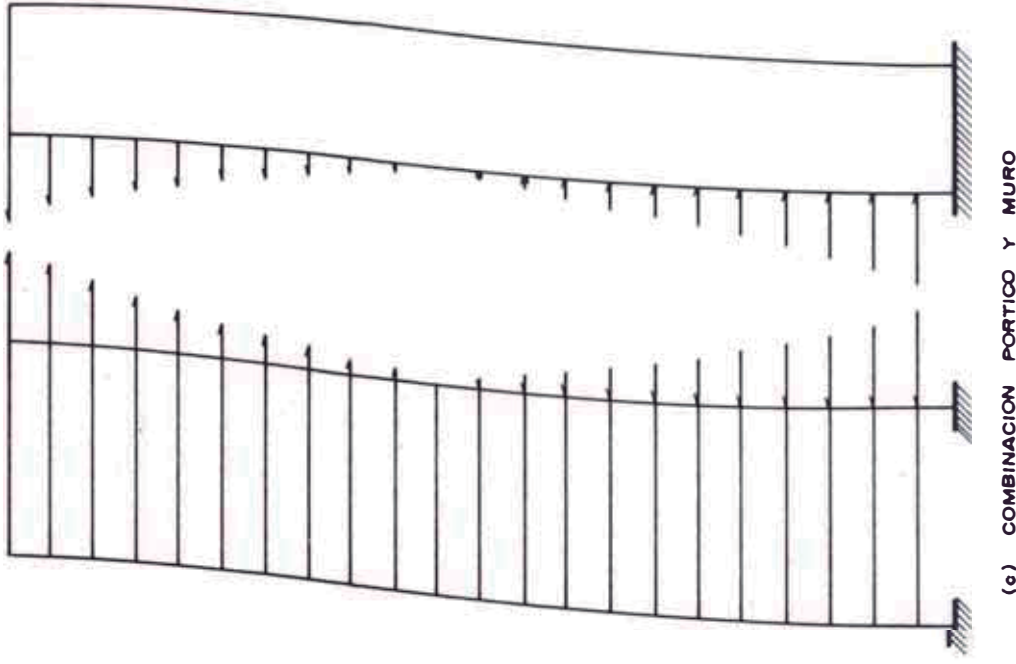
Si en un edificio existen muros y pórticos, los unos tratarán de impedir a los otros que tomen su deformación libre natural, y como resultado se esperaría una distribución de esfuerzos entre los dos elemen



(a) PORTICO LIBRE



(b) MURO LIBRE



(c) COMBINACION PORTICO Y MURO

Figura 5.1: Estructuras deformadas típicas

tos. Como se muestra en la Figura 5.1 (c), el pórtico restringe o "jala" al muro en los pisos superiores, mientras que en los inferiores ocurre lo opuesto.

Las características físicas conflictivas de los dos sistemas pueden ser tomadas en cuenta si la estructura se divide primero en dos partes, un pórtico y un muro, y luego las dos partes se unen de modo que todas las leyes de la mecánica de las estructuras se satisfacen completamente. A continuación se describe este método detalladamente.

Concepto y Método de Análisis

El análisis se ejecuta en dos etapas. En la primera etapa del análisis de una estructura como la mostrada en planta en la Figura 5.2 (a), se necesita determinar la deformada y la magnitud de las cargas laterales distribuidas a los muros y a los pórticos, respectivamente. Con este fin la estructura se separa en dos sistemas diferentes, Figura 5.2 (b) como sigue:

A. Sistema "W"

Este sistema consiste de un muro o de una combinación de muros y puede tener cualquier configuración. Algunos muros o todos ellos pueden extenderse en toda la altura de la estructura. El momento de inercia de este sistema en un piso es igual a la suma de los momentos de inercia de todos los muros del piso sin importar ni su forma ni su tamaño. La forma y el tamaño debe considerarse al hacer el cálculo del promedio de L_g , la distancia del eje neutro del sistema W a su fibra extrema. Los muros apareados de edificios de muchos pisos pueden representarse a menudo por un muro único con una rigidez equivalente.

B. Sistema "F"

Consiste de toda la estructura exceptuando el sistema W. Esto incluye a todas las columnas, vigas y losas que contribuyen a la rigidez lateral. Los miembros que unen los pórticos a los muros (vigas de u-

nión) se incluyen también en el sistema F. Las rigideces de las columnas, vigas y vigas de unión (S_c , S_b' , y S_b'') son simplemente la suma de las rigideces de todos estos miembros en el piso considerado. La luz de la viga de unión L_b es un promedio de las luces de las vigas de unión en el piso considerado cuando estas luces son del mismo orden de magnitud.

A primera vista, este procedimiento puede parecer una sobresimplificación porque obscurece las diferencias locales de las rigideces de los diferentes elementos resistentes. Sin embargo, en la primera parte del análisis, los valores promedio de θ' y θ'' y Δ_v proporcionan valores aceptables de la distribución de las fuerzas laterales entre los dos sistemas. La deflexión calculada para cada piso es también satisfactoria. Debe notarse que las dos cantidades calculadas, distribución de fuerzas laterales y deflexiones, sirven propósitos diferentes. La distribución de las fuerzas laterales informa al diseñador de la efectividad de los muros para resistir fuerzas laterales. El diseñador puede en este momento reajustar el tamaño o la rigidez del muro con el fin de obtener una estructura más económica. Las deflexiones se necesitan en la segunda etapa de los cálculos, como se describirá más adelante.

En la mayor parte de los casos puede hacerse una simplificación adicional añadiendo la rigidez de las vigas de unión a la de las otras vigas:

$$S_b = S_b' + S_b'' \quad (5-4)$$

En este caso los dos sistemas se unen mediante elementos que transmiten sólo fuerzas laterales. Las cantidades L_b y L_s ya no se necesitan. La experiencia de analizar varias estructuras indica que los valores calculados usando cualquiera de las estructuras idealizadas que se muestran en las Figuras 5.2 (b) y 5.2 (c) son esencialmente iguales, desde el punto de vista del diseñador. Las derivaciones que siguen tratan el caso general (Figura 5.2 (b)). La solución para la estructura idealizada simplificada -Figura 5.2 (c)- que se recomienda para el

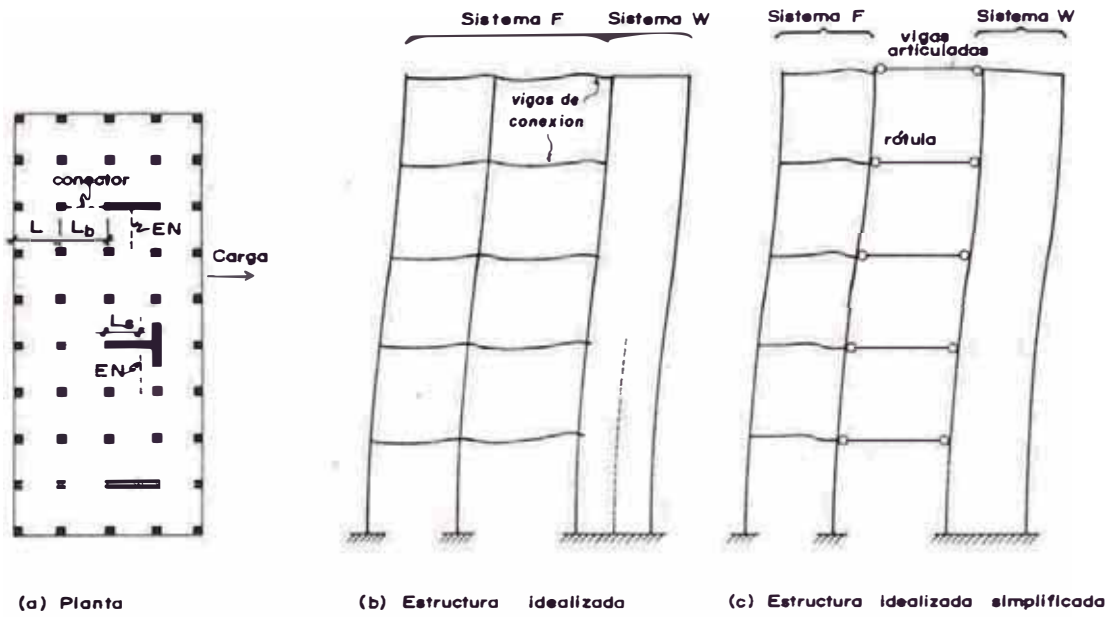


Figura 5.2

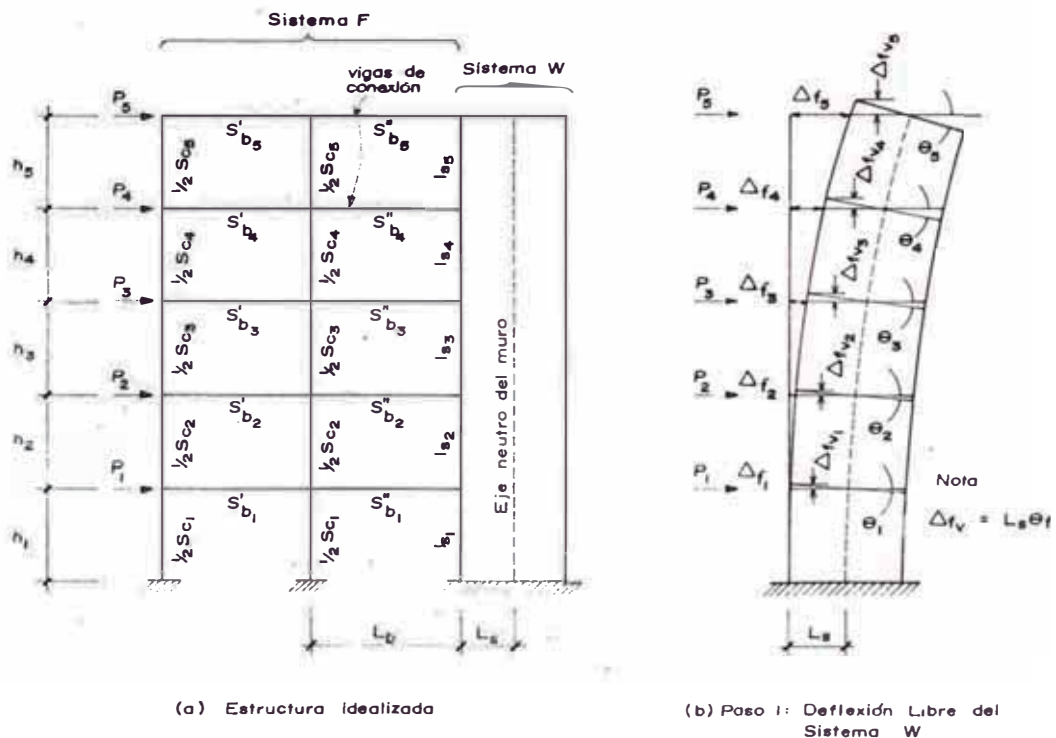


Figura 5.3

uso en la oficina de cálculo puede obtenerse fácilmente del caso general.

El análisis se ejecuta mediante un proceso iterativo como se verá más adelante. Al término de este proceso se conocen las deflexiones del sistema en conjunto y es posible analizar entonces cada eje como un sistema resistente aislado. Los elementos resistentes en un eje cualquiera pueden formar un pórtico o una combinación de pórtico y muro. La segunda etapa del análisis puede ejecutarse sometiendo estas estructuras aisladas a la configuración de la deformada que se encontró en el proceso iterativo. Los momentos de empotramiento iniciales que se originan en las columnas y en las vigas de unión por estos desplazamientos pueden equilibrarse rápidamente mediante un proceso de distribución de momentos. De esta manera pueden tomarse en cuenta los efectos locales en los valores de los momentos y cortes debidos a las variaciones localizadas de la rigidez.

Primera Etapa del Análisis: Solución por Iteración

El equilibrio de la estructura en conjunto requiere que se satisfagan las siguientes condiciones:

- a) Las deflexiones en los sistemas W y F deben ser iguales en niveles correspondientes.
- b) Las vigas de unión que conectan los sistemas W y F deben sufrir los mismos giros y desplazamientos verticales que el sistema W en sus puntos de conexión.
- c) La fuerza cortante horizontal V_w , que se origina en el sistema W, más el corte horizontal V_f , que se origina en el sistema F debe ser igual al corte total exterior V_t en cada piso.

Los tres requisitos precedentes, de compatibilidad y equilibrio, pueden conseguirse mediante los siguientes pasos:

1. Las cargas exteriores totales calculadas (sísmicas o de viento) se aplican al sistema W de la estructura idealizada en cada piso (Figura 5.3 (a)). Mediante cualquier método numérico o un método de áreas de momentos (viga conjugada), se determinan las pendientes y deflexiones del sistema W en cada piso (Figura 5.3 (b)). Los desplazamientos verticales de los puntos de conexión se calculan multiplicando las pendientes en cada nivel por la distancia del eje neutro del muro al punto de conexión.

$$\Delta_{fvi} = L_s \theta_{fi} \quad (5-5)$$

Debe señalarse que una rotación de la base del muro puede incluirse fácilmente incrementando la rotación de todos los pisos en la magnitud de la rotación de la base e incrementando las deflexiones horizontales en todos los pisos en el producto de la rotación de la base por la distancia de la base al piso considerado. La deflexión horizontal, la rotación y la deflexión vertical del muro libre en un piso cualquiera i , se denotan como Δ_{fi} , θ_{fi} , Δ_{fvi} , respectivamente. Para un piso inmediato superior o inferior se cambia el subíndice i por $(i + 1)$ ó $(i - 1)$, respectivamente. Cuando las proporciones del muro lo justifique, las deflexiones deben incluir las contribuciones de las deformaciones por corte en el sistema W.

2. Primer ciclo de iteración. Para conseguir una convergencia rápida se puede asumir o aproximar la deformada final a partir de unas ayudas gráficas propuesta por los autores del método. Si no se contara con medios para una buena aproximación la deformada final se toma igual a la deformada libre del sistema W, lo que querría decir que en el primer ciclo la deflexión inicial y la rotación en el piso i serían:

$$\Delta_{ii(1)} = \Delta_{fi} \quad (5-6a)$$

$$\theta_{ii(1)} = \theta_{fi} \quad (5-6b)$$

Se fuerza al sistema F a adoptar las deflexiones supuestas en cada piso (Figura 5.4 (a)). Esto requiere también que las vigas de unión en cada piso tengan las mismas rotaciones y desplazamientos verticales que el sistema W en sus puntos de conexión con este sistema. Sin embargo, si deliberadamente se articulan estos puntos, deben considerarse sólo las deflexiones horizontales. Si se simplifica la viga de unión considerando una barra con ambos extremos articulados, es obvio que θ_{fi} y Δ_{fvi} no tienen influencia.

3. Los momentos que se producen por los desplazamientos pueden determinarse usando un proceso de distribución de momentos. El pórtico que se muestra en la Figura 5.4 (a) no está sometido a cargas externas sino solamente a deflexiones y rotaciones conocidas.

Para columnas y vigas de sección uniforme, los momentos de empotramiento iniciales (Figura 5.4 (b)) para las columnas del entrepiso i serían:

$$F M_{ci} = \frac{6 E I_{ci}}{h_i^2} \left[\Delta_i - \Delta_{i-1} \right] \quad (5-7)$$

en el nivel i , el momento en la viga de unión en el punto de conexión sería:

$$F M_{biw} = \left(\frac{4 E I_{bi}}{L_b} \right) \theta_i + \left(\frac{6 E I_{bi}}{L_b^2} \right) \Delta_{vi} \quad (5-8)$$

Y en el otro extremo:

$$F M_{bif} = \left(\frac{2 E I_{bi}}{L_b} \right) \theta_i + \left(\frac{6 E I_{bi}}{L_b^2} \right) \Delta_{vi} \quad (5-9)$$

Sustituyendo $\Delta_{vi} = L_s \theta_i$ en las ecuaciones 5-8 y 5-9, resulta:

$$F M_{biw} = \frac{2 E I_{bi}}{L_b} \left[2 + 3 \left(\frac{L_s}{L_b} \right) \right] \theta_i \quad (5-10)$$

$$F M_{bif} = \frac{2 E I_{bi}}{L_b} \left[1 + 3 \left(\frac{L_s}{L_b} \right) \right] \theta_i \quad (5-11)$$

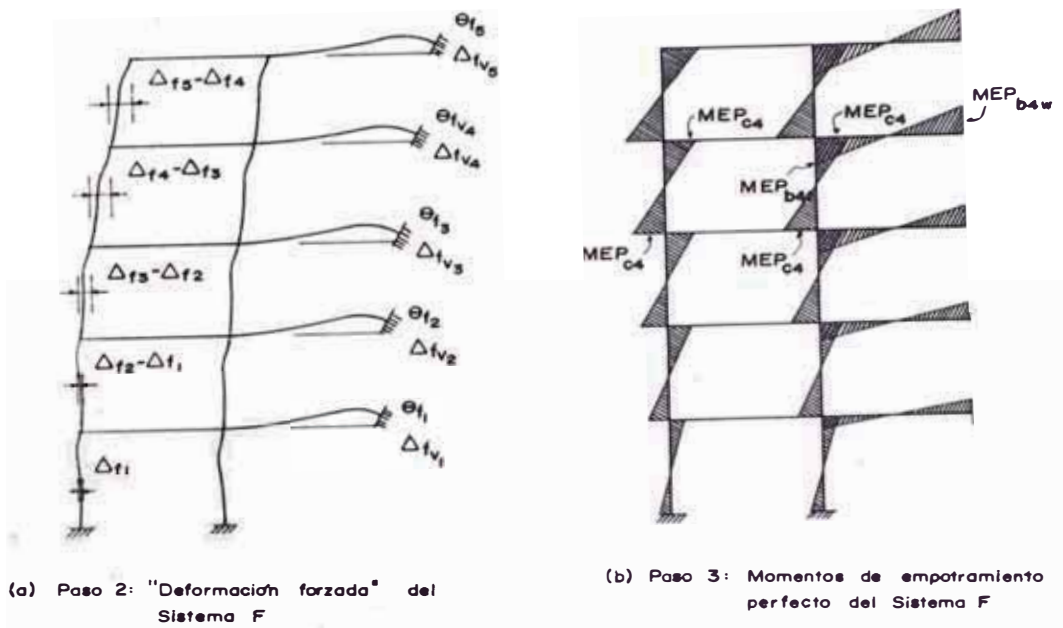


Figura 5.4

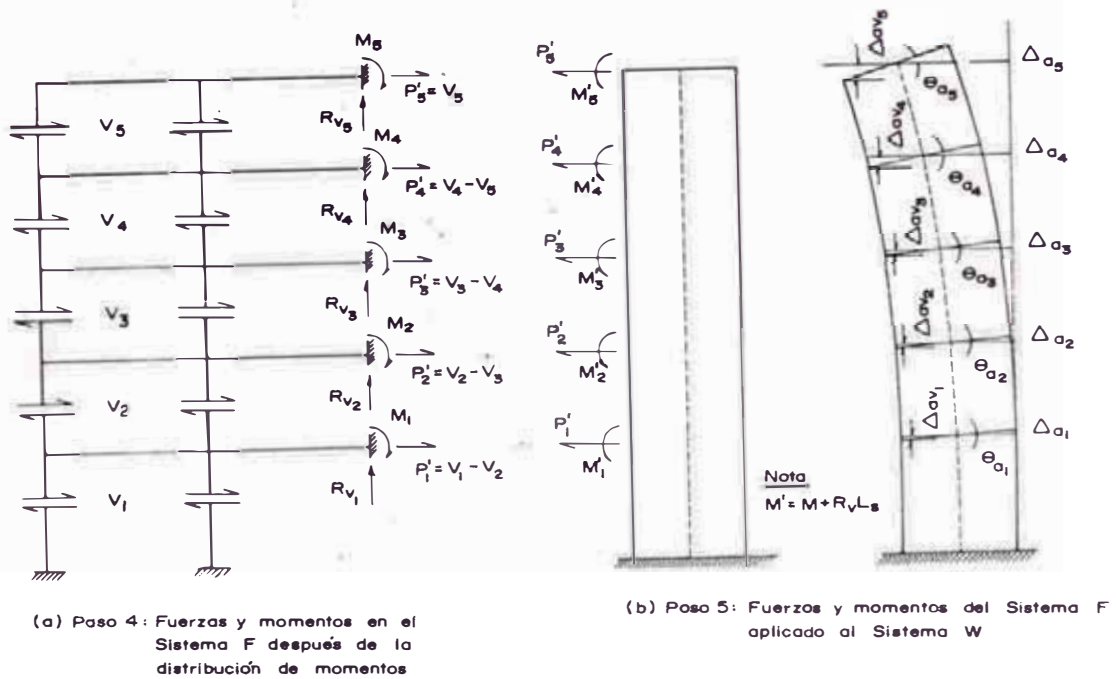


Figura 5.5

Cuando se aplican deflexiones conocidas a una estructura, como en este caso, no se requieren las laboriosas correcciones por desplazamiento en la distribución de momentos y la convergencia resulta rápida.

4. Después de forzar al sistema F a adoptar las deformaciones del sistema W se calculan los cortes totales en cada piso del pórtico así como también los momentos y reacciones de las vigas de unión sobre el sistema W (Figura 5.5 (a)). Las fuerzas cortantes así determinadas pueden usarse directamente en el siguiente paso. Las fuerzas horizontales P' que resultan se muestra en la Figura 5.5 sólo con fines ilustrativos. Estas fuerzas de interacción pueden ser positivas o negativas en los diferentes niveles.
5. Todos los cortes, fuerzas y momentos que se generan en el punto de conexión se aplican al sistema W aislado (Figura 5.5 (b)). En cada nivel, M y R_v deben reemplazarse por un momento:

$$M' = M + R_v L_s \quad (5-12)$$

Luego se calculan las deflexiones negativas y las rotaciones del sistema W, Δ_{ai} y θ_{ai} , respectivamente. La deflexión neta del sistema W descargado con respecto a la forma original (línea vertical) sería por consiguiente la suma algebraica de Δ_{fi} y Δ_{ai} . Es decir que las deflexiones y las rotaciones del sistema W en el nivel i, al final del primer ciclo se expresaría como:

$$\Delta_{ei(1)} = \Delta_{fi} - \Delta_{ai(1)} \quad (5-13)$$

y

$$\theta_{ei(1)} = \theta_{fi} - \theta_{ai(1)} \quad (5-14)$$

o en general, al final del ciclo n:

$$\Delta_{ei(n)} = \Delta_{fi} - \Delta_{ai(n)} \quad (5-15)$$

y

$$\theta_{ei(n)} = \theta_{fi} - \theta_{ai(n)} \quad (5-16)$$

Este es el final de un ciclo de iteración. Para la condición estable la deflexión inicial de un piso i cualquiera al comienzo del ciclo n , $\Delta_{ii(n)}$, debe ser igual a la deflexión final, $\Delta_{ei(n)}$. Sin embargo, en muchos casos en el primer ciclo $\Delta_{ei(n)}$ es negativa, indicando que la iteración es divergente. Por consiguiente, la generalización de este método de solución depende de la aplicación de una "corrección de convergencia forzada" apropiada a las deformaciones iniciales del ciclo n , $\Delta_{ii(n)}$ y $\theta_{ii(n)}$, a fin de obtener las deformaciones iniciales de tanteo del ciclo $(n+1)$, $\Delta_{ii(n+1)}$ y $\theta_{ii(n+1)}$.

6. La corrección de convergencia se deriva a partir de la hipótesis de que en cada ciclo el desplazamiento del sistema W en cada piso con respecto a la deformada libre es linealmente proporcional al desplazamiento del sistema F con respecto a la vertical. Por consiguiente, puede demostrarse que si al final del ciclo n los valores iniciales de tanteo en el nivel i eran $\Delta_{ii(n)}$ y $\theta_{ii(n)}$ y los valores finales eran $\Delta_{ei(n)}$ y $\theta_{ei(n)}$, los valores iniciales para el ciclo $(n+1)$ deben ser:

$$\Delta_{ii(n+1)} = \Delta_{ii(n)} + \frac{\Delta_{ei(n)} - \Delta_{ii(n)}}{1 + \left[\frac{\Delta_{fi} - \Delta_{ei(n)}}{\Delta_{ii(n)}} \right]} \quad (5-17)$$

$$\theta_{ii(n+1)} = \theta_{ii(n)} + \frac{\theta_{ei(n)} - \theta_{ii(n)}}{1 + \left[\frac{\theta_{fi} - \theta_{ei(n)}}{\theta_{ii(n)}} \right]} \quad (5-18)$$

7. Los valores de Δ y θ obtenidos mediante las ecuaciones 5-17 y 5-18 se usan como valores iniciales para el siguiente ciclo y el procedimiento se repite empezando con el paso 2 bosquejado previamente. (En la Figura 5.4 (a), Δ_f , θ_f y Δ_{fv} se reemplazarán por Δ_i , θ_i y Δ_{vi}).

8. Al final de cada ciclo, Δ_{ei} y Δ_{ii} deben compararse hasta que la convergencia alcance una tolerancia especificada, por ejemplo 5% a 10%, en base al juicio del diseñador.

Segunda Etapa del Análisis

Después que se ha conseguido la convergencia del proceso iterativo, la deformada final de la estructura se usa para distribuir momentos y cortes a cada elemento en cada eje de la estructura.

En los ejes que no contengan muros, el juego de momentos de empotramiento en las columnas que se obtienen de la diferencia de las deflexiones de los pisos puede repartirse entre los diferentes elementos por un proceso de distribución de momentos. No se requiere corrección por desplazamientos laterales puesto que el pórtico ya está en su configuración deformada final.

Si en el eje considerado existe un muro, este puede ser estudiado aparte del segmento aporticado. Con una deformada conocida y EI , el momento en un piso cualquiera i puede obtenerse de:

$$M_i = \frac{EI_{S_i}}{h_i^2} \left[\Delta_{i+1} - 2\Delta_i + \Delta_{i-1} \right] \quad (5-19)$$

donde M_i es el momento en el piso i ; I_{S_i} es el momento de inercia del muro en el piso i ; h_i es la altura del entrepiso; Δ_i es la deflexión del piso i ; Δ_{i+1} es la deflexión en el piso $i+1$ y Δ_{i-1} es la deflexión en el piso $i-1$.

Si la altura del piso por encima o por debajo del piso i es diferente de h_i se necesita obtener la deflexión a la distancia h_i . Los cortantes de entrepiso pueden calcularse luego fácilmente. Las partes aporticadas de cada eje pueden analizarse obligando a la estructura a deformarse como se describe en las Figuras 5.4(a) y 5.4(b). Es innecesario recalcar que el número de columnas no tiene que ser igual al mostrado en las Figuras 5.4. Debe usarse los valores reales de I_b , I_c , L_b y L_s . Este procedimiento también se aplicaría a muros en el mismo eje unidos mediante vigas que a su vez están apoyadas en una o más columnas intermedias. Para muros unidos por vigas sin columnas intermedias, los momentos en las vigas de conexión en cada piso se calculan directamente a partir de las rotaciones y desplazamientos verticales de los extremos.

En caso de que hubieran dudas acerca de la corrección de las hipótesis para la idealización de la estructura en los sistemas F y W, es a esta altura posible realizar una comprobación final. La suma de los cortantes de todas las columnas en un piso cualquiera puede compararse con el cortante de entrepiso del sistema F que se obtuvo en el proceso iterativo. Si estas dos cantidades son iguales, las hipótesis usadas para obtener las rigideces de las vigas y columnas para el sistema F fueron válidas. Análogamente, la suma de los cortantes de todos los muros del entrepiso debe ser igual al cortante calculado para el sistema W. Pero la más importante de todas es que la suma de los cortantes de las columnas y los muros debe ser igual al cortante de entrepiso aplicado. Las pequeñas discrepancias pueden subsanarse fácilmente mediante una repartición proporcional. Si las discrepancias son considerables, el diseñador debe usar su criterio para reajustar las rigideces relativas de los sistemas F y W en base a los resultados obtenidos. En este caso será necesario repetir el proceso iterativo. La deformada del edificio puede servir como un excelente punto de partida para el nuevo proceso.

Excepto en los casos de edificios con una distribución de rigideces extremadamente irregular, los resultados de la primera solución son satisfactorios. Esto por sí mismo es una prueba de que no se ha hecho suposiciones irrazonables y que las condiciones de equilibrio enumeradas previamente se han satisfecho.

Torsión del Edificio

Al término de la segunda etapa del análisis se conocen tanto el corte total como la deflexión en cada eje y en cada piso. Consecuentemente la rigidez en cada eje puede calcularse directamente. Estas rigideces pueden usarse para calcular la rigidez torsional de la estructura, el centro de corte o centro de resistencia y todos los parámetros requeridos en la investigación por la torsión que puede resultar por las cargas excéntricas.

5.3.3 Deformaciones en el Sistema W

Para ejecutar el proceso indicado, es necesario calcular un buen número de veces las deformaciones del Sistema W (giros y desplazamientos). A continuación se detallan fórmulas directas para obtener estas deformaciones (ver Figura 5.6).

A. Deformaciones por Corte

El desplazamiento relativo por corte en el nivel "i" está dado por la expresión:

$$\delta_{si} = \frac{\mu V_i h_i}{G A_{wi}} \quad (5-20)$$

donde:

μ = Coeficiente de Forma (1.0 a 1.2)

V_i = Fuerza de Corte en el nivel "i"

h_i = Altura en el nivel "i"

G = Módulo de Corte = $E/2.3$

A_{wi} = Area de la sección en el nivel "i".

Considerando al muro en forma rectangular se obtiene $\mu = 1.2$.

Reemplazando:

$$\delta_{si} = 2.76 \frac{V_i h_i}{E A_{wi}}$$

Considerando desplazamientos totales obtenemos finalmente:

$$\Delta_{s1} = \Delta_{s(i-1)} + 2.76 \frac{V_i h_i}{E A_{wi}} \quad (5-21)$$

B. Deformaciones por Flexión

De la Figura 5.7(a) y aplicando Area-Momentos tenemos:

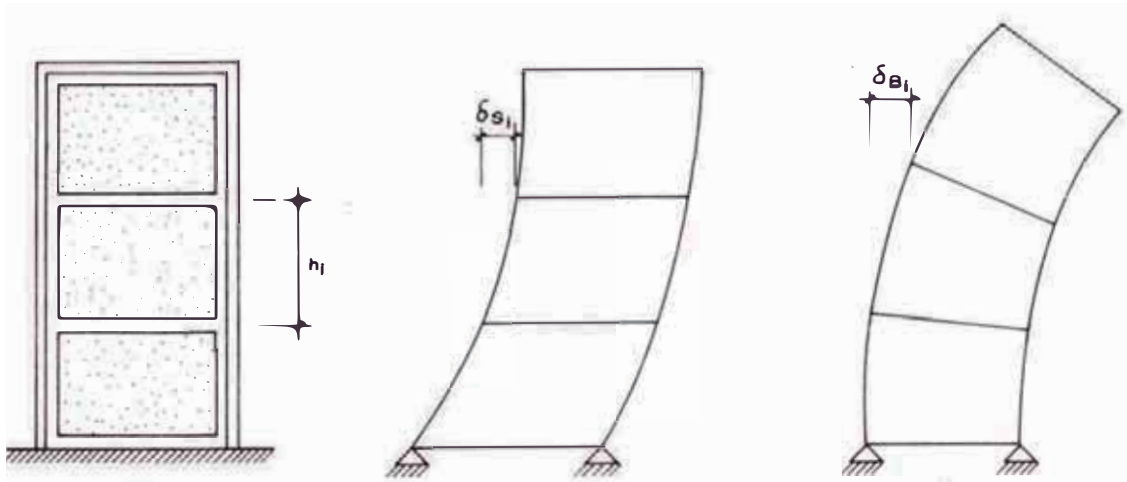
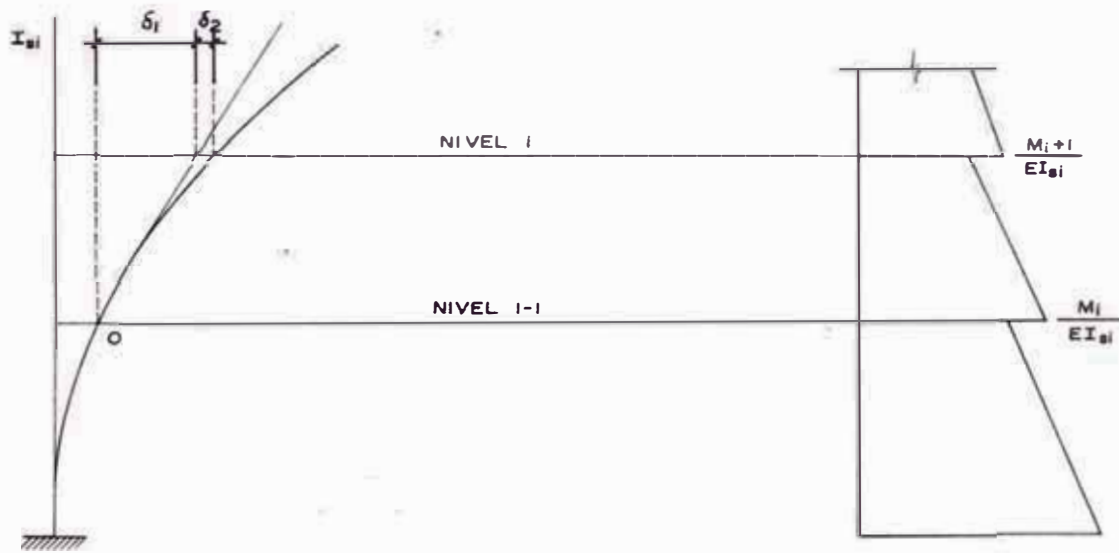


Figura 5.6: Deformaciones en Muros por Corte y Flexión



a) Deformada Elástica del Muro.

b) Diagrama de Momento Flector Reducido.

Figura 5.7: Esquema de Deformación por Flexión

$$\theta_i = \theta_{i-1} + \left[\frac{M_{i+1} + M_i}{E I_{Si}} \right] \frac{h_i}{2} \quad (5-22)$$

En el caso de desplazamientos, de la figura podemos ver que:

$$\Delta_i = \Delta_{i-1} + \delta_1 + \delta_2$$

donde:

δ_1 = Deflexión debido a la rotación del punto "0"

δ_2 = Deflexión debido al diagrama de momentos en el nivel "i".

Del diagrama en el nivel tenemos:

$$\delta_1 = \theta_{i-1} h_i$$

$$\delta_2 = \frac{M_{i+1}}{E I_{Si}} \times \frac{h_i}{2} \times \frac{h_i}{3} + \frac{M_i h_i}{2E I_{Si}} \times \frac{2}{3} h_i = \frac{(2M_i + M_{i+1}) h_i^2}{6E I_{Si}}$$

Reemplazando obtenemos finalmente:

$$\Delta_i = \Delta_{i-1} + \theta_{i-1} h_i + \frac{(2M_i + M_{i+1}) h_i^2}{6E I_{Si}} \quad (5-23)$$

C. Isostatización del Sistema W

La explicación que los autores hacen de la Segunda Etapa del Análisis es bastante clara y completa. Cabe resaltar que la expresión 5-19 propuesta para obtener los momentos flectores actuantes en cada muro a partir de la deformada del mismo, y por ende isostatizarlo, es sólo una aproximación que puede producir errores significativos en los resultados finales.

A continuación se deducen las expresiones exactas para lograr la isostatización requerida a partir de las expresiones anteriormente demostradas.

De la expresión 5-22 se puede deducir que:

$$M_i + M_{i+1} = (\theta_i - \theta_{i-1}) \frac{2 E I_{si}}{h_i} \quad (5-24)$$

De la expresión 5-23 se puede despejar que:

$$2 M_i + M_{i+1} = (\Delta_i - \Delta_{i-1} - \theta_{i-1} h_i) \frac{6 E I_{si}}{h_i^2}$$

Empleando la expresión 5-24 y la expresión anterior obtenemos finalmente:

$$M_i = \frac{6 E I_{si}}{h_i^2} \left[\Delta_i - \Delta_{i-1} - \frac{(2 \theta_{i-1} + \theta_i) h_i}{3} \right] \quad (5-25)$$

$$M_{i+1} = - \frac{6 E I_{si}}{h_i^2} \left[\Delta_i - \Delta_{i-1} - \frac{(\theta_{i-1} + 2 \theta_i) h_i}{3} \right] \quad (5-26)$$

Las expresiones 5-24, 5-25 y 5-26 son aplicables a cualquier tipo de placas sin importar la forma de su diagrama de momentos.

En el caso de modelos con vigas de conexión biarticuladas, el diagrama de momentos resultante es continuo. En este caso, no es necesario emplear la expresión 5-26 ya que el momento superior en el nivel analizado coincide con el momento inferior del nivel siguiente.

En el caso de modelos con vigas de conexión rígidas, el diagrama de momentos resultante es discontinuo. En este caso, las expresiones 5-25 y 5-26 nos proporcionan los momentos inferior y superior respectivamente en cada nivel analizado.

Hay que resaltar que para evaluar los momentos actuantes en las placas basta con aplicar las fórmulas anteriores para una de ellas solamente. Para el resto de las placas basta aplicar sobre los valores obtenidos un factor de corrección por relación de momentos de inercia.

En el caso de considerar deformación por corte en el Sistema W, es necesario emplear en las fórmulas demostradas los desplazamientos

generados por la flexión de las placas únicamente. El empleo de los desplazamientos totales en las placas podrían generar errores de cierta significación en los primeros niveles del proyecto.

5.3.4 Programa METKAN1

A.- El programa METKAN1 que se presenta a continuación fue diseñado con la finalidad de realizar el análisis sísmico de estructuras mixtas empleando el Método de Khan y Sbarounis. Este programa es una adaptación en Pascal del programa METKAN desarrollado en FORTRAN por el Ing. Mario Rossi Velasco en su tesis para optar el título profesional de ingeniero civil.

Para esta versión del programa se ha añadido como alternativa la condición de deformación por esfuerzos de corte en las placas por tener, en muchos casos, resultados significativos en los primeros niveles de la edificación.

El programa contempla la ejecución de la "Primera Etapa del Análisis" del Método de Khan y Sbarounis. Tal como se describió anteriormente, esta etapa contempla la aplicación de las cargas de sismo al modelo estructural obteniendo finalmente sus deformaciones elásticas y las magnitudes de la carga lateral absorbidas por cada uno de los dos sistemas (Sistema F y Sistema W).

Como se podrá apreciar más adelante, una vez conocidas las deformaciones se puede lograr fácilmente la isostatización del modelo considerada en la "Segunda Etapa del Análisis" del método.

Debe señalarse que la mecánica operativa del programa sigue los lineamientos generales indicados en la sección 5.3.2 de este capítulo. Sin embargo, debemos señalar que el programa no considera la influencia de una posible rotación de la base del muro por condiciones de cimentación; aunque puede ser fácilmente incluido variando ligeramente el algoritmo empleado.

B.- El programa METKAN1 consta realmente de dos partes distintas:

a) Programa KHAN.DATOS

Este programa es complementario al programa principal METKAN1. Mediante este corto programa se realiza el ingreso al computador de todos los datos necesarios para definir el modelo estructural. Tanto los requerimientos geométricos como las cargas laterales de sismo son ingresados al computador empleando la pantalla y el teclado.

De manera similar al programa KANI.DATOS descrito en el Capítulo 4, los datos son grabados en archivos de disco. Esto nos permite correr el programa principal METKAN1 las veces que sea necesario sin tener que volver a ingresar los datos nuevamente. Asimismo, se puede realizar modificaciones y/o correcciones hasta llegar finalmente a la solución buscada.

En el Tomo 2 de este trabajo se muestra el listado del programa con sus comentarios respectivos.

b) Programa METKAN1

Mediante este programa se realiza todo el trabajo operativo que conlleva a la obtención final de las deformaciones elásticas del modelo en análisis.

Este programa realiza automáticamente la lectura de los datos de la unidad de disco (ingresados mediante el programa KHAN.DATOS) para luego ejecutar los cálculos necesarios que conllevan a la convergencia final solicitada. Una vez realizada la convergencia requerida imprime los reportes indicando las deformaciones del modelo y los porcentajes de la carga lateral absorbidos por el Sistema W y el Sistema F.

En el Tomo 2 se muestran los listados y la explicación del programa.

5.4 VERIFICACION DE DESPLAZAMIENTOS LATERALES

Con respecto a los desplazamientos laterales, las Normas de Diseño Sismo-resistente indican en su sección 1.20 lo siguiente:

"Para determinar los máximos desplazamientos laterales durante un sismo se multiplicará por 0.75 R_d los desplazamientos calculados elásticamente".

"El máximo desplazamiento relativo entre pisos S_r será de 0.01 la altura de piso considerada cuando existan elementos susceptibles de dañarse por la deformación relativa. Para otros casos será de 0.015".

5.5 TORSION EN PLANTA

5.5.1 Introducción

a) Debido a su condición netamente inercial, la carga sísmica se puede considerar como concentrada en el centro de masas de cada nivel.

Las coordenadas del centro de masas G (X_G , Y_G) respecto a dos ejes perpendiculares en el plano del nivel en análisis están dadas por las fórmulas siguientes:

$$X_G = \frac{\sum P \cdot x}{\sum P} \qquad Y_G = \frac{\sum P \cdot y}{\sum P} \qquad (5-27)$$

En el caso de edificios regulares, se puede considerar que el centro de masas coincide con el centro geométrico del nivel en análisis.

b) La aplicación de la carga sísmica genera una reacción en cada uno de los distintos elementos resistentes verticales. La hipótesis del diafragma horizontal rígido implica que el desplazamiento horizontal relativo de entrepiso será el mismo para todos los elementos resis

tentes de un determinado nivel; con lo que cada uno de ellos responderá proporcionalmente a su constante de rigidez lateral. Debido a esto es que el centro de reacción se obtiene calculando el centro de rigideces del nivel respectivo.

Las coordenadas del centro de rigideces R (X_R , Y_R) están dadas por las fórmulas siguientes:

$$X_R = \frac{\sum k_y X}{\sum k_y} \quad Y_R = \frac{\sum k_x Y}{\sum k_x} \quad (5-28)$$

c) Necesariamente, el centro de masas no coincide con el centro de rigideces.

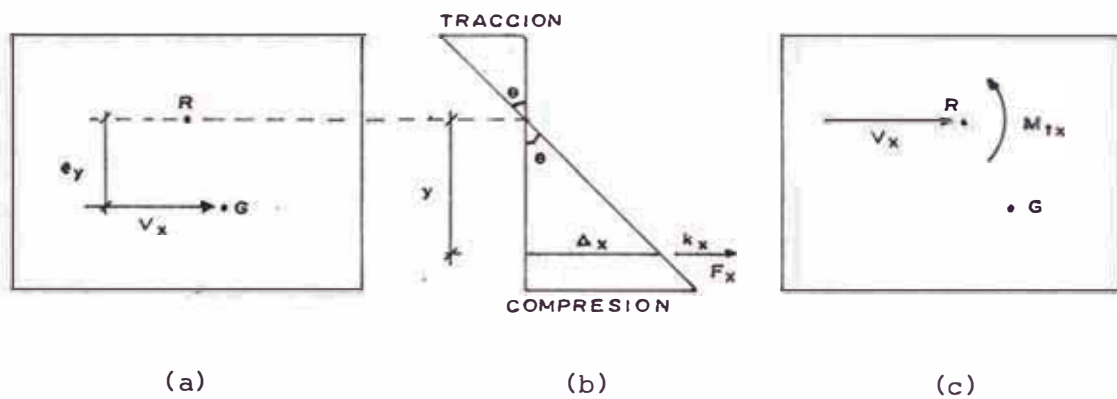


Figura 5.8 : Análisis del Efecto de Torsión en Planta

En la Figura 5.8(a) y (b) se muestra la excentricidad e_y producida por el desfase del cortante en X. Para lograr el equilibrio de la carga sísmica con el sistema resistente transportamos el cortante al centro de rigideces, tal como se muestra en la Figura 5.8(c), generándose de esta manera un momento torsor. Este momento torsor producido por la acción de un sismo en X se calcula con:

$$M_{tx} = V_x \cdot e_y \quad (5-29)$$

Este momento produce una rotación en planta θ alrededor del cen-

tro de rigideces generando un sistema de cortantes de segundo orden sobre los distintos elementos resistentes.

Tal como se puede apreciar en la Figura 5.8(b), la desviación a ambos lados de R son opuestas, incrementándose el cortante por un lado (el de G) y disminuyendo en el otro (el opuesto al de G). Debido a la posibilidad de que la torsión no se produzca, sólo se considera para el diseño aquella corrección que resulte positiva para estar del lado de la seguridad.

5.5.2 Procedimiento de Cálculo

En la Figura 5.8 se muestra la deformación en X de un elemento cualquiera generado por el cortante de sismo en X. La situación es análoga para la deformación en el otro sentido. Tenemos así que las fuerzas torsionales originadas por el giro torsional se obtienen de acuerdo a:

$$F_x = k_x \Delta_x = k_x \theta y \quad (5-30)$$

$$F_y = k_y \Delta_y = k_y \theta x \quad (5-31)$$

Considerando ambos sentidos, el momento torsor originado por el cortante en X será:

$$M_{tx} = \sum F_x \cdot y + \sum F_y \cdot x \quad (5-32)$$

Reemplazando 5-30 y 5-31 en 5-32:

$$M_{tx} = \theta (\sum k_x y^2 + \sum k_y x^2) = \theta \sum k d^2$$

Despejando:

$$\theta = \frac{M_{tx}}{\sum k d^2} \quad (5-33)$$

Reemplazando 5-33 en 5-30 y 5-31 obtenemos finalmente:

$$F_x = \frac{k_x y}{\sum k d^2} M_{tx} \quad (5-34)$$

$$F_y = \frac{k_y x}{\sum k d^2} M_{tx} \quad (5-35)$$

que son las expresiones de la "corrección por torsión en planta" para la carga sísmica en X. Para el análisis en Y, se emplean las mismas expresiones considerando en este caso el momento torsor generado por el sismo en esta dirección (M_{ty}).

De acuerdo con la teoría enunciada, las N.D.S.R. considera que para el momento de torsión en el nivel "i" se emplee las fórmulas siguientes:

$$M T_i = H_i (1.5 e + 0.05 B_i) \quad (5-36)$$

$$M T_i = H_i (e - 0.05 B_i) \quad (5-37)$$

en donde B_i es la dimensión de la edificación en el nivel "i" perpendicular a la dirección de la fuerza cortante H.

La expresión 5-36 incluye un 50% de aumento de la excentricidad a fin de tomar en cuenta la amplificación dinámica torsional. En la actualidad, existe una tendencia a aumentar este porcentaje.

Asimismo, las expresiones 5-36 y 5-37 incluyen el monomio adicional $+ 0.05 H_i B_i$ para tomar en cuenta la "torsión accidental" producida por las posibles variaciones de las rigideces de los elementos y la posible estimación errónea de las mismas. En la actualidad se recomienda duplicar este valor.

Para nuestro trabajo, no tomaremos en cuenta el monomio $H_i e$ de la expresión 5-37 a fin de no reducir el efecto de la torsión accidental en aquellos elementos en donde la torsión efectiva tiende a disminuir el cortante sísmico.

5.6 ANÁLISIS ESTRUCTURAL

5.6.1 Análisis Estructural - Sentido X

5.6.1.1 DETERMINACION DE LA CARGA SISMICA EN X

De acuerdo a lo indicado en la sección 5.2, emplearemos las Normas de Diseño Sismo-resistente (1977) para la obtención de las cargas sísmicas actuantes.

Sabemos que el edificio se ubica en la ciudad de Lima (Zona 1); que su uso está destinado a oficinas administrativas (Categoría C); y que está cimentado sobre un suelo Tipo I. Tenemos entonces:

$$Z = 1.0$$

$$U = 1.0$$

$$S = 1.0$$

$$T_s = 0.3 \text{ seg.}$$

El período fundamental en este sentido se puede estimar, según las N.D.S.R., con la fórmula siguiente:

$$T_x = \frac{0.09 h}{\sqrt{D}}$$

donde:

h = altura total en metros del edificio

D = dimensión en metros del edificio en planta en la dirección considerada

$$T_x = \frac{0.09 (24.48)}{\sqrt{45.4}} = 0.33 \text{ seg.}$$

El coeficiente sísmico es:

$$C_x = \frac{0.8}{\frac{T_x}{T_s} + 1.0} = \frac{0.8}{\frac{0.33}{0.30} + 1.0} = 0.38$$

Siendo nuestro edificio del Tipo E3 consideraremos un factor de ductilidad:

$$R_d = 4.0$$

Con todas las variables anteriores determinamos:

$$H_x = \frac{Z U S C_x P}{R_d} = \frac{1.0 \times 1.0 \times 1.0 \times 0.38}{4.0} \times P = 0.095 P$$

De la Tabla 3.3 tenemos $P = 6,408.0$ Tn, luego:

$$H_x = 0.095 \times 6,408.0 = 608.8 \text{ Tn}$$

Para realizar la distribución del cortante sísmico tenemos que la relación alto/ancho = $24.48/45.0 = 0.54$, obteniéndose $f = 1.0$.

Haciendo un cuadro por niveles de:

$$F_i = f H \frac{P_i h_i}{\sum P_i h_i}, \text{ tenemos:}$$

Nivel	P_i (Tn)	h_i (m)	$P_i h_i$ (Tn-m)	F_i (Tn)
1	774.3	3.46	2,679	17.9
2	813.0	6.52	5,301	35.3
3	801.6	9.58	7,679	51.2
4	801.6	12.64	10,132	67.5
5	791.5	15.70	12,427	82.8
6	791.5	18.76	14,849	99.0
7	780.5	21.82	17,031	113.5
8	854.0	24.88	21,248	141.6
	6408.0		91,346	608.8

5.6.1.2 FORMULACION DEL MODELO ESTRUCTURAL EN X

Para la aplicación del método de Khan y Sbarounis es necesario formular el modelo estructural de manera que se acerque lo más posible a la realidad de acuerdo con las hipótesis planteadas.

En el sentido X vamos a considerar la interacción sufrida entre el Sistema F (pórticos) y el Sistema W (muros de corte) para no descuidar los efectos que pudieran producirse en las vigas de conexión.

A. Sistema "W"

Se trata de conformar un muro en voladizo que sea representativo de la placa de ascensores P-1 por ser el único elemento que conforma el Sistema W en este sentido. En este caso, la forma y el espesor de la placa se mantiene constante en todos sus niveles. Entonces, de acuerdo a lo calculado en la sección 4.3.3 tenemos:

a) Momento de inercia I_S :

$$I_S = 10,122.1 \times 10^5 \text{ cm}^4$$

b) Distancia del eje neutro a la fibra extrema L_S :

$$L_S = 2.40 \text{ m}$$

c) Area de la sección A_W :

$$A_W = 31,000 \text{ cm}^2$$

B. Sistema "F"

En el Sistema F se incluye a todos los elementos resistentes que contribuyen a la rigidez lateral y que no pertenecen al Sistema W. Por lo tanto, no se considera en este sistema las vigas auxiliares, columnas de arriostre de la tabiquería, etc.

a) Rigideces de Columnas S_c .-

Empleando los valores de las características de las columnas obtenidas en la sección 4.3.1 tenemos:

Nivel	Rigidez de Columnas S_c - Sentido X
1	$4 \times 1156 + 4 \times 1310 + 8 \times 1002 + 12 \times 3642 + 4 \times 3006 = 73,608 \text{ cm}^3$
2	$4 \times 1307 + 4 \times 1481 + 8 \times 1133 + 12 \times 4118 + 4 \times 3399 = 83,228 \text{ cm}^3$
3, 4	$4 \times 1307 + 4 \times 1481 + 8 \times 1133 + 12 \times 2042 + 4 \times 3399 = 58,316 \text{ cm}^3$
5, 6, 7, 8	$4 \times 1307 + 4 \times 1481 + 8 \times 1133 + 12 \times 871 + 4 \times 3399 = 44,264 \text{ cm}^3$

b) Rigideces de Viga S_b' .-

Revisando el esquema en planta del edificio, vemos que deben incluirse en este sistema a todas las vigas de los pórticos del Sentido X excepto las que van conectadas a la placa de ascensores. En general, para todos los niveles tenemos:

$$S_b' = 8 \times 867 + 16 \times 894 + 3 \times 711 = 23,373 \text{ cm}^3$$

c) Rigideces de Vigas de Conexión S_b'' .-

Se incluye aquí solamente a las vigas equivalentes V3-D,E' y V3-F',G:

$$S_b'' = 2 \times 881 = 1762 \text{ cm}^3$$

d) Longitud de Viga de Conexión L_b .-

$$L_b = 1.625 \text{ m}$$

C. Módulo de Elasticidad

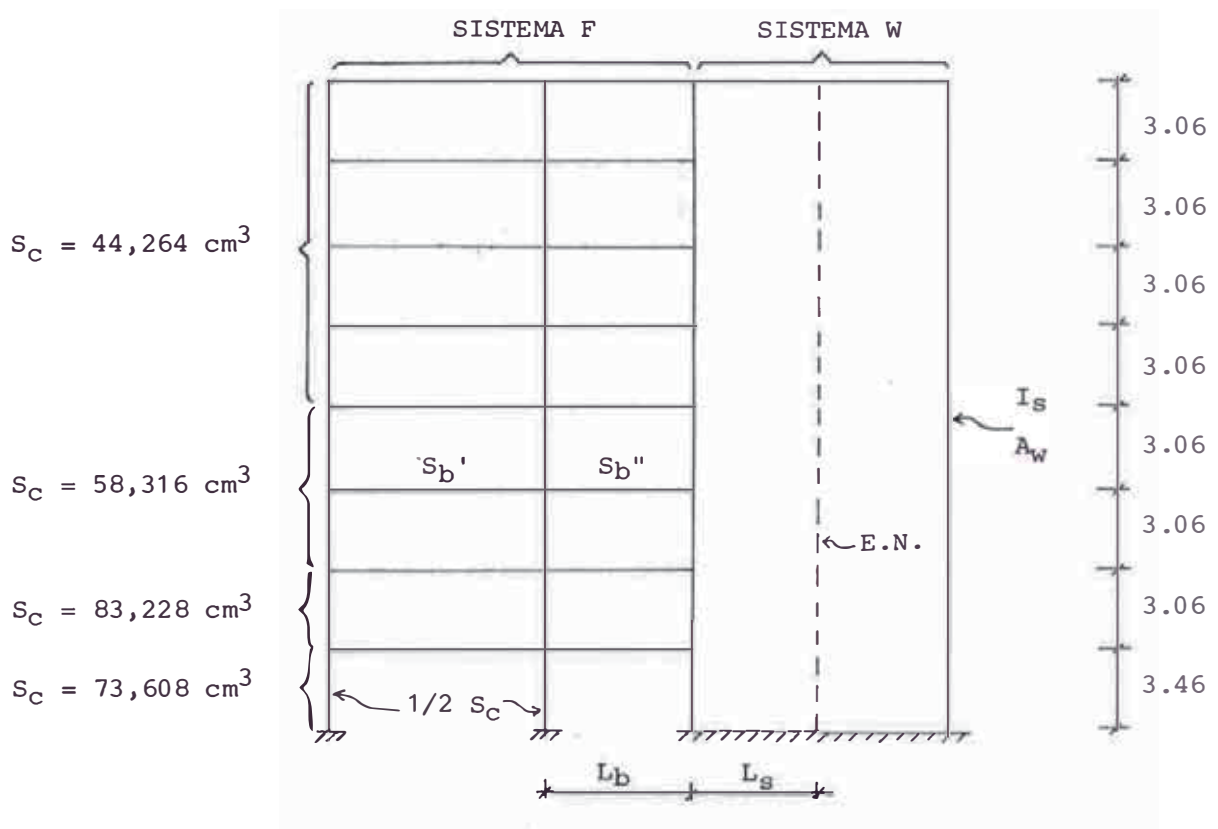
Para el cálculo de deformaciones debemos conocer el módulo de e-

lasticidad del concreto. Para ello, empleamos la fórmula detallada por el Código ACI (sección 8.5.1):

$$E_c = 15,000 \sqrt{f'_c} = 15,000 \sqrt{210} = 217,000 \text{ Kg/cm}^2$$

D. Esquema Resumen del Modelo

Con todas las variables obtenidas en esta sección presentamos el esquema siguiente:



$$S_{b'} = 23,373 \text{ cm}^3$$

$$S_{b''} = 1,762 \text{ cm}^3$$

$$L_b = 1.625 \text{ m}$$

$$I_s = 10,122.1 \times 10^5 \text{ cm}^4$$

$$A_w = 31,000 \text{ cm}^2$$

$$L_s = 2.40 \text{ m}$$

$$E_c = 217,000 \text{ Kg/cm}^2$$

Figura 5.9 Modelo Estructural Asumido para el Análisis Sísmico en X Método de Khan y Sbarounis

5.6.1.3 RESULTADOS DE LA CORRIDA DEL PROGRAMA METKAN1 EN X

Una vez construido el modelo estructural señalado en la Figura 5.9, aplicamos el programa METKAN1 a fin de obtener los resultados de la 1a. Etapa del Análisis del Método de Khan y Sbarounis para el Sentido X.

Los reportes de salida del programa se presentan en el Tomo 2 de este trabajo. Debido a la fuerte influencia de la parte aperturada, la velocidad de convergencia del método en este caso es sumamente lenta.

La razón a esta lentitud es que para pequeñas variaciones del porcentaje de corte absorbido por el Sistema F, se producen variaciones relativamente elevadas en los valores de su deformada. En el caso opuesto, cuando la relación de rigideces muro/pórticos sea alta, variaciones relativamente elevadas del porcentaje absorbido por el Sistema W producen pequeños cambios en su deformada lográndose así una rápida estabilización y por lo tanto una rápida convergencia.

Por los motivos expuestos, la aproximación solicitada al programa fue de 0.1%. Se puede apreciar en los resultados que la convergencia se logró recién en la 29a. iteración. Es así como en el último nivel, el desplazamiento horizontal absoluto final del modelo resultó menor de la tercera parte del desplazamiento inicial del muro como voladizo libre.

Los porcentajes de Fuerza Cortante absorbidos por cada sistema y las deformadas obtenidas en cada nivel se presentan en la Tabla 5.1.

De la tabla de resultados, se puede apreciar fácilmente que el máximo desplazamiento relativo calculado elásticamente se produce en el quinto nivel. De acuerdo con las N.D.S.R., para determinar el máximo desplazamiento relativo de entrepisos debemos multiplicar el máximo desplazamiento relativo calculado elásticamente por 0.75 R_d , tal como sigue:

$$S_r = 0.75 \times R_d \times \Delta_{ri} = 0.75 \times 4.0 \times 0.41102433 = 1.233 \text{ cm}$$

Tabla 5.1 : Resultados del Análisis Sísmico en el Sentido X con el Programa METKAN1
Primera Etapa del Análisis

Nivel	Cortante Absorbido Aproximado				Deformaciones Finales del Modelo								
	Sistema F		Sistema W		θ_i (rad)	Δ_{fi} (cm)	Δ_{si} (cm)	Δ_i (cm)	Δ_{ri} (cm)				
	Cortante (Tn)	%	Cortante (Tn)	%									
1	608.8	118.5	19.5	490.3	80.5	0.0005955372	0.11073275	0.06959955	0.18033230	0.18033230	0.18033230	0.18033230	0.18033230
2	590.9	176.4	29.8	414.5	70.2	0.0009343610	0.34931353	0.12164516	0.47095868	0.47095868	0.47095868	0.47095868	0.47095868
3	555.6	182.6	32.9	373.0	67.1	0.0011335624	0.66976070	0.16847810	0.83823878	0.83823878	0.83823878	0.83823878	0.83823878
4	504.4	212.8	42.2	291.6	57.8	0.0012248908	1.03377390	0.20508946	1.23886335	1.23886335	1.23886335	1.23886335	1.23886335
5	436.9	184.3	42.2	252.6	57.8	0.0012363502	1.41308928	0.23679847	1.64988768	1.64988768	1.64988768	1.64988768	1.64988768
6	354.1	184.1	52.0	170.0	48.0	0.0011937775	1.78674483	0.25814635	2.04489112	2.04489112	2.04489112	2.04489112	2.04489112
7	255.1	165.1	64.7	90.0	35.3	0.0011305090	2.14333010	0.26943982	2.41276979	2.41276979	2.41276979	2.41276979	2.41276979
8	141.6	187.5	132.4	-45.9	-32.4	0.0010908197	2.48267531	0.26367420	2.74634957	2.74634957	2.74634957	2.74634957	2.74634957

θ_i = Giro del Sistema W en el nivel "i"

Δ_{fi} = Desplazamiento Horizontal del Sistema W en el nivel "i" producido por flexión

Δ_{si} = Desplazamiento Horizontal del Sistema W en el nivel "i" producido por corte

Δ_i = Desplazamiento Horizontal Absoluto del Modelo

Δ_{ri} = Desplazamiento Horizontal Relativo del Modelo

De esta manera, concluimos que el desplazamiento relativo obtenido es inferior al máximo permitido por las Normas de Diseño:

$$S_r \text{ max} = 0.01 h = 0.01 \times 306 = 3.06 \text{ cm}$$

Otro aspecto importante a resaltar es la obtención del valor negativo para el cortante del Sistema W en el último nivel. Esto nos indica una inversión del sentido de la carga producida por la tracción a la que el Sistema F lo somete al ofrecerle resistencia a su desplazamiento lateral. Esta situación es típica de los modelos con una baja relación de rigideces muros/pórticos.

5.6.1.4 ISOSTATIZACION DEL MODELO ESTRUCTURAL EN X

Con la deformada final obtenida en la sección anterior podemos isostatizar el modelo distribuyendo los momentos y cortes a cada elemento en cada eje de la estructura.

En esta segunda etapa del análisis es que podemos verificar la compatibilidad y corrección de las hipótesis planteadas por el método de análisis en mención.

A. Isostatización del Sistema F

La isostatización del Sistema F conlleva a obtener los cortantes y momentos actuantes en los elementos resistentes de cada pórtico.

Debido a que el modelo empleado tiene vigas de conexión rígidas, hallamos los momentos de empotramiento perfecto generados por el desplazamiento horizontal relativo de las columnas y por el desplazamiento vertical absoluto de las vigas de conexión en su encuentro con el Sistema W.

El proceso empleado es el mismo al descrito en la sección 5.3.2 en el Paso 3 de la Primera Etapa del Análisis.

El proceso de distribución de momento se llevó a cabo para el Pórtico 3 empleando el Programa KANI1 descrito en el Capítulo 4. Los reportes de la corrida en mención pueden verse en el Tomo 2 de este trabajo. Es necesario aclarar que la corrida de este estado de carga se hizo simultáneamente con los estados de carga considerados en el análisis por cargas verticales.

En la Figura 5.10 se muestra un esquema del Pórtico 3 con los momentos de empotramiento perfecto generados por este estado de carga. Los resultados de la distribución de momentos realizada se presentan en las Tablas 5.2.A y 5.2.B.

A fin de poder realizar la comprobación final de las hipótesis planteadas, se llevó a cabo la isostatización para el resto de los pórticos del Sentido X; sin embargo, no se están presentando los cálculos efectuados debido a lo repetitivo del proceso.

B. Isostatización del Sistema W

En este caso, la isostatización del Sistema W conlleva a obtener los esfuerzos actuantes en la Placa de Ascensores P-1 en el Sentido X.

En la Tabla 5.3 se muestra el cálculo de los esfuerzos inducidos por las deformaciones provocadas por la carga sísmica. Estos esfuerzos fueron obtenidos de acuerdo con las expresiones 5-24, 5-25 y 5-26 deducidas en la sección 5.3.3.

Tal como se puede apreciar en la tabla, el cortante de sismo obtenido de la isostatización del muro es prácticamente igual al cortante de sismo calculado para el Sistema W con el programa METKAN1 (ver tabla 5.1). El pequeño error obtenido en los tres últimos niveles es producto de la precisión solicitada para la convergencia del método. En todo caso, vamos a emplear para los análisis posteriores los cortantes derivados de la corrida del programa por cuanto son los más exactos.

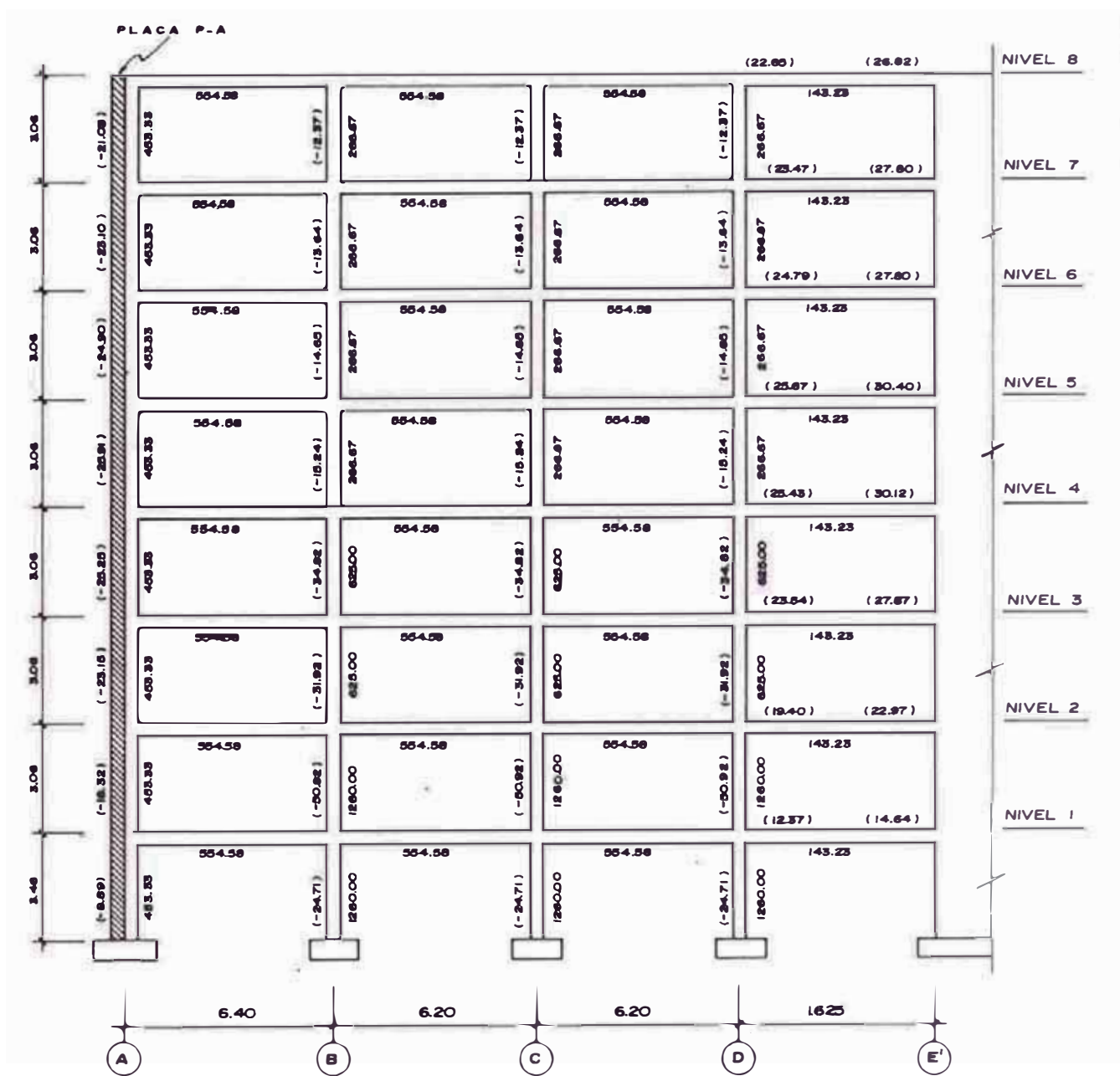


Figura 5.10 Isostatización del Pórtico 3 - Sentido X
 Esquema de Momentos de Empotramiento Perfecto
 (Tn-m) generados en Columnas y Vigas d Conexión
 Método de Khan y Sbarounis

Tabla 5.2.A : Resultados del Análisis Sísmico del Pórtico 3 - Sentido X - Vigas

Nivel	Tramo A-B Tramo J-I				Tramo B-C Tramo I-H				Tramo C-D Tramo H-G				Tramo D-E' Tramo G-F'			
	Mom. Flector		Fza. Cortante		Mom. Flector		Fza. Cortante		Mom. Flector		Fza. Cortante		Mom. Flector		Fza. Cortante	
	Izq.	Der.	Izq.	Der.	Izq.	Der.	Izq.	Der.	Izq.	Der.	Izq.	Der.	Izq.	Der.	Izq.	Der.
8	6.13	4.50	-1.66	-1.66	3.84	4.72	-1.38	-1.38	1.64	-2.32	0.11	0.11	18.52	24.75	-26.63	-26.63
7	9.18	7.72	-2.64	-2.64	6.74	7.02	-2.22	-2.22	5.12	2.96	-1.30	-1.30	23.99	28.06	-32.03	-32.03
6	9.64	8.08	-2.77	-2.77	7.14	7.54	-2.37	-2.37	5.37	2.80	-1.32	-1.32	24.94	29.43	-33.46	-33.46
5	10.24	8.43	-2.92	-2.92	7.33	7.81	-2.44	-2.44	5.51	2.74	-1.33	-1.33	25.64	30.39	-34.48	-34.48
4	10.93	10.01	-3.72	-3.27	9.56	9.73	-3.11	-3.11	8.13	6.36	-2.34	-2.34	28.44	31.63	-36.97	-36.97
3	10.78	10.40	-3.31	-3.31	10.41	10.47	-3.37	-3.37	9.35	8.16	-2.82	-2.82	28.13	30.16	-35.87	-35.87
2	9.45	9.36	-2.94	-2.94	9.59	9.61	-3.10	-3.10	8.92	8.21	-2.76	-2.76	24.32	25.43	-30.62	-30.62
1	7.10	7.38	-2.26	-2.26	7.89	7.87	-2.54	-2.54	7.54	7.23	-2.38	-2.38	16.91	16.91	-20.82	-20.82

Tabla 5.2.B : Resultados del Análisis Sísmico del Pórtico 3 - Sentido X - Columnas

Nivel	Ejes A y J						Ejes B e I						Ejes C y H						Ejes D y G					
	Mom. Flector			Fuerza			Mom. Flector			Fuerza			Mom. Flector			Fuerza			Mom. Flector			Fuerza		
	Inf.	Sup.	Axial	Axial	Corte*	Corte*	Inf.	Sup.	Axial	Axial	Corte*	Corte*	Inf.	Sup.	Axial	Axial	Corte*	Corte*	Inf.	Sup.	Axial	Axial	Corte*	Corte*
8	-4.49	-6.13	- 1.66	- 1.66	3.47	3.47	- 7.21	- 8.34	0.28	0.28	5.08	5.08	- 5.81	- 6.36	1.49	1.49	3.98	3.98	-13.90	-16.20	- 26.74	- 26.74	9.83	9.83
7	-4.37	-4.69	- 4.30	- 4.30	2.96	2.96	- 7.17	- 7.25	0.70	0.70	4.71	4.71	- 6.11	- 6.33	2.41	2.41	4.06	4.06	-13.23	-13.05	- 57.47	- 57.47	8.59	8.59
6	-4.80	-5.28	- 7.07	- 7.07	3.29	3.29	- 8.02	- 8.05	1.10	1.10	5.25	5.25	- 6.68	- 6.80	3.46	3.46	4.41	4.41	-14.60	-14.51	- 89.61	- 89.61	9.51	9.51
5	-5.54	-5.44	- 9.99	- 9.99	3.59	3.59	- 6.92	- 7.74	1.58	1.58	4.79	4.79	- 6.12	- 6.64	4.57	4.57	4.17	4.17	-12.27	-13.78	-122.76	-122.76	8.51	8.51
4	-5.78	-5.39	-13.26	-13.26	3.65	3.65	-11.92	-12.65	1.74	1.74	8.03	8.03	-11.26	-11.74	5.34	5.34	7.51	7.51	-20.70	-22.52	-157.39	-157.39	14.13	14.13
3	-5.91	-4.99	-16.57	-16.57	3.56	3.56	- 9.49	- 8.89	1.68	1.68	6.01	6.01	- 9.24	- 8.56	5.88	5.88	5.82	5.82	-15.20	-15.59	-190.43	-190.43	10.06	10.06
2	-5.10	-3.54	-19.51	-19.51	2.82	2.82	-12.00	- 9.45	1.52	1.52	7.01	7.01	-12.03	- 9.29	6.22	6.22	6.97	6.97	-18.20	-17.32	-218.29	-218.29	11.61	11.61
1	-5.45	-2.01	-21.77	-21.77	2.15	2.15	-13.99	- 3.26	1.25	1.25	4.99	4.99	-14.05	-3.39	6.38	6.38	5.04	5.04	-15.32	- 5.94	-236.72	-236.72	6.15	6.15

(*) Nota.- Susceptible aún a corrección por torsión en planta.

Tabla 5.3 : Isostatización del Sistema W - Sentido X

Método de Khan y Sbarounis

Nivel	h_i (m)	θ_i (rad)	Δf_i (cm)	M_{inf} (Tn-m)	M_{sup} (Tn-m)	ΔM (Tn-m)	Cortante Obtenido (Tn)	Cortante Aplicado (Tn)
1	3.46	0.0005955372	0.11073275	4628.8	2932.4	1696.4	490.3	490.3
2	3.06	0.0009343610	0.34931353	3066.4	1797.9	1268.5	414.5	414.5
3	3.06	0.0011335624	0.66976070	2000.6	859.2	1141.4	373.0	373.0
4	3.06	0.0012248908	1.03377390	1101.7	209.4	892.3	291.6	291.6
5	3.06	0.0012363502	1.41308928	468.7	-304.2	772.9	252.6	252.6
6	3.06	0.0011937775	1.78674483	-45.8	-565.4	519.6	169.8	170.0
7	3.06	0.0011305090	2.14333010	-317.7	-590.6	272.9	89.2	90.0
8	3.06	0.0010908197	2.48267531	-357.8	-212.0	-145.8	-47.6	-45.9

$$\Delta M = M_{inf} - M_{sup}$$

$$E = 217,000 \text{ Kg/cm}^2$$

$$M_{sup} = - \frac{6 E I_{si}}{h_i^2} \left[\Delta_i - \Delta_{i-1} - \frac{(\theta_{i-1} + 2\theta_i)}{3} h_i \right]$$

$$M_{inf} = \frac{6 E I_{si}}{h_i^2} \left[\Delta_i - \Delta_{i-1} - \frac{(2\theta_{i-1} + \theta_i)}{3} h_i \right]$$

C. Comprobación Final del Modelo Empleado

En la Tabla 5.4 se presenta el resumen de los cortantes absorbidos por el sistema W y los pórticos del Sistema F de acuerdo con las deformaciones obtenidas en la Primera Etapa del Análisis. Lo más importante de la comprobación final es que las sumas de los cortantes obtenidos en cada nivel sean iguales a los cortantes de sismo aplicados.

En nuestro caso, el error máximo se presenta en el último nivel (5.9%). La discrepancia existente podría ajustarse proporcionalmente, pero evidentemente no vale la pena ya que la precisión alcanzada es mayor que la necesaria para proyectos de diseño de este tipo. Con todo esto podemos concluir que el análisis realizado fue satisfactorio.

5.6.2 Análisis Estructural - Sentido Y

5.6.2.1 DETERMINACION DE LA CARGA SISMICA EN Y

En el sentido Y, al igual que en el sentido X tenemos:

$$Z = 1.0$$

$$U = 1.0$$

$$S = 1.0$$

$$T_s = 0.3 \text{ seg}$$

$$R_d = 4.0$$

Para el cálculo del período fundamental tenemos en este caso que:

$$T_y = \frac{0.07 h}{\sqrt{D}} = \frac{0.07 (24.48)}{\sqrt{19.2}} = 0.39 \text{ seg}$$

El coeficiente sísmico es:

$$C_y = \frac{0.8}{\frac{T_y}{T_s} + 1.0} = \frac{0.8}{\frac{0.39}{0.30} + 1.0} = 0.35$$

Tabla 5.4: Cálculo del Cortante Sísmico Total Obtenido según la Deformada hallada con el Programa METKAN1

(Verificación del Análisis en el Sentido X)

Nivel	Sistema F				Sistema W	Cortante Total Obtenido	Cortante Sísmico Aplicado	Error (%)
	Pórticos 1 y 4	Pórtico 2	Pórtico 3	Total				
1	45.54	35.66	36.66	117.9	490.3	608.2	608.8	0.1
2	66.96	49.00	56.82	172.8	414.5	587.3	590.9	0.6
3	85.44	44.34	50.90	180.7	373.0	553.7	556.6	0.5
4	89.78	55.38	66.64	211.8	291.6	503.4	504.4	0.2
5	93.94	36.90	42.12	173.0	252.6	425.6	436.9	2.6
6	89.38	38.64	44.92	172.9	170.0	342.9	354.1	3.2
7	80.88	35.60	40.64	157.1	90.0	247.1	255.1	3.1
8	94.62	39.78	44.72	179.1	-45.9	133.2	141.6	5.9

Nota.- Todos los valores mostrados están en toneladas.

El cortante total en la base es entonces:

$$H_y = \frac{Z U S C_y P}{R_d} = \frac{1.0 \times 1.0 \times 1.0 \times 0.35}{4.0} \times P = 0.0875 P$$

De la Tabla 3.3 tenemos $P = 6,408.0$ Tn, luego:

$$H_y = 0.0875 \times 6408.0 = 560.7 \text{ Tn}$$

Como la relación alto/ancho = $24.48/19.2 = 1.3$, obtenemos $f = 1.0$.

Haciendo el cuadro de:

$$F_i = f H \frac{P_i h_i}{\sum P_i h_i}, \text{ tenemos:}$$

Nivel	P_i (Tn)	h_i (m)	$P_i h_i$ (Tn-m)	F_i (Tn)
1	774.3	3.46	2,679	16.5
2	813.0	6.52	5,301	32.5
3	801.6	9.58	7,679	47.1
4	801.6	12.64	10,132	62.2
5	791.5	15.70	12,427	76.3
6	791.5	18.76	14,849	91.2
7	780.5	21.82	17,031	104.5
8	854.0	24.88	21,248	130.4
	6,408.0		91,346	560.7

5.6.2.2 FORMULACION DEL MODELO ESTRUCTURAL EN Y

De acuerdo con la distribución en planta del edificio, podemos ver que en el sentido Y el sistema W se encuentra conformado básicamente por muros de corte que no presentan vigas de interconexión con

el sistema F. En base a esto, podemos idealizar al modelo, en este caso, con vigas de conexión biarticuladas.

A. Sistema "W"

En este sentido, debemos tomar en cuenta las placas P-A, P-J, P-1 y P-2.

De acuerdo a lo calculado en la sección 4.3.3 tenemos:

a) Momento de inercia I_S :

$$I_S = (2 \times 156,998.1 + 3,780.0 + 4 \times 247.2) \times 10^5 = 318,765.0 \times 10^5 \text{cm}^4$$

b) Distancia del eje neutro a la fibra extrema L_S :

En este caso, debido a que el modelo es articulado, no es necesaria la obtención de este valor.

c) Area de la sección A_W :

$$A_W = 2 \times 44,900 + 31,000 + 4 \times 7800 = 152,000 \text{ cm}^2$$

B. Sistema "F"

a) Rigideces de Columnas S_C .-

Empleando los valores de las características de las columnas obtenidas en la sección 4.3.1 tenemos:

Nivel	Rigidez de Columnas S_C - Sentido Y
1	$8 \times 2646 + 12 \times 4957 = 80,652 \text{ cm}^3$
2	$8 \times 2992 + 12 \times 5605 = 91,196 \text{ cm}^3$
3, 4	$8 \times 2992 + 12 \times 2941 = 59,228 \text{ cm}^3$
5, 6, 7, 8	$8 \times 2992 + 12 \times 1362 = 40,280 \text{ cm}^3$

b) Rigideces de Vigas S_b' .-

Empleando la Tabla 4.3.2 obtenemos que:

$$S_b' = 14 \times 867 = 12,138 \text{ cm}^3$$

c) Rigideces de las Vigas de Conexión S_b'' .-

Se incluyen aquí solamente las vigas equivalentes VD-1,2; VD-3,4; VG-1,2 y VG-3,4 que conectan a las placas P-2 en los ejes D y G.

$$S_b'' = 4 \times 1143 = 4572 \text{ cm}^3$$

d) Longitud de Viga de Conexión L_b .-

No se requiere, en este caso, por tener un modelo articulado.

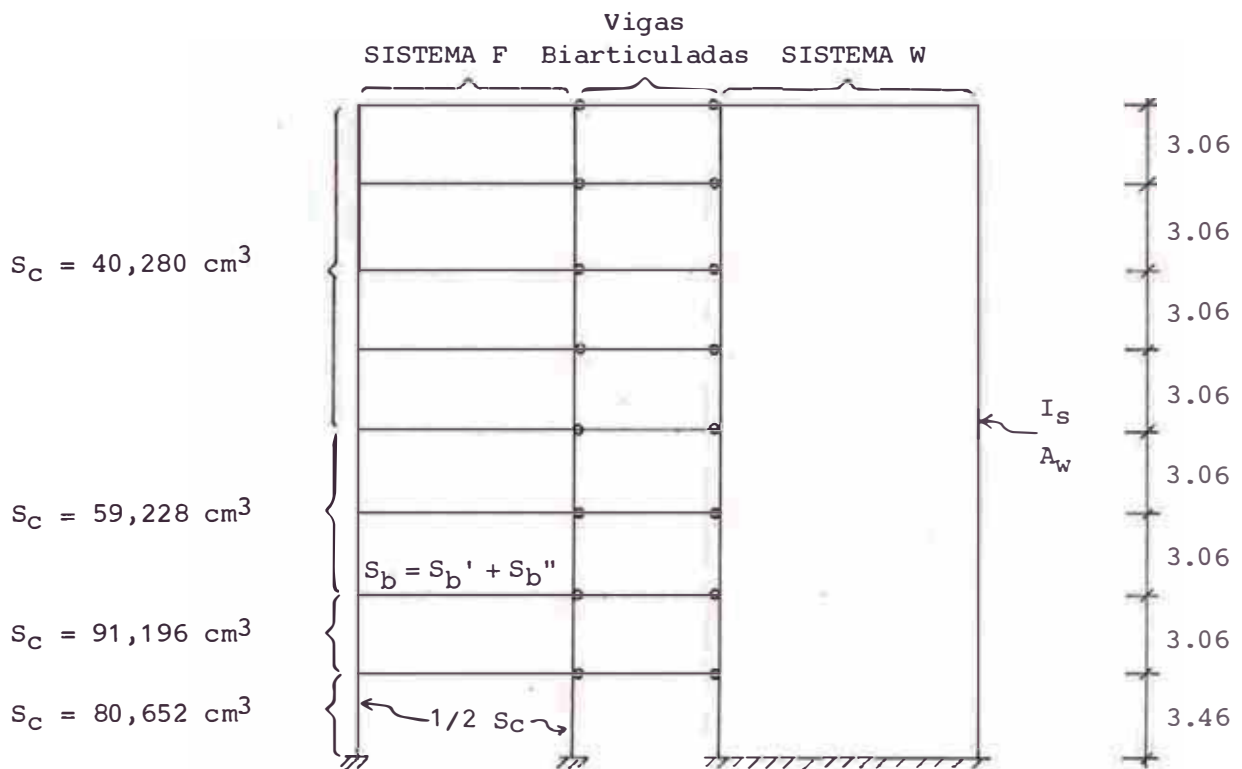
C. Módulo de Elasticidad

De manera lógica, al igual que en el Sentido X tenemos:

$$E_c = 217,000 \text{ Kg/cm}^2$$

D. Esquema Resumen del Modelo

Con todas las variables obtenidas en esta sección podemos ahora esquematizar el modelo, tal como se muestra en la Figura 5.11.



$$S_b' = 12,138 \text{ cm}^3$$

$$S_b'' = 4,572 \text{ cm}^3$$

$$S_b = S_b' + S_b'' = 16,710 \text{ cm}^3$$

$$I_S = 318,765.0 \times 10^5 \text{ cm}^4$$

$$A_W = 152,000 \text{ cm}^2$$

Figura 5.11 : Modelo Estructural Asumido para el Análisis Sísmico en Y
Método de Khan y Sbarounis

5.6.2.3 RESULTADOS DE LA CORRIDA DEL PROGRAMA METKAN1 EN Y

Con el modelo estructural señalado en la Figura 5.11, aplicamos el programa METKAN1 a fin de obtener los resultados de la Primera Etapa del Análisis del Método de Khan y Sbarounis para el sentido Y.

Los reportes de salida del programa METKAN1 para el sentido Y se presentan en el Tomo 2 de este trabajo. La aproximación de los resultados solicitada fue del 1%.

Los porcentajes de fuerza cortante absorbidos por cada sistema y las deformadas obtenidas en cada nivel se presentan en la Tabla 5.5.

De acuerdo a la tabla de resultados, el máximo desplazamiento relativo es:

$$S_r = 0.75 R_d \Delta_{ri} = 0.75 \times 4.0 \times 0.04732639 = 0.14 \text{ cm}$$

De esta manera, concluimos que el desplazamiento relativo máximo obtenido es muy inferior al máximo permitido por las N.D.S.R.:

$$S_{r \text{ max}} = 0.01 h = 0.01 \times 306 = 3.06 \text{ cm}$$

5.6.2.4 ISOSTATIZACION DEL MODELO ESTRUCTURAL EN Y

Similarmente a lo hecho para el Sentido X, con la deformada final obtenida en la sección anterior podemos isostatizar el modelo distribuyendo los momentos y cortes a cada elemento de la estructura.

En este caso, el modelo empleado no tiene vigas de conexión rígidas. Por este motivo, la isostatización del Sistema W resultará más sencilla que el caso anterior.

A. Isostatización del Sistema F

Debido a que el modelo empleado es articulado, sólo se requiere

Tabla 5.5 : Resultados del Análisis Sísmico en el Sentido Y con el Programa METKAN1
Primera Etapa del Análisis

Nivel	Cortante Sísmico (Tn)	Cortante Absorvido Aproximado				Deformaciones Finales del Modelo					
		Sistema F		Sistema W		θ_i (rad)	Δ_{fi} (cm)	Δ_{si} (cm)	Δ_i (cm)	Δ_{ri} (cm)	
		Cortante (Tn)	%	Cortante (Tn)	%						
1	560.7	16.4	2.9	544.3	97.1	0.0000430761	0.00772377	0.01575827	0.02348204	0.02348204	
2	544.2	12.6	2.3	531.6	97.7	0.0000734087	0.02572944	0.02936988	0.05509932	0.03161728	
3	511.7	13.9	2.7	497.8	97.3	0.0000967743	0.05193926	0.04211536	0.09405462	0.03895530	
4	464.6	17.3	3.7	447.3	96.3	0.0001137435	0.08430289	0.05356769	0.13787058	0.04381596	
5	402.4	14.7	3.6	387.7	96.4	0.0001250613	0.12097385	0.06349535	0.18446919	0.04659861	
6	326.1	15.9	4.9	310.2	95.1	0.0001316555	0.16035858	0.07143700	0.23179558	0.04732639	
7	234.9	14.8	6.3	220.1	93.7	0.0001346608	0.20118093	0.07707294	0.27825388	0.04645830	
8	130.4	18.5	14.1	111.9	85.9	0.0001354185	0.24254173	0.07993943	0.32248116	0.04422728	

θ_i = Giro del Sistema W en el nivel "i"

Δ_{fi} = Desplazamiento Horizontal del Sistema W en el nivel "i" producido por flexión

Δ_{si} = Desplazamiento Horizontal del Sistema W en el nivel "i" producido por corte

Δ_i = Desplazamiento Horizontal Absoluto del Modelo

Δ_{ri} = Desplazamiento Horizontal Relativo del Modelo.

hallar los momentos de empotramiento perfecto generados por el desplazamiento horizontal relativo de las columnas.

El proceso de distribución de momentos se llevó a cabo para el Pórtico C empleando el Programa KANI1. Los reportes de la corrida en mención pueden verse en el Tomo 2 de este trabajo. Es necesario aclarar que la corrida de este estado de carga se hizo simultáneamente con los estados de cargas considerados en el análisis por cargas verticales.

En la Figura 5.12 se muestra un esquema del Pórtico C con los momentos de empotramiento perfecto generados por este estado de carga. Los resultados de la distribución de momentos realizada se presentan en la Tabla 5.6.

A fin de poder realizar la comprobación final del análisis efectuado, el procedimiento se repitió para el Pórtico D (equivalente al Pórtico G); sin embargo, no se adjuntan los cálculos efectuados por lo repetitivo del proceso.

B. Isostatización del Sistema W

En la Tabla 5.7 se muestra el cálculo de los esfuerzos inducidos en el Sistema W empleando la deformada obtenida usando el programa METKAN1.

En este caso al tener un modelo articulado, el diagrama de momentos resultante debe ser continuo. Por lo tanto, para el cálculo de los momentos flectores basta emplear la expresión 5-25.

Debido a la alta influencia del Sistema W en este sentido, se logró obtener en tan sólo tres iteraciones una precisión bastante buena en los resultados. Por lo tanto, el cortante obtenido en la isostatización resultó ser igual al cortante obtenido en la corrida del programa.

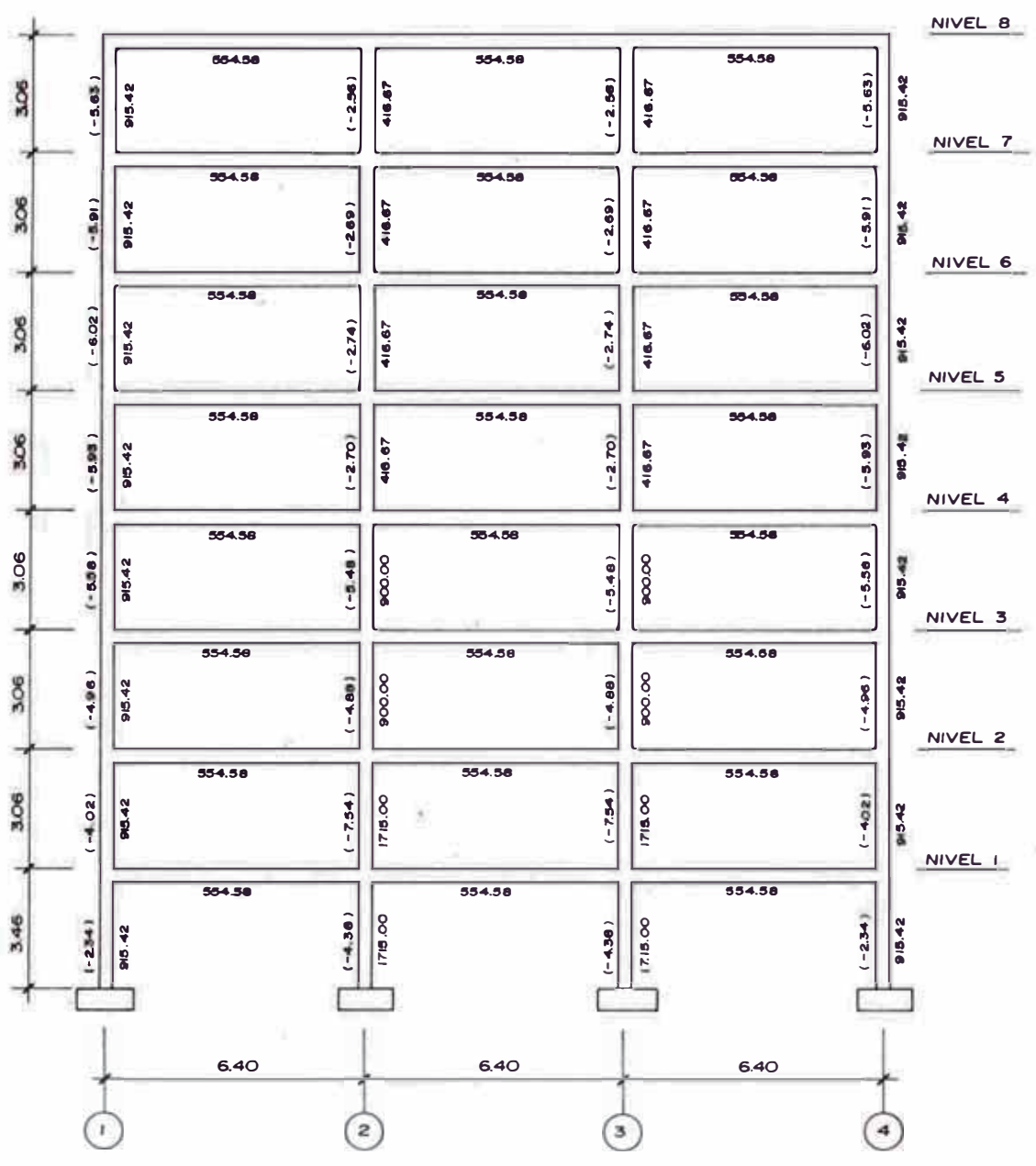


Figura 5.12 : Isostatización del Pórtico C - Sentido Y
 Esquema de Momentos de Empotramiento Perfecto
 (Tn-m) generados en Columnas
 Método de Khan y Sbarounis

Tabla 5.6 : Resultados del Análisis Sísmico
Pórtico C - Sentido Y

Viga Exterior

Nivel	Mom. Flector		Fza. Cortante	
	Izq.	Der.	Izq.	Der.
8	1.02	0.81	-0.29	-0.29
7	1.36	1.20	-0.40	-0.40
6	1.36	1.19	-0.40	-0.40
5	1.37	1.19	-0.40	-0.40
4	1.37	1.27	-0.41	-0.41
3	1.30	1.25	-0.40	-0.40
2	1.11	1.08	-0.34	-0.34
1	0.95	0.95	-0.30	-0.30

Viga Interior

Nivel	Mom. Flector		Fza. Cortante	
	Izq.	Der.	Izq.	Der.
8	0.59	0.59	-0.18	-0.18
7	1.04	1.04	-0.32	-0.32
6	1.02	1.02	-0.32	-0.32
5	1.00	1.00	-0.31	-0.31
4	1.17	1.17	-0.36	-0.36
3	1.20	1.20	-0.37	-0.37
2	1.05	1.05	-0.33	-0.33
1	0.95	0.95	-0.30	-0.30

Columna Exterior

Nivel	Mom. Flector		Fuerza	
	Inf.	Sup.	Axial	Corte(*)
8	-0.70	-1.02	-0.29	0.57
7	-0.64	-0.65	-0.69	0.42
6	-0.70	-0.72	-1.08	0.46
5	-0.75	-0.67	-1.48	0.46
4	-0.76	-0.62	-1.90	0.45
3	-0.79	-0.54	-2.29	0.43
2	-0.54	-0.32	-2.64	0.28
1	-1.38	-0.41	-2.93	0.52

Columna Interior

Nivel	Mom. Flector		Fuerza	
	Inf.	Sup.	Axial	Corte(*)
8	-1.16	-1.40	-0.10	0.84
7	-1.07	-1.07	-0.18	0.70
6	-1.15	-1.14	-0.26	0.75
5	-0.95	-1.04	-0.34	0.65
4	-1.45	-1.49	-0.39	0.96
3	-1.16	-0.99	-0.41	0.70
2	-1.17	-0.97	-0.43	0.70
1	-2.56	-0.74	-0.43	0.95

Nota.- Susceptible aún a corrección por torsión en planta.

Tabla 5.7 : Isostatización del Sistema W - Método de Khan y Sbarounis - Sentido Y

Nivel	h_i (m)	θ_i (rad)	Δf_i (cm)	M_i (Tn-m)	ΔM (Tn-m)	V_i (Tn)
1	3.46	0.0000430761	0.00772377	9553.3	1883.2	544.3
2	3.06	0.0000734087	0.02572944	7670.1	1626.7	531.6
3	3.06	0.0000967743	0.05193926	6043.4	1523.1	497.7
4	3.06	0.0001137435	0.08430289	4520.3	1368.7	447.3
5	3.06	0.0001250613	0.12097385	3151.6	1186.4	387.7
6	3.06	0.0001316555	0.16035858	1965.2	949.2	310.2
7	3.06	0.0001346608	0.20118093	1016.0	673.5	220.1
8	3.06	0.0001354185	0.24254173	342.5	342.5	111.9

$$\Delta M = M_i - M_{i+1}$$

$$E = 217,000 \text{ Kg/cm}^2$$

$$M_i = \frac{6 E I s_i}{h_i^2} \left[\Delta_i - \Delta_{i-1} - \frac{(2 \theta_{i-1} + \theta_i)}{3} h_i \right]$$

C. Comprobación Final del Modelo Empleado

En la Tabla 5.8 se presenta el resumen de los cortantes absorbidos por el Sistema W y los pórticos del Sistema F de acuerdo con las deformaciones obtenidas en la Primera Etapa del Análisis.

Se puede apreciar, en este caso, que el error máximo observado se presenta en el último nivel (2.4%). Este error producido es, sin embargo, despreciable por lo que podemos concluir que el análisis sísmico realizado para este sentido ha sido exitoso.

5.6.3 Corrección por Torsión en Planta

La distribución de masas y rigideces en cada nivel de nuestro edificio es netamente simétrica en el sentido Y. En cambio, en el sentido X existe una pequeña excentricidad entre el centro de masas y el centro de rigideces debido a la ubicación asimétrica de la placa de la caja de ascensores; sin embargo, reconociendo que el peso total de todas las placas equivale a menos del 8% del peso total del edificio, podemos considerar con gran precisión que el centro de masas en cada nivel coincide con el centro geométrico de la planta.

Las verdaderas rigideces laterales en cada eje de la estructura pueden ser calculadas dividiendo los cortantes absorbidos, obtenidos en la isostatización del modelo sísmico (Tablas 5.4 y 5.8), entre los desplazamientos relativos de entrepiso proporcionados por el programa METKAN1. De esta manera, para cada nivel tenemos:

$$k_x = \frac{V_x}{\Delta_{rx}} \quad k_y = \frac{V_y}{\Delta_{ry}}$$

Debido a lo repetitivo del procedimiento, sólo se incluyen en el presente trabajo los cálculos correspondientes al 1º y 6º nivel de la estructura (Tablas 5.9 y 5.10).

Tabla 5.8 : Cálculo del Cortante Sísmico Total Obtenido según la Deformada hallada con el Programa METKAN1

(Verificación del Análisis en el Sentido Y)

Nivel	Sistema F			Sistema W	Cortante Total Obtenido	Cortante Sísmico Aplicado	Error (%)
	Pórticos B, C, H, I	Pórticos DyG	Total				
1	11.76	3.92	15.7	544.3	560.0	560.7	0.1
2	7.84	3.24	11.1	531.6	542.7	544.2	0.3
3	9.04	3.28	12.3	497.7	510.0	511.7	0.3
4	11.28	4.56	15.8	447.3	463.1	464.6	0.3
5	8.88	3.08	12.0	387.7	399.7	402.4	0.7
6	9.68	3.60	13.3	310.2	323.5	326.1	0.8
7	8.96	3.40	12.1	220.1	232.2	234.9	1.1
8	11.28	4.16	15.4	111.9	127.3	130.4	2.4

Sentido X

$$V_x = 608.8 \text{ Tn}$$

$$\Delta_{rx} = 0.180332 \text{ cm}$$

Elemento	k_x (Tn/cm)	y_i (m)	$k_x y_i$	$y = y_i - y_R$	$k_x y$	$k_x y^2$	$\frac{k_x y}{\sum k d^2} M_{Tx}$	$\frac{k_x y}{\sum k d^2} M_{Tax}$	ΔF_x (Tn)
Eje 1	126.4	19.20	2,426.88	+ 11.19	1414.42	15,827.3	+ 0.17	± 0.07	0.24
Eje 2	198.0	12.80	2,534.40	+ 4.79	948.42	4,542.9	+ 0.12	± 0.05	0.17
Eje 3	203.5	6.40	1,302.40	- 1.61	-327.64	527.5	- 0.04	± 0.02	0.02
Eje 4	126.4	0.00	0.00	- 8.01	-1012.46	8,109.8	- 0.12	± 0.05	0.05
Placa P-1	2,718.9	7.636	20,761.52	- 0.37	-1005.99	327.2	- 0.12	± 0.05	0.05
	3,373.2		27,025.20			29,334.7			

$$y_R = 27,025.20/3373.2 = 8.01 \text{ m}$$

$$M_{Tx} = 1.5 V_x e_y = 1.5 \times 608.8 \times 1.59 = 1452.0 \text{ Tn-m}$$

$$e_y = y_G - y_R = 9.60 - 8.01 = 1.59 \text{ m}$$

$$M_{Tax} = \pm 0.05 V_x B_y = \pm 0.05 \times 608.8 \times 19.2 = \pm 584.4 \text{ Tn-m}$$

Sentido Y

$$V_y = 560.0 \text{ Tn}$$

$$\Delta_{ry} = 0.023482 \text{ cm}$$

Elemento	Nº	k_y (Tn/cm)	x (m)	$k_y x$	$k_y x^2$	$\frac{k_y x}{\sum k d^2} M_{Ty}$	ΔF_y (Tn)
Ejes A, J	2	11,417.2	± 22.70	$\pm 259,170.44$	5'833,169.0	± 27.71	27.71
Ejes B, I	2	123.5	± 16.30	$\pm 2,013.05$	32,812.7	± 0.22	0.22
Ejes C, H	2	123.5	± 10.10	$\pm 1,247.35$	12,598.2	± 0.13	0.13
Ejes D, G	2	119.3	± 3.90	± 465.27	1,814.6	± 0.05	0.05
Placa P-1	1	276.8	0.00	0.00	-	-	-
		23,843.8			11'860,789.0		

$$M_{Ty} = \pm 0.05 V_y B_x = \pm 0.05 \times 560.0 \times 45.4 = \pm 1271.2 \text{ Tn-m}$$

$$\sum k d^2 = \sum k_x y^2 + \sum k_y x^2 = 29,334.7 + 11,860,789.0 = 11,890,123.7$$

Tabla 5.9 : Análisis de la Torsión en Planta en el Primer Nivel

Sentido X

$$V_x = 354.1 \text{ Tn}$$

$$\Delta_{rx} = 0.395003 \text{ cm}$$

Elemento	k_x (Tn/cm)	y_1 (m)	$k_x y_1$	$y = y_1 - y_R$	$k_x y$	$k_x y^2$	$\frac{k_x y}{\sum k} M_{Tx}$	$\frac{k_x y}{\sum k} M_{Tay}$	ΔF_x (Tn)
Eje 1	113.2	19.20	2,173.44	+ 10.63	1203.32	12,791.2	+ 0.19	+ 0.12	0.31
Eje 2	97.7	12.80	1,250.56	+ 4.23	413.27	1,748.1	+ 0.07	+ 0.04	0.11
Eje 3	113.7	6.40	727.68	- 2.17	-246.73	535.4	- 0.04	+ 0.02	0.02
Eje 4	113.2	0.00	0.00	- 8.57	-970.12	8,314.0	- 0.16	+ 0.10	0.10
Placa P-1	430.4	7.636	3,286.53	- 0.93	-400.27	372.2	- 0.06	+ 0.04	0.04
	868.2		7,438.21			23,760.9			

$$y_R = 7,438.21/868.2 = 8.57 \text{ m}$$

$$M_{Tx} = 1.5 V_x e_y = 1.5 \times 354.1 \times 1.03 = 547.1 \text{ Tn-m}$$

$$e_y = y_G - y_R = 9.60 - 8.57 = 1.03 \text{ m}$$

$$M_{Tay} = \pm 0.05 V_x B_y = \pm 0.05 \times 354.1 \times 19.2 = 339.9 \text{ Tn-m}$$

Sentido Y

$$V_y = 323.5 \text{ Tn}$$

$$\Delta_{ry} = 0.047326 \text{ cm}$$

Elemento	Nº	k_y (Tn/cm)	x (m)	$k_y x$	$k_y x^2$	$\frac{k_y x}{\sum k} M_{Tay}$	F_y (Tn)
Ejes A, J	2	3,228.6	+ 22.70	+ 73,289.22	1,663,665.3	+ 15.88	15.88
Ejes B, I	2	50.7	+ 16.30	+ 826.41	13,470.5	+ 0.18	0.18
Ejes C, H	2	50.7	+ 10.10	+ 512.07	5,171.9	+ 0.11	0.11
Ejes D, G	2	48.6	+ 3.90	+ 189.54	739.2	+ 0.04	0.04
Placa P-1	1	76.1	0.00	0.00	-	-	-
					6,833.3		
					3,366,093.8		

$$M_{Tay} = \pm 0.05 V_y B_x = \pm 0.05 \times 323.5 \times 45.4 = \pm 734.3 \text{ Tn-m}$$

$$\sum k d^2 = \sum k_x y^2 + \sum k_y x^2 = 23,760.9 + 3,366,093.8 = 3,389,854.7 \text{ Tn-m}^2/\text{cm}$$

Tabla 5.10 : Análisis de la Torsión en Planta en el Sexto Nivel

Puede apreciarse en los resultados cómo las placas perimétricas P-A y P-J, dadas su rigidez y posición, absorben la mayor parte de la corrección por torsión al resistir la estructura un sismo en Y. Al producirse un sismo en X, estas mismas placas contribuirán de tal manera al término $\sum k d^2$ que atenuarán el efecto global de la torsión en planta.

Dada la poca magnitud de las correcciones, se asume que los cortantes añadidos a cada elemento resistente (sea columna o placa) no modificarán los restantes esfuerzos actuantes.

En la Tabla 5.11, se indican los cortantes finales actuantes en las columnas del Pórtico C. Las correcciones se hicieron distribuyendo la corrección total del eje en mención en función a la rigidez de cada columna. Para el caso del Pórtico 3, las correcciones son despreciables por lo tanto no se tomarán en cuenta.

En la Figura 5.13, se indican el D.M.F. y el D.F.C. de las placas perimétricas P-A y P-J. Ambos diagramas se obtuvieron por proporción (49.252%) de los correspondientes al Sistema W (indicados en la Tabla 5.7), habiéndosele añadido al D.F.C. la corrección por torsión en planta.

Nivel	Fuerzas Cortantes (Tn)	
	Columna Exterior	Columna Interior
8	0.62	0.86
7	0.45	0.72
6	0.50	0.77
5	0.49	0.67
4	0.48	0.99
3	0.46	0.73
2	0.30	0.73
1	0.54	0.99

Tabla 5.11 : Cortante en Columnas Corregido por Torsión en Planta en Pórtico C - Sentido Y

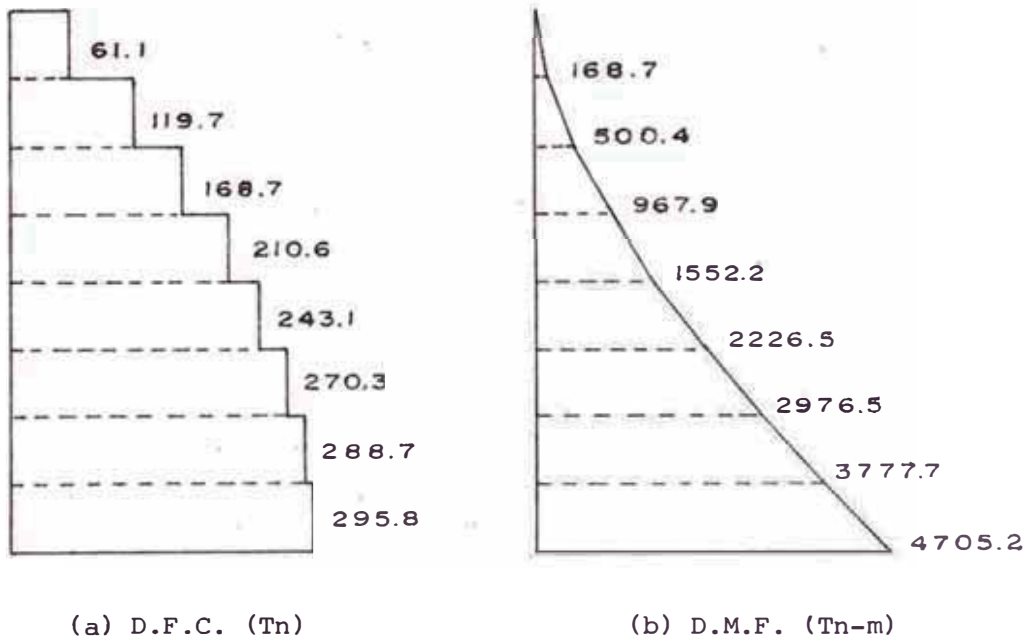


Figura 5.13 : Diagramas de Fuerza Cortante y Momento Flector de las placas perimétricas P-A y P-J del Sentido Y

CAPITULO 6

CALCULO DE ENVOLVENTES

6.1 Generalidades

6.2 Resistencia Requerida para el Diseño

6.3 Reducción de Carga Viva

6.4 Cálculo de Envolventes en Vigas

6.5 Combinaciones de Carga Críticas en Columnas

6.6 Combinaciones de Carga Críticas en Placas

6.1 GENERALIDADES

Una vez concluido el análisis estructural de nuestro edificio, tenemos a nuestra disposición toda la información necesaria para pasar al diseño de cada uno de sus elementos.

En los Capítulos 4 y 5 se ha considerado el análisis de cada uno de los estados de carga críticos en forma independiente (D, L1, L2, E). Sin embargo, para determinar los esfuerzos de diseño debemos combinar estos estados a fin de emular, en lo posible, las solicitaciones de carga más desfavorables que se pudieran presentar durante la vida útil de la estructura.

De esta manera, si representamos dentro de un mismo gráfico todos los diagramas de carga (ya sean momentos flectores, fuerzas cortantes, y/o fuerzas axiales) derivados de cada combinación realizada obtendremos las envolventes de carga para realizar nuestro diseño.

En este capítulo, vamos a obtener gráficamente las envolventes de momentos flectores y fuerzas cortantes de las vigas del segundo nivel del Pórtico 3 y del Pórtico C. Asimismo, se obtendrán las combinaciones de carga críticas de la Columna C-C3, la cual fue elegida para el diseño al ser la columna común a los pórticos considerados en el análisis estructural.

6.2 RESISTENCIA REQUERIDA PARA EL DISEÑO

Las Normas Peruanas de Diseño Sismo-resistente especifican en su sección 2.4.7 que en estructuras diseñadas por el método a la rotura, la resistencia requerida U será por lo menos igual al mayor de los valores dados por las expresiones siguientes:

a) $U = 1.5 D + 1.8 L$

b) $U = 1.25 (D + L + E)$

c) $U = 0.9 D + 1.25 E$

En vez de la expresión (a) podrá usarse la siguiente:

$$d) U = 1.65 (D + L)$$

Tomando en cuenta las tres primeras expresiones descritas y considerando los estados de carga analizados, se obtienen las once hipótesis de carga siguientes:

$$\begin{aligned} U1 &= 1.5 D + 1.8 L1 \\ U2 &= 1.5 D + 1.8 L2 \\ U3 &= 1.5 D + 1.8 L1 + 1.8 L2 \\ U4 &= 1.25 (D + L1 + E) \\ U5 &= 1.25 (D + L1 - E) \\ U6 &= 1.25 (D + L2 + E) \\ U7 &= 1.25 (D + L2 - E) \\ U8 &= 1.25 (D + L1 + L2 + E) \\ U9 &= 1.25 (D + L1 + L2 - E) \\ U10 &= 0.9 D + 1.25 E \\ U11 &= 0.9 D - 1.25 E \end{aligned}$$

6.3 REDUCCION DE CARGA VIVA

El Reglamento Nacional de Construcciones, por medio del artículo 3.0 de la Norma de Cargas, permite realizar una reducción de la carga viva en columnas, muros y cimientos en función del área tributaria acumulada correspondiente a cada uno de ellos. El motivo se debe a la improbabilidad de que se presente las condiciones de sobrecarga consideradas para el cálculo de las envolventes en todos los niveles del edificio. Para aplicar esta reducción, la Norma de Cargas nos ofrece una tabla de reducciones porcentuales en función del área contribuyente que soporta el elemento.

Sin embargo, las normas también nos ofrece un procedimiento alternativo más sencillo que dice que: "Las reducciones de carga viva para

columnas y muros pueden fijarse como 15% de la carga viva en el piso superior, aumentándolo sucesivamente en 5% por cada piso sucesivo inferior, con una reducción máxima de 50%".

6.4 CALCULO DE ENVOLVENTES EN VIGAS

Para realizar el diseño de las vigas, las once hipótesis de carga obtenidas en la sección anterior desarrollan igual número de curvas para cada envolvente a realizar. En particular, para la obtención de las envolventes de momentos, el trabajo resulta sumamente engorroso si el cálculo se realiza en forma manual debido a la formación de diagramas de curvatura parabólica.

En la práctica, el diseñador resuelve este problema realizando aproximaciones gráficas o de lo contrario, haciendo el ploteo numérico de las curvas con la ayuda de una calculadora programable.

Para nuestro proyecto, obtendremos las envolventes, para cada tramo de viga, con la ayuda de un programa de cómputo preparado en Pascal para la computadora Apple ///. En este programa se hace uso de una biblioteca de funciones gráficas llamado PGRAF, el cual viene implementado con el sistema.

Este programa dibuja un sistema de ejes cartesianos en la pantalla de la computadora (CRT) para luego plotear secuencialmente cada uno de los diagramas establecidos por las hipótesis de carga planteadas. Una vez concluido el gráfico en la pantalla, se realiza su traspaso a la impresora (a esta operación en términos de computación se le conoce como "dump" gráfico). Este traspaso del gráfico es posible debido a que la impresora empleada es del tipo "dot matrix" (matriz de puntos).

En este trabajo, no entramos a detallar el procedimiento empleado; en este caso, no tendría ningún sentido debido a que el programa preparado contiene un alto número de parámetros locales al sistema.

Una vez obtenidas las envolventes, podemos emplear para el diseño los momentos en la cara de los apoyos de la viga (ver ACI 8.7.3). De manera similar, para el diseño podemos emplear el cortante ubicado a la distancia d de la cara de apoyo (ver ACI 11.1.3.1).

En las Figuras 6.1 y 6.2 se muestra un resumen de los resultados obtenidos del análisis estructural para las vigas a diseñar; este resumen nos sirvió para el ingreso de los datos del programa en mención. Los resultados finales obtenidos se pueden apreciar desde la Figura 6.3 a la 6.8.

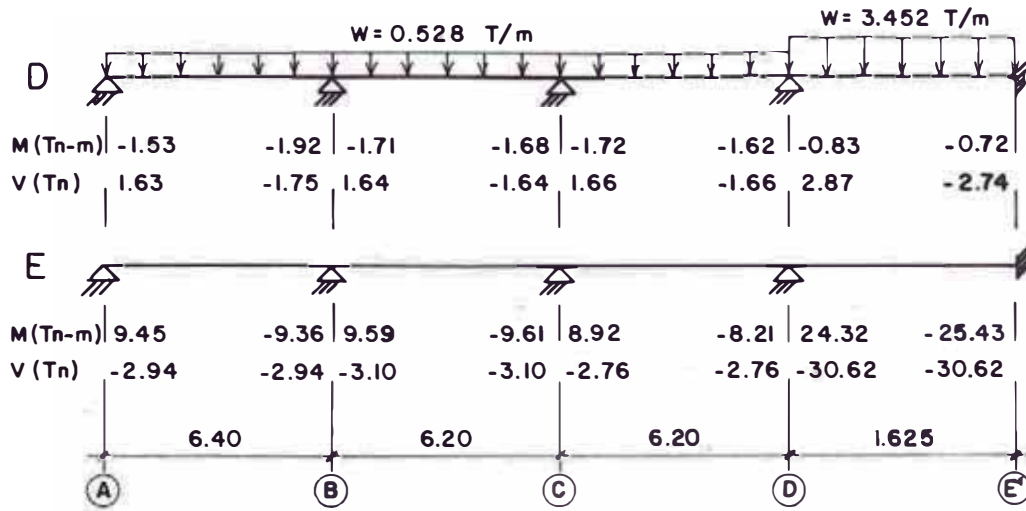


Figura 6.1: Resumen de Estados de Carga de la Viga del Segundo Nivel del Pórtico 3 - Sentido X

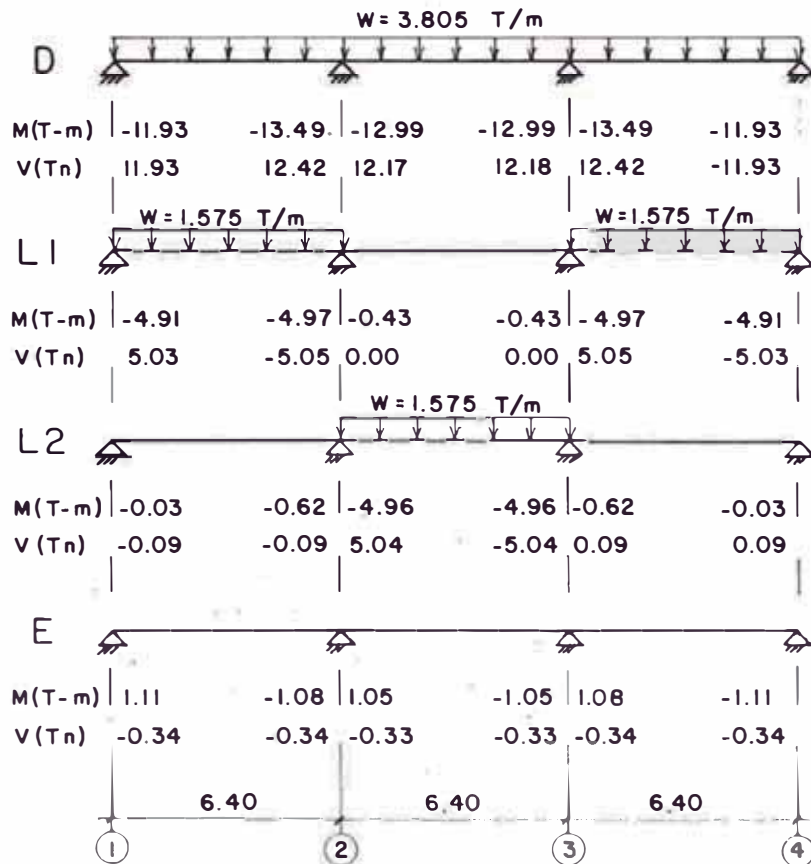


Figura 6.2: Resumen de Estados de Carga de la Viga del Segundo Nivel del Pórtico C - Sentido Y

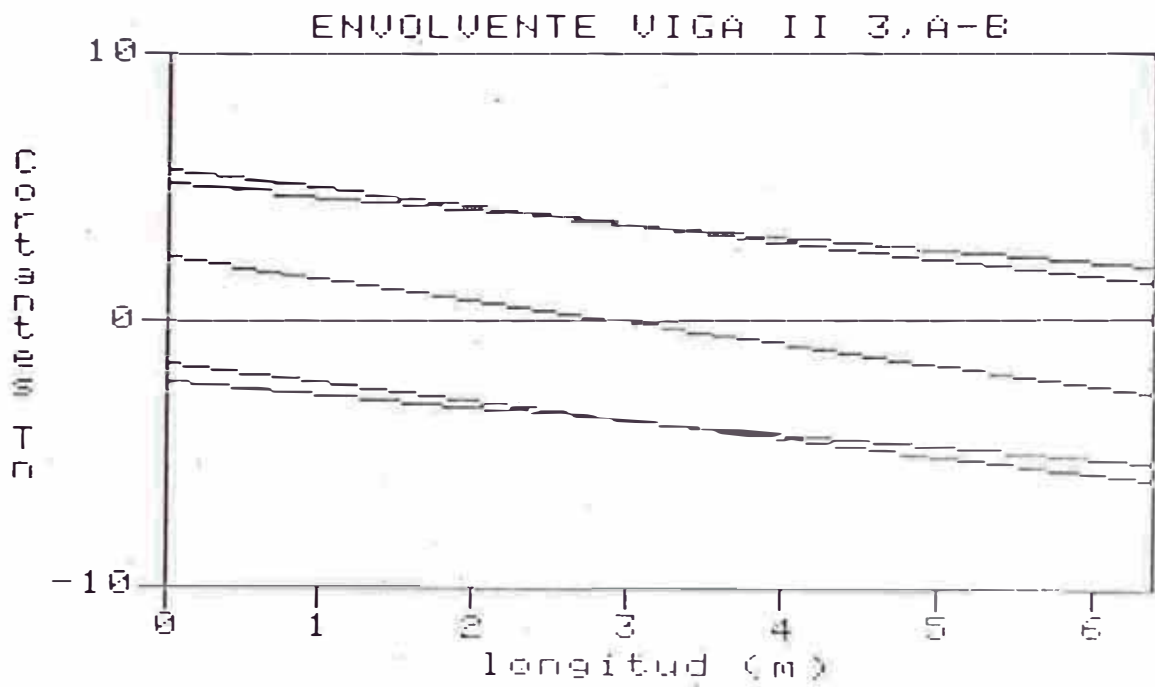
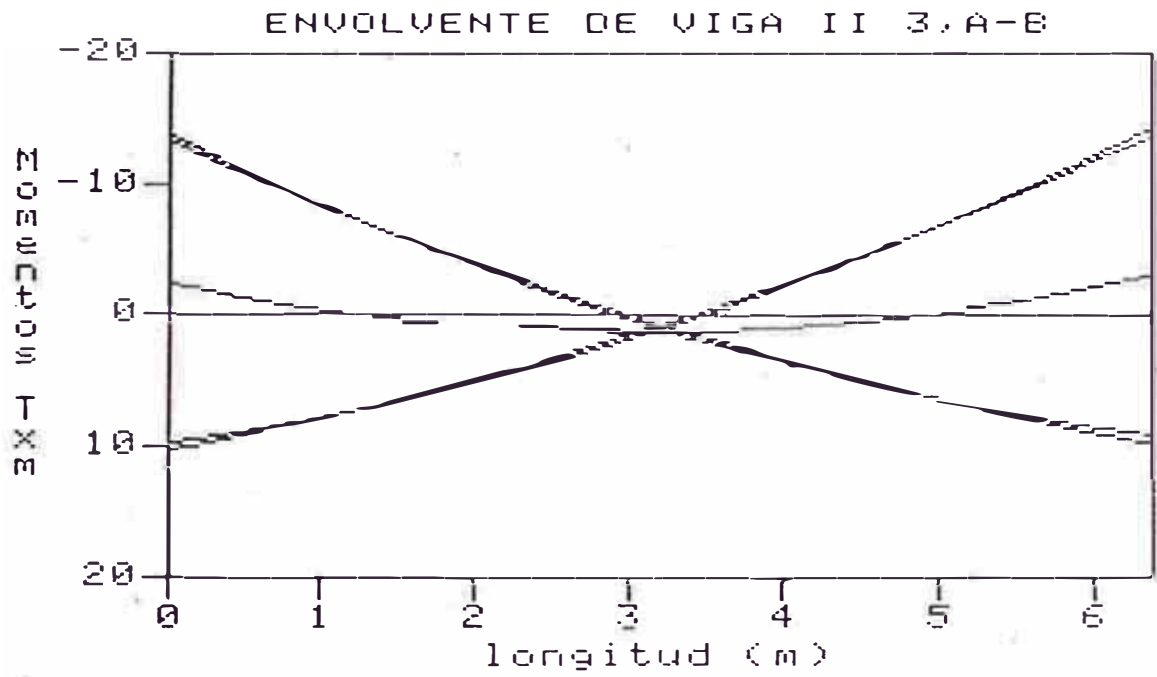


Fig. 6.3 : Envolventes de Momentos Flectores y Fuerzas Cortantes en Viga II 3, A-B

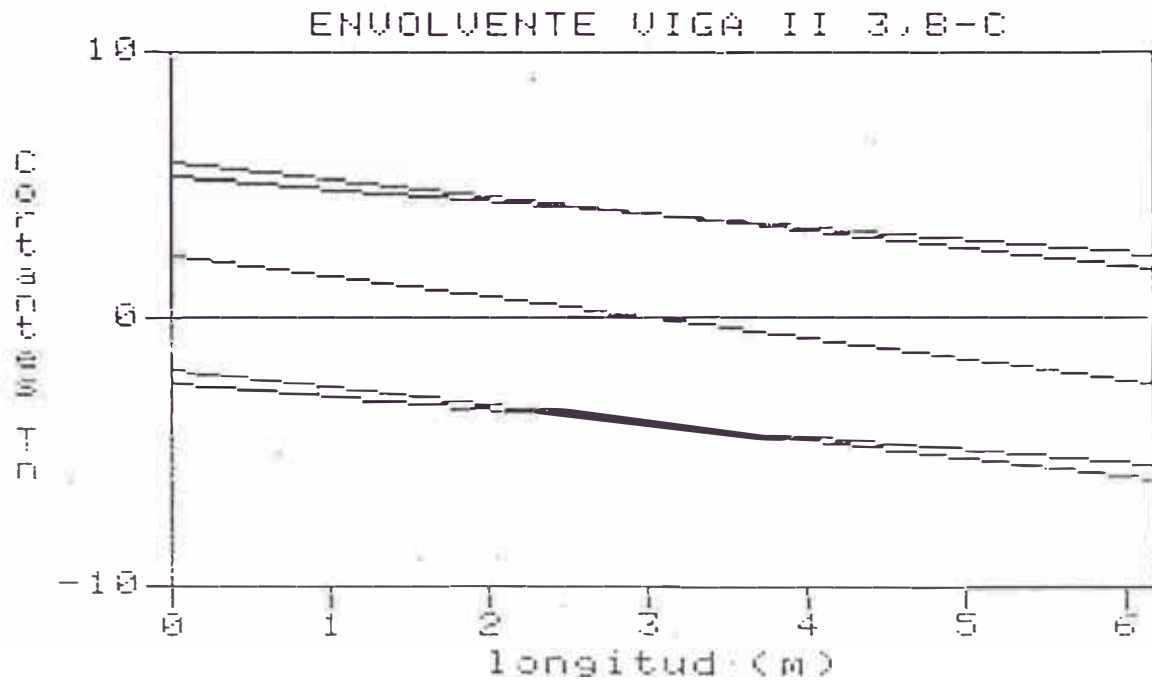
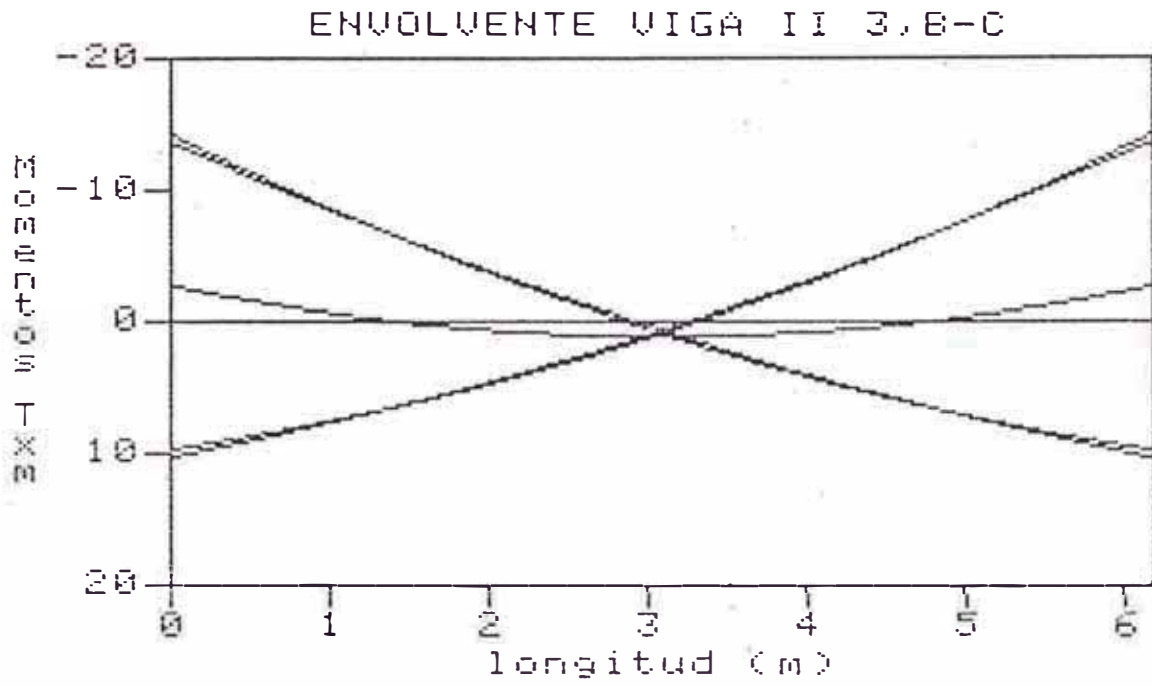


Fig. 6.4 Envoltentes de Momentos Flectores y Fuerzas Cortantes en Viga II 3, B-C

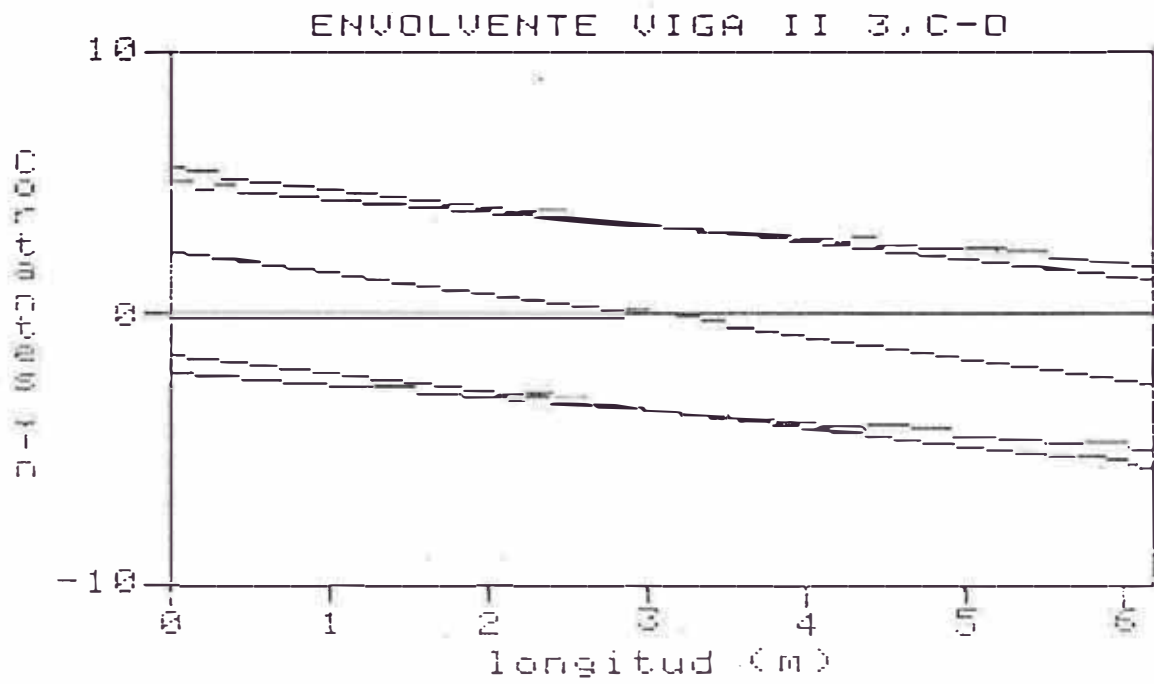
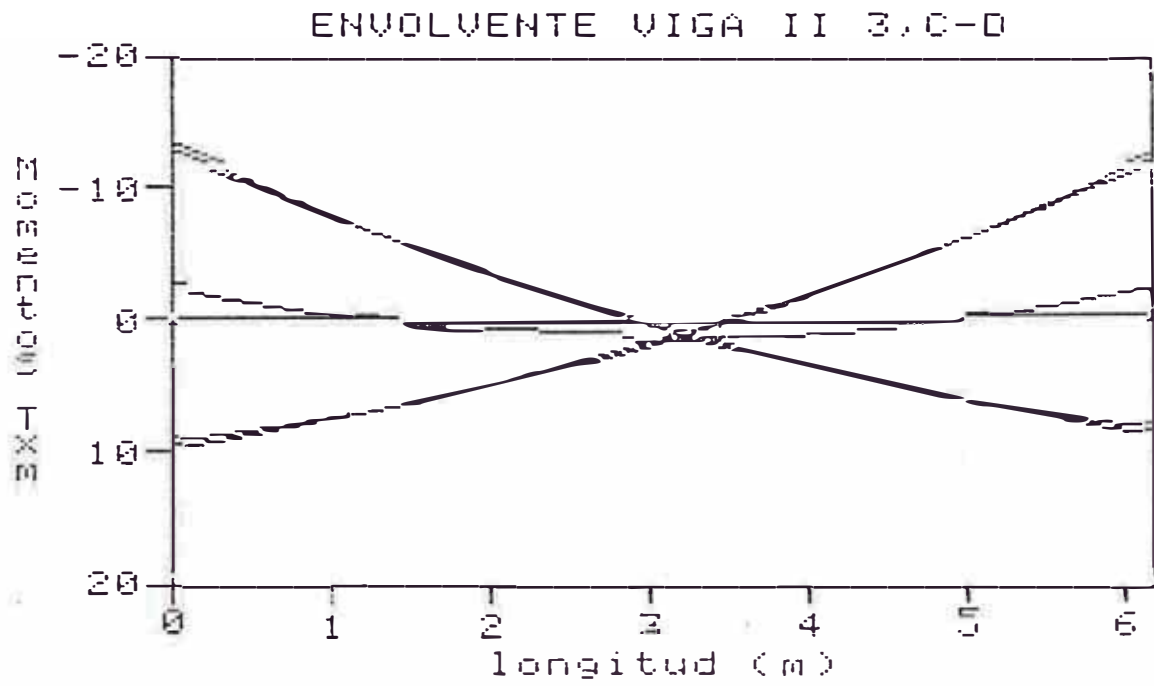


Fig. 6.5 : Envolventes de Momentos Flectores y Fuerzas Cortantes en Viga II 3, C-D

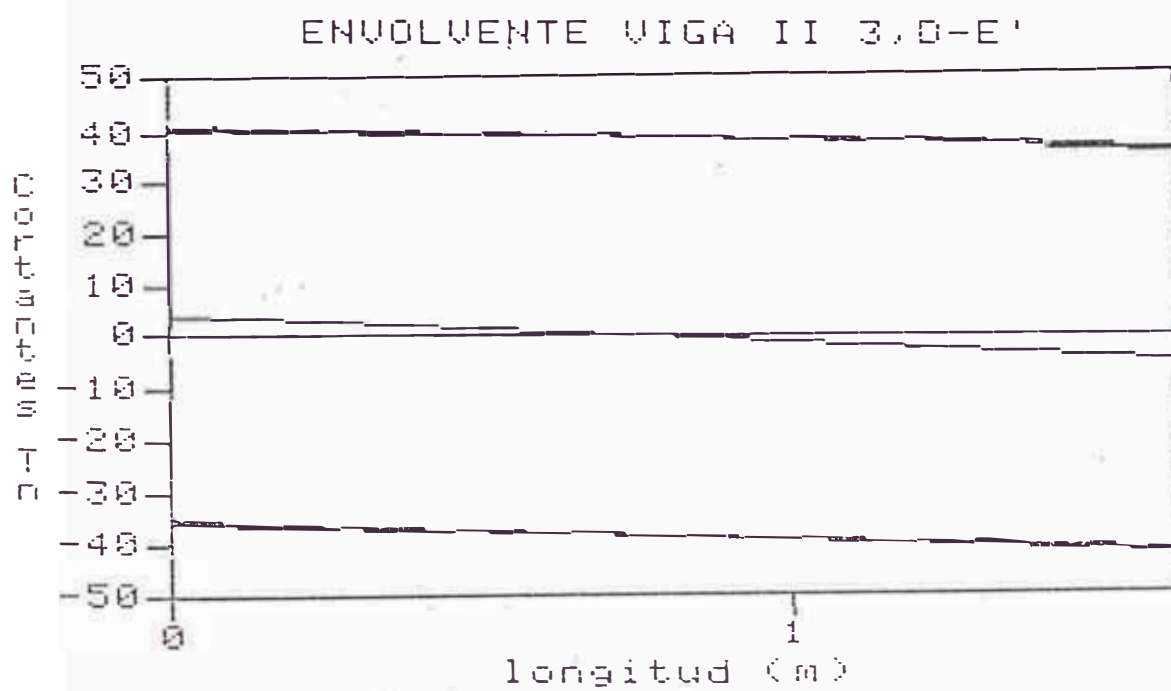
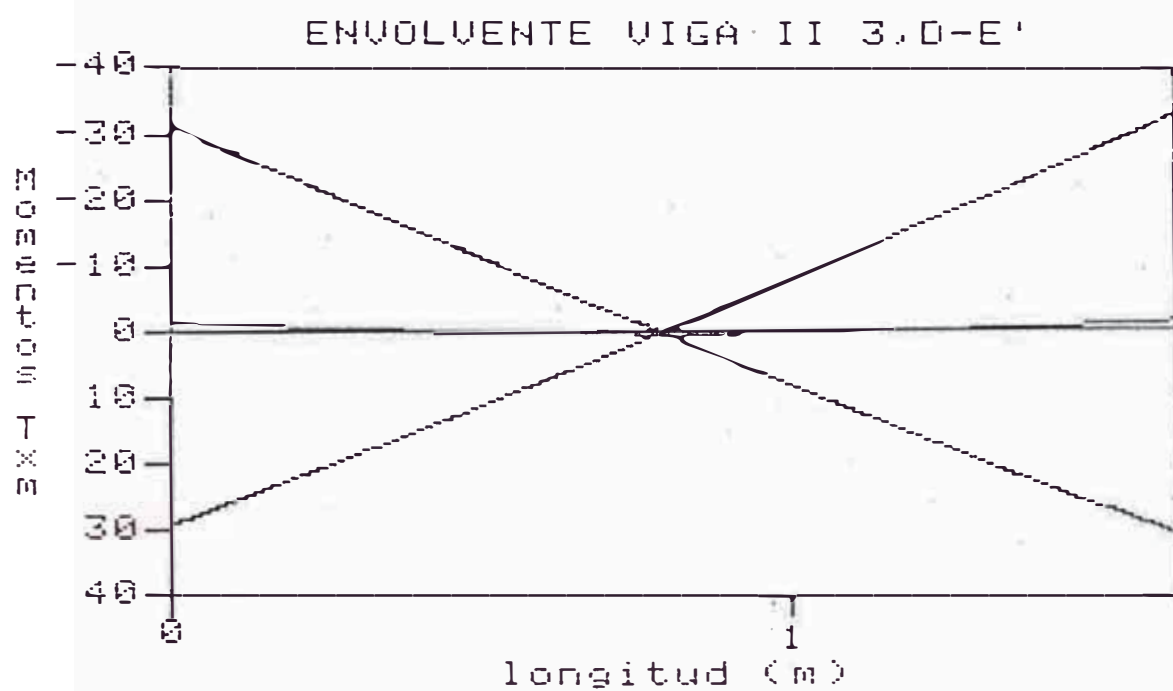


Fig. 6.6 : Envolventes de Momentos Flectores y Fuerzas Cortantes en Viga II 3, D-E'

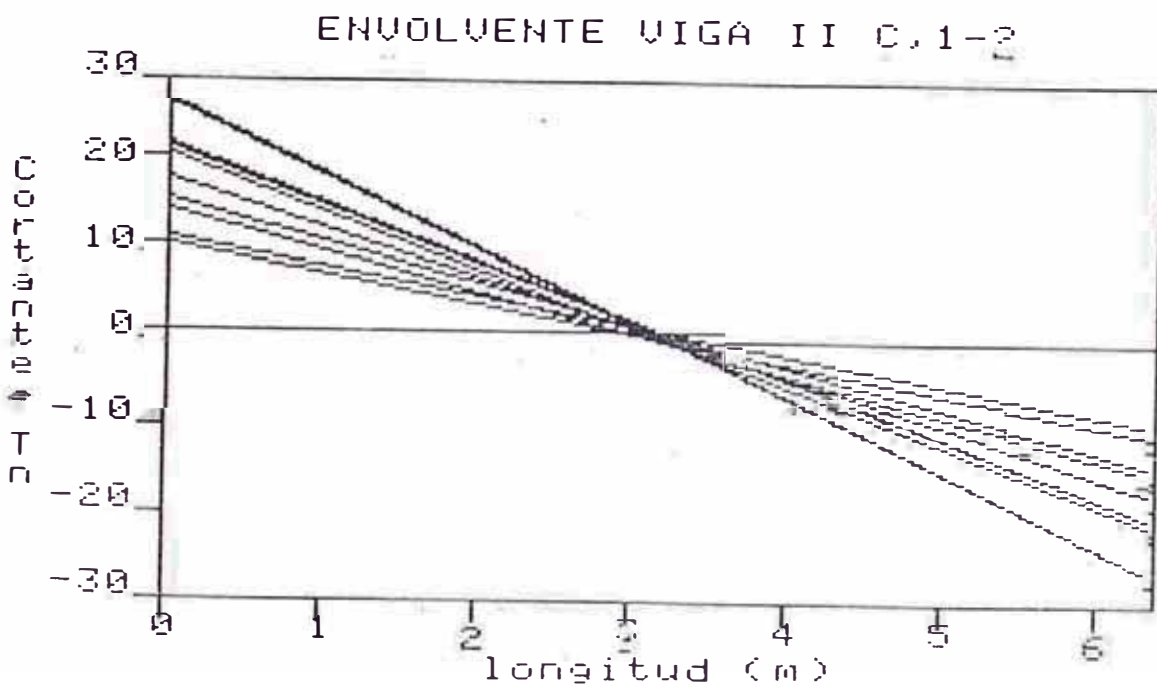
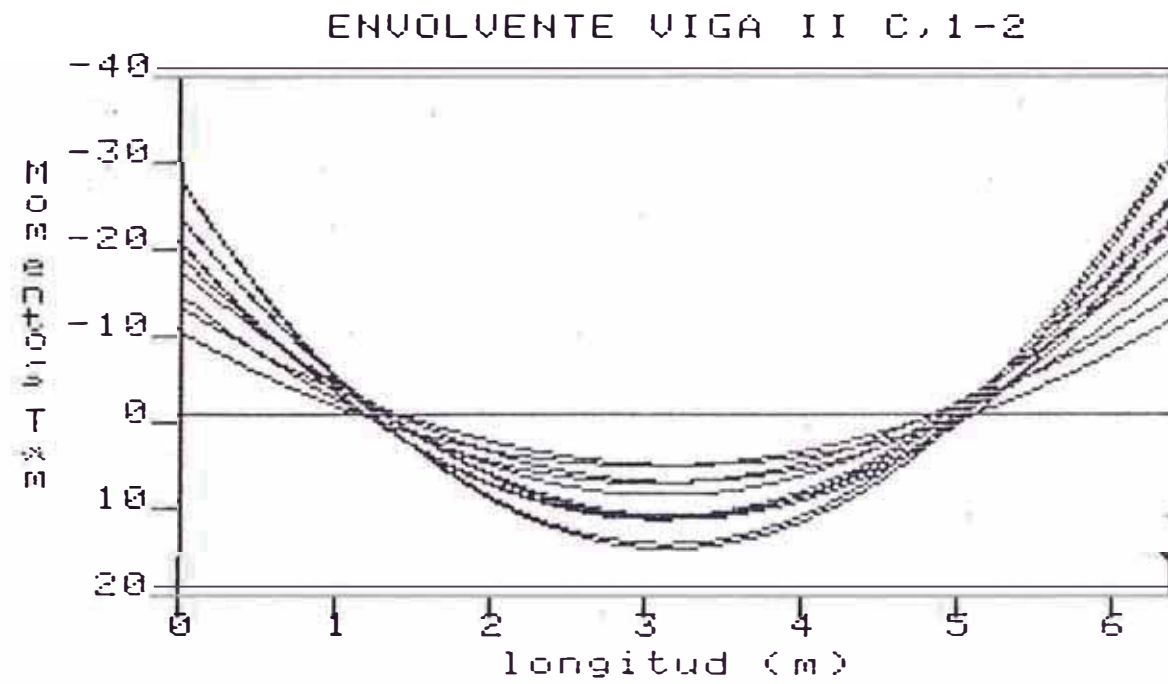


Fig. 6.7 Envoltentes de Momentos Flectores y Fuerzas Cortantes en Viga II C, 1-2

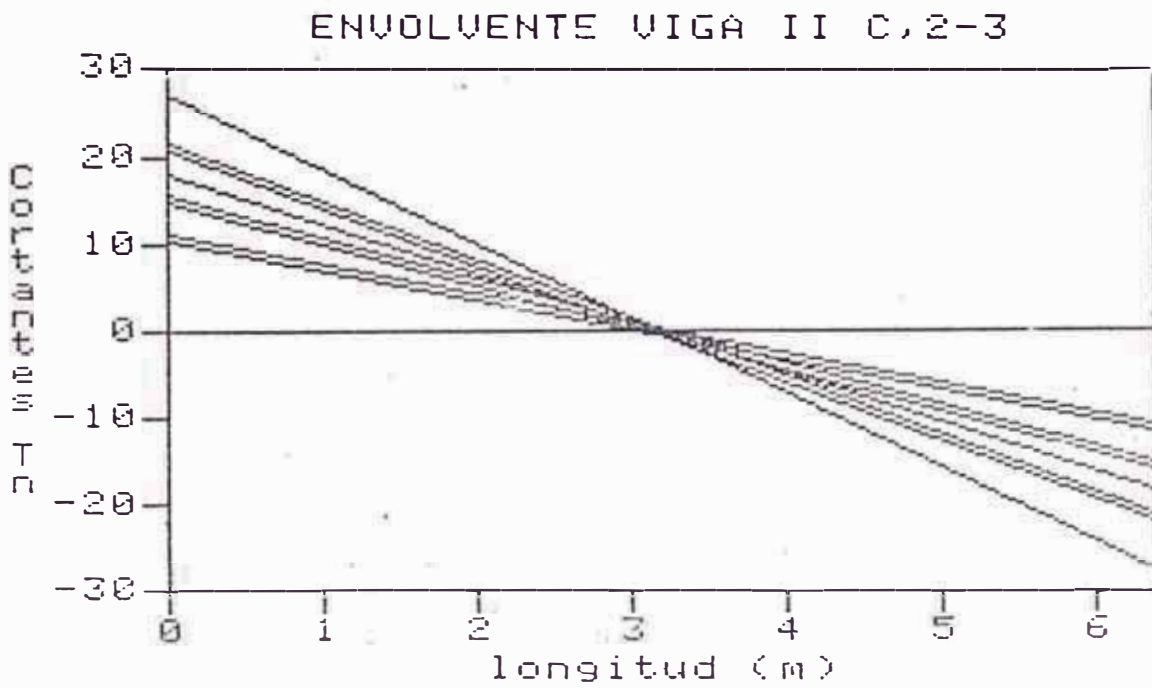
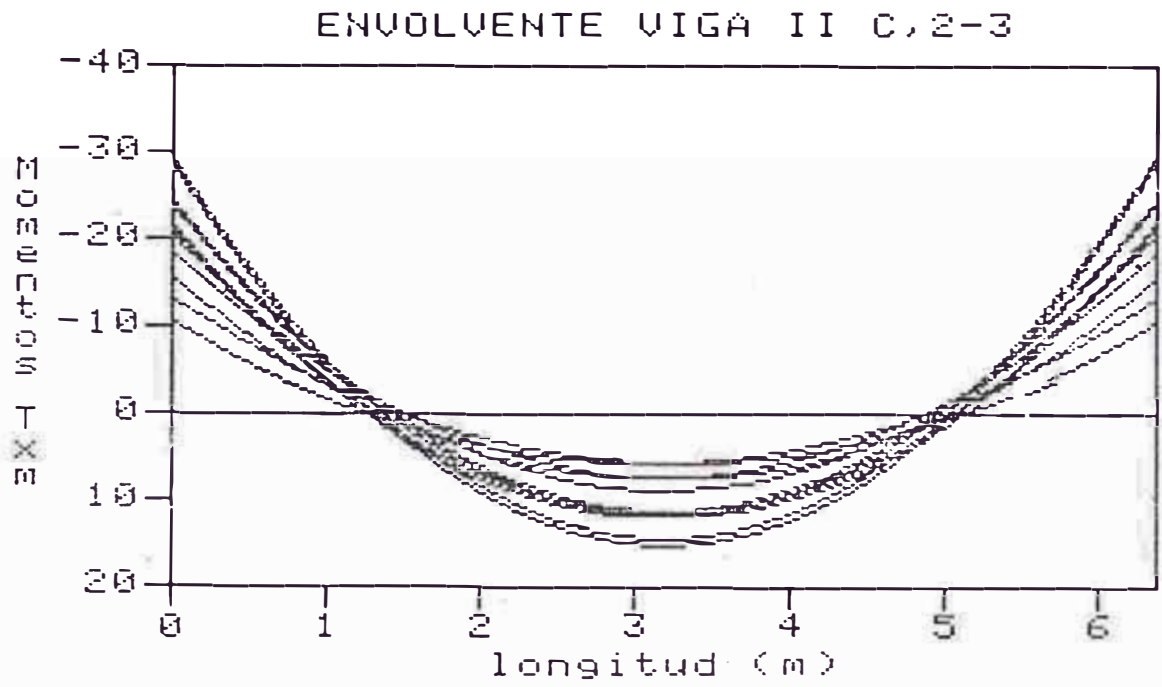


Fig. 6.8 : Envolventes de Momentos Flectores y Fuerzas Cortantes en Viga II C, 2-3

6.5 COMBINACIONES DE CARGA CRITICAS EN COLUMNAS

Para el diseño de columnas, las combinaciones de carga críticas deben seleccionarse buscando aquellas que generen las condiciones siguientes:

- Máxima carga axial,
- Máximo momento flector,
- Máxima relación momento flector/carga axial; esto es, máxima excentricidad.

Si la columna es diseñada en forma satisfactoria para estas tres situaciones, puede darse por descontado que resistirá las posibilidades restantes.

Tal como hemos señalado anteriormente, vamos a obtener las combinaciones de diseño para la columna C-C3 (C-H3) al ser la columna común a los pórticos elegidos para el análisis.

En este caso, a diferencia del cálculo en las vigas, se pudo definir las combinaciones de carga críticas mediante la simple observación de los estados de carga obtenidos en el análisis estructural (D, L1, L2, E).

En la Tabla 6.1 se muestran los dos Estados de Carga de Diseño escogidos y que corresponden a:

a) Estado I

Combinaciones en X: $1.25 (D + E)$

Combinaciones en Y: $1.5 D + 1.8 (L1 + L2)$

(Genera la máxima carga axial a presentarse).

b) Estado II

Combinación en X: $1.25 (D - E)$

Combinación en Y: $1.25 (D + L2 + E)$

(Genera el máximo momento flector y la máxima relación momento/carga axial a presentarse).

Los valores mostrados en la Tabla 6.1 fueron tomados de los resultados obtenidos en los Capítulos 4 y 5 con las variantes siguientes:

- 1Q Los momentos flectores indicados son aquellos que se presentan en la cara de contacto con las vigas.
- 2Q Se incrementó el peso propio de la columna a los valores de la carga axial muerta.
- 3Q Se aplicó el procedimiento alternativo simplificado de reducción de carga viva.

Tabla 6.1 : Estados de Carga Principales en Columna C-C3

ESTADO I							
$U_x = 1.25 (D + E)$ $U_y = 1.5 D + 1.8 (L1 + L2)$							
Nivel	P_u	Sentido X			Sentido Y		
		M_{ui}	M_{us}	V_u	M_{ui}	M_{us}	V_u
8	53.11	- 5.85	6.50	4.93	0.51	-1.02	-0.59
7	112.61	- 6.21	6.49	5.05	0.35	-0.22	-0.23
6	171.45	- 6.79	6.94	5.48	0.42	-0.45	-0.35
5	229.41	- 6.18	6.83	5.19	0.31	-0.36	-0.27
4	286.96	-11.46	12.05	9.36	0.52	-0.56	-0.43
3	343.29	- 9.53	8.68	7.26	0.30	-0.41	-0.30
2	399.54	-12.62	9.20	8.69	0.75	-0.57	-0.53
1	455.80	-17.55	2.48	6.29	0.32	-0.55	-0.27
ESTADO II							
$U_x = 1.25 (D - E)$ $U_y = 1.25 (D + L2 + E)$							
Nivel	P_u	Sentido X			Sentido Y		
		M_{ui}	M_{us}	V_u	M_{ui}	M_{us}	V_u
8	36.09	5.95	- 6.67	-5.03	-2.76	-0.78	0.83
7	78.14	6.28	- 6.55	-5.10	0.99	2.76	0.74
6	119.49	6.88	- 7.03	-5.55	-2.62	-1.02	0.66
5	161.34	6.25	- 6.90	-5.24	0.36	2.88	1.03
4	204.09	11.52	-12.14	-9.41	-3.20	-2.24	0.41
3	247.48	9.58	- 8.73	-7.29	0.32	3.65	1.35
2	292.02	12.66	- 9.24	-8.74	-2.50	-3.55	-0.38
1	338.00	17.58	- 2.52	-6.31	-5.19	4.10	2.96

P_u = Carga axial última (Tn)

M_{ui} = Momento flector último inferior (Tn-m)

M_{us} = Momento flector último superior (Tn-m)

V_u = Cortante último (Tn)

6.6 COMBINACIONES DE CARGA CRITICAS EN PLACAS

Para el diseño de las placas, las combinaciones de carga críticas se determinan siguiendo los mismos criterios que los empleados para el diseño de las columnas.

Tal como se señalara anteriormente, vamos a obtener las combinaciones de diseño para la Placa P-A (P-J) al ser la elegida para su diseño posterior.

En la Tabla 6.2 se muestran los dos Estados de Carga de Diseño críticos y que corresponden a:

a) Estado I

$$U_y = 1.5 D + 1.8 L$$

(Genera la carga axial máxima a presentarse)

b) Estado II

$$U_y = 1.25 (D + E)$$

(Genera el máximo momento flector y la máxima relación momento/carga axial a presentarse)

Los valores mostrados en la Tabla 6.2 fueron tomados directamente de los resultados obtenidos en los Capítulos 3 y 5 con las variantes siguientes:

- 1º Se incrementó el peso propio de la placa a los valores de la carga axial muerta.
- 2º Se aplicó el procedimiento alternativo simplificado de reducción de carga viva.
- 3º No se tomó en cuenta las cargas de sismo provenientes del sentido X por ser muy pequeñas y despreciables.

Tabla 6.2 : Estados de Carga Principales en Placa P-A

$U_{yI} = 1.5 D + 1.8 L$ $U_{yII} = 1.25 (D + E)$						
Nivel	Estado I			Estado II		
	P_u	M_{ui}	V_u	P_u	M_{ui}	V_u
8	144.67	-	-	106.26	210.88	76.38
7	289.30	-	-	206.54	625.50	149.63
6	429.65	-	-	306.81	1209.88	210.88
5	565.69	-	-	407.09	1940.25	263.25
4	700.32	-	-	507.36	2782.88	303.88
3	834.94	-	-	607.64	3720.63	337.88
2	969.56	-	-	707.91	4722.13	360.88
1	1115.18	-	-	817.35	5881.50	369.75

P_u = Carga axial última (Tn)

M_{ui} = Momento flector último inferior (Tn-m)

V_u = Cortante último (Tn)

C A P I T U L O 7

DISEÑO DE LOSAS ALIGERADAS

7.1 Generalidades.

7.2 Diseño de Elementos a Flexión Pura. Método a la Rotura.

7.3 Diseño por Corte en Losas Aligeradas.

7.4 Consideraciones Adicionales para el Diseño.

7.5 Análisis y Diseño de los Aligerados de los Niveles
Típicos.

7.1 GENERALIDADES

En este capítulo vamos a realizar el análisis y diseño de las losas aligeradas que conforman los sistemas de piso del edificio.

Para el análisis estructural de las viguetas vamos a emplear las cargas obtenidas en la sección 3.2.

Debido a lo repetitivo del proceso, sólo vamos a presentar el diseño de las losas aligeradas de los niveles típicos (Nivel 2 al Nivel 7).

A fin de poder mejorar la comprensión del procedimiento empleado para el diseño, estamos incluyendo un breve resumen de la teoría general de diseño por el Método a la Rotura, así como también las especificaciones reglamentarias al respecto.

7.2 DISEÑO DE ELEMENTOS A FLEXION PURA. METODO A LA ROTURA

7.2.1 Vigas Rectangulares Simplemente Reforzadas

El tratamiento de la mecánica general a la rotura de los elementos de concreto armado se basa en las hipótesis fundamentales siguientes:

- a) En una sección cualesquiera, las fuerzas internas están en equilibrio con las fuerzas externas.
- b) En un elemento cualesquiera, las secciones transversales se mantienen planas antes, durante y después del proceso de carga (Hipótesis de Navier).
- c) No existe desplazamiento relativo entre el acero y el concreto. Para esto, es necesario asegurar una perfecta adherencia entre ambos materiales.

- d) El concreto no resiste esfuerzos de tracción una vez producido el agrietamiento. El despreciar la magnitud de estos esfuerzos no influye apreciablemente en la resistencia a calcular.
- e) Los esfuerzos a flexión en cualquier punto siguen la forma dada por el diagrama esfuerzo - deformación del material.
- f) La deformación unitaria máxima utilizable en la fibra extrema a compresión del concreto se asume igual a 0.003.

En estados de carga próximos a la falla y aún dentro del rango de comportamiento elástico, los materiales dejan de comportarse claramente de acuerdo a la Ley de Hooke y las tensiones dejan de ser proporcionales a las deformaciones. Si bien este efecto no es tan marcado en el caso del acero estructural (el cual puede estudiarse con suficiente exactitud como un material elasto-plástico perfecto), lo es definitivamente en el caso del concreto. La distribución de esfuerzos en la zona de compresión de un elemento de concreto armado en un estado cercano a la falla no puede ser estudiado con hipótesis de proporcionalidad y deberá tomarse en cuenta entonces la verdadera forma del diagrama esfuerzo - deformación de esa región.

Sin embargo, en el diagrama de esfuerzos reales lo que nos interesa conocer son solamente dos cosas: 1) la magnitud C de la resultante de las tensiones de compresión del concreto, y 2) la ubicación de esta resultante. Para ello, se han obtenido experimentalmente los parámetros β_1 , β_2 y β_3 donde:

- a) $\beta_1 = 0.85$ para resistencias $f'c$ hasta 280 Kg/cm^2 . Para resistencias mayores de 280 Kg/cm^2 , β_1 decrece en 0.05 por cada 70 Kg/cm^2 adicionales.

b) $\beta_2 = \frac{\beta_1}{2}$

c) $\beta_3 = 0.85$

En la Figura 7.1 se muestra la distribución de esfuerzos y deformaciones cuando la viga está próxima a la falla.

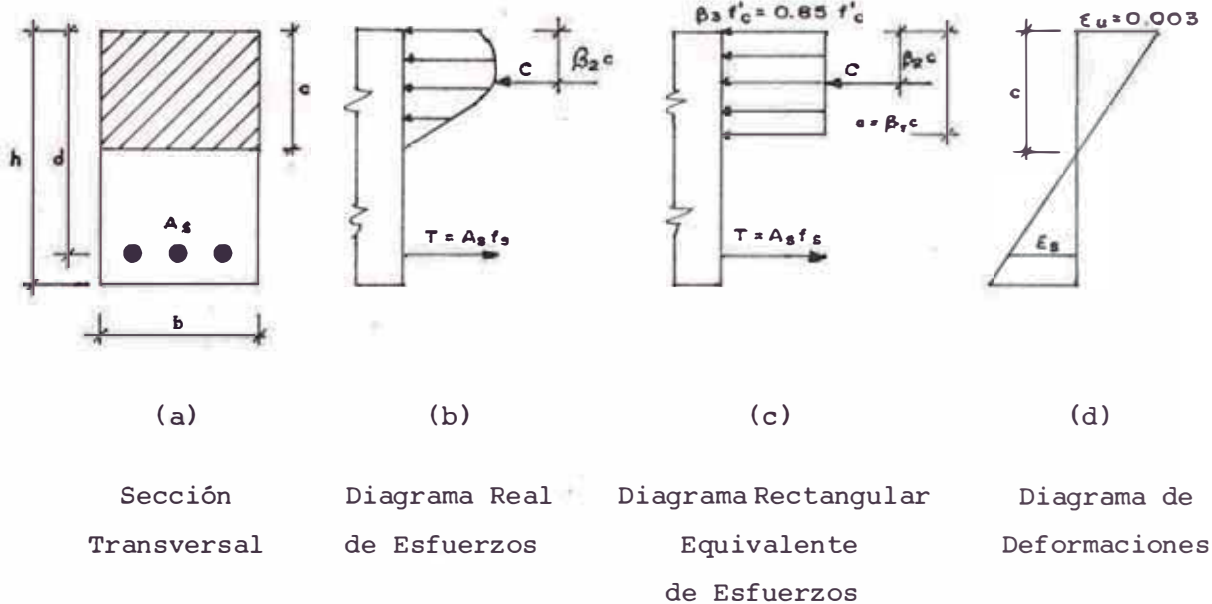


Figura 7.1 : Distribución de esfuerzos y deformaciones de una viga a flexión en estado próximo a la falla

La distribución real de los esfuerzos de compresión en el concreto se puede sustituir por cualquier otro diagrama, siempre y cuando tenga la misma resultante y su misma posición que el diagrama real. El Código ACI recomienda el empleo de un diagrama rectangular equivalente de esfuerzos, tal como el mostrado en la Figura 7.1.

El Código ACI especifica que los diseños se hagan de tal manera que si se presenta la falla, ésta sea por fluencia del acero (falla dúctil). De acuerdo a esta condición tenemos que $f_s = f_y$.

De esta manera, del equilibrio de fuerzas tenemos:

$$C = T$$

$$0.85 f'_c ab = A_s f_y$$

de donde:

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85 f'_c b} \quad (7-1)$$

Conociendo "a" y haciendo equilibrio de momentos podemos evaluar el momento resistente:

$$M_u = \phi A_s f_y \left(d - \frac{a}{2} \right) \quad (7-2)$$

donde ϕ es el "factor de reducción de resistencia" que en el caso de flexión es 0.9.

Se definen además las variables siguientes:

$$\rho = \frac{A_s}{bd} \quad ; \quad w = \rho \frac{f_y}{f'_c}$$

en donde " ρ " viene a ser la "cuantía de refuerzo de tracción".

Reemplazando estos valores en 7-1 tenemos:

$$a = \frac{A_s}{bd} \cdot \frac{f_y}{f'_c} \cdot \frac{d}{0.85} = 1.18 w d \quad (7-3)$$

La expresión 7-2 puede expresarse entonces de la forma siguiente:

$$M_u = \phi A_s f_y \left(d - \frac{1.18 w d}{2} \right)$$

$$M_u = \phi A_s f_y d (1 - 0.59 w)$$

$$K = \frac{M_u}{f'_c b d^2} = \phi w (1 - 0.59 w) \quad (7-4)$$

La expresión anterior nos permite el empleo de tablas a fin de realizar diseños prácticos. En el Anexo de este trabajo se muestra la Tabla A-1 la cual se empleará en forma reiterada para el diseño de la armadura principal en vigas y aligerados.

ESTADO DE FALLA BALANCEADA

El estado de falla balanceada se alcanza cuando se produce simultáneamente la falla por fluencia del acero y por aplastamiento del concreto.

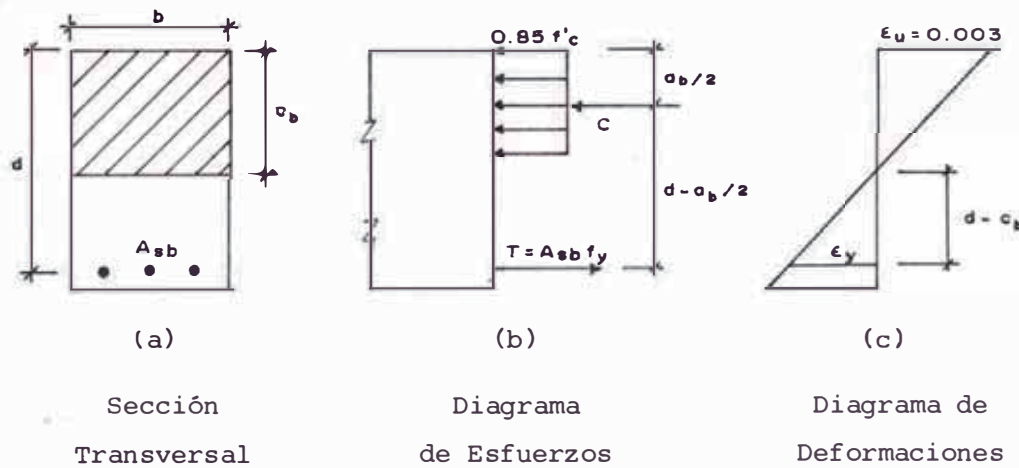


Figura 7.2 : Distribución de esfuerzos y deformaciones de una viga a flexión en estado de falla balanceada.

En la Figura 7.2 del diagrama de deformaciones tenemos:

$$\frac{\epsilon_u}{c_b} = \frac{\epsilon_y}{d - c_b} \quad , \text{ luego : } c_b = \frac{\epsilon_u d}{\epsilon_u + \epsilon_y}$$

reemplazando $\epsilon_u = 0.003$ y $\epsilon_y = f_y/E_s$, sabiendo que $E_s = 2 \times 10^6 \text{ Kg/cm}^2$ (ver ACI 8.5.2):

$$c_b = \frac{6000 d}{6000 + f_y}$$

Del diagrama de esfuerzos, por equilibrio de fuerzas:

$$A_{sb} f_y = 0.85 f'_c a_b b$$

$$\rho_b b d f_y = 0.85 f'_c \beta_1 c_b b$$

$$\rho_b = 0.85 \beta_1 \frac{f'_c}{f_y} \frac{c_b}{d}$$

luego:

$$\rho_b = 0.85 \beta_1 \frac{f'_c}{f_y} \frac{6000}{6000 + f_y} \quad (7-5)$$

Si la cuantía ρ de una viga es menor que la cuantía balanceada ρ_b , el esfuerzo de fluencia en el acero se alcanzará antes que se haya agotado la resistencia a la compresión del concreto; al iniciarse la fluencia del acero se producirán grandes deformaciones, las grietas progresarán hacia arriba y finalmente sobrevendrá el aplastamiento del concreto en la parte superior (falla secundaria) y luego el colapso del elemento. Este tipo de falla se denomina "falla por fluencia del acero" y es del tipo dúctil.

Si la cuantía de la viga es mayor que la cuantía balanceada (viga sobrerreforzada), la falla se inicia por aplastamiento del concreto. Este tipo de falla es violenta (tipo frágil) y se denomina "falla por compresión o aplastamiento".

A fin de evitar las fallas del tipo frágil, el Código ACI especifica que la cuantía del refuerzo en tracción en vigas simplemente reforzadas no exceda del 75% de la cuantía balanceada (ver ACI 10.3.3).

En el caso de miembros sujetos a flexión incluidos en pórticos dúctiles especiales que soportan carga sísmica, el Código ACI recomienda rebajar la cuantía máxima al 50% de la cuantía balanceada (ver ACI A.5.2).

7.2.2 VIGAS RECTANGULARES DOBLEMENTE REFORZADAS

Si una viga está limitada en su sección transversal pueden ocurrir dos cosas: 1) que el concreto no pueda desarrollar por sí mismo la fuerza de compresión requerida para resistir los momentos flectores

actuantes, o 2) que la cuantía del refuerzo en tracción exceda a lo permisible acercándose demasiado o excediendo a la cuantía balanceada. En este caso, se añade acero de refuerzo en la zona de compresión para que éste colabore con el concreto en la absorción de los esfuerzos producidos.

El empleo de vigas doblemente reforzadas ha decrecido notablemente en los últimos años con el empleo extensivo de los métodos de diseño de resistencia última, los cuales consideran toda la resistencia potencial del concreto en la zona de compresión. Sin embargo, existen situciones en la cual el refuerzo en compresión es empleado por otros motivos que el de resistencia. Por un lado, la inclusión del acero en compresión reduce apreciablemente las deflexiones diferidas en una viga por escurrimiento plástico del concreto. Por otro lado, en muchos casos este refuerzo es colocado a manera de refuerzo mínimo de diseño o por motivos constructivos, para soportar estribos.

Si en una viga doblemente reforzada la cuantía de la armadura en tracción ($\rho = A_s/bd$) es igual o menor que $\rho_{max} = 0.75\rho_b$ (en caso de pórticos dúctiles especiales $\rho_{max} = 0.50 \rho_b$), se puede calcular la resistencia de la viga con suficiente aproximación prescindiendo de la armadura en compresión y se analiza como viga simplemente reforzada. Si la cuantía de la armadura en tracción ρ es superior a ρ_{max} se debe recurrir a un análisis más elaborado.

En la Figura 7.3 se puede apreciar una sección transversal de una viga rectangular con armadura de compresión A'_s . Vamos a asumir por el momento que tanto A'_s como A_s alcanzan la fluencia durante el estado de falla. El momento resistente de la sección puede suponerse compuesto de dos partes. La primera, M_1 , se debe al par compuesto de la fuerza en el acero de compresión A'_s y una parte igual de la fuerza que actúa sobre el refuerzo de tracción, tal como se indica en la Figura 7.3 (d):

$$M_1 = \phi A'_s f_y (d - d') \quad (7-6)$$

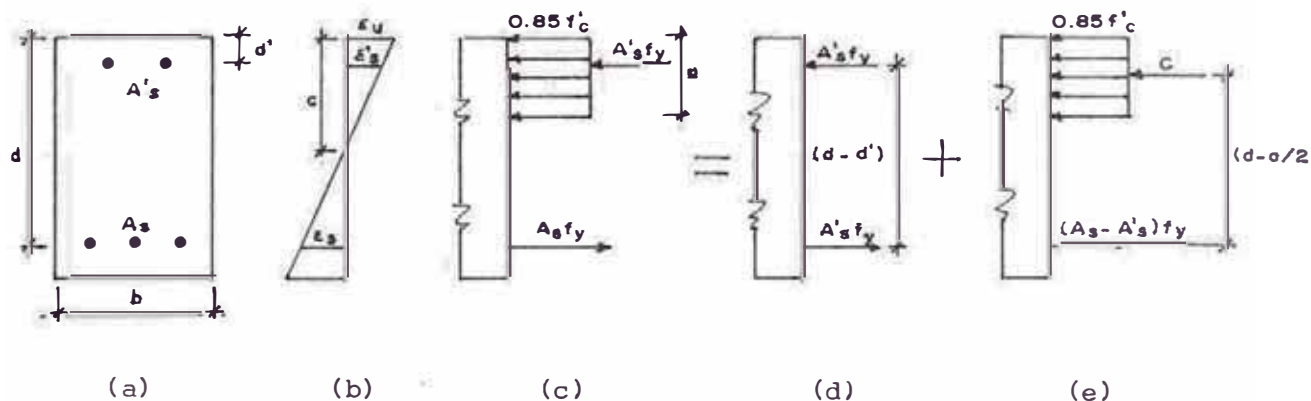


Figura 7.3 : Viga Rectangular Doblemente Reforzada en Estado de Falla con Acero en Compresión en Fluencia.

La segunda parte, M_2 , es la contribución del acero en tracción remanente $(A_s - A'_s)$ en combinación con el concreto en compresión, tal como se muestra en la Figura 7.3(e):

$$M_2 = \phi (A_s - A'_s) f_y \left(d - \frac{a}{2} \right) \tag{7-7}$$

en donde el peralte del diagrama rectangular equivalente de esfuerzos es:

$$a = \frac{(A_s - A'_s) f_y}{0.85 f'_c b} \tag{7-8}$$

El momento resistente total es entonces:

$$M_u = M_2 + M_1$$

$$M_u = \phi \left[(A_s - A'_s) f_y \left(d - \frac{a}{2} \right) + A'_s f_y (d - d') \right] \tag{7-9}$$

En la Figura 7.4 se puede apreciar una sección transversal de una viga, la cual se encuentra en el estado de falla balanceada. En este caso, el acero de compresión puede o no alcanzar la fluencia. Por equilibrio de fuerzas tenemos:

$$A_{sb} f_y = 0.85 f'_c a_b b + A'_s f'_{sb}$$

Definiendo:

$$\bar{\rho}_b = \frac{A_{sb}}{b d} \quad ; \quad \rho' = \frac{A'_s}{b d} \quad (7-10)$$

Reemplazando las expresiones anteriores y acomodando:

$$\bar{\rho}_b = 0.85 \beta_1 \frac{f'_c}{f_y} \frac{c_b}{d} + \rho' \frac{f'_{sb}}{f_y} \quad (7-11)$$

Del diagrama de deformaciones:

$$\frac{\epsilon_u}{c_b} = \frac{\epsilon_y}{d - c_b}$$

$$c_b = \frac{\epsilon_u d}{\epsilon_u + \epsilon_y} = \frac{0.003 d}{0.003 + \frac{f_y}{2 \times 10^6}} = \frac{6000 d}{6000 + f_y}$$

reemplazando c_b en 7-11 obtenemos finalmente:

$$\bar{\rho}_b = 0.85 \beta_1 \frac{f'_c}{f_y} \frac{6000}{6000 + f_y} + \rho' \frac{f'_{sb}}{f_y}$$

$$\bar{\rho}_b = \rho_b + \rho' \frac{f'_{sb}}{f_y} \quad (7-12)$$

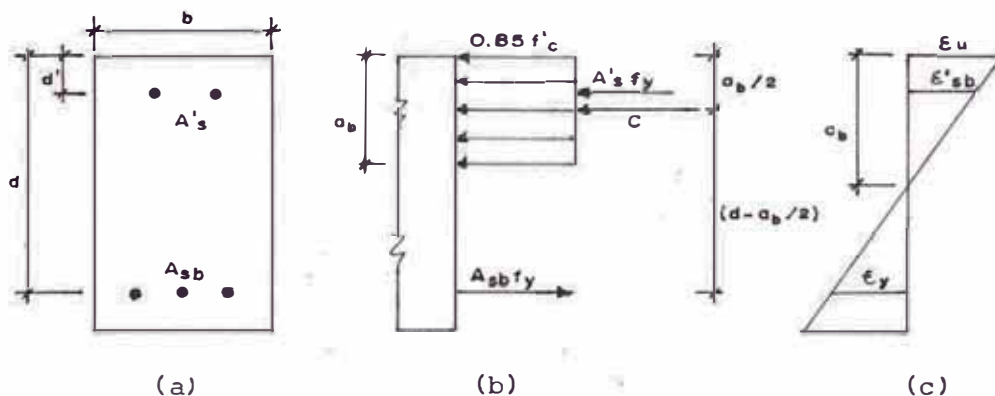


Figura 7.4 : Viga Rectangular Doblemente Reforzada en Estado de Falla Balanceada

Para evaluar f'_{sb} volvemos al diagrama de deformaciones del cual tenemos:

$$\frac{\epsilon_u}{c_b} = \frac{\epsilon_u - \epsilon'_{sb}}{d'}$$

$$\epsilon'_{sb} = \epsilon_u \left(1 - \frac{d'}{c_b}\right)$$

reemplazando c_b y ϵ_u :

$$\epsilon'_{sb} = 0.003 - \left(0.003 + \frac{f_y}{E_s}\right) \frac{d'}{d}$$

sabiendo que $f'_{sb} = E_s \epsilon'_{sb}$ obtenemos finalmente:

$$f'_{sb} = E_s \left[0.003 - \frac{d'}{d} \left(0.003 + \frac{f_y}{E_s}\right) \right] \leq f_y \quad (7-13)$$

Por razones expuestas anteriormente, es importante que si se produce la falla, ésta se origine por la fluencia del acero en tracción antes que por el aplastamiento del concreto. De esta manera, en forma similar que para vigas simplemente reforzadas, el Código ACI recomienda que:

$$\bar{\rho}_{max} = 0.75 \bar{\rho}_b \quad (7-14)$$

o en el caso de diseño de pórticos dúctiles especiales en zonas sísmicas:

$$\bar{\rho}_{max} = 0.5 \bar{\rho}_b \quad (7-15)$$

Sin embargo, debemos recordar que la expresión anterior pretende aplicarse a estructuras localizadas en zonas sísmicas donde haya probabilidad de que ocurran sismos severos y diseñadas con una reducción en las fuerzas sísmicas laterales totales, debido al empleo de sistemas resistentes a carga lateral consistentes en marcos dúctiles especiales con o sin muros de corte especiales. Por lo tanto, esta provisión no es obligatoria si no se empleó factores de reducción de carga para las

fuerzas sísmicas laterales (como es nuestro caso, al haber empleado un factor de ductilidad $R_d = 4.0$).

Sobre este aspecto, las Normas de Diseño Sismo-resistente presentan para el diseño de pórticos dúctiles especiales una disposición más amplia y menos drástica que la indicada por la expresión 7-15. En las N.D.S.R. (sección 2.5.2.1), a fin de reducir las deflexiones y aumentar igualmente la ductilidad, se recomienda que:

$$\rho - \rho' \leq 0.5 \rho_b \quad (7-16)$$

Como en el diseño es preferible obtener elementos cuya falla sea dúctil, estudiaremos ahora la cuantía mínima del acero en tracción requerida para que el acero en compresión llegue a la fluencia. Refiriéndose a la Figura 7.3 y tomando como caso límite $\xi'_s = \xi_y$ podemos obtener:

$$\frac{c}{\xi_u} = \frac{d'}{\xi_u - \xi_y} \quad \text{o} \quad c = \frac{\xi_u d'}{\xi_u - \xi_y} \quad (7-17)$$

Por equilibrio de fuerzas tenemos:

$$A_s f_y = 0.85 f'_c a b + A'_s f_y$$

luego:

$$\rho f_y b d = 0.85 \beta_1 f'_c b c + \rho' f_y b d$$

$$\rho = 0.85 \beta_1 \frac{f'_c}{f_y} \frac{c}{d} + \rho' \quad (7-18)$$

Reemplazando 7-17 en 7-18 obtendremos la cuantía mínima del acero en tracción que asegura la fluencia del acero en compresión durante la falla:

$$\bar{\rho}_{\min} = 0.85 \beta_1 \frac{f'_c}{f_y} \frac{d'}{d} \frac{\xi_u}{\xi_u - \xi_y} + \rho'$$

Como sabemos que $\epsilon_u = 0.003$ y $\epsilon_y = f_y/E_s$ con $E_s = 2 \times 10^6 \text{ Kg/cm}^2$ obtenemos finalmente:

$$\bar{\rho}_{\min} = 0.85 \beta_1 + \frac{f'_c}{f_y} \frac{d'}{d} \frac{6000}{6000 - f_y} + \rho' \quad (7-19)$$

Si $\rho < \bar{\rho}_{\min}$, el acero en compresión no llega a la fluencia. Esta situación, que es común en vigas de poco peralte sometidas a esfuerzos de flexión elevados, requiere ligeras modificaciones en las ecuaciones 7-6 a 7-9. Sin embargo, a manera de procedimiento general para estos casos el esfuerzo del acero en compresión resulta:

$$f'_s = E_s \left(\frac{c - d'}{c} \right) \epsilon_u \quad (7-20)$$

Además, por equilibrio de fuerzas tenemos que:

$$A_s f_y = 0.85 \beta_1 f'_c b c + A'_s f'_s$$

lo que reemplazando f'_s en la expresión anterior tenemos:

$$A_s f_y = 0.85 \beta_1 f'_c b c + A'_s E_s \left(\frac{c - d'}{c} \right) \epsilon_u \quad (7-21)$$

De esta ecuación despejamos la única incógnita c y como $a = \beta_1 c$ hallamos finalmente el momento a la rotura a partir de:

$$M_u = \phi \left[0.85 f'_c a b \left(d - \frac{a}{2} \right) + A'_s f'_s (d - d') \right] \quad (7-22)$$

7.2.3 Vigas de Sección T

Las losas aligeradas de nuestro edificio vienen a ser sistemas de viguetas que al analizarlas independientemente definen una sección transversal en T. El mayor problema en el diseño de las vigas T es quizás la determinación de la posición del eje neutro, el cual depende de los esfuerzos a flexión inducidos, la resistencia de los materiales empleados, y de la cuantía del refuerzo en tracción obtenida.

El eje neutro de una viga T puede caer en el alma o en el ala dependiendo de distintos factores. Esto es importante pues:

a) Si el eje cae en el ala ($c \leq h_f$) la viga T puede analizarse como una viga rectangular de ancho b siguiendo la teoría ya deducida (ver Figura 7.5.a).

b) Si el eje neutro cae en el alma ($c > h_f$) la viga T necesitará un análisis especial (ver Figura 7.5.b).

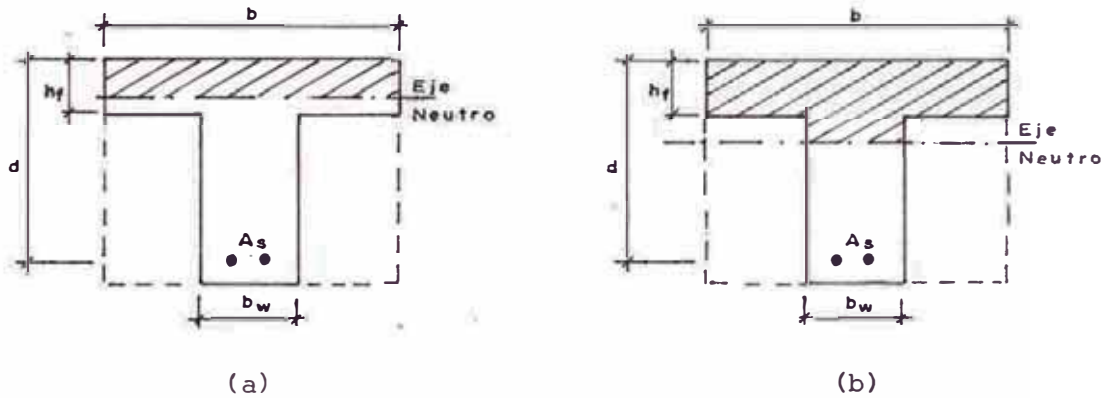


Figura 7.5 : Sección Transversal efectiva en Vigas T

Para encontrar la posición del eje neutro suponemos una viga de sección rectangular de ancho b , entonces tenemos:

$$c = \frac{A_s f_y}{0.85 f'_c \beta_1 b} \quad (7-23)$$

Se asumirá en el desarrollo que sigue que la resistencia de la viga es controlada por la fluencia del acero en tracción con la finalidad de estar de acuerdo con los requerimientos del Código ACI.

En la Figura 7.6 se muestra una viga T típica en estado de falla. En la Figura 7.6.b se considera la acción del esfuerzo de compresión

sobre el ala junto con una porción A_{sf} del acero total A_s , para producir el momento parcial M_1 . En la Figura 7.6.c se muestra la parte restante del acero $A_{s2} = A_s - A_{sf}$, actuante con la parte correspondiente al concreto en compresión del alma, para producir el restante momento resistente M_2 .

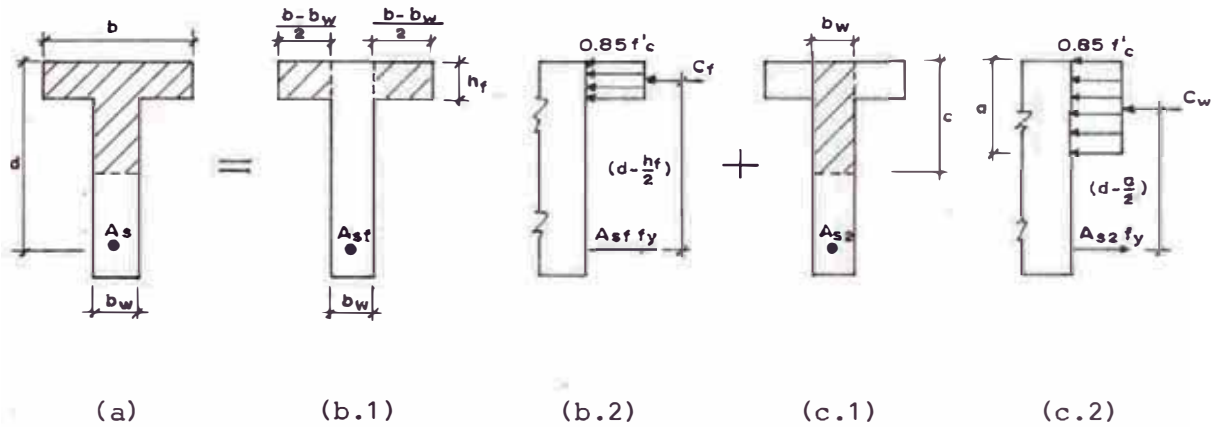


Figura 7.6 : Análisis de vigas T en estado de falla cuando el eje neutro cae en el alma

De la Figura 7.6.b, por equilibrio:

$$C_f = 0.85 f'_c (b - b_w) h_f = A_{sf} f_y$$

luego:

$$A_{sf} = \frac{0.85 f'_c (b - b_w) h_f}{f_y} \quad (7-24)$$

El momento parcial resistente puede evaluarse con:

$$M_1 = \phi A_{sf} f_y \left(d - \frac{h_f}{2} \right) \quad (7-25)$$

En la Figura 7.6.c tenemos:

$$A_{s2} = A_s - A_{sf} \quad (7-26)$$

Por equilibrio tenemos:

$$C_w = 0.85 f'_c a b_w = A_{s2} f_y$$

luego:

$$a = \frac{A_{s2} f_y}{0.85 f'_c b_w} \quad (7-27)$$

El momento resistente faltante se calcula con:

$$M_2 = \phi A_{s2} f_y \left(d - \frac{a}{2} \right) \quad (7-28)$$

El momento resistente total es entonces:

$$M_u = M_1 + M_2 \quad (7-29)$$

Tal como para vigas rectangulares, es deseable asegurar que se produzca la fluencia del acero de refuerzo antes que el aplastamiento del concreto.

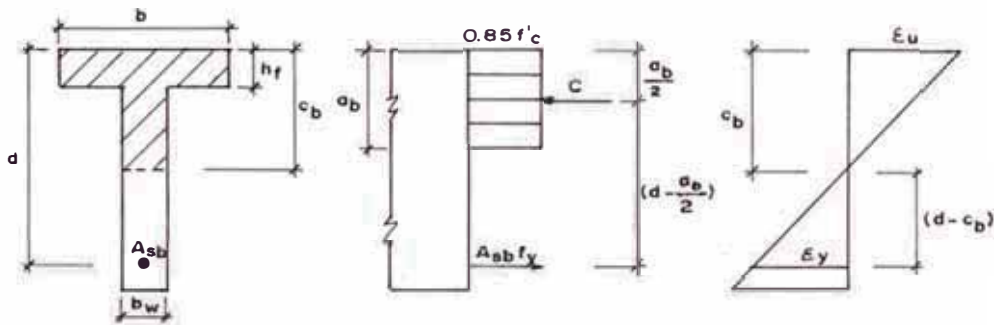


Figura 7.7 : Viga T en estado de falla balanceada

En la Figura 7.7 se puede ver una viga T en estado balanceado. Por equilibrio de fuerzas tenemos que:

$$A_{sb} f_y = 0.85 f'_c \beta_1 c_b b_w + 0.85 f'_c (b - b_w) h_f$$

Lo que con la expresión 7-24 se puede escribir:

$$A_{sb} f_y = 0.85 f'_c \beta_1 c_b b_w + A_{sf} f_y$$

Definiendo $\rho_w = A_s/b_w d$, $\rho_f = A_{sf}/b_w d$ y $\rho_{wb} = A_{sb}/b_w d$, la expresión anterior puede escribirse:

$$\rho_{wb} = 0.85 \frac{f'_c}{f_y} \beta_1 \frac{c_b}{d} + \rho_f$$

De la Figura 7.7.c, por semejanza de triángulos:

$$c_b = \frac{\epsilon_u d}{\epsilon_u + \epsilon_y} = \frac{6000 d}{6000 + f_y}$$

entonces:

$$\rho_{wb} = 0.85 \frac{f'_c}{f_y} \beta_1 \frac{6000}{6000 + f_y} + \rho_f$$

Lo que finalmente se obtiene:

$$\rho_{wb} = \rho_b + \rho_f \quad (7-30)$$

A fin de proveer el margen de seguridad necesario contra la rotura por aplastamiento del concreto en las vigas T, el Código ACI establece que la cuantía del acero empleado no exceda a:

$$\rho_{w, \max} = 0.75 \rho_{wb} = 0.75 (\rho_b + \rho_f) \quad (7-31)$$

7.2.4 Especificaciones Generales para el Diseño a Flexión

En esta sección vamos a referirnos a ciertas especificaciones y recomendaciones del Código ACI que no han sido enunciados aún para el diseño de vigas a flexión.

A.- REFUERZO MINIMO EN MIEMBROS SUJETOS A FLEXION

Con una cantidad muy pequeña de refuerzo en tracción, el momento

resistente calculado como una sección de concreto reforzado es menor, en ciertos casos, que el correspondiente al de una sección de concreto simple calculada a partir de su módulo de rotura. En estas condiciones se produce la falla del elemento de una manera posiblemente bastante repentina. Para evitarlo, el Código ACI especifica una cuantía mínima (ver 10.5.1) de:

$$\rho_{\min} = \frac{14}{f_y} \quad (7-32)$$

Esta expresión es aplicable a todo elemento sujeto a flexión (exceptuando las losas de espesor uniforme), a menos que el área de refuerzo proporcionada sea por lo menos un tercio mayor que la requerida por el análisis. En vigas T y en nervaduras, cuando el eje neutro cae en el alma, la relación se calculará utilizando el ancho de dicha alma b_w .

B.- REFUERZO POR CONTRACCION Y TEMPERATURA

Se requiere proporcionar, en sistemas estructurales de piso con refuerzo a flexión en una sola dirección, un refuerzo perpendicular al refuerzo principal para prevenir el agrietamiento producido por los esfuerzos de contracción y temperatura.

El Código ACI recomienda que para acero corrugado con $f_y = 4200$ Kg/cm², el área de acero por contracción y temperatura sea:

$$A_{st} = 0.0018 b h \quad (7-33)$$

El Reglamento Peruano de Concreto Armado y Ciclópeo especifica que para losas en donde se emplee barras lisas con $f_y = 4200$ se use:

$$A_{st} = 0.0025 b h \quad (7-34)$$

El espaciamiento máximo de este refuerzo debe ser 45 cm, o el espesor de la losa multiplicado por 5, el que sea menor.

7.3 DISEÑO POR CORTE EN LOSAS ALIGERADAS

Además de cumplir con las exigencias de flexión, tanto las losas como las vigas deben poseer una seguridad contra la rotura prematura producida por tracción diagonal en el concreto, resultante de los esfuerzos de corte inducidos.

De acuerdo con los procedimientos del Código ACI, para el diseño de secciones transversales de elementos sujetos a esfuerzos de corte (ver ACI 11.1.1) se debe cumplir que:

$$V_u \leq \phi V_n \quad (7-35)$$

donde V_u es la fuerza cortante afectada por los factores de carga; ϕ es el "factor de reducción de resistencia", que para el caso de diseño por corte es igual a 0.85; y V_n es la resistencia nominal al cortante calculada por:

$$V_n = V_c + V_s \quad (7-36)$$

donde V_c es la resistencia nominal al corte proporcionada por el concreto y V_s es la resistencia nominal al cortante proporcionada por me dio del refuerzo de acero para cortante. En general, para losas nervadas no se hace empleo de refuerzo por cortante, por lo tanto $V_n = V_c$.

Para miembros sujetos únicamente a corte y flexión, el Código (ver 11.3.1.1) indica que la resistencia al corte proporcionada por el concreto puede hallarse según:

$$V_c = 0.53 \sqrt{f'_c} b_w d \quad (7-37)$$

Para cálculos más detallados, V_c puede obtenerse en función de (ver ACI 11.3.2.1):

$$V_c = \left(0.5 \sqrt{f'_c} + 175 \rho_w \frac{V_u d}{M_u} \right) b_w d \quad (7-38)$$

en donde la expresión adimensional $V_u d/M_u$ no debe tomarse mayor que 1.0.

En la práctica, para losas aligeradas se incrementan las expresiones 7-37 y 7-38 en un 10% a fin de tomar en cuenta el aporte a la resistencia al corte que ejercen las alas de las viguetas.

7.4 CONSIDERACIONES ADICIONALES PARA EL DISEÑO

7.4.1 Determinación de Esfuerzos por Coeficientes ACI

Para el cálculo de los esfuerzos en losas se usan los métodos conocidos del análisis estructural. En general, por tratarse a las losas como vigas simplemente apoyadas o continuas, el más apropiado es el Método de Hardy Cross. Sin embargo, si se cumplen ciertas restricciones, se puede emplear el Método de Coeficientes del ACI que permite un cálculo rápido de los momentos flectores y fuerzas cortantes, estando éstos del lado de la seguridad.

Las restricciones que da el Código ACI son:

- a) Debe tratarse de elementos continuos con dos o más tramos con cargas uniformemente repartidas.
- b) Las luces de los tramos adyacentes deben ser aproximadamente iguales, aceptándose una diferencia de hasta máximo un 20%.
- c) La carga viva unitaria no debe exceder en 3 veces la carga muerta unitaria.

En la Figura 7.8 se muestra un esquema en la que se puede apreciar los valores de los momentos flectores a emplear según su posición.

Para el caso de fuerzas cortantes, el Código ACI propone:

- En la cara de apoyo interior de miembros extremos $1.15 \frac{w\ell_n}{2}$
- En el resto de las caras de apoyo $\frac{w\ell_n}{2}$

En las expresiones anteriores tenemos que:

w = carga total afectada por los factores de carga correspondientes por unidad de longitud.

ℓ_n = luz libre para momento positivo o cortante y promedio de luces libres adyacentes para el momento negativo.

7.4.2 Detallado Práctico para el Refuerzo Principal en Losas

En general, para el análisis estructural de losas sólo intervienen cargas verticales uniformemente distribuidas. Este efecto produce que las envolventes de diseño (y por ende la distribución de la armadura) resulten mayormente muy regulares. Debido a esto, en la práctica el refuerzo principal suele colocarse empleando detallados derivados de la experiencia, tales como el mostrado en la Figura 7.9.

7.4.3 Recubrimientos Mínimos

El Código ACI recomienda usar los siguientes recubrimientos mínimos de concreto al acero de refuerzo:

- Zapatas y muros en contacto permanentemente con el terreno 7.5 cm
- Losas y muros no expuestos a la acción del intemperismo ni en contacto con el terreno, con varillas ϕ 1 3/8" ó menores 2.0 cm

- Vigas y columnas no expuestas a la acción del intemperismo 4.0 cm

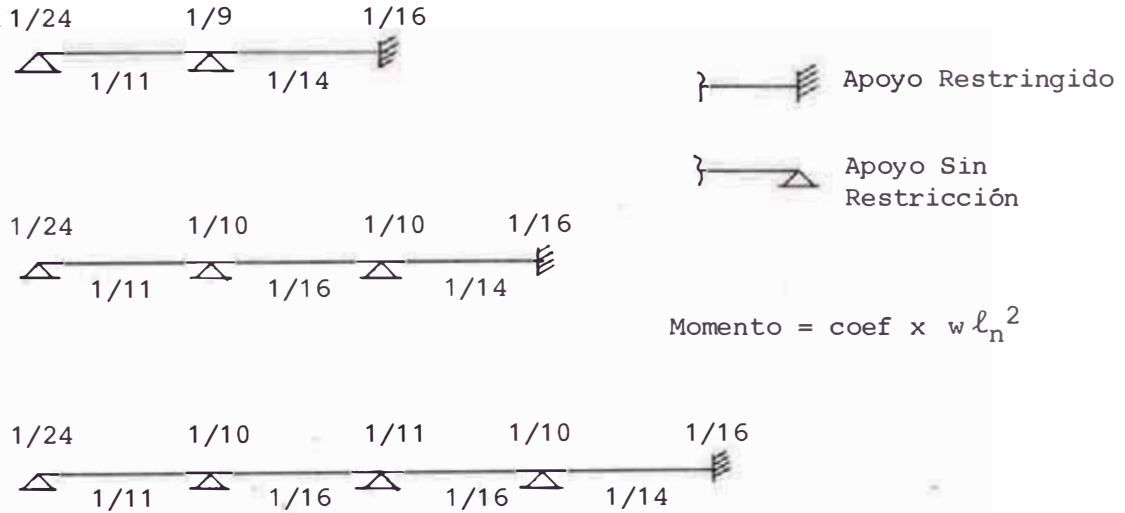


Figura 7.8 : Coeficientes ACI para momentos flectores

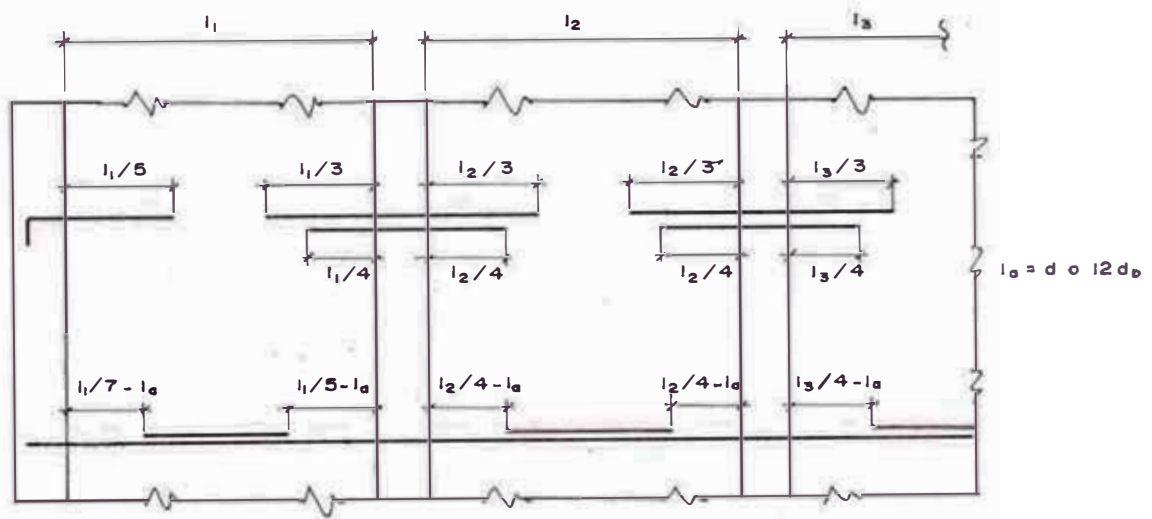


Figura 7.9 Detallado práctico para la armadura principal en losas

7.5 ANÁLISIS Y DISEÑO DE LOS ALIGERADOS DE LOS NIVELES TÍPICOS

7.5.1 Descripción del Elemento a Diseñar

Los aligerados son losas nervadas monolíticas reforzadas en una dirección que presentan una sección transversal típica como la mostrada en la Figura 7.10.

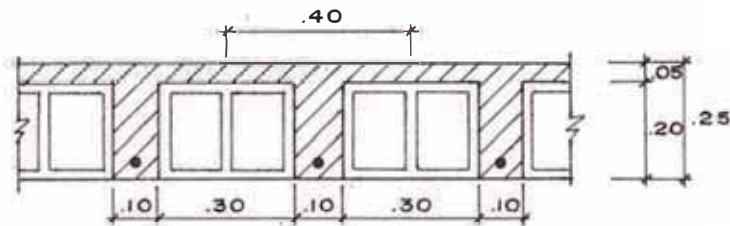


Figura 7.10 : Sección transversal típica de losas aligeradas H = 0.25 m

En el caso más general, las viguetas tienen más de un tramo, por lo tanto, pueden analizarse por cualquiera de los métodos conocidos del Análisis Estructural aplicables a vigas continuas. En este capítulo, solamente vamos a tomar en cuenta el diseño de los aligerados en los niveles típicos dejando de lado el diseño en la azotea debido al carácter repetitivo del proceso.

7.5.2 Características Generales para el Diseño

A. Cargas a Considerar

En la sección 3.2 se dedujo una carga muerta $D = 208 \text{ Kg/ml}$ y una carga viva $L = 100 \text{ Kg/ml}$. Por lo tanto, la carga última de diseño es:

$$w_u = 1.5 \times 208 + 1.8 \times 100 = 492 \text{ Kg/ml de vigueta}$$

B. Sección Efectiva para el Diseño de Viguetas

De acuerdo con la Figura 7.11 puede asumirse inicialmente para to dos los casos que las viguetas se comportan como vigas de sección rectangular. Esta hipótesis sólo falla cuando en secciones sometidas a momento positivo el eje neutro cae en el alma. En el caso en que la hipótesis no se cumpla, el diseño debe hacerse tomando a la sección como una viga T.

Dado que el recubrimiento mínimo es de 2 cm, el peralte efectivo a considerar para el diseño lo obtenemos asumiendo que se emplean varillas longitudinales de ϕ 1/2":

$$d = 25 - 2 - 0.64 \approx 22 \text{ cm}$$

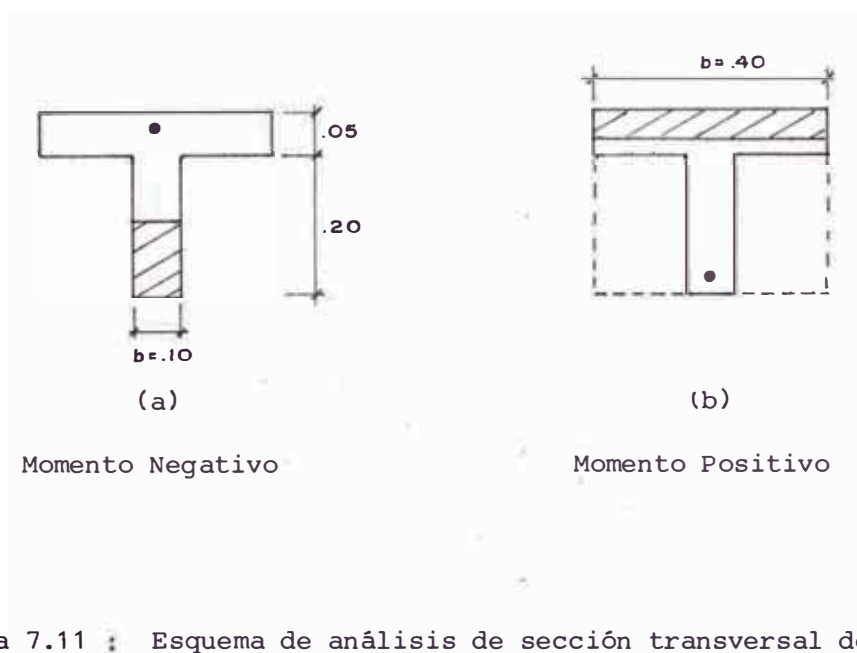


Figura 7.11 : Esquema de análisis de sección transversal de viguetas

C. Límites de Refuerzo Principal

C.1) Refuerzo principal mínimo:

$$\rho_{\min} = \frac{14}{f_y}$$

$$A_s \min = \rho_{\min} b d = \frac{14}{4200} \times 10 \times 22 = 0.73 \text{ cm}^2 \text{ (1 } \emptyset \text{ 3/8")}$$

C.2) Refuerzo principal máximo a fin de evitar falla frágil:

$$\begin{aligned} \rho_b &= 0.85 \beta_1 \frac{f'_c}{f_y} \frac{6000}{6000 + f_y} \\ &= 0.85 \times 0.85 \times \frac{210}{4200} \times \frac{6000}{6000 + 4200} \\ &= 0.0213 \end{aligned}$$

$$\rho_{\max} = 0.75 \rho_b = 0.75 \times 0.0213 = 0.0160$$

$$w_{\max} = \rho_{\max} \frac{f_y}{f'_c} = 0.0160 \times \frac{4200}{210} = 0.320$$

D. Máximo Momento Positivo para el cual puede tomarse la Sección T como Sección Rectangular

Esta situación se produce cuando la zona en compresión ocupa toda la sección del ala, es decir cuando $c = 5$ cm. Entonces tenemos que:

$$a = \beta_1 c = 0.85 \times 5 = 4.25 \text{ cm}$$

Según la expresión 7-1 despejamos:

$$A_s = \frac{0.85 f'_c a b}{f_y} = \frac{0.85 \times 210 \times 4.25 \times 40}{4200} = 7.23 \text{ cm}^2$$

Empleando la expresión 7-2 obtenemos finalmente:

$$\begin{aligned}M_u (+)_{\max} &= \phi A_s f_y \left(d - \frac{a}{2}\right) \\&= 0.9 \times 7.23 \times 4200 \left(22 - \frac{4.25}{2}\right) \\&= 5432 \text{ Kg-m}\end{aligned}$$

E. Cortante Resistente Máximo que toma el concreto

De acuerdo con la sección 7.3, el cortante nominal resistente del concreto para aligerados es:

$$\begin{aligned}V_c &= 1.1 \times 0.53 \sqrt{f'_c} b_w d \\&= 1.1 \times 0.53 \sqrt{210} \times 10 \times 22 \\&= 1859 \text{ Kg}\end{aligned}$$

Al no existir refuerzo por cortante tenemos que:

$$\phi V_n = \phi V_c = 0.85 \times 1859 = 1580 \text{ Kg}$$

F. Refuerzo por contracción y temperatura

Se acostumbra emplear acero liso $\phi 1/4"$ de grado 60:

$$A_{st} = 0.0025 b h = 0.0025 \times 100 \times 5 = 1.25 \text{ cm}^2$$

Esta área representa un espaciamiento de ($A_s = 0.32 \text{ cm}$):

$$s = \frac{0.32}{1.25} \times 100 = 25.6 \text{ cm}$$

Como $s_{\max} = 5 h = 5 \times 5 = 25 \text{ cm} < 45 \text{ cm}$ empleamos finalmente:

$$A_{st} = \phi 1/4" \text{ @ } .25$$

G. Detallado del refuerzo

El detallado empleado para el refuerzo principal de los aligerados es el recomendado en la sección 7.4.2.

En el Tomo 2 se muestran los planos de diseño con todos los elementos considerados en este trabajo.

7.5.3 Análisis y Diseño del Aligerado AT-1

A. Descripción del elemento

Tal como se muestra en la Figura 7.12, las viguetas constan de tres tramos con longitudes similares. Debemos tomar en cuenta que las viguetas van empotradas en uno de sus extremos a la placa perimétrica P-A o P-J, según sea el caso.

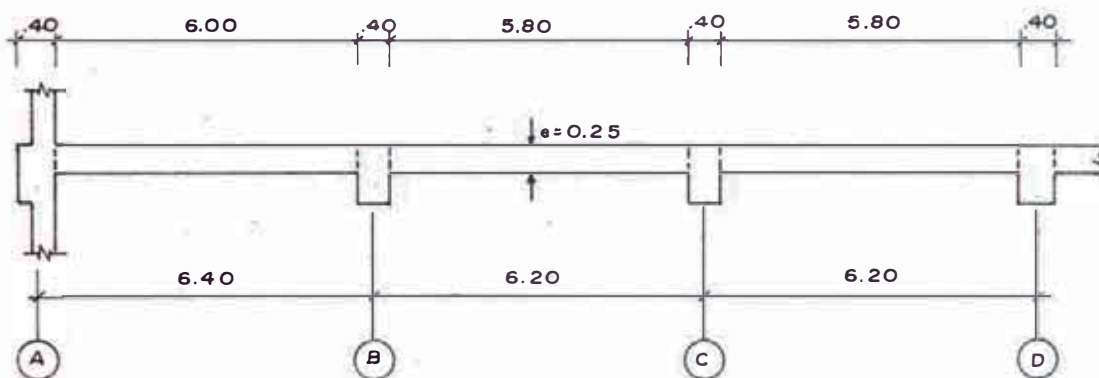


Figura 7.12 : Esquema del Aligerado AT-1

Al tener una relación máxima de luces de tramos adyacentes igual a:

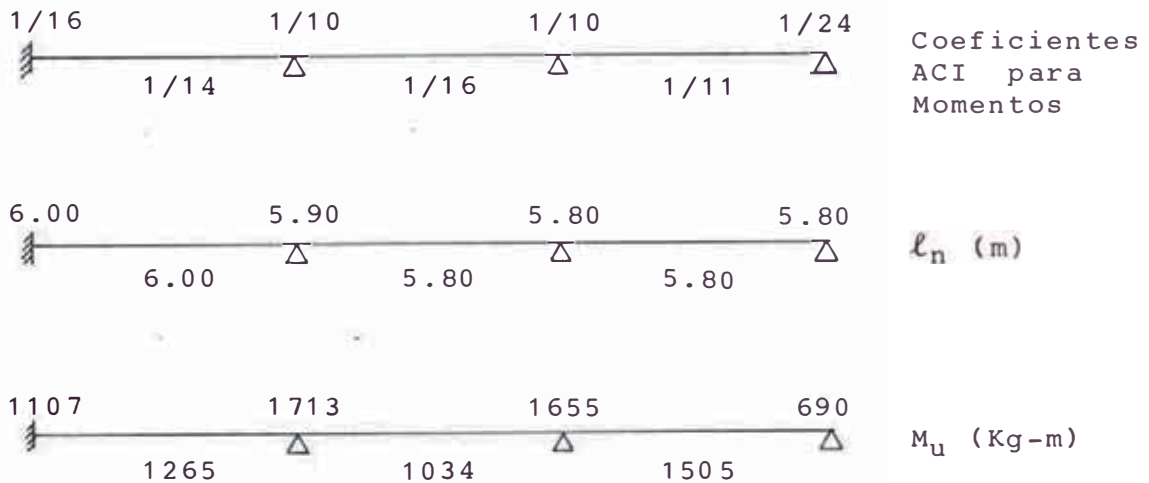
$$\frac{6.40}{6.20} = 1.03 < 1.20$$

y siendo la carga muerta mayor que la carga viva, vamos a hacer empleo de los coeficientes ACI para la obtención de los momentos y fuerzas cortantes de diseño.

B. Obtención de momentos de diseño

$$\text{Momento de diseño} = (\text{coeficiente ACI}) \times w_u \ell_n^2$$

Siendo $w_u = 492 \text{ Kg/ml}$ tenemos que:



Tal como se puede apreciar, no tenemos ningún momento positivo que se acerque a $M_u^{(+)}_{\max} = 5432 \text{ Kg-m}$; por lo tanto, las viguetas del aligerado pueden diseñarse como vigas rectangulares en todos los casos.

C. Diseño de Refuerzo Principal

C.1) Obtenemos K a partir de la expresión 7-4 tal como sigue:

$$K_{(+)} = \frac{M_u}{f'_c b d^2} = \frac{M_u \times 10^2}{210 \times 40 \times 22^2} = \frac{M_u}{40,656}$$

$$K(-) = \frac{M_u}{f'_c b d^2} = \frac{M_u \times 10^2}{210 \times 10 \times 22^2} = \frac{M_u}{10,164}$$



C.2) Entrando a la Tabla A-1 del Anexo con los valores de K obtenemos w:



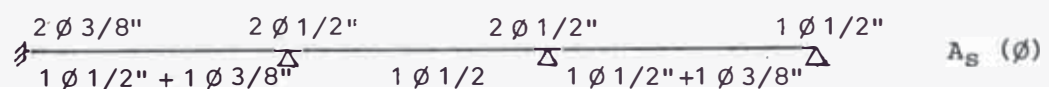
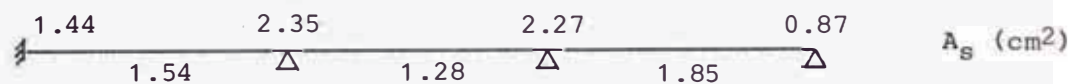
Tal como se puede apreciar, en ningún caso $w > w_{max} = 0.320$

C.3) Cálculo de las áreas de acero:

$$\rho = w \frac{f'_c}{f_y}$$

$$A_{S(+)} = w \frac{f'_c}{f_y} b d = \left(\frac{210}{4200} \times 40 \times 22 \right) w = 44 w$$

$$A_{S(-)} = w \frac{f'_c}{f_y} b d = \left(\frac{210}{4200} \times 10 \times 22 \right) w = 11 w$$



D. Verificación por Cortante

En este caso, basta verificar el apoyo interior del primer tramo por tener mayor cortante. De acuerdo con el Método de Coeficientes ACI, el cortante en la cara de apoyo interior del primer tramo es:

$$V'_u = 1.15 \frac{w_u \ell_n}{2} = 1.15 \frac{492 \times 6.0}{2} = 1697 \text{ Kg}$$

El cortante a la distancia d de la cara de apoyo es:

$$\begin{aligned} V_u &= V'_u - w_u d \\ &= 1697 - 492 \times 0.22 \\ &= 1589 \text{ Kg} \end{aligned}$$

Entonces podemos apreciar que $V_u = 1589 \text{ Kg}$ es aproximadamente igual al cortante resistente $\phi V_n = 1580 \text{ Kg}$. Por lo tanto, no será necesario hacer ensanche de viguetas por esfuerzos de corte.

7.5.4 Análisis y Diseño del Aligerado AT-6

A. Descripción del elemento

Tal como se muestra en la Figura 7.13, las viguetas del aligerado AT-6 constan de tres tramos con longitudes de claros libres todas distintas.

En este caso, la relación de luces de trabajo de tramos adyacentes es de $6.40/4.92^5 = 1.30$, lo que es mayor de 1.20. Por lo tanto, no podemos emplear coeficientes ACI y deben desarrollarse las envolventes para el análisis.

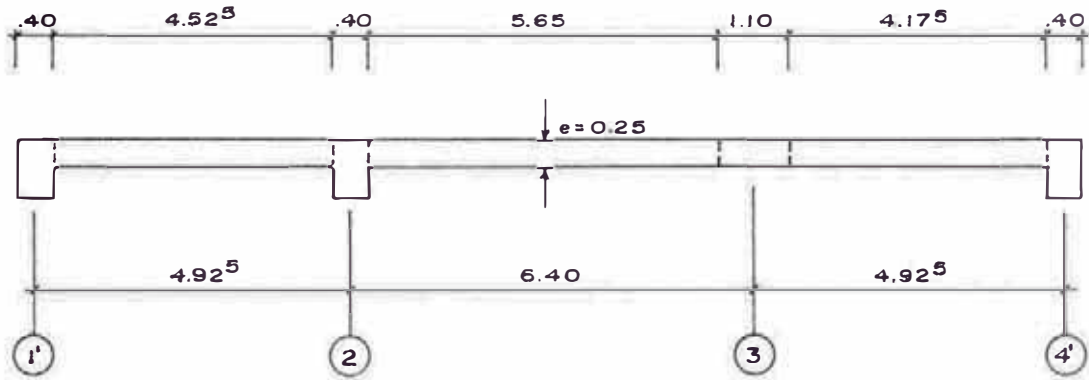


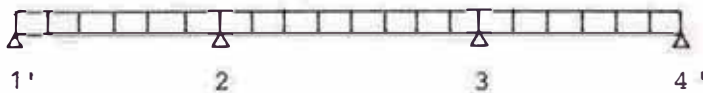
Figura 7.13 : Esquema del Aligerado AT-6

B. Análisis Estructural

Es evidente que dada la simetría de la estructura en relación a sus luces de trabajo sólo será necesario diseñar la mitad de la misma. Sin embargo, el análisis no se puede hacer considerando solamente la mitad de la estructura puesto que existe la posibilidad de que para el cálculo de las envolventes se presenten estados de carga asimétricos.

De acuerdo con las indicaciones señaladas en el Capítulo 6, las hipótesis de cargas previstas para el elemento son las siguientes:

B.1) Carga Muerta D:



$w_D = 208 \text{ Kg/m}$

Tramo	Momento (Kg - m)		Corte (Kg)	
	Izq.	Der.	Izq.	Der.
1' - 2	0	-683	374	-651
2 - 3	-683	-683	666	-666

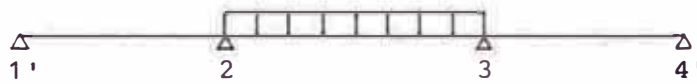
B.2) Carga Viva L1:



$$w_L = 100 \text{ Kg/m}$$

Tramo	Momento (Kg - m)		Corte (Kg)	
	Izq.	Der.	Izq.	Der.
1' - 2	0	-103	225	-267
2 - 3	-103	-103	0	0

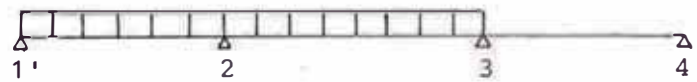
B.3) Carga Viva L2:



$$w_L = 100 \text{ Kg/m}$$

Tramo	Momento (Kg - m)		Corte (Kg)	
	Izq.	Der.	Izq.	Der.
1' - 2	0	-226	-46	-46
2 - 3	-226	-226	320	-320

B.4) Carga Viva L3:



$$w_L = 100 \text{ Kg/m}$$

Tramo	Momento (Kg - m)		Corte (Kg)	
	Izq.	Der.	Izq.	Der.
1' - 2	0	-369	171	-321
2 - 3	-369	-185	349	-291

Las envolventes obtenidas al combinar estos estados de carga se muestran en la Figura 7.14 en la que además se indican los valores de los momentos en las caras de apoyo y los cortantes a una distancia d de la cara de apoyo tal como se requiere para el diseño.

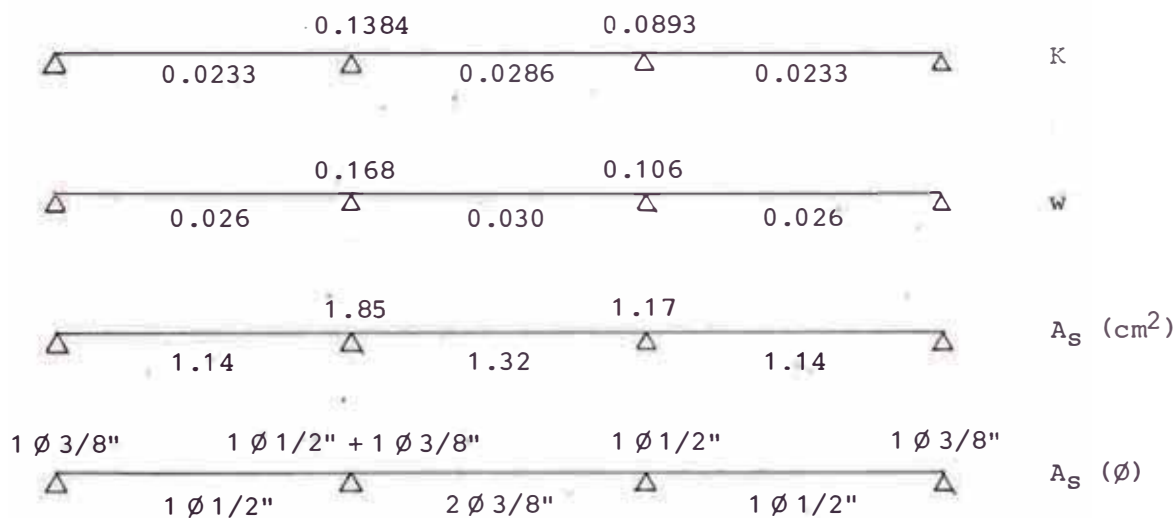
De la envolvente de momentos obtenemos que los valores críticos son:



Asimismo, de la envolvente de fuerzas cortantes obtenemos que el cortante crítico toma un valor igual a 1420 Kg.

C. Diseño de Refuerzo Principal

Siguiendo el mismo procedimiento que el de la sección anterior obtenemos sucesivamente:



D. Verificación por Cortante

Para este caso hemos visto que el cortante crítico es $V_u = 1420$ Kg, el cual es menor que el cortante resistente $\phi V_n = 1580$ Kg. Por lo tanto, no se requiere hacer ensanche de viguetas por esfuerzos de corte.

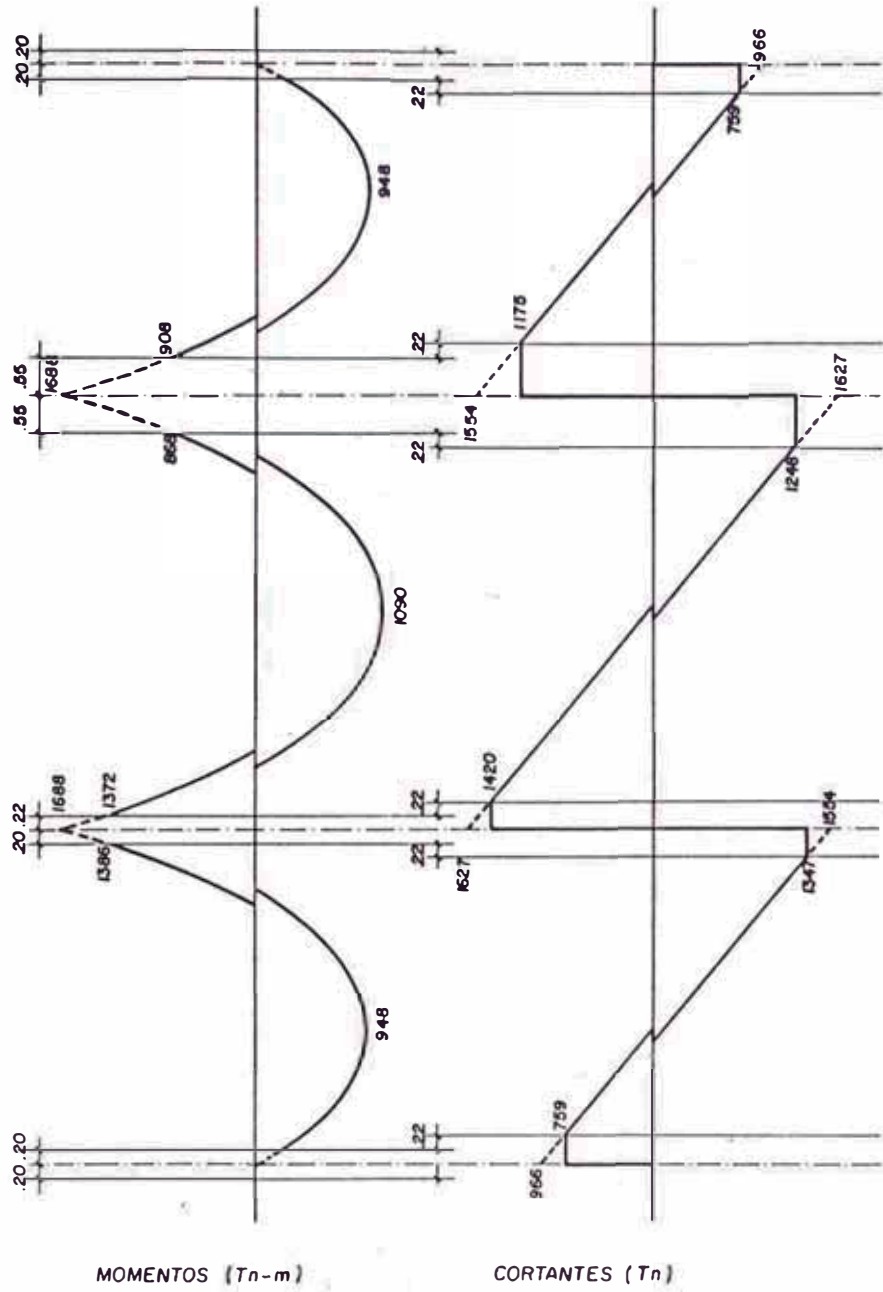


Figura 7.14: Envolventes de Momentos Flectores y Fuerzas Cortantes del Aligerado AT-6

C A P I T U L O 8

DISEÑO DE VIGAS.

- 8.1 Generalidades
- 8.2 Diseño de Refuerzo por Corte en Vigas
- 8.3 Adherencia, Anclaje y Longitud de Desarrollo
- 8.4 Detallado del Refuerzo
- 8.5 Empalmes en el Refuerzo
- 8.6 Recomendaciones Adicionales para el Diseño de Vigas
de Pórticos Dúctiles Especiales
- 8.7 Diseño de Viga del Pórtico C - Segundo Nivel
- 8.8 Diseño de Viga del Pórtico 3 - Segundo Nivel

8.1 GENERALIDADES

En este capítulo vamos a realizar el diseño de la armadura por es fuerzos de flexión y corte de las vigas del proyecto, de acuerdo con las envolventes de diseño obtenidas en el Capítulo 6 de este trabajo.

Tal como lo hemos indicado anteriormente, debido a lo repetitivo del proceso sólo vamos a detallar el diseño de las vigas del segundo nivel del Pórtico C (Viga II C, 1-4) y del Pórtico 3 (Viga II 3, A-E'). Sin embargo, debemos recordar que debido a las condiciones existentes del edificio, el diseño de las vigas del Pórtico C es el mismo que el de las vigas de los Pórticos B, H e I. De la misma manera, por simetría tenemos que el diseño de las vigas del Pórtico 3 entre los ejes A y E' es válido para el mismo pórtico entre los ejes J y F'.

Asimismo, en este capítulo estamos complementando la teoría intro ducida en el capítulo anterior a fin de mejorar la comprensión del pro ceso empleado en el diseño de las vigas.

8.2 DISEÑO DE REFUERZO POR CORTE EN VIGAS

A. INTRODUCCION

Se ha comprobado que en una viga el refuerzo en el alma no comienza a trabajar sino hasta en el momento en que se inicia el agrieta miento por tracción diagonal. Sin embargo, una vez formadas estas grietas, el refuerzo en el alma puede contribuir a la resistencia de la viga en las formas siguientes:

a) Restringiendo el crecimiento de las grietas en longitud y espesor reduciendo así su penetración en la zona de compresión.

b) Absorbiendo parte de la fuerza cortante inducida en la sección co rrespondiente. Para fines de diseño a esta fuerza absorbida por el refuerzo en el alma le llamamos V_s .

c) Confinando lateralmente al concreto de la viga colaborando así en el mantenimiento de la adherencia entre el acero de refuerzo principal y el concreto en las zonas de tracción.

El segundo de los tres puntos mencionados es el que fundamentalmente debe ser cubierto por el refuerzo en el alma y es en base a esta consideración que se deducen las fórmulas requeridas para su diseño.

La armadura para resistir las tensiones de tracción diagonal en una viga puede ser de formas diversas; sin embargo, debido a la costumbre general en nuestros medios constructivos, solamente vamos a tomar en cuenta como único tipo de refuerzo por corte a los estribos cerrados perpendiculares al eje del elemento.

Las Normas de Diseño Sismo-Resistente definen a un estribo cerrado como un "lazo cerrado de una sola pieza de diámetro no menor de 3/8", y cuyos extremos tienen una doblez estándar de 135 grados, con una extensión de por lo menos 10 veces el diámetro de la varilla y que confina el esfuerzo longitudinal".

El estribo cerrado tiene la ventaja (sobre los estribos abiertos) de que colabora enormemente en la resistencia al pandeo del refuerzo principal cuando éste se encuentra en compresión y, además, posee una mayor longitud de desarrollo haciéndolo más efectivo.

B. ESPECIFICACIONES GENERALES

B.1) A continuación presentamos las disposiciones reglamentarias principales especificadas por el Código ACI para el diseño del refuerzo por cortante en vigas.

1. La resistencia f_y del refuerzo por cortante no debe exceder de 4200 Kg/cm² (ver ACI 11.5.2). Esta condición evita la posibilidad de formación de grietas de ancho excesivo.

2. La separación del refuerzo por cortante perpendicular al eje del

miembro está limitado a (ver ACI 11.5.4.1):

$$s_{\max} = \frac{d}{2} \leq 60 \text{ cm} \quad (8-1)$$

3. Cuando $V_s > 1.1 \sqrt{f'_c} b_w d$, la separación máxima descrita debe reducirse a la mitad. En este caso, tenemos que $s_{\max} = d/4$ (ver ACI 11.5.4.3).

4. No es necesario colocar un área mínima de refuerzo por cortante cuando $V_u \leq \frac{\phi V_c}{2}$ (ver ACI 11.5.5.1).

5. En caso $V_u > \phi V_c/2$, se debe colocar un refuerzo por cortante mínima de acuerdo a la expresión siguiente (ver ACI 11.5.5.1 y 11.5.5.3):

$$A_{v\min} = 3.5 \frac{b_w s}{f_y} \quad (8-2)$$

en donde b_w y s están en cm y $A_{v\min}$ en cm^2 .

6. Cuando $V_u > \phi V_c$, el refuerzo por cortante debe proporcionarse de acuerdo con las ecuaciones 7-35 y 7-36, donde la resistencia al cortante V_s debe calcularse de acuerdo con (ver ACI 11.5.6):

$$V_s = \frac{A_v f_y d}{s} \quad (8-3)$$

pero en ningún caso $V_s > 2.1 \sqrt{f'_c} b_w d$.

B.2) A las especificaciones generales ya descritas, las Normas Peruanas de Diseño Sismo-Resistente añade lo siguiente:

"Todas las vigas de pórticos sismo-resistentes serán provistas de refuerzos de confinamiento en la forma de estribos cerrados en una longitud mínima de $1.5d$ o de 50 cm , la que sea mayor. El diámetro mínimo de la varilla del estribo será de $3/8"$ y su espaciamiento máximo será de 10 cm o de $d/6$, el que sea mayor."

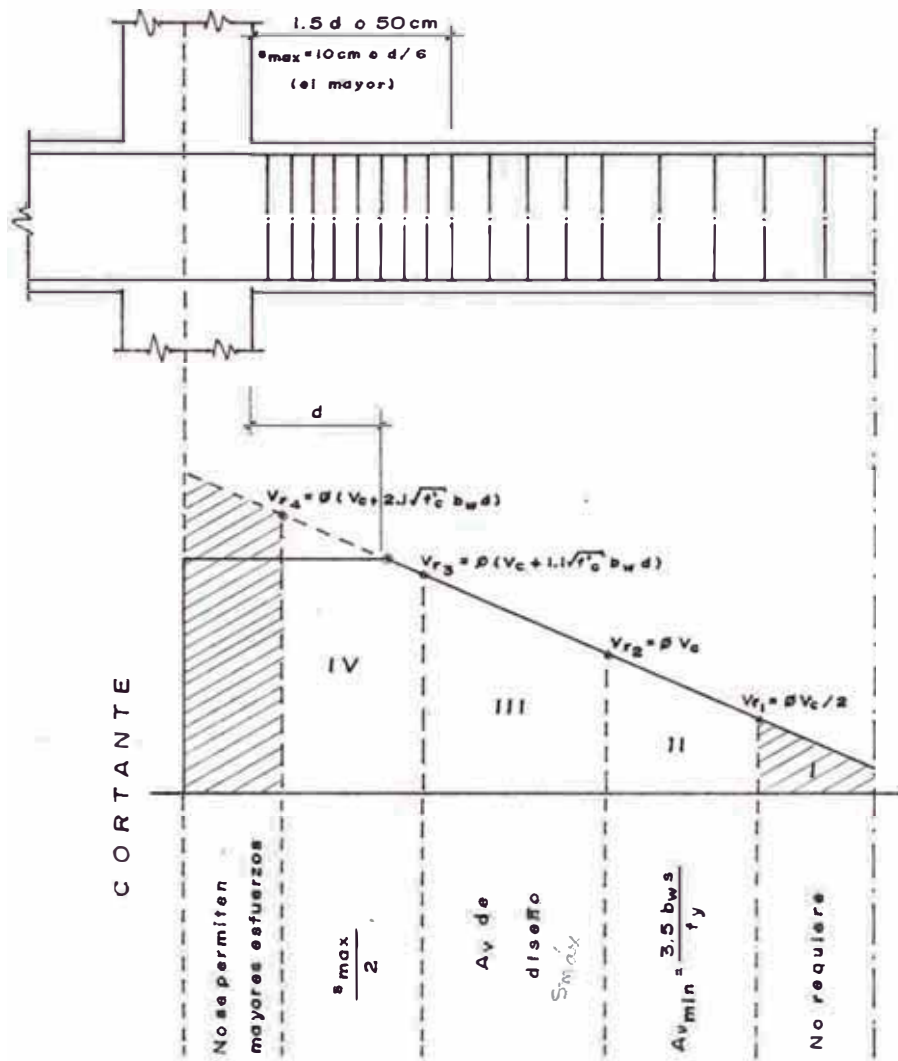


Figura 8.1 : Requisitos de detallado de refuerzo por corte en vigas

8.3 ADHERENCIA, ANCLAJE Y LONGITUD DE DESARROLLO

A. INTRODUCCION

En un elemento de concreto armado es necesario que exista adherencia entre el concreto y las varillas de refuerzo de manera que ambos materiales estén íntimamente ligados entre sí. Si no existiera esta adherencia se estaría violando una de las hipótesis fundamentales consideradas en el tratamiento de la mecánica general del diseño a la rotura y por lo tanto todas las expresiones ya deducidas en este trabajo

dejarían de ser válidas.

La adherencia o resistencia al deslizamiento del refuerzo tiene su origen en los fenómenos siguientes:

- a) Adhesión química entre el acero y el concreto.
- b) Fricción mecánica entre la varilla y el concreto que se desarrolla al tender a deslizarse la primera.
- c) Apoyo directo de las corrugaciones de las varillas contra el concreto que las rodea.

En varillas lisas sólo existen las dos primeras contribuciones. Como su aportación a la resistencia al deslizamiento es mucho menor que la debida al apoyo de las corrugaciones sobre el concreto, la adherencia era con frecuencia un factor crítico en el diseño cuando se usaban varillas lisas. Con el advenimiento de las varillas corrugadas el problema de la adherencia dejó de ser crítico ya que el diseño está regido por flexión o por tracción diagonal en la mayoría de los casos.

Si bien la tensión de adherencia sufre grandes variaciones de acuerdo a su ubicación en zonas agrietadas, los métodos de cálculo normales fijan su atención en proporcionar una longitud de adherencia adecuada más allá del punto en que la barra está sometida a la máxima tensión para que ésta desarrolle su resistencia plena. A esta longitud requerida se le conoce como longitud de desarrollo l_d .

En el caso en que la tensión deseada en una barra no pueda desarrollarse al no completarse la longitud de desarrollo requerida es necesario colocar un anclaje al final de la barra. Estos anclajes en los extremos de las barras se hacen de manera que se formen unos ganchos con características geométricas determinadas denominados ganchos estándar.

B. LONGITUD DE DESARROLLO

B.1) Refuerzo en Tracción

El Código ACI especifica en su sección 12.2 que para varillas corrugadas del # 11 o menores, la longitud de desarrollo ℓ_d en centímetros para refuerzo en tracción viene a ser:

$$\ell_d = 0.06 \frac{A_b f_y}{\sqrt{f'_c}} \geq 0.0057 d_b f_y \quad (8-4)$$

en donde A_b es el área de cada varilla individual en cm^2 y d_b es el diámetro nominal de la barra en cm.

Para varillas del lecho superior (aquellas que tienen un espesor de concreto de 30 cm o más por debajo del refuerzo) el Código considera afectar la expresión anterior por 1.4 a fin de considerar la posible pérdida de adherencia por el ascenso del exceso de agua de la mezcla durante la etapa del fraguado.

En caso el refuerzo instalado exceda de lo requerido por el análisis, la longitud de desarrollo se puede además afectar por la relación $(A_s \text{ requerida}) / (A_s \text{ proporcionada})$.

La longitud de desarrollo ℓ_d para refuerzo principal no debe ser menor de 30 cm, excepto en el cálculo de traslapes.

Bajo estas condiciones preparamos la Tabla 8.1 tomando en cuenta, además que $f'_c = 210 \text{ Kg/cm}^2$ y $f_y = 4200 \text{ Kg/cm}^2$.

Longitud de Desarrollo de Refuerzo en Tracción						
ϕ	A_b (cm ²)	d_b (cm)	ℓ_d (cm)	ℓ_d min (cm)	Lecho Inferior (cm)	Lecho Superior (cm)
3/8"	0.71	0.953	12.3	24.0	30	34
1/2"	1.27	1.270	22.1	32.0	32	45
5/8"	1.98	1.587	34.4	40.0	40	56
3/4"	2.85	1.905	49.6	48.0	50	69
1"	5.07	2.540	88.2	64.0	88	123

Tabla 8.1 : Longitud de desarrollo de varillas en tracción

B.2) Refuerzo en Compresión

En el caso de varillas corrugadas sujetas a compresión, el Código ACI (ver ACI 12.3) especifica que:

$$\ell_d = 0.075 \frac{f_y d_b}{\sqrt{f'_c}} \geq 0.0043 f_y d_b \geq 20 \text{ cm} \quad (8-5)$$

La longitud de desarrollo ℓ_d puede reducirse cuando se proporcione un área mayor que la requerida, afectando su valor por el factor de relación $A_s \text{ req} / A_s \text{ prop}$.

C. ANCLAJE POR GANCHOS ESTANDAR

Cuando el esfuerzo de tracción en una barra de refuerzo no puede ser desarrollado únicamente por adherencia, es necesario proveer anclaje mecánico en el extremo de la barra por medio de ganchos.

El Código ACI, en su sección 7.1, define a los ganchos estándar de la manera siguiente:

- a) Una vuelta semicircular más una extensión de por lo menos 4 diámetros de la barra o 65 mm en el extremo de la barra.
- b) Una vuelta de 90° más una extensión de por lo menos 12 diámetros de la barra en su extremo libre.

En la Figura 8.2 se pueden observar estos anclajes con sus características de diámetros mínimos de doblez.

Puede considerarse que cualquier gancho estándar se puede combinar con una longitud de desarrollo l_d para desarrollar en conjunto el anclaje mecánico necesario (ver ACI 12.7). Para esto, es necesario calcular el esfuerzo de tensión desarrollado por estos ganchos. El Código ACI asume que los ganchos estándar desarrollan un esfuerzo de tensión (ver ACI 12.5.1) de acuerdo con:

$$f_h = \xi \sqrt{f'_c} \quad (8-6)$$

en donde ξ no es mayor que los valores dados en la Tabla 8.2. Entonces, de acuerdo con el Código ACI, la longitud de anclaje equivalente de un gancho estándar puede calcularse con (ver ACI 12.5.2):

$$l_e = 0.06 \frac{A_b f_h}{\sqrt{f'_c}} \geq 0.0057 d_b f_h \quad (8-7)$$

Tabla 8.2 : Valores de ξ (para Varillas Grado 60)

Diámetro de la barra	Barras en el Lecho Superior (*)	Otras Barras
3/8" a 5/8"	140	140
3/4"	120	140
1"	95	140
1 3/8"	95	110

(*) Los valores de ξ , en este caso, ya están afectados por el factor 1.4.

8.4 DETALLADO DEL REFUERZO

En esta sección vamos a presentar las principales especificaciones de diseño a emplear para el detallado de la armadura de las vigas en nuestro trabajo. A fin de mejorar la comprensión, en la Figura 8.3 se muestra una viga típica a la cual se le aplica los principales conceptos a definir a continuación.

A.- CORTE EN BARRAS DE REFUERZO

En las secciones anteriores hemos visto cómo se obtiene la armadura de refuerzo principal en los puntos de momentos críticos en una viga. Debido a las variaciones de los momentos flectores a lo largo de cada tramo de viga, es práctica usual cortar barras de refuerzo cuando ya no son necesarias para absorber tensiones.

Realmente, en ningún caso se debe interrumpir la armadura de tracción en los puntos donde teóricamente ya no se necesitan debido a los dos motivos siguientes:

a) La posible diferencia a existir entre el verdadero diagrama de momen

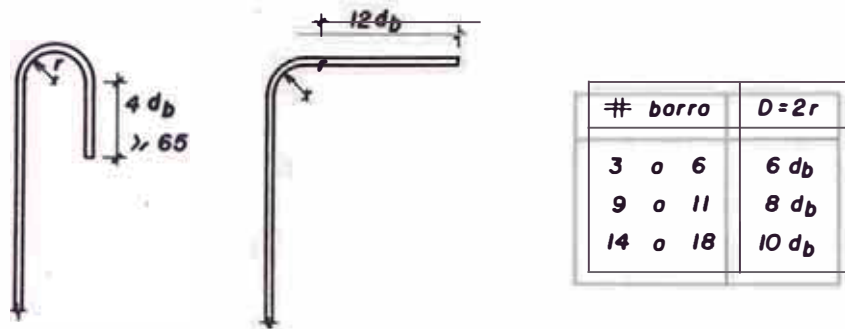


Figura 8.2: Ganchos Estándar para barras del Refuerzo Principal

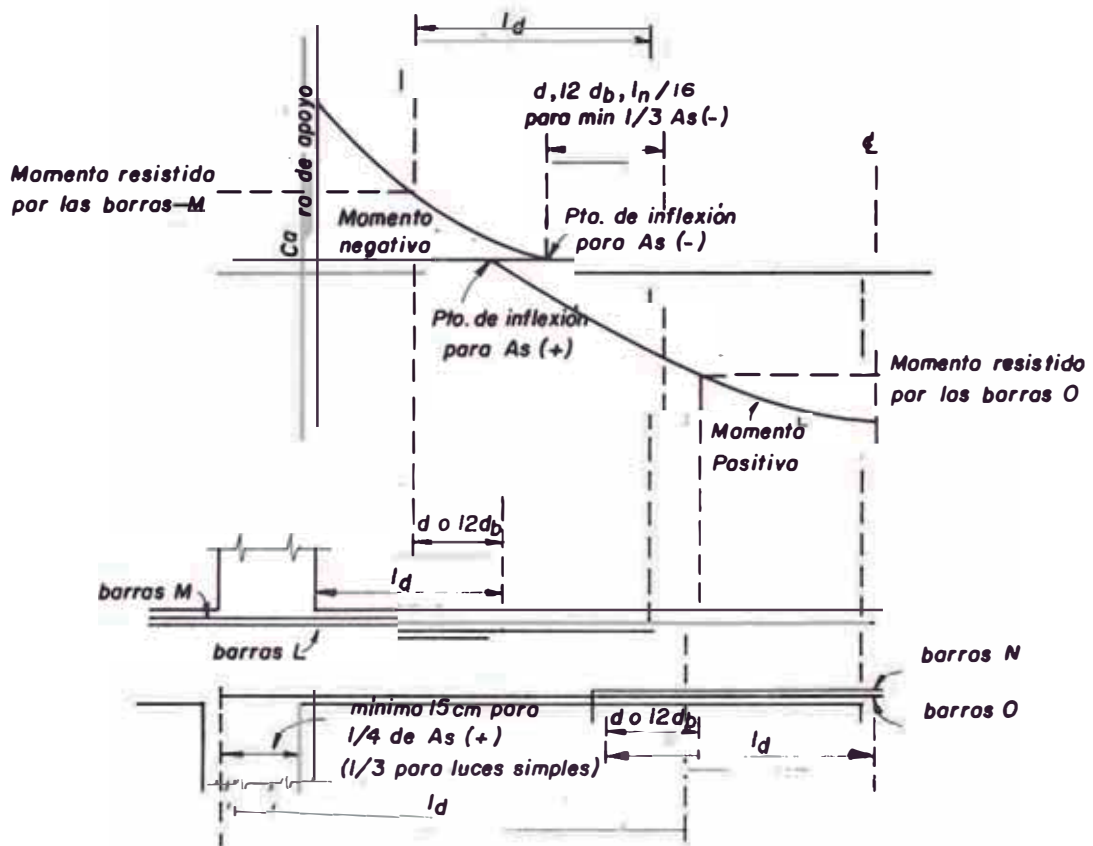


Figura 8.3: Longitud de desarrollo y detalles de corte para acero de refuerzo sujeto a flexión en vigas típicas

tos y el utilizado como base para el diseño.

b) La redistribución de esfuerzos a producirse en la viga al formarse las grietas por tracción diagonal.

En base a esto, el Código ACI especifica lo siguiente:

1. El refuerzo debe extenderse más allá del punto en el que ya no se requiere para resistir flexión una distancia igual al peralte efectivo d o $12 d_b$, la que sea mayor, excepto en los apoyos de un solo claro y en el extremo libre de los voladizos (ver ACI 12.11.3).
2. El refuerzo por flexión no debe terminarse en zonas de tracción, a menos que se satisfaga una de las siguientes condiciones (ver ACI 12.11.5):
 - El cortante en el punto de corte no exceda de las $2/3$ partes de lo permitido.
 - Se proporcione, a cada lado del punto de corte, estribos adicionales en una distancia igual a los $3/4$ del peralte efectivo d . El exceso de área A_v en los estribos adicionales no debe ser menor que $4.2 b_w s / f_y$. La separación s no debe exceder de $d/8 \beta_b$ donde β_b es la relación del área del refuerzo cortado al área total de las barras en tracción en la sección.
 - Se proporcione el doble del área requerida por flexión y el cortante no exceda de $3/4$ partes de lo permitido.

B.- LONGITUD DE DESARROLLO PARA MOMENTO POSITIVO

1. Por lo menos $1/3$ del refuerzo por momento positivo en miembros simplemente apoyados y $1/4$ del refuerzo por momento positivo en miembros continuos debe prolongarse a lo largo del elemento en el apoyo (ver ACI 12.12.1).
2. En los apoyos libres y en los puntos de inflexión, el refuerzo de tracción por momento positivo debe limitarse a un diámetro tal que:

$$\ell_d \leq \frac{M_n}{V_u} + \ell_a \quad (8-8)$$

donde M_n es el momento resistente nominal suponiendo que todo el refuerzo de la sección llegue a la fluencia; y ℓ_a : (a) en el apoyo es la suma de la longitud de anclaje más allá del centro del apoyo y la longitud de anclaje equivalente de cualquier gancho proporcionado y (b) en el punto de inflexión es el mayor de los valores d o $12d_b$. El valor M_n/V_u puede aumentarse un 30% cuando los extremos del refuerzo están confinados por una reacción de compresión (ver ACI 12.12.3).

C.- LONGITUD DE DESARROLLO PARA MOMENTO NEGATIVO

1. Por lo menos 1/3 del refuerzo total por tensión en el apoyo proporcionado para el momento negativo tendrá una longitud de anclaje más allá del punto de inflexión no menor que d , $12d_b$ o 1/16 la longitud del claro (ℓ_n), el que sea mayor.

8.5 EMPALMES EN EL REFUERZO

En nuestro país existen dos maneras de comprar el acero de construcción: la primera, por varillas rectas de 30 pies (9.15 m), y la segunda, por rollos generalmente de 300 Kg.

La ventaja de emplear el acero en rollos es que se puede obtener así la longitud que se desee dentro de los rangos prácticos. Este tipo de acero se emplea bastante para la construcción de reservorios y de más estructuras laminares. Sin embargo, debido a la pérdida de maleabilidad conforme se incrementa el diámetro, el acero en rollos sólo se consigue en el mercado en diámetros de $\emptyset 3/8"$ o menores.

En general, para obras de edificación el acero se compra en varillas rectas a partir de diámetros $\emptyset 3/8"$. Por lo tanto, con frecuencia es necesario empalmar las barras en obra. Además, es común ver reducciones de diámetro tanto en vigas, columnas, como placas requiriendo

se traslapar unas barras con otras.

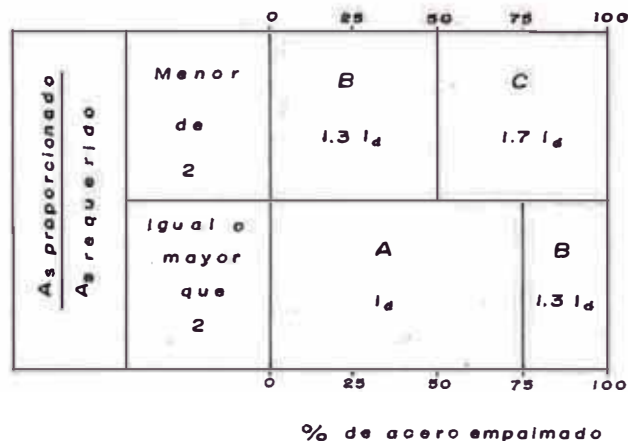
El Código ACI especifica que se puede realizar traslapes en varillas hasta de 1 3/8" (ver ACI 12.15.2.1).

En caso de requerirse el empleo de paquetes de varillas, la longitud de traslape requerida se basa en la obtenida para una barra individual, aumentada en un 20% para paquetes de 3 varillas, y en un 33% para paquetes de 4 varillas. Los traslapes de las varillas individuales dentro de un paquete no deben coincidir en el mismo lugar (ver ACI 12.15.2.2).

A.- EMPALMES EN REFUERZO A TRACCION

El Código ACI, en su sección 12.16, expresa la longitud de empalme para refuerzo a tracción, fuera de las zonas de altos esfuerzos, en función de la longitud de desarrollo en tracción. Para esto, se ha establecido diferentes clasificaciones de empalmes (clases A, B y C) según el tipo de elemento traslapado y la relación del acero proporcionado versus el acero requerido en la sección del empalme.

La longitud de empalme mínima reglamentaria es de 30 cm. Los requerimientos del caso se pueden resumir en la figura siguiente:



B.- EMPALMES EN REFUERZO A COMPRESION

El Código ACI especifica en su sección 12.17 que la longitud de em palme para refuerzo en compresión será la longitud de desarrollo en com presión ℓ_d pero no menor que $0.007 f_y d_b$ para f_y igual o menor que 4200 Kg/cm^2 , ni menor de 30 cm.

Cuando la resistencia a la compresión del concreto f'_c sea menor de 210 Kg/cm^2 , la longitud del traslape debe incrementarse en un tercio.

8.6 RECOMENDACIONES ADICIONALES PARA EL DISEÑO DE VIGAS DE PORTICOS DUCTILES ESPECIALES

La filosofía de disponer recomendaciones especiales para diseño sísmico consiste en minimizar la acción de las fuerzas sísmicas por medio de un sistema estructural dúctil que absorba energía y contenga ele mentos cuya resistencia tienda a desarrollarse a través de la formación de articulaciones plásticas en vez de tener fallas frágiles por flexión, cortante o compresión.

Tanto el Código ACI como las Normas de Diseño Sismo-Resistente plantean una serie de disposiciones para el diseño sísmico de estructuras conformadas por pórticos dúctiles y muros de corte especiales (si los hay). Estas disposiciones son de gran importancia para asegurar la ductilidad del edificio en el caso que la carga sísmica de diseño se ha ya obtenido eligiendo un factor de ductilidad $R_d = 5.0$ correspondiente a edificaciones Tipo E2.

En nuestro caso, la carga sísmica de diseño se obtuvo considerando un factor $R_d = 4.0$, correspondiente a edificaciones tipo E3 (estructuras compuestas de pórticos y/o muros que no satisfacen íntegramente los requisitos especiales de ductilidad); es por ello que las especificacio nes descritas en esta sección serán consideradas como recomendaciones a fin de lograr un diseño de mejor calidad, permitiendo deformaciones la-

terales en la estructura que puedan originar articulaciones plásticas reversibles ante la posible acción de sismos severos.

A continuación se indican las especificaciones de mayor aplicación general, sustraídas básicamente del Apéndice A del Código ACI:

1. La resistencia a la compresión del concreto f'_c no debe ser menor de 210 Kg/cm². Al respecto, las N.D.S.R. indican que la resistencia mínima sea de 175 Kg/cm² (ver N.D.S.R. 2.4.4). En todo caso, nuestro edificio cumple con ambas especificaciones.
2. La resistencia a la fluencia del acero f_y no debe exceder de 4200 Kg/cm².
3. Para miembros sujetos a flexión, la cuantía del refuerzo principal no debe exceder del 50% de la que produce la condición balanceada.
4. El refuerzo superior e inferior no debe ser menor de dos varillas, y tendrá una cuantía mínima de $14/f_y$ en toda la longitud del miembro.
5. El momento resistente positivo de los miembros sujetos a flexión en las conexiones con columnas no debe ser menor que el 50% del momento resistente negativo.
6. Por lo menos 1/3 del refuerzo de tensión proporcionado para momento negativo en un apoyo debe anclarse prolongándolo más allá de la posición extrema del punto de inflexión, pero no menos de $0.25 \ell_n$ desde la cara de apoyo.
7. Por lo menos 1/4 del refuerzo en tracción requerido para momento negativo en cualquier extremo de la viga debe ser continuo en todo el lecho superior de la viga.
8. Debe proporcionarse refuerzo en el alma en toda la longitud de la viga. El diámetro mínimo debe ser $\emptyset 3/8"$, y el espaciamiento máximo, $d/2$.

9. En una zona de longitud $4d$ medida a partir de las caras de apoyo de la viga, la cantidad de refuerzo en el alma no debe ser menor que:

$$A_v = 0.15 A'_s \frac{s}{d} \quad \text{ó} \quad 0.15 A_s \frac{s}{d} \quad (8-9)$$

el que sea mayor, y el espaciamiento no debe exceder de $d/4$. El primer estribo deberá colocarse a una distancia no mayor de 5 cm (ver N.D.S.R. 2.5.29).

10. Deben colocarse estribos cerrados espaciados a no más de $16 d_b$ ó 30 cm cuando se requieran varillas que actúen como refuerzo en compresión.
11. Las longitudes de anclaje, desarrollo o traslape se aumentarán en 25% y tendrán como mínimo 50 cm. Esta especificación está basada en la sección 2.5.6.1.2 de las N.D.S.R., diferenciando de lo indicado por el Código ACI (ver ACI A.5.8).
12. De acuerdo con las N.D.S.R. (sección 2.5.6.2.3) tenemos que para elementos en flexión que llegan a una columna en la que no hay elementos concurrentes en el lado opuesto, los refuerzos superior e inferior deberán anclarse en la columna de acuerdo con lo siguiente (ver Figura 8.4):
- a) La sección crítica para el desarrollo del refuerzo se tomará en la cara del núcleo de refuerzo de la columna. El refuerzo principal no deberá empalmarse en el nudo.
 - b) Las barras deberán terminar en un gancho estándar, lo más lejos posible de la sección crítica. Se considera en este caso que un gancho estándar desarrolla un esfuerzo en tracción último de:

$$f_h = 185 (1 - 0.12 d_b) \phi \sqrt{f'_c} \leq f_y \quad (8-10)$$

El coeficiente ϕ se tomará igual a la unidad excepto en los casos siguientes:

- b.1) El coeficiente $\phi = 1.4$ siempre que:

- La barra no sea mayor que ϕ 1 3/8"
- El recubrimiento de la porción recta del gancho no sea menor que 5 cm, y
- La porción vertical del gancho esté dentro del núcleo con finado.

b.2) El coeficiente $\phi = 1.8$ siempre que el nudo se confine mediante estribos cerrados a un espaciamiento máximo de 3 veces el diámetro de la barra anclada y satisfaga los requerimientos señalados en (b.1).

c) La longitud mínima de la porción inicial recta del anclaje desde la sección crítica hasta el gancho será:

$$l_s = 0.06 A_b (a f_y - f_h) / \phi \sqrt{f'_c} \quad (8-11)$$

pero no menor que $4 d_b$ ó 10 cm, el que fuere mayor. Donde A_b es el área de la barra anclada, $a f_y$ el esfuerzo de la barra anclada en la sección crítica.

En la Figura 8.5 puede apreciarse un esquema en la que se ilustra algunas de las disposiciones planteadas en esta sección.

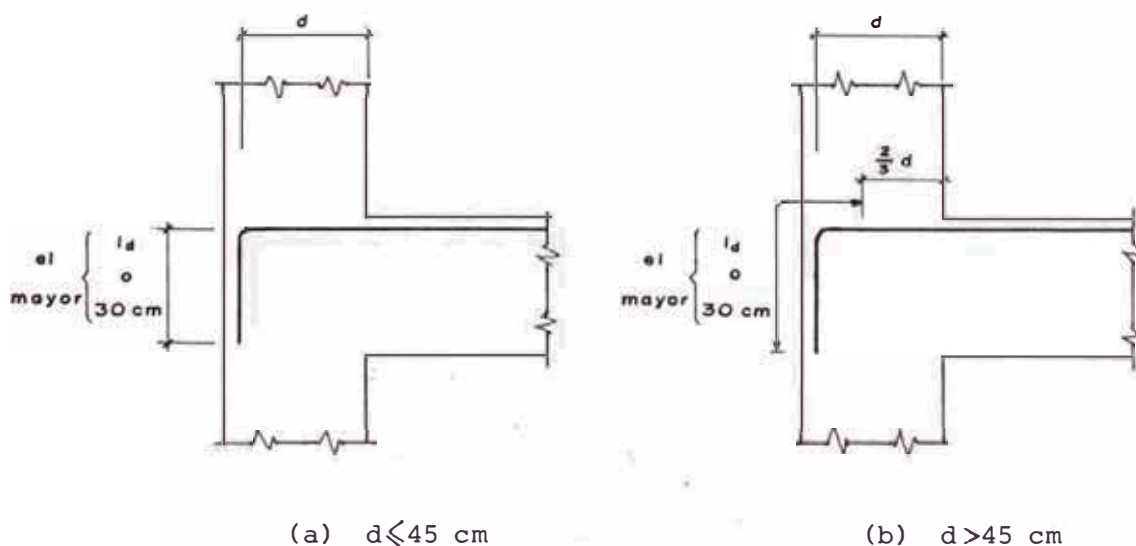


Figura 8.4 : Anclaje de refuerzo en apoyos extremos de vigas

8.7 DISEÑO DE VIGA DEL PORTICO C - SEGUNDO NIVEL

8.7.1 Diseño del Refuerzo Longitudinal

Tal como se describió anteriormente, el elemento a diseñar es una viga rectangular simétrica compuesta de tres tramos iguales de 6.40 m de luz.

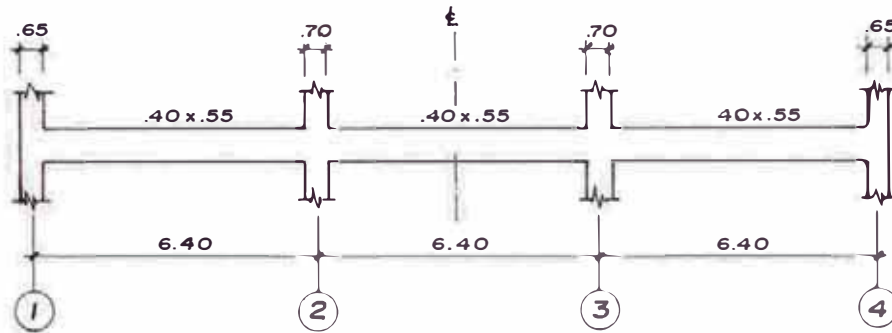


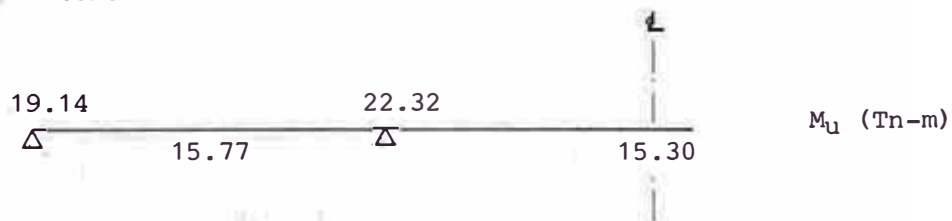
Figura 8.6: Esquema de Viga Pòrtico C - Segundo Nivel

Dado que el recubrimiento mìnimo en vigas es de 4.0 cm y asumiendo emplear varillas longitudinales de $\varnothing 1''$ con estribos de $\varnothing 3/8''$ tenemos que:



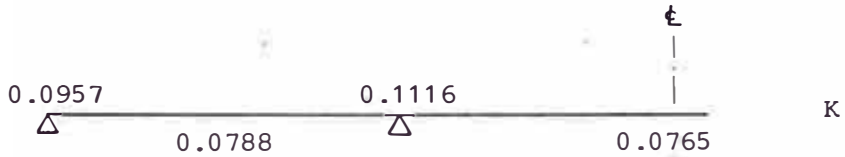
$$d = 55 - 4 - 1.27 - 0.95 \approx 48.8 \text{ cm}$$

La envolvente de momentos flectores fue obtenida en el Capitulo 6 de la cual tenemos:

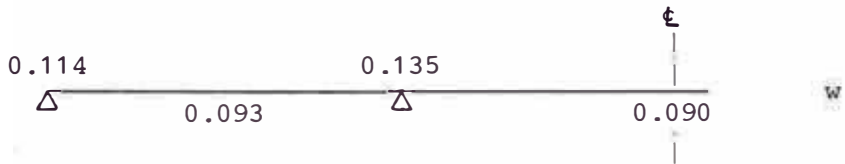


Obtenemos K en cada caso tal como sigue:

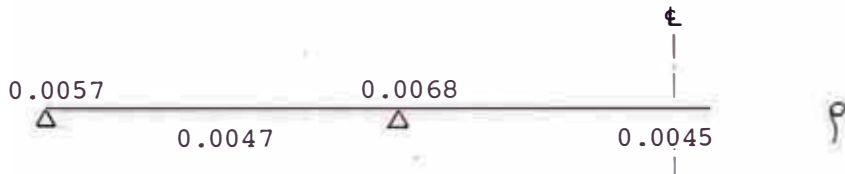
$$K = \frac{M_u}{f'_c b d^2} = \frac{M_u \times 10^5}{210 (40) (48.8)^2} = \frac{M_u}{200.04}$$



Entrando a la Tabla A-1 del Anexo con los valores K obtenemos w:



Luego como $\rho = w \frac{f'_c}{f_y} = w \times \frac{210}{4200} = \frac{w}{20}$:



Ahora verificaremos si las cuantías obtenidas se encuentran dentro de los límites permisibles:

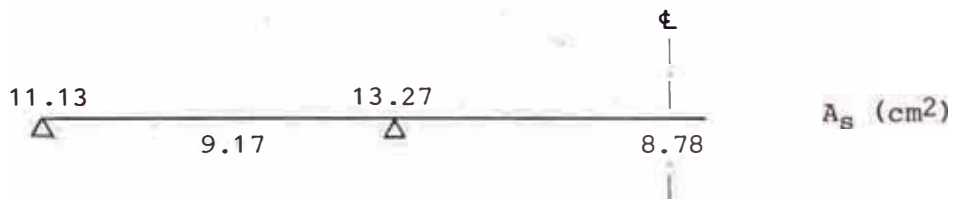
a) Cuantía mínima

$$\rho_{\min} = \frac{14}{f_y} = \frac{14}{4200} = 0.0033$$

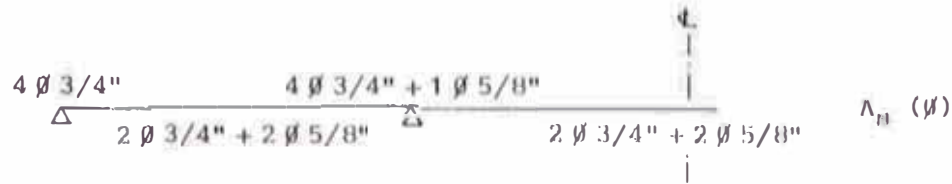
b) Cuantía máxima (viga de pórtico dúctil especial)

$$\rho_{\max} = 0.5 \rho_b = 0.5 \times 0.0213 = 0.0106$$

Podemos comprobar que todas las cuantías se encuentran en el rango permisible. Entonces como $A_s = \rho b d$ tenemos que:



Por último, a fin de darle a la viga un detallado equilibrado, elegimos los diámetros siguientes:



8.7.2 Diseño del Refuerzo por Corte

Los valores de los cortantes últimos de diseño no hallan indicados en la envolvente de fuerzas cortantes obtenidas en el Capítulo 6.

En la envolvente puede observarse que para cada tramo de la viga el diagrama es lo suficientemente antisimétrico como para no diseñar cada extremo independientemente sino más bien como para emplear una distribución simétrica de estribos.

Asimismo, podemos observar que los valores obtenidos en cada tramo son muy similares permitiendo obtener un diseño único para el detallado de los estribos en los tres tramos de la viga.

Empleando estribos verticales de $\phi \text{ 3/8"}$ y $f_y = 4200 \text{ Kg/cm}^2$ tenemos que:

$$A_v = 2 \times 0.71 = 1.42 \text{ cm}^2$$

Luego:

$$V_c = 0.5 \sqrt{f'_c} b_w d = 0.5 \sqrt{210} \times 40 \times 48.8 = 14,144 \text{ Kg}$$

$$V_c = 14.14 \text{ Tn}$$

Obtenemos ahora los cortantes referenciales que delimitan los sectores I al IV del D.F.C. de la Figura 8.1 (recordando que para esto se

so $\phi = 0.85$):

- Sector I hasta $V_{r1} = \frac{\phi V_c}{2} = 6.01 \text{ Tn}$
- Sector II hasta $V_{r2} = \phi V_c = 12.02 \text{ Tn}$
- Sector III: hasta $V_{r3} = \phi (V_c + 1.1 \sqrt{f'_c} b_w d) = 38.47 \text{ Tn}$
- Sector IV : hasta $V_{r4} = \phi (V_c + 2.1 \sqrt{f'_c} b_w d) = 62.51 \text{ Tn}$

a) Tomando en cuenta las recomendaciones para pórticos dúctiles especiales debemos emplear una distancia $1.5 d = 75 \text{ cm}$ CON estribos a una separación máxima del mayor de $d/6 = 8.1 \text{ cm}$ ó 10 cm , ubicando el primer estribo a 5 cm de la cara de apoyo. El refuerzo a emplear sería entonces de $10 \square \phi 3/8''$: $1 @.05$ y $7 @.10$. Debemos verificar entonces el cortante resistido por una sección armada de esa forma. De las expresiones 7.32, 7.33 y 8.3 obtenemos:

$$V_{ur} = \phi (V_c + A_v \frac{f_y}{s} d) = 0.85 \times (14.14 + \frac{1.42 \times 4200 \times 48.8}{10 \times 1000})$$

$$V_{ur} = 36.76 \text{ Tn}$$

Como puede apreciarse, el cortante resistente V_{ur} es mayor que el máximo actuante $V_{ud} = 20.17 \text{ Tn}$ por lo que el análisis queda conforme.

b) Ahora debemos emplear en una distancia $(4d - 1.5d) = 1.20 \text{ m}$ estribos con una separación máxima de:

$$s_{\max} = \frac{A_v d}{0.15 A_s} = \frac{1.42 \times 48.8}{0.15 \times 13.27} = 34.8 \text{ cm}$$

ó

$$s_{\max} = \frac{d}{4} = \frac{48.8}{4} = 12.5 \text{ cm}$$

Considerando el valor más crítico, debemos verificar si es suficiente emplear en la sección $10 \square \phi 3/8'' @.125 \text{ m}$. En este caso el cortante resistente es:

$$V_{ur} = \phi (V_c + A_v \frac{f_y}{s} d) = 0.85 (14.14 + \frac{1.42 \times 4200 \times 48.8}{12.5 \times 1000})$$

$$V_{ur} = 31.81 \text{ Tn}$$

Al obtener un valor más elevado que el mayor cortante actuante en la sección indicada ($V_u = 6.87 \text{ Tn}$) el análisis queda así verificado.

La sección analizada cae en el Sector II donde sólo es necesario colocar el estribado mínimo de acuerdo con:

$$s_{\max} = \frac{A_v f_y}{3.5 b_w} = \frac{1.42 \times 4200}{3.5 \times 40} = 42.6 \text{ cm}$$

$$\text{o } s_{\max} = \frac{d}{2} = \frac{48.8}{2} \approx 25 \text{ cm}$$

Entonces finalmente podemos resumir que para la viga en estudio el estribado obtenido es el siguiente:

$$\square \emptyset 3/8" : 1@.05, 7@.10, 10@.12^5, R@.25$$

8.7.3 Detallado del Refuerzo Longitudinal

a) Cortado de varillas longitudinales

Siendo $\emptyset 3/4"$ el mayor diámetro de las varillas de la viga, tenemos que la longitud adicional a añadir al refuerzo longitudinal, a partir del punto de corte teórico, es el mayor de los valores $d = 48.8 \text{ cm}$ o $12 d_b = 22.9 \text{ cm}$.

Para la obtención de los puntos de corte hacemos la tabla siguiente:

Ubicación	\emptyset	$\emptyset_{\text{continuo}}$	Area \emptyset_{cont} (cm ²)	M'_u (Tn-m)	x' (cm)		x (cm)	
Apoyo 1	4 \emptyset 3/4"	2 \emptyset 3/4"	5.70	10.15	38		90	
Apoyo 2-1	4 \emptyset 3/4" 1 \emptyset 5/8"	2 \emptyset 3/4"	5.70	10.15	50		100	
Apoyo 2-3	4 \emptyset 3/4" 1 \emptyset 5/8"	2 \emptyset 3/4"	5.70	10.15	45		95	
Tramo 1-2	2 \emptyset 3/4" 2 \emptyset 5/8"	2 \emptyset 3/4"	5.70	10.15	187	177	135	125
Tramo 2-3	2 \emptyset 3/4" 2 \emptyset 5/8"	2 \emptyset 3/4"	5.70	10.15	175	175	125	125

donde:

$\emptyset_{\text{continuo}}$: Varillas que se mantienen continuas a lo largo del elemento de acuerdo con especificaciones planteadas.

Area \emptyset_{cont} : Area de acero de varillas continuas.

M'_u : Momento resistente de la sección con un área equivalente al de las varillas continuas.

x' : Distancia de la cara de apoyo al punto terminal teórico. Se obtiene entrando a la envolvente de momentos con M'_u . Se ubica en el diagrama la distancia al centro del apoyo y se le resta la mitad del ancho de la columna en la dirección del análisis. Como podrá verse, en el caso de las varillas de momento positivo se producen dos puntos de corte: uno a la izquierda del tramo y otro a la derecha.

x : Distancia de la cara de apoyo al punto de corte real. En este caso tenemos que:

- En apoyos (acero negativo): $x = x' + d$
- En tramos (acero positivo): $x = x' - d$

En cada caso se ha verificado el requisito de longitud de desarrollo mínima (aún considerando el 25% de incremento señalado en la sección 8.6.11) por lo que el análisis es conforme.

b) Comprobación del Anclaje en Columnas:

Para la comprobación de este requisito basta con verificar el anclaje de las varillas de acero negativo por ser el más crítico. El anclaje se ejecuta por medio de un gancho estándar de 90° aplicado a las varillas de $\varnothing 3/4"$ en los apoyos 1 y 4.

Empleando las expresiones 8-6 y 8-7 y la Tabla 8.2:

$$f_h = \xi \sqrt{f'_c} = 120 \sqrt{210} = 1740 \text{ Kg/cm}^2$$

luego:

$$\begin{aligned} \ell_e &= \frac{0.06 \times 2.85 \times 1740}{\sqrt{210}} \geq 0.0057 \times 1.905 \times 1740 \\ &= 20.5 \geq 18.9 \end{aligned}$$

$$\ell_e = 20.5 \text{ cm}$$

Siendo $\ell_d = 69 \text{ cm}$ ^{ver tabla 8.1} entonces la porción inicial recta del anclaje desde la cara de apoyo hasta el gancho deberá ser como mínimo:

$$\ell_d - \ell_e = 69 - 20.5 = 50 \text{ cm}$$

Debemos verificar ahora si esta porción inicial del anclaje desde la cara de apoyo hasta el gancho es suficiente. Asumiendo que la columna de apoyo está armada con varillas longitudinales de $\varnothing 1"$ con estribos de $\varnothing 3/8"$, el espacio libre para que se desarrolle el anclaje es:

$$\ell_a = t - \text{rec} - 1 \varnothing 1" - 1 \varnothing 3/8"$$

$$\ell_a = 65 - 4 - 2.54 - 0.95 = 57.5 \text{ cm}$$

Al obtener $\ell_a > \ell_d - \ell_e$ podemos concluir que el anclaje es satisfactorio.

En este caso, por tener la viga un peralte $h = 55$ cm se adoptará una dobléz de 40 cm para todos los anclajes sean de refuerzo positivo como negativo (la dobléz mínima requerida es $12 d_b = 22.9$ cm).

8.8 DISEÑO DE VIGA DEL PORTICO 3 - SEGUNDO NIVEL

8.8.1 Diseño del Refuerzo Longitudinal

Tal como se describió anteriormente, el elemento a diseñar es una viga rectangular asimétrica compuesta de cuatro tramos de longitudes distintas y con uno de sus extremos empotrado en la placa de ascensores P-A.

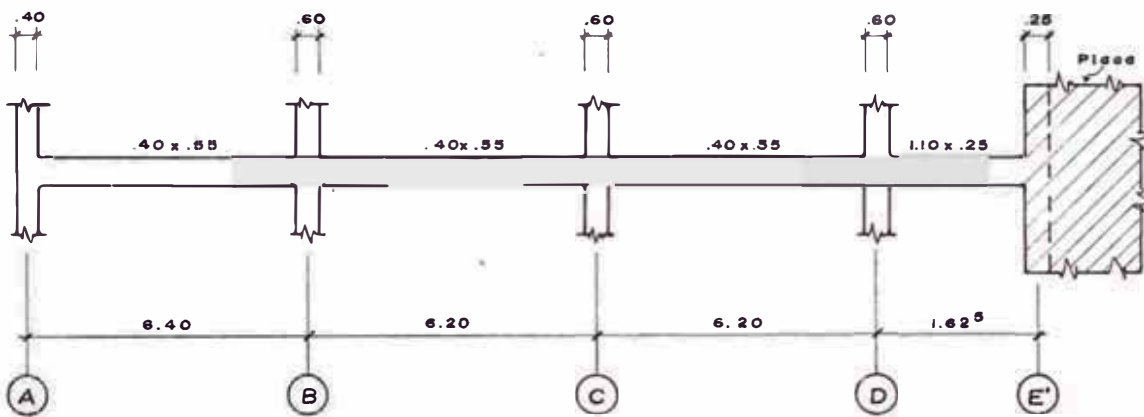


Figura 8.8 : Esquema de Viga Pórtico 3 - Segundo Nivel

La envolvente de momento flectores fue obtenida en el Capítulo 6 de la cual tenemos:



En este caso, para el tramo D-E' el peralte efectivo es:

$$d = 25 - 4 - 1.27 - 0.95 \approx 18.8 \text{ cm}$$

Luego:

0.0630	0.0633	0.0634	0.0543	0.2586	0.3376	K
Δ	Δ	Δ	Δ			
0.0499	0.0522	0.0495	0.0415	0.2527	0.3262	
0.073	0.074	0.074	0.063	0.367	0.560	W
Δ	Δ	Δ	Δ			
0.057	0.060	0.057	0.047	0.355	0.525	
0.0037	0.0037	0.0037	0.0032	0.0184	0.0280	P
Δ	Δ	Δ	Δ			
0.0029	0.0030	0.0029	0.0024	0.0178	0.0263	

Haciendo la verificación de las cuantías, recordamos que:

$$\rho_{\min} = 14/f_y = 0.0033$$

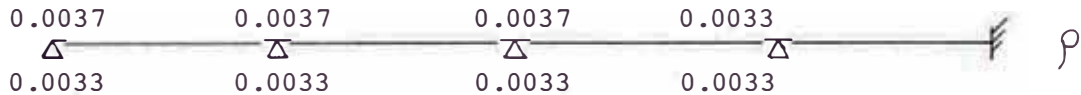
$$\rho_b = 0.0213$$

$$\rho_{\max} = 0.5 \rho_b = 0.0106$$

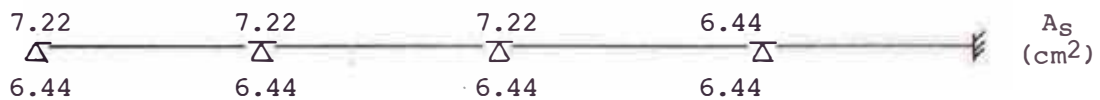
$$0.75 \rho_b = 0.0160$$

En los tres primeros tramos las cuantías son menores a la máxima permisible, por lo tanto son aceptables. Sin embargo, para el cuarto tramo (D-E') todos los valores superan ampliamente ρ_{\max} . Además, debemos hacer hincapié que estos valores superan incluso el máximo valor permisible para diseños que no siguen las recomendaciones descritas para pórticos dúctiles especiales en donde $\rho_{\max} = 0.75 \rho_b$. Por lo

tanto, este tramo debe diseñarse íntegramente como una viga doblemente reforzada con acero en compresión. Antes de pasar a ello, terminaremos con el diseño de los tres primeros tramos. Reemplazando las cuantías con ρ_{\min} tenemos entonces:



$$A_s = \rho b d = \rho (40 \times 48.8) = 1952 \rho$$



Vamos a mantener pendientes el diámetro de las varillas de refuerzo hasta finalizar el diseño del tramo D-E', a fin de lograr el detallado más conveniente posible.

Para el diseño del tramo D-E' emplearemos el procedimiento mostrado en la sección 7.2.2, asumiendo que tanto el acero en tracción como en compresión alcanzan la fluencia durante el estado de falla.

Tenemos entonces que la distancia de la fibra extrema en compresión al centroide del refuerzo en compresión es:

$$d' = 4 + 1.27 + 0.95 \approx 6.2 \text{ cm}$$

Si consideramos $\rho = \rho_{\max} = 0.50 \bar{\rho}_b$ y calculamos A_{s2} como la parte del área del acero en tracción que absorbe los esfuerzos asumidos por el concreto de la sección obtenemos lo siguiente:

$$A_{s2} = 0.50 \rho_b b d = 0.50 \times 0.0213 \times 110 \times 18.8 = 22.02 \text{ cm}^2$$

$$a = \frac{A_{s2} f_y}{0.85 f'_c b} = \frac{22.02 \times 4200}{0.85 \times 210 \times 110}$$

$$a = 4.7 \text{ cm} < d' = 6.2 \text{ cm}$$

Al obtener $a < d'$ estamos encontrando una contradicción total debido a que estaríamos haciendo trabajar al acero de compresión en el sentido contrario, o sea en tracción. Para corregir esta situación sería necesario diseñar la sección con una cuantía de acero a compresión bastante elevada, a fin de poder bajar lo suficientemente necesario el eje neutro de la viga. Sin embargo, debemos recordar que en nuestro caso es suficiente el diseñar a la viga haciendo $\rho_{\max} = 0.75 \rho_b$ al haber empleado en el análisis estructural cargas laterales de sismo sin reducción por ductilidad especial. Entonces tenemos que:

$$A_{s2} = 0.75 \rho_b b d = 0.75 \times 0.0213 \times 110 \times 18.8 = 33.04 \text{ cm}^2$$

$$a = \frac{A_{s2} f_y}{0.85 f'_c b} = \frac{33.04 \times 4200}{0.85 \times 210 \times 110}$$

$$a = 7.1 \text{ cm} > d' = 6.2 \text{ cm} \quad \text{OK!}$$

Luego:

$$M_2 = \phi A_{s2} f_y \left(d - \frac{a}{2} \right)$$

$$M_2 = 0.9 \times 33.04 \times 4200 \left(18.8 - \frac{7.1}{2} \right) = 19.05 \text{ Tn-m}$$

Ahora podemos calcular para cada caso el momento M_1 a ser resistido por el par formado por el acero en compresión y el acero en tracción restante. De esta manera:



Por medio de la expresión 7.6 obtenemos el valor A_{s1} que no es sino el área de acero en tracción y compresión que producen juntos el momento M_1 :

$$A_{s1} = \frac{M_1}{\phi f_y (d - d')} = \frac{M_1 \times 10^5}{0.9 \times 4200 (18.8 - 6.2)} = \frac{M_1}{0.47628}$$

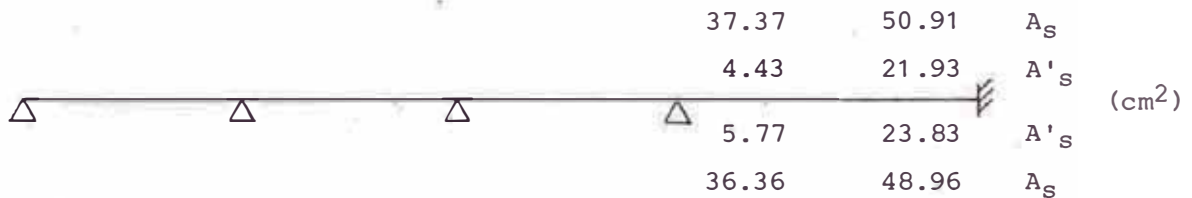


Con los valores A_{s1} y A_{s2} podemos obtener para cada caso A_s y A'_s de acuerdo con:

$$A_s = A_{s1} + A_{s2}$$

$$A'_s = \frac{A_{s1}}{0.75}$$

Luego:



Escogiendo el mayor de los valores para cada caso obtenemos finalmente:



Vamos ahora a verificar si $\rho < \bar{\rho}_{max} = 0.75 \bar{\rho}_b$. Para esto debemos calcular primeramente f'_{sb} . De la expresión 7-13:

$$f'_{sb} = E_s \left[0.003 - \frac{d'}{d} \left(0.003 + \frac{f_y}{E_s} \right) \right] \leq f_y$$

$$= 2 \times 10^6 \left[0.003 - \frac{6.2}{18.8} \left(0.003 + \frac{4200}{2 \times 10^6} \right) \right] = 2636 \leq 4200$$

$$f'_{sb} = 2636 \text{ Kg/cm}^2$$

Por lo tanto, ahora sabemos que en estado de falla balanceada el acero de compresión no alcanza la fluencia. Luego, de la expresión 7-12 para cada caso tenemos:

$$\bar{\rho}_b = \rho_b + \rho' \frac{f'_{sb}}{f_y}$$

$$= 0.0213 + \frac{A'_s}{110} \frac{1}{18.8} \times \frac{2636}{4200} = 0.0213 + \frac{A'_s}{3294.99}$$



$$A_s \text{ max} = \rho_{\text{max}} b d = 0.75 \bar{\rho}_b b d$$

$$= 0.75 \times \bar{\rho}_b \times 110 \times 18.8 = 1551 \bar{\rho}_b$$



Luego, como en todos los casos $A_s < A_s \text{ max}$ la falla dúctil queda asegurada, quedando así conforme esta condición.

Debemos ahora verificar si durante el estado de falla el acero de compresión alcanza la fluencia, es decir que $\rho > \rho_{\text{min}}$. De la expres-

si3n 7-19 tenemos:

$$\begin{aligned} \rho_{\min} &= 0.85 \beta_1 \frac{f'_c}{f_y} \frac{d'}{d} \frac{6000}{6000 - f_y} + \rho' \\ &= 0.85 \times 0.85 \times \frac{210}{4200} \times \frac{6.2}{18.8} \times \frac{6000}{6000 - 4200} + \rho' \\ \rho_{\min} &= 0.0397 + \rho' \end{aligned}$$

Luego:

$$A_s \min = \rho_{\min} b d = 0.0119 \times 110 \times 18.8 + A'_s$$

$$A_s \min = 24.61 + A'_s$$



En todos los casos $A_s \min > A_s$, por lo tanto el acero de compresi3n no alcanza la fluencia durante la rotura. Este resultado era obvio debido al motivo de haber escogido en cada secci3n 3reas de acero positivo y negativo aproximadamente iguales.

Como recordaremos, para la obtenci3n de las 3reas de acero habiamos supuesto inicialmente que el acero de compresi3n alcanzaba la fluencia; sin embargo, en todos los casos el valor A'_s fue reemplazado por el 3rea A_s obtenida para el sentido opuesto. Por lo tanto, debemos ahora verificar si el momento resistente en cada caso es el suficiente. Como $\rho < \rho_{\min}$, debemos obtener el valor de c para cada caso empleando la expresi3n 7-21:

$$A_s f_y = 0.85 \beta_1 f'_c b c + A'_s E_s \left(\frac{c - d'}{c} \right) \epsilon_u$$

Reemplazando valores y resolviendo para c la ecuaci3n de segundo

grado obtenemos:



De la expresión 7-20 tenemos:

$$f'_s = E_s \left(\frac{c - d'}{c} \right) \epsilon_u$$



Finalmente, como $a = \beta_1 c$ obtenemos el momento último resistente empleando la expresión 7-22:

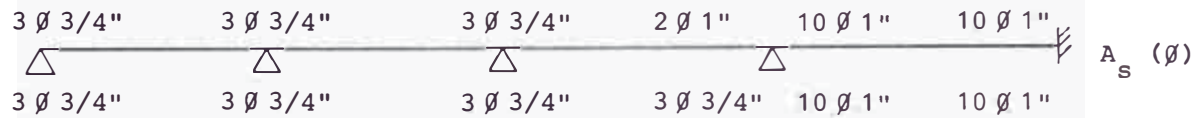
$$M_{ur} = \phi \left[0.85 f'_c a b \left(d - \frac{a}{2} \right) + A'_s f'_s (d - d') \right]$$



Comparando los valores obtenidos con los momentos últimos actuales podemos apreciar que las áreas obtenidas son correctas y no se requiere realizar mayores tanteos. De esta manera, las áreas de acero para toda la viga son:



Por último, a fin de darle a la viga un detallado equilibrado, elegimos los diámetros siguientes:



Debemos anotar que el diseño obtenido cumple ampliamente con $\rho - \rho' \leq 0.5 \rho_b$ (ver N.D.S.R. 2.5.2.1), al ser la cuantía del acero negativo igual al del acero positivo.

8.8.2 Diseño del Refuerzo por Corte

Los valores de los cortantes últimos de diseño se muestran en la envolvente de fuerzas cortantes obtenidas en el Capítulo 6.

Debido a las diferentes condiciones que se presentan vamos a realizar el diseño separando el tramo D-E' de los restantes.

a) Tramos A-B, B-C, C-D

En este caso, todos los valores son inferiores a $V_{r1} = 6.01$ Tn; por lo tanto, sólo vamos a disponer el estribado mínimo necesario:

- En una longitud $1.5 d = 73.2$ cm , $s_{max} = 10$ cm
- En una longitud $4 d = 192.5$ cm , $s_{max} = \frac{d}{4} = \frac{48.4}{4} \approx 12.5$ cm
- En el resto, $s_{max} = \frac{d}{2} = \frac{48.8}{2} \approx 25$ cm

Luego:

$$\square \emptyset 3/8" : 1 @ .05 , 7 @ .10 , 10 @ .12^5 , R @ .25$$

b) Tramo D-E'

Debido a que las características geométricas de la sección son diferentes a las de los tramos restantes debemos volver a calcular los cortantes referenciales:

$$V_C = 0.5 \sqrt{210} \times 110 \times 18.8 = 14,984 \text{ Kg}$$

$$V_C = 14.98 \text{ Tn}$$

Luego:

- Sector I : hasta $V_{r1} = \frac{\phi V_C}{2} = 6.37 \text{ Tn}$
- Sector II : hasta $V_{r2} = \phi V_C = 12.73 \text{ Tn}$
- Sector III: hasta $V_{r3} = \phi (V_C + 1.1 \sqrt{f'_c} b_w d) = 40.75 \text{ Tn}$
- Sector IV : hasta $V_{r4} = \phi (V_C + 2.1 \sqrt{f'_c} b_w d) = 66.23 \text{ Tn}$

Observando la envolvente de cortantes podemos apreciar que todos los valores de este tramo se presentan en el Sector III.

En esta viga, la distancia $4d = 4 \times 18.8 = 75.2 \text{ cm}$ es ligeramente mayor que la mitad de la luz libre del tramo $1.50/2 = 75 \text{ cm}$. De esta manera, será suficiente hacer $s_{\max} = d/4 = 18.8/4 \approx 5.0 \text{ cm}$.

Ahora debido a la anchura de la sección, es conveniente emplear estribos cerrados dobles de diámetro $\phi 3/8"$:

$$A_v = 4 \times 0.71 = 2.84 \text{ cm}^2$$

Debemos verificar entonces el cortante resistido por la sección armada de la forma indicada. Entonces tenemos:

$$V_{ur} = \phi \left(V_C + \frac{A_v f_y d}{s} \right) = 0.85 \left(14.98 + \frac{2.84 \times 4200 \times 18.8}{5.0 \times 1000} \right)$$

$$V_{ur} = 50.85 \text{ Tn}$$

Al ser V_{ur} mayor que los cortantes últimos actuantes, podemos finalmente concluir con el estribado siguiente:

 $\emptyset 3/8'' : 1@.03, R@.05$ (estribos dobles)

8.8.3 Detallado del Refuerzo Longitudinal

a) Cortado de Varillas Longitudinales:

En este caso, tenemos varillas que poseen un diámetro $\emptyset 3/4''$; por lo tanto, $\ell_d = 50$ cm para lechos inferiores y $\ell_d = 69$ cm para lechos superiores.

Debido a la continuidad del diseño sólo podemos realizar los cortes requeridos por los empalmes, los mismos que pueden darse únicamente en las zonas centrales de los tramos A-B, B-C y C-D, con el fin de evitar fallas lamentables en zonas de posibles articulaciones plásticas.

b) Comprobación del Anclaje en Placas:

Al repetirse las mismas condiciones que para la Viga del Pórtico C (segundo nivel), el anclaje del refuerzo principal en la placa P-A (P-J) se dará por medio de una dobléz de 40 cm tanto para el refuerzo negativo como positivo.

Con respecto al anclaje del refuerzo de $\emptyset 1''$ en la Placa P-1, vamos a calcular la longitud equivalente ℓ_e del gancho estándar considerando que el tipo de refuerzo empleado (tanto positivo como negativo) es del lecho inferior al tener la viga en el tramo D-E' un peralte total de 25 cm. Luego, empleando las expresiones 8-6 y 8-7 y la Tabla 8.2 obtenemos:

$$f_h = \xi \sqrt{f'_c} = 140 \sqrt{210} = 2029 \text{ Kg/cm}^2$$

y

$$l_e = \frac{0.06 \times 5.07 \times 2029}{\sqrt{210}} \geq 0.0057 \times 2.540 \times 2029$$

$$l_e = 42.6 \geq 29.4$$

$$l_e = 42.6 \text{ cm}$$

Siendo la longitud de desarrollo $l_d = 88 \text{ cm}$, la longitud disponible requerida es:

$$l_d - l_e = 88 - 42.6 = 45.4 \text{ cm}$$

La longitud disponible existente la obtenemos considerando que la placa P-1 está armada con una malla de $\emptyset 1/2''$ en cada cara:

$$l_a = t - \text{rec} - 2 \emptyset 1/2'' = 25 - 2 - 2 \times 1.27 = 20.5 \text{ cm}$$

Al obtener $l_a < l_d - l_e$, podemos observar que la adherencia alcanzada no es suficiente para soportar los esfuerzos de tensión del refuerzo principal. Este problema puede ser resuelto reduciendo la longitud de desarrollo requerida por medio de las tres soluciones siguientes:

- 1º Reduciendo el diámetro del refuerzo principal.
- 2º Proporcionando un área de refuerzo mayor al área requerida mediante dowels.
- 3º Confinando el núcleo del encuentro placa - viga mediante estribos cerrados.

Para nuestro caso, vamos a resolver nuestro problema optando por la segunda solución. Entonces, la longitud de desarrollo máxima que se puede desarrollar es:

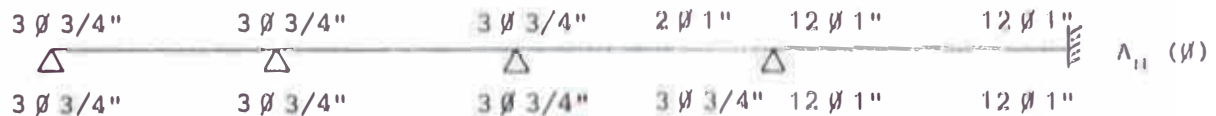
$$l_{d \text{ max}} = l_a + l_e = 20.5 + 42.6 = 63.1 \text{ cm}$$

Luego, considerando que el 50% del refuerzo ($5 \phi 1''$) logra un anclaje correcto prolongándolo más allá de la zona de empalme con la placa (ver planos estructurales en el Tomo 2), podemos obtener el área adicional a proporcionar de la manera siguiente:

$$A_{prop} = \frac{A_{req}}{2} \times \frac{\ell_d}{\ell_{d \max}} = \frac{50.91}{2} \times \left(\frac{88}{63.1} \right) = 35.50 \text{ cm}^2 = 7 \phi 1''$$

en donde A_{req} se obtuvo del diseño a flexión realizado en la sección 8.8.1. El refuerzo total necesario será entonces $5 \phi 1'' + 7 \phi 1'' = 12 \phi 1''$.

Entonces, ahora corregimos el detallado obtenido anteriormente para toda la viga:



Para este caso, la doblez del anclaje será también de 40 cm.

Por último, debemos ahora verificar si se cumple el espaciamiento libre mínimo entre las varillas de refuerzo:

$$s = \frac{b - 2 \text{ rec} - 2 \phi 3/8'' - 12 \phi 1''}{11}$$

$$= \frac{110 - 2 \times 4 - 2 \times 0.953 - 12 \times 2.540}{11}$$

$$s = 6.3 \text{ cm} > s_{\min} = 2.5 \text{ cm}$$

Luego, podemos concluir que el espaciamiento obtenido es correcto permitiendo además acomodar el refuerzo de manera tal que ~~///~~ pueda ingresar el vibrador durante la etapa del vaciado.

C A P I T U L O 9

DISEÑO DE COLUMNAS

- 9.1 Generalidades
- 9.2 Compresión Axial Pura
- 9.3 Flexocompresión
- 9.4 Evaluación Aproximada de los Efectos de Esbeltez
- 9.5 Especificaciones Adicionales de Diseño para Columnas
- 9.6 Diseño de Columna C-C3

9.1 GENERALIDADES

En este capítulo vamos a realizar el diseño de la armadura de refuerzo longitudinal y transversal de las columnas del proyecto, de acuerdo con los estados de carga obtenidos en el Capítulo 6 de este trabajo.

Tal como lo hemos venido indicando, debido a lo repetitivo del proceso sólo vamos a detallar el diseño de la Columna C-C3, correspondiente a la intersección de los pórticos C y 3 considerados en el análisis estructural. Sin embargo, cabe resaltar que debido a las condiciones existentes en la estructura, el diseño de la columna mencionada puede generalizarse para todas las columnas centrales del edificio; esto es, aquellas columnas ubicadas en las intersecciones de los ejes 2 y 3 con los ejes B, C, H e I. Si bien las características de carga en estas columnas no son exactamente las mismas, lo son muy similares y el diseño resultante es prácticamente el mismo. En todo caso, con estas consideraciones nos ubicamos ligeramente del lado de la seguridad.

Asimismo, estamos presentando un resumen de los aspectos teóricos principales el cual, junto con la teoría expuesta en los capítulos anteriores, nos servirá para realizar el diseño buscado.

9.2 COMPRESION AXIAL PURA

Nosotros llamamos columnas a aquellos elementos sujetos básicamente a esfuerzos de compresión axial con o sin esfuerzos de flexión (flexocompresión).

De acuerdo con el tipo de refuerzo, tanto longitudinal como transversal, las columnas pueden ser de tres tipos:

a) Columnas con armadura longitudinal compuesta de barras de acero corrugado y con refuerzo transversal constituido por estribos.

- b Columnas con armadura longitudinal compuesta por barras y refuerzo transversal constituido por un zuncho helicoidal de paso corto.
- c) Columnas armadas longitudinalmente con perfiles o tubos de acero estructural con o sin barras longitudinales adicionales y con refuerzo transversal.

De los tres tipos de columnas mencionadas, en nuestro medio acostumbramos emplear sólo las dos primeras. En nuestro caso, para los fines de este trabajo nos concentraremos básicamente en el análisis de columnas rectangulares con estribos.

9.2.1 Comportamiento de Falla

El Código ACI especifica en su sección 7.10.5 que para columnas estribadas:

- a) Todas las barras de refuerzo principal deben estar confinadas por estribos laterales de diámetro no menor de $\phi 3/8$ " para varillas longitudinales de hasta $\phi 1 1/4$ ", y no menor de $\phi 1/2$ " para varillas longitudinales mayores.
- b) El espaciamiento máximo de los estribos debe ser 16 diámetros del refuerzo principal, 48 diámetros del estribo o la menor dimensión de la columna.
- c) Cada barra de refuerzo principal situado en esquina y cada barra alternada debe estar rodeada por un ángulo de estribo no mayor de 135° ; la distancia libre de una barra aislada a una barra lateralmente soportada por un ángulo de estribo no debe ser mayor de 15 cm.

Asimismo, el Código ACI especifica en su sección 7.10.4 que cuando se emplee refuerzo zunchado, el espaciamiento libre entre espirales esté comprendido entre 2.5 y 7.5 cm.

El empleo de armadura lateral en columnas, sea en forma de estribos o zuncho, cumple varias funciones:

- 19 Mantiene las barras longitudinales en posición en los encofrados mientras se realiza el vaciado del concreto en obra.
- 20 Cumple la función primordial de confinar el refuerzo longitudinal evitando que éste, al estar sometido a esfuerzos de compresión elevados, pandee hacia afuera haciendo saltar el delgado recubrimiento de concreto.

Una vez iniciado el pandeo del refuerzo longitudinal y disgregada la capa exterior de concreto se produce la rotura por aplastamiento del núcleo de concreto.

Debido a su pequeño espaciamiento, el empleo del zuncho en lugar de estribos laterales hace que el comportamiento de la columna sea superior. Cuando la columna zunchada entra en carga se acorta longitudinalmente y se dilata transversalmente en función del módulo de Poisson. De esta manera, el zuncho impide la expansión dando lugar a una tracción en la hélice y a un gran aumento en la capacidad de absorción de cargas.

Contra la práctica usual en otros países, el Reglamento Norteamericano considera que la resistencia para absorber cargas por encima de la disgregación del recubrimiento es un derroche porque aunque la columna no haya fallado realmente, ya no se puede considerar útil en el futuro. De esta manera, se plantea una cuantía mínima para el zuncho (ver ACI 10.8.3) de acuerdo con:

$$\rho_s = 0.45 \left(\frac{A_g}{A_c} - 1 \right) \frac{f'_c}{f_y} \quad (9-1)$$

en donde:

A_g = área total de la sección transversal.

A_c = área del núcleo de la columna, medida hasta el diámetro exterior de la espiral

ρ_s = cuantía volumétrica del zuncho dada por la relación del volumen del refuerzo en espiral al volumen total del núcleo. Para fines prácticos, este valor se aproxima a $4 A_{sp} / S D$; en donde A_{sp} es el área de la sección del zuncho.

9.2.2 Resistencia a la Rotura

Al evitar el pandeo del refuerzo longitudinal, siguiendo las pautas señaladas en la sección anterior, la carga última a la rotura de una columna a compresión axial pura es:

$$\phi P_N = \phi \left[0.85 f'_c (A_G - A_{St}) + f_y A_{St} \right] \quad (9-2)$$

en donde A_{St} es el área de acero longitudinal total en la sección, y ϕ es el factor de reducción de resistencia que en el caso de elementos sometidos a compresión o a flexocompresión es:

Para columnas con estribos: $\phi = 0.70$

Para columnas zunchadas : $\phi = 0.75$

La diferencia entre estos dos valores refleja el aumento de seguridad que corresponde a la mayor resistencia de los soportes con zunchos helicoidales.

Al producirse la carga de rotura, el concreto se rompe por aplastamiento y expansión hacia afuera a lo largo de planos inclinados y la armadura longitudinal, por pandeo hacia afuera entre los estribos. Sin embargo, mientras la falla en una columna estribada es frágil y repentina, en una columna zunchada la falla es gradual iniciándose con el disgregamiento previo del recubrimiento exterior y luego, para cargas mucho más elevadas, produciéndose el colapso final.

Realmente, en la práctica no debe considerarse el estado de compresión axial pura. Aunque los cálculos lo indiquen así, el proyectista no debe confiarse en el total control de las imperfecciones constructivas, las ligeras excentricidades en el emplazamiento de las vigas y los errores de alineamiento o verticalidad que pueden producir momentos flectores no previstos.

9.3 FLEXOCOMPRESION

Tal como lo hemos indicado en la sección anterior, en la práctica

no debe considerarse el estado de compresión axial pura debido a que ninguna columna está libre de excentricidades accidentales.

De acuerdo a esto, el Código (ver ACI 10.9.1) establece que la cuantía de acero del refuerzo longitudinal ρ_g sea tal que se cumpla que:

$$0.01 \leq \rho_g \leq 0.08 \quad (9-3)$$

El empleo en la expresión anterior de una cuantía mínima asegura la posibilidad de proveer cierta resistencia a la flexión en la columna. Asimismo, reduce los efectos de escurrimiento plástico y contracción del concreto bajo esfuerzos de compresión sostenidos.

Por otro lado, el empleo de una cuantía máxima sirve para mantener cierta ductilidad en la columna al exigirse que se tome en cuenta la posibilidad de flexión. De esta manera, en el caso de que se produzca una falla por flexión, se incie ésta con la fluencia del acero en tracción. Asimismo, la cuantía máxima colabora con la economía del proyecto y con la supresión de diseños con armadura muy congestionada.

9.3.1 Flexocompresión Uniaxial

Conociendo las características físicas en un elemento sujeto a flexocompresión (geometría de la sección; cantidad, calidad y distribución del acero de refuerzo; y calidad del concreto), podemos determinar su resistencia nominal a la rotura bajo innumerables combinaciones "carga axial nominal P_n - momento axial nominal M_n ". Estas combinaciones varían desde una carga axial máxima P_o y un momento nulo, hasta un momento M_o aunado a una carga axial nula.

El lugar geométrico de las combinaciones de carga axial y momento flector con las que un elemento puede alcanzar su resistencia se representa gráficamente por medio de un "diagrama de interacción". En la Figura 9.1 se muestra la forma general de un diagrama de interacción típico. Cualquier punto en la curva de trazo continuo representa una combinación de momento y carga axial que hace que el elemento alcance su resistencia última.

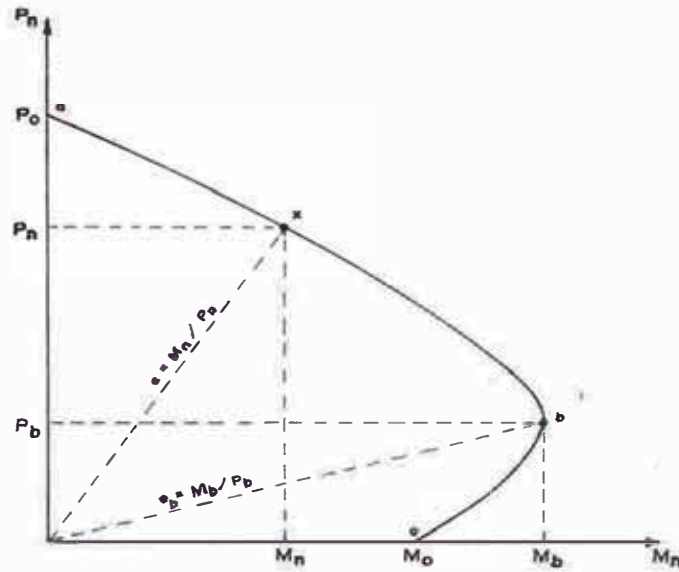


Figura 9.1: Diagrama de interacción típico para una columna en flexocompresión uniaxial

Para compresión axial ($M_n = 0$), la curva comienza en "a" con la resistencia P_o de un elemento sometido a compresión axial pura. La porción "a-b" de la curva corresponde al campo de pequeñas excentricidades en el que la rotura es iniciada por el aplastamiento del concreto. El punto "b" corresponde al estado de falla balanceada en donde la falla debe originarse al mismo tiempo por el aplastamiento del concreto y por la fluencia del acero en tracción. La porción "b-c" corresponde al campo de las grandes excentricidades en donde la rotura se inicia por la fluencia del acero en tracción. Por último, el punto "c" indica la resistencia M_o del elemento sometido a flexión simple. Toda línea inclinada que pasa por el origen tiene una pendiente cuya inversa representa la excentricidad $e = M_n/P_n$ existente para cada combinación de cargas en particular.

Como en la práctica no existe el elemento constructivo "perfecto", es necesario afectar las cargas de falla nominales de acuerdo con:

$$P_u = \phi P_n \quad (9-4a)$$

$$M_u = \phi M_n \quad (9-4b)$$

Es importante notar que el diagrama de interacción cubre el comportamiento total de la columna considerando los extremos en que la misma se comporta como una columna sujeta a compresión axial pura o como una viga sujeta a flexión pura. Hemos visto anteriormente que los valores de ϕ especificados para columnas (0.70 ó 0.75) son mucho menores que el valor de ϕ especificado para vigas (0.90). Sabemos también que en el tramo "b - c" predomina la flexión, tanto más cuanto menor es el esfuerzo axial. Entonces, debe existir una transición entre los valores ϕ de 0.70 ó 0.75 para columnas, cuando la falla se produce por compresión, y el valor ϕ de 0.9, para cuando las columnas trabajan a manera de vigas en flexión pura, en las que la falla se produce por la fluencia del acero en tracción.

El Código ACI especifica (ver ACI 9.3.2c) que para pequeños valores de P_u , ϕ puede aumentarse linealmente hasta 0.90 en tanto que P_u disminuye de $0.10 f'_c A_g$ o ϕP_b , según el que sea menor, a cero.

Al aplicar los factores ϕ correspondientes obtenemos el "diagrama de interacción reducido" que adopta la forma del gráfico mostrado en la Figura 9.2

Tal como se ha dicho anteriormente, en la práctica no existe la carga de falla puramente axial en una columna. El Código ACI - 71 incluía para el diseño unas excentricidades mínimas ($e = 0.10h$ para columnas estribadas, y $e = 0.05 h$ para columnas zunchadas) a fin de tomar en cuenta la posibilidad de acción de momentos flectores accidentales.

El propósito principal del requisito de la excentricidad mínima era la de limitar la resistencia máxima a la carga axial de diseño de un elemento sujeta a compresión. Este requisito ha sido eliminado del reglamento de 1977 con buen criterio dando un límite a la resistencia a la carga axial de diseño del 80 u 85% de la resistencia nominal de acuerdo con (ver ACI 10.3.5):

$$\phi P_{n(\max)} = 0.85 \left[\phi \left[0.85 f'_c (A_g - A_{st}) + f_y A_{st} \right] \right] \quad (9-5a)$$

en el caso de columnas zunchadas y:

$$\phi P_{n(\max)} = 0.80 \left[\phi \left[0.85 f'_c (A_g - A_{st}) + f_y A_{st} \right] \right] \quad (9-5b)$$

en el caso de columnas estribadas.

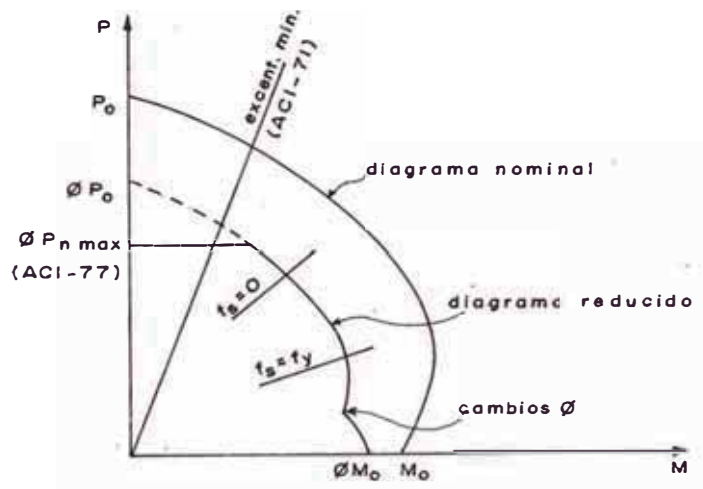


Figura 9.2: Diagrama de interacción reducido

Es evidente que el número de diagramas aplicables a una columna es ilimitado dependiendo de sus condiciones geométricas y de armado. Resulta entonces importante el empleo de gráficos ya preparados para resolver con rapidez el diseño.

Ante esta problemática, el ACI ha provisto las publicaciones SP-7 (Ultimate Strength Design of Reinforced Concrete Columns) y SP-17A (Design Handbook in Accordance with the Strength Design Method of ACI 318-77, Volume 2 Columns). La primera presenta diagramas adimensionales basados en la capacidad nominal de las columnas. La segunda (reemplazó al SP-7) presenta diagramas reducidos en unidades de medición inglesas; sin embargo, tiene la ventaja de incluir el incremento de ϕ para pequeñas cargas axiales y además toma en cuenta el requisito de carga axial

máxima $\phi P_n(\max)$.

9.3.2 Flexocompresión Biaxial

Debido a las condiciones sísmicas de nuestro medio, no es extraña la probabilidad de que la compresión axial en columnas esté acompañada por flexión simultánea respecto a los dos sentidos de análisis.

La situación en lo que respecta a la resistencia a la rotura de columnas cargadas biaxialmente puede verse esquemáticamente en la Figura 9.3. Siendo los ejes "x" e "y" las direcciones de los ejes principales de la sección, tenemos que la curva que pasa por M_{0x} y P_{nx} representa el diagrama de interacción cuando la columna está sometida a flexión solamente en el eje "x". La curva que pasa por M_{0y} y P_{ny} es la análoga para el eje "y". Si la flexión es inclinada de manera que se

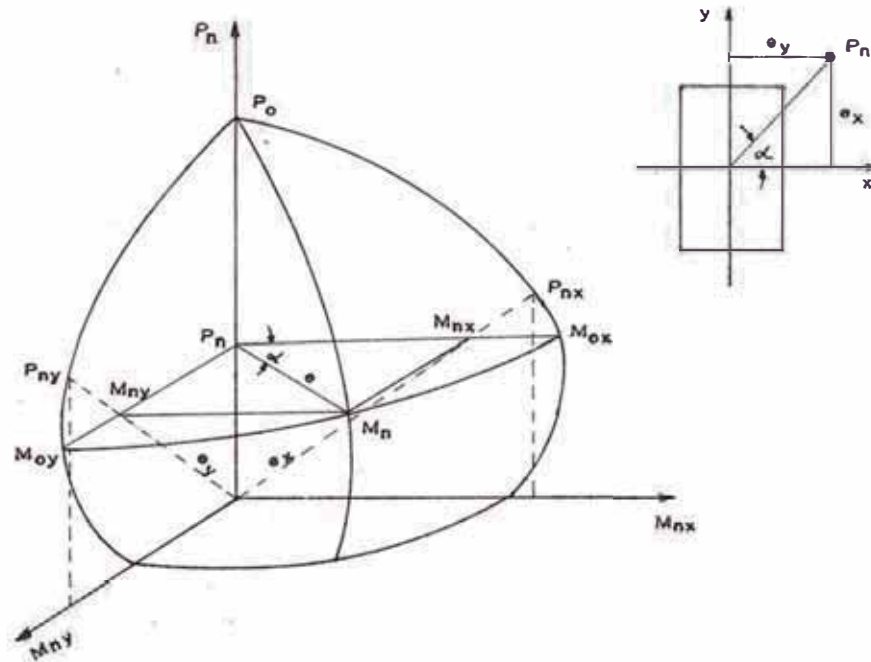


Figura 9.3: Superficie de interacción para elementos en flexocompresión biaxial.

produce alrededor de un eje que forma un ángulo α con el eje "x", se obtiene una tercera curva de interacción. En general, al variar α ,

estas curvas generan una superficie de interacción espacial tal como la indicada.

En el caso de columnas circulares sujetas a flexocompresión biaxial, se puede realizar el diseño asumiendo a la columna a flexocompresión uniaxial bajo la aplicación de la resultante vectorial de los momentos flectores actuando en cada sentido de análisis. El momento resultante a emplear está dado en este caso por:

$$M_u = (M_{ux}^2 + M_{uy}^2)^{1/2} \quad (9-6)$$

En el caso de columnas rectangulares a flexocompresión biaxial el problema se torna más difícil. Variando la inclinación del eje neutro es posible obtener una serie de diagramas de interacción a distintos ángulos respecto a los ejes principales de la sección; sin embargo, es evidente que sería muy extenso abarcar todos los casos al tener que tomarse en cuenta un gran número de variables. En todo caso, si se quisiera realizar el diseño directo de una sección específica sería impráctico realizar los cálculos sin hacer uso de una computadora electrónica.

Debido a estos problemas se han dispuesto distintos enfoques para la flexocompresión biaxial en las que se reduce el trabajo de diseño utilizando aproximaciones simplificadoras. Bresler ha desarrollado un método de cálculo aproximado y sencillo conocido como el "Método de las Cargas Recíprocas", el cual ha sido verificado exitosamente por ensayos de laboratorio y cálculos más exactos. El método propone el empleo de la fórmula siguiente:

$$\frac{1}{P_n} = \frac{1}{P_{nx}} + \frac{1}{P_{ny}} - \frac{1}{P_o} \quad (9-7)$$

en donde:

P_n = Carga axial nominal de rotura aproximada con excentricidades e_x y e_y .

P_{nx} = Carga axial nominal de rotura cuando sólo existe e_x

P_{ny} = Carga axial nominal de rotura cuando sólo existe e_y

P_o = Carga axial nominal de rotura en compresión pura

La ecuación 9-7 es válida siempre que $P_n \geq 0.10 P_o$

Cuando la flexión biaxial exista junto con una carga axial de diseño menor que ϕP_b o $0.1 f'_c A_g$, es suficientemente seguro el ignorar la carga axial y diseñar la sección a flexión pura doble. Esto se debe a que en la región de la rotura por tracción, la adición de la carga axial aumenta la capacidad de absorción de momentos. Como puede suceder que la carga axial no se presente en forma segura, es más conservador el dejarla de lado.

9.4 EVALUACION APROXIMADA DE LOS EFECTOS DE ESBELTEZ

Se entiende por efecto de esbeltez a la reducción de resistencia de un elemento sujeto a compresión axial pura o a flexocompresión debido a que su longitud es grande en comparación con las dimensiones de su sección transversal. La falla, en este caso, se debe a la superposición de los esfuerzos de flexión, producidos por el pandeo de la columna, sobre los esfuerzos provenientes de la flexocompresión misma.

A.- CONSIDERACION DE LOS EFECTOS DE ESBELTEZ

La esbeltez en un columna se mide en función de:

$$\frac{k\ell_u}{r}$$

donde:

k = Factor de longitud efectiva de la columna

ℓ_u = Longitud libre del elemento en compresión

r = Radio de giro de la sección transversal. Puede tomarse igual a $0.3h$ en secciones rectangulares y 0.25 veces el diámetro en secciones circulares.

Para calcular el factor de longitud efectiva k se emplean unos gráficos conocidos como "Nomogramas de Jackson y Moreland" o "Cartas de Alineamiento", los cuales se muestran en los comentarios del Código ACI. Para entrar a estos gráficos es necesario conocer antes el grado de empotramiento de los extremos de la columna dado por:

$$\psi = \frac{\sum K_{col}}{\sum K_{vigas}} \quad (9-8)$$

donde K es la rigidez EI/ℓ del elemento. En la práctica, debido a la constitución más agrietada de las vigas, se toma $0.5 I_g$ para el momento de inercia de las vigas e I_g para el de las columnas.

Como alternativa a los nomogramas de Jackson y Moreland, se puede obtener el valor de "k" resolviendo mediante cualquier método numérico conocido (Newton-Raphson o tanteos) las ecuaciones siguientes:

para elementos arriostrados
$$\psi_m = \frac{-2k}{\pi} \cdot \tan\left(\frac{\pi}{2k}\right) \quad (9-9a)$$

para elementos no arriostrados
$$\psi_m = \frac{2k}{\pi} \cdot \cot\left(\frac{\pi}{2k}\right) \quad (9-9b)$$

donde ψ_m es el promedio de los valores de ψ en los extremos de la columna y $\pi/2k$ está en radianes.

Calculado $k\ell_u/r$ tenemos que:

a) En elementos arriostrados se puede despreciar la esbeltez si:

$$\frac{k\ell_u}{r} < 34 - 12 \frac{M_1}{M_2} \quad (9-10)$$

donde:

M_1 = Momento de diseño extremo de menor valor

M_2 = Momento de diseño extremo de mayor valor

b) Para elementos no arriostrados, se puede despreciar la esbeltez si $k\ell_u/r$ es menor de 22.

c) En elementos con $k\ell_u/r > 100$ es necesario hacer un análisis más detallado que el mostrado en este trabajo.

Es importante añadir que a juicio del Código ACI, un miembro está arriostrado contra el desplazamiento lateral si los elementos de arriostre (muros de corte, tirantes) tienen una rigidez total de por lo menos 6 veces la rigidez lateral de todas las columnas en el nivel considerado.

B. METODO DE AMPLIFICACION DE MOMENTOS

Existen diversos métodos para evaluar el efecto de esbeltez en columnas. En este trabajo emplearemos el "Método de Amplificación de Momentos" recomendado por el Código ACI en su sección 10.11. Este método tiene la ventaja de ser más racional, más exacto y más congruente que el "Método del Factor de Reducción R", que era el recomendado por el Reglamento ACI 318-63. Otra ventaja del método actual es que, si bien es más laborioso, emplea un procedimiento básicamente igual al de las Normas de AISC (American Institute of Steel Construction) para la evaluación de la esbeltez en columnas de acero.

Los miembros esbeltos sujetos a compresión axial deben diseñarse empleando la carga axial última P_u y un momento último amplificado M_C definidos por:

$$M_C = \delta M_2 \quad (9-11)$$

$$\delta = \frac{C_m}{1 - \frac{P_u}{\phi P_C}} \geq 1.0 \quad (9-12)$$

$$P_C = \frac{\pi^2 EI}{(k\ell_u)^2} \quad (9-13)$$

donde:

δ = Factor de amplificación de momento

P_c = Carga axial crítica de pandeo

$C_m = 0.6 + 0.4 \frac{M_1}{M_2} \geq 0.4$ para miembros arriostrados, o 1.0 en todos los demás casos.

El producto EI de la expresión (9-13) puede evaluarse para cálculos más precisos con:

$$EI = \frac{\frac{E_c I_g}{5} + E_s I_{se}}{1 + \beta_d} \quad (9-14)$$

o más conservadoramente con:

$$EI = \frac{\frac{E_c I_g}{2.5}}{1 + \beta_d} \quad (9-15)$$

en donde:

E_c = Módulo de elasticidad del concreto

E_s = Módulo de elasticidad del acero

I_g = Momento de inercia de la sección total del concreto sin consideración del refuerzo

I_{se} = Momento de inercia del refuerzo de acero con respecto al eje central de la columna

β_d = Relación entre el momento máximo debido a la carga muerta, afectada por el factor de carga, y el momento máximo total de diseño.

Además se especifica que:

- a) En la expresión (9-11), si no existe momento en ambos extremos de la columna o las excentricidades son menores que $(0.06 + 0.03h)$ en cm, entonces M_2 debe basarse en una excentricidad mínima de $(0.06 + 0.03h)$

alrededor de cada eje principal por separado.

- b) Si no existe momento en ninguno de los extremos de la columna, la relación M_1/M_2 se asumirá igual a 1.0.
- c) En pórticos no arriostrados, el valor δ se calculará para el piso completo, suponiendo que todas las columnas trabajan juntas. En la expresión (9-12), P_u y P_c se deben reemplazar por las sumatorias $\sum P_u$ y $\sum P_c$ de todas las columnas del entrepiso. Al diseñar cada columna se tomará el mayor valor de δ calculado para todo el nivel o para la columna individual, suponiéndola arriostrada.

9.5 ESPECIFICACIONES ADICIONALES DE DISEÑO PARA COLUMNAS

9.5.1 Especificaciones Generales Adicionales

A continuación, se indican algunas disposiciones de diseño adicionales a las ya presentadas aplicables al diseño de columnas:

- 1) Para un miembro sujeto a compresión que tenga una sección transversal mayor que la requerida por las consideraciones de carga se puede emplear una área efectiva A_g no menor que 1/2 del área total, con el fin de determinar el refuerzo mínimo y la resistencia de diseño (ver ACI 10.8.4).
- 2) El número mínimo de varillas para el refuerzo longitudinal en miembros a compresión debe ser de 6 para disposiciones de refuerzo en forma circular, y de 4 para varillas colocadas en un arreglo rectangular (ver ACI 10.9.2).
- 3) El Código ACI especifica (ver ACI 11.3.1) que para elementos en compresión axial, el cortante nominal proporcionado por el concreto V_c puede obtenerse de:

$$V_c = 0.53 \left(1 + 0.0071 \frac{N_u}{A_g} \right) \sqrt{f'_c} b_w d \quad (9-16)$$

donde N_u es la carga axial afectada por el factor de carga, normal a la

sección transversal, que ocurre simultáneamente con V_u .

- 4) Para análisis más rigurosos, el cortante V_C puede calcularse a partir de (ver ACI 11.3.2):

$$V_C = (0.5 \sqrt{f'_c} + 175 \rho_w \frac{V_u d}{M_m}) b_w d \quad (9-17)$$

en donde:

$$M_m = M_u - N_u \frac{(4h - d)}{8} \quad (9-18)$$

Sin embargo, V_C no debe ser mayor que:

$$V_C = 0.93 \sqrt{f'_c} b_w d \sqrt{1 + 0.029 \frac{N_u}{A_g}} \quad (9-19)$$

- 5) Las Normas de Diseño Sismo-Resistente especifican en su sección 2.4.6 que todas las columnas deben llevar estribos cerrados en una longitud mínima, a partir de la cara de intersección con vigas, igual al peralte total mayor de la columna h , 45 cm o la sexta parte de la altura libre de la columna, la que sea mayor. El espaciamiento máximo será de 10 cm.

- 6) Las varillas longitudinales dobladas debido a una reducción de sección deben apegarse a lo siguiente (ver ACI 7.8.1):

- a) La pendiente de la parte inclinada de la varilla no debe exceder de 1 en 6 respecto al eje de la columna.
- b) Las partes de la varilla que estén arriba y abajo de la parte doblada deben ser paralelas al eje de la columna.

9.5.2 Recomendaciones Adicionales para el Diseño de Columnas de Pórticos Dúctiles Especiales

A continuación, se indican las recomendaciones de mayor importancia para el diseño de columnas rectangulares en pórticos dúctiles espe-

ciales sustraidas de las Normas de Diseño Sismo-Resistente (ver N.D.S.R. 2.5.3 y 2.5.4):

- 1) La cuantía del refuerzo longitudinal ρ_g debe ser tal que se cumpla:

$$0.01 \leq \rho_g \leq 0.06 \quad (9-20)$$

a fin de controlar la ductilidad del elemento.

- 2) Las columnas deben diseñarse como elementos en flexión pura cuando se cumple que $P_e \leq 0.4 \phi P_b$, donde P_e es la carga axial de sismo máxima afectada por su factor de carga.
- 3) Cuando $P_e > 0.4 \phi P_b$, el núcleo de concreto de la columna debe confinarse con refuerzo transversal especial, en espiral o estribos cerrados, de acuerdo con:

$$A_{sh} = \frac{\ell_h \rho_s s_h}{2} \quad (9-21)$$

en donde:

ℓ_h = Longitud máxima no soportada del estribo cerrado rectangular

s_h = Espaciamiento de los estribos. En caso de ser zunchado no debe exceder de 10 cm.

ρ_s = Cuantía volumétrica del refuerzo lateral

El espaciamiento máximo de los estribos es $d/2$.

- 4) En encuentros viga-columna debe colocarse refuerzo transversal de acuerdo con la especificación anterior.
- 5) En un encuentro viga-columna, el refuerzo transversal puede ser la mitad de lo indicado en (4) si cada viga tiene un ancho no menor que la mitad del ancho de la columna, y un peralte no menor que $3/4$ del de la viga más peraltada que forme pórticos con el apoyo.
- 6) En encuentros viga-columna, cuando la carga axial sea pequeña, el

cálculo del refuerzo transversal se hará con:

$$A_v = \frac{V_i s}{2/3 d f_y} \quad (9-22)$$

que supone que la conexión resiste todo el cortante a través de una grieta diagonal en la que solamente 2/3 partes de los estribos llega a la fluencia.

- 70) Las longitudes de anclaje, desarrollo y traslape se aumentarán en un 25% y tendrán 50 cm como mínimo.

9.6 DISEÑO DE COLUMNA C C 3

9.6.1 Diseño del Refuerzo Longitudinal

Debido a la gran rigidez aportada por el sistema de muros de corte (Sistema W) en el sentido Y, se obtuvieron valores relativamente pequeños para los momentos flectores actuantes en las columnas en ese sentido de análisis, tal como puede apreciarse en la Tabla 6.1. Esto nos indica que solamente requerimos hacer el diseño de la columna C-C3 considerando cada sentido de análisis independientemente, obviando así los efectos de flexocompresión biaxial. Sin embargo, reconociendo que el Código ACI, al limitar la carga axial máxima permisible al 80% de la carga axial de rotura a compresión pura, no acepta el descartar toda posibilidad de acción de momentos flectores accidentales vamos a diseñar la columna verificando el efecto biaxial.

A. CALCULO DE ESBELTECES

Si observamos en la Tabla 5.1 los porcentajes de cortante sísmico absorbidos por los Sistemas F y W del edificio en el sentido X, podemos apreciar claramente que el Sistema F asume en todos los niveles un carácter preponderante en la rigidez de la estructura. Sin embargo, de acuerdo con la Tabla 5.5 en el sentido Y el Sistema W absorbe casi el total del cortante de diseño sísmico (en este caso, para todos los niveles tenemos que $6 \sum K_{col} < \sum K_{placas}$). Por consiguiente, podemos concluir que las columnas

de la estructura se encuentran arriostradas solamente en el sentido Y.

En la Tabla 9.1 puede apreciarse el cálculo de las esbelteces de la columna C-C 3 en cada uno de los sentidos de análisis. Tal como se indicó en la sección 9.4, para el cálculo de las rigideces se tomó $0.5 I_g$ para el momento de inercia de las vigas e I_g para el de las columnas. Asimismo, los factores de longitud efectiva se obtuvieron con una calculadora programable haciendo uso de las ecuaciones 9-9.

B. EVALUACION DE ESBELTECES

a) Sentido X:

- Pórtico no arriostrado
- Límite de esbeltez: 22
- Observando las esbelteces obtenidas en la Tabla 9.1, vemos que es necesario considerar el efecto de la esbeltez en este sentido y hallar, por lo tanto, los factores de amplificación de momento.

b) Sentido Y:

- Pórtico arriostrado
- Límite de esbeltez = $34 - 12 M_1/M_2$
Al ser M_2 siempre mayor que M_1 , el valor mínimo que teóricamente puede presentarse para este límite es 22.
- Observando las esbelteces obtenidas en la Tabla 9.1 para el sentido Y, vemos que en este caso no es necesario considerar el efecto de esbeltez.

C. AMPLIFICACION DE MOMENTOS

En la Tabla 9.2 puede apreciarse el cálculo de los momentos amplificados requeridos para el análisis de la Columna C-C 3 en el sentido X. Para este cálculo se siguió el Método de Amplificación de Momentos descrito en la sección 9.4.

Para el cálculo de EI se escogió conservadoramente la expresión 9-5. En este caso, los momentos obtenidos en la columna para la carga muerta resultaron bastante pequeños por lo que se consideró $\beta_d = 0$.

Sentido X								
Pórtico No Arriostrado				$\Sigma K_{vig} = 894 \text{ cm}^3$				
Nivel	b x h (cm ²)	l_u (m)	K_{col} (cm ³)	ψ_s	ψ_i	k	r (m)	$\frac{k l_u}{r}$
8	50 x 40	2.51	871	0.97	1.95	1.45	0.12	30.3
7	50 x 40	2.51	871	1.95	1.95	1.58	0.12	33.0
6	50 x 40	2.51	871	1.95	1.95	1.58	0.12	33.0
5	50 x 40	2.51	871	1.95	3.26	1.74	0.12	36.4
4	60 x 50	2.51	2042	3.26	4.57	2.02	0.15	33.8
3	60 x 50	2.51	2042	4.57	6.89	2.36	0.15	39.5
2	70 x 60	2.51	4118	6.89	8.68	2.69	0.18	37.5
1	70 x 60	3.19	3642	8.68	1.00	2.20	0.18	39.0
Sentido Y								
Pórtico Arriostrado				$\Sigma K_{vig} = 866 \text{ cm}^3$				
Nivel	b x h (cm ²)	l_u (m)	K_{col} (cm ³)	ψ_s	ψ_i	k	r (m)	$\frac{k l_u}{r}$
8	40 x 50	2.51	1362	1.57	3.15	0.87	0.15	14.6
7	40 x 50	2.51	1362	3.15	3.15	0.90	0.15	15.1
6	40 x 50	2.51	1362	3.15	3.15	0.90	0.15	15.1
5	40 x 50	2.51	1362	3.15	4.97	0.92	0.15	15.4
4	50 x 60	2.51	2941	4.97	6.79	0.94	0.18	13.1
3	50 x 60	2.51	2941	6.79	9.87	0.96	0.18	13.4
2	60 x 70	2.51	5605	9.87	12.20	0.97	0.21	11.6
1	60 x 70	3.19	4957	12.20	1.00	0.95	0.21	14.4

Tabla 9.1 : Cálculo de Valores de Esbeltez en Columna C-C3

Tabla 9.2: Amplificación de Momentos en Columna C-C3 - Sentido X

Nivel	b x h (cm ²)	I _g (cm ⁴)	EI (kg-cm ²)	k	ℓ _u (m)	P _c (Tn)	Estado	P _u (Tn)	δ	M ₂ (Tn-m)	M _c (Tn-m)
8	50 x 40	266,667	2.31 x 10 ¹⁰	1.45	2.51	1721	I II	53.11 36.09	1.05 1.03	6.50 6.67	6.83 6.87
7	50 x 40	266,667	2.31 x 10 ¹⁰	1.58	2.51	1450	I II	112.61 78.14	1.12 1.08	6.49 6.55	7.27 7.07
6	50 x 40	266,667	2.31 x 10 ¹⁰	1.58	2.51	1450	I II	171.45 119.49	1.20 1.13	6.94 7.03	8.33 7.94
5	50 x 40	266,667	2.31 x 10 ¹⁰	1.74	2.51	1195	I II	229.41 161.34	1.38 1.24	6.83 6.90	9.43 8.56
4	60 x 50	625,000	5.42 x 10 ¹⁰	2.02	2.51	2081	I II	286.96 204.09	1.25 1.16	12.05 12.14	15.06 14.08
3	60 x 50	625,000	5.42 x 10 ¹⁰	2.36	2.51	1525	I II	343.29 247.48	1.47 1.30	9.53 9.58	14.01 12.45
2	70 x 60	1'260,000	10.94 x 10 ¹⁰	2.69	2.51	2368	I II	399.54 292.02	1.32 1.21	12.62 12.66	16.66 15.32
1	70 x 60	1'260,000	10.94 x 10 ¹⁰	2.20	3.19	2192	I II	455.80 338.00	1.42 1.28	17.55 17.58	24.92 22.50

$$I_g = \frac{b h^3}{12}$$

$$EI = \frac{E_c I_g}{2.5}$$

$$\beta_d = 0$$

$$P_c = \frac{2EI}{(k \ell_u)^2}$$

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

$$\phi = 0.70$$

$$E_c = 217,000 \text{ kg/cm}^2$$

$$C_m = 1.0$$

$$M_c = \int M_2$$

- $E_c = 15,000 \sqrt{f'_c} = 15,000 \sqrt{210} = 217,000 \text{ Kg/cm}^2$

- Como la columna pertenece a un pórtico no arriostrado se consideró $C_m = 1.0$.

- Para el cálculo de δ debió haberse empleado ΣP_u y ΣP_c , correspondiente a la suma de todas las columnas del entrepiso, en lugar de P_u y P_c . Sin embargo, esto no ha sido necesario debido a que prácticamente el resto de las columnas presentan condiciones análogas al elemento en estudio.

Puede apreciarse ahora que el Estado de Carga II ha dejado de ser crítico debido a que los momentos flectores amplificados resultan ser ahora mayores en el Estado de Carga I.

D. CALCULO DE AREAS DE REFUERZO - FLEXOCOMPRESION UNIAxIAL

En la Tabla 9.3 se muestra el cálculo de las áreas de acero de acuerdo con las cargas de diseño obtenidas, donde:

- La excentricidad se obtuvo de la manera siguiente:

$$e = \frac{M_u}{P_u}$$

luego $\frac{e}{h} = \frac{M_u}{P_u h}$

- El valor γ es la relación de la distancia entre el refuerzo de tracción y el de compresión, y el peralte total de la columna en la dirección del análisis. Entonces, empleando varillas longitudinales de $\phi 1''$ con estribos de $\phi 3/8''$ tenemos que:

$$\gamma = \frac{h - 2 \text{ rec} - 2\phi 3/8'' - 1\phi 1''}{h}$$
$$\frac{h - 2 \times 4 - 2 \times 0.95 - 2.54}{h}$$
$$\gamma = 1 - \frac{12.44}{h}$$

- Debido a la fuerte influencia de los muros de corte del edificio se han obtenido momentos flectores bajos para ambos sentidos. Por este motivo,

Tabla 9.3: Cálculo de refuerzo longitudinal de Columna C-C3 a flexocompresión uniaxial

Nivel	b x h (cm ²)	A _g (cm ²)	Estado	P _u (Tn)	P _u /A _g (Kg/cm ²)	Sentido X				Sentido Y				A _{st} (cm ²)	ρ _g	φ _p (*)
						M _c (Tn-m)	e/h	γ	M ₂ (Tn-m)	e/h	γ	M ₂ (Tn-m)	e/h			
8	50 x 40	2000	I	53.11	26.56	6.83	0.32	0.69	1.02	0.04	0.75	0.01	0.01	20.00	0.01	4 Ø 1"
			II	36.09	18.05	6.87	0.48	0.69	2.76	0.15	0.75	0.01	0.01	20.00	0.01	4 Ø 1"
7	50 x 40	2000	I	112.61	56.31	7.27	0.16	0.69	0.35	0.01	0.75	0.01	0.01	20.00	0.01	4 Ø 1"
			II	78.14	39.07	7.07	0.23	0.69	2.76	0.07	0.75	0.01	0.01	20.00	0.01	4 Ø 1"
6	50 x 40	2000	I	171.45	87.73	8.33	0.12	0.69	0.45	0.01	0.75	0.01	0.01	20.00	0.01	4 Ø 1"
			II	119.49	59.75	7.94	0.17	0.69	2.62	0.04	0.75	0.01	0.01	20.00	0.01	4 Ø 1"
5	50 x 40	2000	I	229.41	114.71	9.43	0.10	0.69	0.36	0.00	0.75	0.01	0.01	20.00	0.01	4 Ø 1"
			II	161.34	80.67	8.56	0.13	0.69	2.88	0.04	0.75	0.01	0.01	20.00	0.01	4 Ø 1"
4	60 x 50	3000	I	286.09	95.36	15.06	0.11	0.75	0.56	0.00	0.79	0.01	0.01	30.00	0.01	6 Ø 1"
			II	204.09	68.03	14.08	0.14	0.75	3.20	0.03	0.79	0.01	0.01	30.00	0.01	6 Ø 1"
3	60 x 50	3000	I	343.29	114.43	14.01	0.08	0.75	0.41	0.00	0.79	0.01	0.01	30.00	0.01	6 Ø 1"
			II	247.48	82.49	12.45	0.10	0.75	3.65	0.02	0.79	0.01	0.01	30.00	0.01	6 Ø 1"
2	70 x 60	4200	I	399.54	95.13	16.66	0.07	0.79	0.75	0.00	0.82	0.01	0.01	42.00	0.01	10 Ø 1"
			II	292.02	69.53	15.32	0.09	0.79	3.55	0.02	0.82	0.01	0.01	42.00	0.01	10 Ø 1"
1	70 x 60	4200	I	455.80	108.52	24.92	0.09	0.79	0.55	0.00	0.82	0.01	0.01	42.00	0.01	10 Ø 1"
			II	338.00	80.48	22.50	0.11	0.79	5.19	0.02	0.82	0.01	0.01	42.00	0.01	10 Ø 1"

(*) Nota.- Susceptible a corrección por efectos de flexocompresión biaxial

el cálculo de las áreas de acero se realizó en base a las condiciones más desfavorables de cada nivel considerando unicamente flexocompresión uniaxial.

- Para la determinación de las cuantías de refuerzo se emplearon los gráficos de diseño del SP-17A. Como se podrá apreciar, sólo se requirió tomar, para cada caso, la cuantía mínima de diseño.

E. VERIFICACION DEL EFECTO BIAXIAL

Como lo indicamos anteriormente, los momentos flectores obtenidos para el diseño son bastante pequeños; por lo tanto, la carga axial resistente de la sección para cada sentido de análisis es la carga máxima permisible de diseño (ver expresión 9-5b). Entonces, en este caso tenemos que:

$$P_{nx} = P_{ny} = P_{n(max)} = 0.80 P_o$$

luego, empleando la fórmula de Bresler:

$$\frac{1}{P_n} = \frac{1}{P_{nx}} + \frac{1}{P_{ny}} - \frac{1}{P_o} = \frac{1}{0.8 P_o} + \frac{1}{0.8 P_o} - \frac{1}{P_o}$$

de donde despejamos:

$$P_n = \frac{2}{3} P_o$$

Tal como se ve, $P_n > 0.10 P_o$; por lo tanto, la aplicación de la fórmula es válida.

Ahora, afectando el factor de reducción de carga y empleando la expresión 9-2, obtenemos finalmente:

$$P_{ur} = \frac{2}{3} \phi \left[0.85 f'_c (A_g - A_{st}) + f_y A_{st} \right]$$

en donde P_{ur} es la carga axial resistente final considerando el efecto de flexocompresión biaxial.

En la Tabla 9.4 podemos ver que el efecto biaxial generado por el criterio de reducción para la carga máxima permisible motivó el tener que incrementar el refuerzo en los niveles 1,3 y 5, requiriéndose un último tan

Nivel	A _g (cm ²)	P _u (Tn)	Primer Tanteo			Segundo Tanteo		
			∅ _b	A _{st} (cm ²)	P _{ur} (Tn)	∅ _b	A _{st} (cm ²)	P _{ur} (Tn)
8	2000	53.11	4 ∅ 1"	20.28	204.66	4 ∅ 1"	20.28	204.66
7	2000	112.61	4 ∅ 1"	20.28	204.66	4 ∅ 1"	20.28	204.66
6	2000	171.45	4 ∅ 1"	20.28	204.66	4 ∅ 1"	20.28	204.66
5	2000	229.41	4 ∅ 1"	20.28	204.66	6 ∅ 1"	30.42	223.69
4	3000	286.96	6 ∅ 1"	30.42	306.99	6 ∅ 1"	30.42	306.99
3	3000	343.29	6 ∅ 1"	30.42	306.99	10 ∅ 1"	50.70	345.05
2	4200	399.54	10 ∅ 1"	50.70	445.01	10 ∅ 1"	50.70	445.01
1	4200	455.80	10 ∅ 1"	50.70	445.01	12 ∅ 1"	60.84	464.04

Tabla 9.4 : Verificación de diseño de refuerzo longitudinal de Columna C-C3 bajo efecto de flexocompresión biaxial

teo adicional. En el nivel 5, la carga axial resistente resultó finalmente ligeramente menor a la actuante; sin embargo, podemos considerarlo satisfactorio, tomando en cuenta que la condición biaxial asumida es difícil que se pueda presentar en la realidad.

F. VERIFICACION DE DUCTILIDAD

De la Tabla 9.4 puede deducirse que las cuantías obtenidas varían entre 1.01% y 1.69%, lo cual garantiza una adecuada ductilidad en la columna.

9.6.2 Diseño del Refuerzo Transversal

A. COMPROBACION POR CORTANTE

De manera muy conservadora podemos simplificar la expresión 9-16 obteniendo:

$$\begin{aligned}\phi V_c &= 0.53 \phi \sqrt{f'_c} b_w d \\ &= 0.53 \times 0.85 \sqrt{210} b_w d \\ \phi V_c &= 6.53 b_w d\end{aligned}$$

Luego, para cada sección de la columna tenemos:

$$\text{Para } 40 \times 50 \quad \phi V_c = 6.53 \times (40) \times (50) / 1000 = 13.06 \text{ Tn}$$

$$\text{Para } 50 \times 60 \quad \phi V_c = 19.59 \text{ Tn}$$

$$\text{Para } 60 \times 70 \quad \phi V_c = 27.43 \text{ Tn}$$

Si revisamos los valores de los cortantes obtenidos para la columna en el Capítulo 6, vamos a poder apreciar que en todos los casos $V_u < \phi V_c$; por lo tanto, el refuerzo transversal a poner es sólo el mínimo necesario para confinamiento.

B. DETALLADO DEL REFUERZO TRANSVERSAL

De acuerdo con la sección 9.5.1.5 debemos colocar estribos con un

espaciamiento máximo de 10 cm en una longitud igual a la mayor dimensión de la columna.

Asimismo, de acuerdo con la sección 9.2.1.b el espaciamiento máximo es el menor valor de :

$$s = 16 \phi_{\text{principal}} = 16 \times 2.54 = 40 \text{ cm}$$

$$s = 48 \phi_{\text{estribos}} = 48 \times 0.95 = 45 \text{ cm}$$

$$s = \text{menor dimensión de columna} = 40 \text{ cm a } 60 \text{ cm}$$

Sin embargo, de acuerdo con la sección 9.5.2.3, en columnas de pórticos dúctiles especiales cuando predomina la flexocompresión sobre la flexión (esto es, cuando $P_e > 0.4 \phi P_b$) el espaciamiento máximo es $d/2$.

Por lo tanto, finalmente el estribado a colocar es el siguiente:

- Para 40 x 50: $\square \phi 3/8": 1@.05, 5@.10, R@.20$

- Para 50 x 60: $\square \phi 3/8": 1@.05, 6@.10, R@.25$

- Para 60 x 70: $\square \phi 3/8": 1@.05, 7@.10, R@.30$

CAPITULO 10

DISEÑO DE MUROS

- 10.1 Generalidades
- 10.2 Especificaciones Generales para el Diseño de Muros
- 10.3 Recomendaciones Adicionales para el Diseño de Muros
de Corte Dúctiles Especiales
- 10.4 Diseño de Placa P-Á

10.1 GENERALIDADES

En este capítulo vamos a realizar el diseño de los muros de corte o placas de nuestro edificio, de acuerdo con los estados de carga obtenidos en el Capítulo 6 de este trabajo.

Para este caso, se tomó como ejemplo de diseño a la placa perimétrica P-A, la cual por simetría es equivalente a la placa P-J.

Asimismo, estamos adjuntando un resumen de las disposiciones reglamentarias para el diseño de estos elementos, especificados por el Código ACI y el Reglamento Nacional de Construcciones. Estas disposiciones, en conjunto con parte de la teoría descrita en los capítulos anteriores, nos servirán para mejorar la comprensión del procedimiento empleado.

10.2 ESPECIFICACIONES PARA EL DISEÑO DE MUROS

10.2.1 Diseño de Muros a Compresión Axial

En la sección 14.2 del Código ACI se muestra un método sencillo para el diseño de muros a compresión axial conocido como el Método Empírico de Diseño. Este método considera a la carga axial de diseño P_u como concéntrica. Sin embargo, sus especificaciones son aplicables a muros con excentricidades de hasta $h/6$, siendo h el espesor total del muro.

A continuación presentamos las principales disposiciones del método para el diseño del refuerzo de acero:

1.- La resistencia de diseño por carga axial P_{nw} de un muro se debe calcular con:

$$\phi P_{nw} = 0.55 \left[\phi f'_c A_g \left[1 - \left(\frac{l_c}{40 h} \right)^2 \right] \right] \quad (10-1)$$

donde:

$\phi = 0.70$

$l_c =$ distancia vertical entre apoyos

$A_g =$ área total de la sección

~~2.-~~ La cuantía mínima para el refuerzo horizontal es:

a) $\rho_h = 0.0020$, si $\phi \leq 5/8"$ y $f_y \geq 4200 \text{ Kg/cm}^2$

b) $\rho_h = 0.0025$, para otros casos

~~3.-~~ La cuantía mínima para el refuerzo vertical es:

a) $\rho_n = 0.0012$, si $\phi \leq 5/8"$ y $f_y \geq 4200 \text{ Kg/cm}^2$

b) $\rho_n = 0.0015$, para otros casos

~~4.-~~ Los muros de un espesor mayor de 25 cm, excepto los muros de sótanos, deben tener el refuerzo de cada dirección colocado en dos capas paralelas.

~~5.-~~ Además del refuerzo mínimo prescrito en 2 y 3, deben colocarse por lo menos 2 varillas de $\phi 5/8"$ alrededor de todas las aberturas de puertas o ventanas. Estas varillas deben extenderse por lo menos 60 cm más allá de la esquina de las aberturas.

~~6.-~~ Tanto para el refuerzo horizontal como para el vertical, el espaciamiento no debe ser mayor de $3h$ o 45 cm, y las varillas no deben ser menores de $\phi 3/8"$.

10.2.2 Diseño de Muros a Flexocompresión

En el caso que la carga axial de diseño se encuentre fuera del tercio medio superior ($e > h/6$), se requiere analizar al muro como un elemento sujeto a flexocompresión de acuerdo con los requisitos de diseño descritos en el capítulo anterior.

Sin embargo, el Código ACI en su sección 10.15 indica mantener las mismas cuantías mínimas de refuerzo descritas en el acápite 2 de la sección 10.2.1. Asimismo, indica no ser necesario los estribos laterales cuando:

(1) $\rho_v \leq 0.01$, o (2) no se requiere refuerzo vertical por compresión.

10.2.3. Diseño de Muros por Fuerza Cortante

El diseño por fuerza cortante horizontal en el plano del muro lo

haremos de acuerdo con las disposiciones de la sección 11.10 del Código ACI:

1/ El diseño de la sección horizontal por cortante en el plano del muro debe estar basado en las ecuaciones 7-35 y 7-36.

2/ En cualquier sección horizontal, la resistencia nominal al cortante V_n no debe exceder de:

$$V_n \leq 2.7 \sqrt{f'_c} h d \quad (10-2)$$

en donde $d = 0.8 \ell_w$, siendo ℓ_w la longitud horizontal del muro.

3/ La resistencia nominal al corte proporcionada por el concreto puede hallarse de:

$$V_c = 0.53 \sqrt{f'_c} h d \quad (10-3)$$

en el caso de muros sujetos a N_u en compresión.

4/ Para cálculos más detallados, V_c no debe considerarse mayor que el menor valor calculado de:

$$V_c = 0.87 \sqrt{f'_c} h d + \frac{N_u d}{4 \ell_w} \quad (10-4)$$

$$y \quad V_c = 0.16 \sqrt{f'_c} + \left[\frac{\ell_w \left(0.33 \sqrt{f'_c} + 0.2 \frac{N_u}{\ell_w h} \right)}{\left(\frac{M_u}{V_u} - \frac{\ell_w}{2} \right)} \right] h d \quad (10-5)$$

donde N_u es negativo para tracción. Cuando $\frac{M_u}{V_u} - \frac{\ell_w}{2}$ es negativo, la ecuación 10-5 no se debe aplicar.

5/ Las secciones ubicadas más cerca de la base del muro que $\ell_w/2$ ó $1/2 h_w$, el que sea menor, pueden diseñarse para el mismo V_c calculado para la distancia $\ell_w/2$ ó $1/2 h_w$. Para los fines del caso, h_w es la altura libre del muro.

6/ Cuando $V_u \leq \phi V_c/2$, el refuerzo debe proporcionarse de acuerdo con el acápite 2 de la sección 10.2.1.

7/ Cuando $V_u > \phi V_c/2$, el refuerzo se diseñará de acuerdo a:

a) REFUERZO HORIZONTAL

a.1) El cortante nominal proporcionado por el acero V_s no será menor de:

$$V_s = \frac{A_v f_y d}{s_2} \quad (10-6)$$

donde:

A_v = área horizontal de refuerzo por cortante dentro de una distancia s_2 .

s_2 = separación del refuerzo horizontal del muro.

a.2) $\rho_h \geq 0.0025$

a.3) El espaciamiento del refuerzo horizontal del muro s_2 no debe exceder de $\ell_w/5$, $3h$ ni 45 cm.

b) REFUERZO VERTICAL

b.1) La cuantía del refuerzo vertical por cortante no debe ser menor que:

$$\rho_n = 0.0025 + 0.5 \left(2.5 + \frac{h_w}{\ell_w} \right) (\rho_h - 0.0025) \quad (10-7)$$

ni menor que 0.0025 , pero necesita ser mayor que ρ_h .

b.2) El espaciamiento del refuerzo vertical por cortante s no debe exceder de ℓ_w , $3h$ ni 45 cm.

10.3 RECOMENDACIONES ADICIONALES PARA EL DISEÑO DE MUROS DE CORTE DUCTILES ESPECIALES

A continuación, se indican las recomendaciones de mayor importancia para el diseño de muros de corte dúctiles especiales sustraídas del Código ACI (ver sección A.8) y de las N.D.S.R (ver sección 2.5.5):

1.- La cuantía mínima de refuerzo horizontal o vertical no será menor de 0.0025 .

2.- Debe proporcionarse un refuerzo vertical especial mínimo, $A_s = (14/f_y)$

hd, concentrado cerca de los extremos del muro cuando: $P_e \leq 0.4 P_D$, y el esfuerzo de la fibra extrema en tracción, calculado para la sección total de concreto (despreciando el refuerzo), exceda de $0.15 f_r$. Para los fines del caso, d es el peralte efectivo del refuerzo en tracción, y $f_r = 2\sqrt{f'_c}$ es el módulo de rotura del concreto.

3. El muro debe tener elementos verticales de borde (columnas estribadas) diseñadas para resistir todos los esfuerzos verticales que resulten de la aplicación de las combinaciones de carga a la rotura actuantes.

10.4 DISEÑO DE PLACA P-A

10.4.1 Diseño por Compresión Axial

El elemento a diseñar es una placa de 20 cm de ancho y 19.85 m de largo, presentando sobreanchos producidos por vigas de $40 \times 55 \text{ cm}^2$ y columnas de $40 \times 65 \text{ cm}^2$. Sin embargo, estos ensanchamientos no serán considerados durante el diseño a fin de simplificar los cálculos requeridos (lo cual está del lado de la seguridad). En la sección 4.3.3 se halla esquematizada la placa a diseñar. Asimismo, las cargas de diseño se hallan resumidas en la Tabla 6.2.

Para que el diseño pueda efectuarse por compresión axial pura se debe asegurar de que no se presenten esfuerzos de tracción en las fibras extremas de la sección. Esta condición se presenta siempre que la resultante de las cargas de diseño se encuentre dentro del tercio medio de la longitud total de la placa:

$$e_{\max} = \frac{\ell}{6} = \frac{19.85}{6} = 3.31 \text{ m}$$

Si observamos los estados de carga obtenidos en la Tabla 6.2 podrá verificarse que no es posible asumir compresión axial cuando actúe la carga sísmica. Asimismo, podemos comprobar fácilmente que la carga axial crítica se presenta en el primer nivel considerando la hipótesis $U = 1.5D + 1.8L$ (Estado de Carga I). Luego tenemos que $P_{UCR} = 1115.18 \text{ Tn}$.

De la expresión 10-1 podemos obtener la capacidad de carga axial del muro:

$$P_u = 0.55 \times 0.7 \times 0.210 \times 44,900 \left[1 - \left(\frac{346}{40 \times 20} \right)^2 \right]$$

$$P_u = 2951.12 \text{ Tn} > P_{u_{cr}} = 1115.18 \text{ Tn}$$

por lo que queda este análisis conforme.

10.4.2 Diseño por Fuerza Cortante

De la Tabla 6.2 vemos que la fuerza cortante crítica se produce en el primer nivel para el Estado de Carga II. Luego tenemos que $V_{u_{cr}} = 369.75 \text{ Tn}$.

De acuerdo con la ecuación 10-3, en forma conservadora la resistencia nominal al corte proporcionada por el concreto es:

$$d = 0.8 l_w = 0.8 \times 19.85 = 15.88 \text{ m}$$

$$\phi V_c = \frac{0.85 \times \left[0.53 \sqrt{210} \times 20 \times 1588 \right]}{1000} = 207.34 \text{ Tn},$$

lo cual es insuficiente para resistir el cortante crítico actuante.

Entonces, si empleamos las expresiones 10-4 y 10-5 tendremos que:

$$V_c = \frac{0.87 \sqrt{210} \times 20 \times 1588}{1000} + \frac{817.35 \times 1588}{4 \times 1985} = 563.88 \text{ Tn}, \text{ o}$$

$$V_c = \left[1.16 \sqrt{210} + \frac{1985 \left(0.33 \sqrt{210} + 0.2 \frac{817.35 \times 1000}{1985 \times 20} \right)}{\frac{5881.50 \times 100}{369.75} - \frac{1985}{2}} \right]$$

$$\times \frac{20 \times 1588}{1000} = 1011.63 \text{ Tn}$$

Tomando el menor valor obtenemos que $\phi V_c = 0.85 \times 563.88 = 479.30 \text{ Tn}$.
Siendo $\phi V_c > V_{u_{cr}}$ concluimos que no se requiere estribos por corte.

10.4.3 Diseño de Armadura Mínima

Siguiendo la recomendación para el diseño de muros de corte dúctiles especiales, el refuerzo mínimo se obtiene tal como sigue:

$$\rho_h = \rho_v = 0.0025$$

$$A_s = 0.0025 \times 100 \times 20 = 5.00 \text{ cm}^2$$

lo que equivale a emplear en dos capas:

$$\phi \text{ 3/8" } @ \text{ 0.25 m (dos capas)}$$

10.4.4 Diseño por Flexocompresión

En los países no sísmicos, el requerimiento de resistencia para el acero a flexión en los muros de corte no es grande. En tales muros, la práctica tradicional ha sido proporcionar una cuantía de 0.25% a todo lo largo de la sección. Es natural, entonces, que en dicha disposición no se utilice con eficiencia el acero en el momento máximo debido a que muchas varillas operan con un brazo de palanca relativamente pequeño. Además, la curvatura máxima y por tanto la ductilidad de curvatura se reduce considerablemente cuando se emplea de esta manera gran cantidad de acero a flexión. La distribución de acero uniforme a través de la sección no sólo es antieconómica, sino altamente indeseable para mayores contenidos de acero, siempre que se desee absorción de energía en el intervalo inelástico.

En una sección eficiente de muro a cortante, sujeta a momentos de volteo considerables, el grueso del refuerzo a flexión se coloca próximo al borde a tensión. Lógicamente, debido a las inversiones de momentos originadas por las cargas de sismo, normalmente se requieren iguales cantidades de refuerzo en ambos extremos.

Debido a la gran área de la sección transversal, la carga axial de compresión en el muro de corte es mucho menor que la que provocaría la condición de falla balanceada P_b (esta condición se presenta con gran frecuencia). Como resultado de ello, se produce un incremento en la capacidad de momentos por la aplicación de las cargas de gravedad en el muro. De esta manera, es por demás conservador el desprestigiar las cargas axiales y diseñar a la placa como si fuese una viga en voladizo considerando solamente la flexión.

10.4.5 Diseño por Flexión

Es muy común ver en los edificios elevados muros de corte con una o más hileras verticales de aberturas debido a la presencia de puertas de acceso, ventanas, pases y ductos de servicio. Por lo tanto, muchas veces el muro queda subdividido en dos muros más cortos interconectados entre sí mediante vigas cortas de conexión. Estas vigas son a menudo muy peraltadas produciéndose en ellas deformaciones a cortante que pueden volverse muy significativas.

Con frecuencia es muy difícil clasificar una estructura de muro de corte conectada. Por un lado se puede considerar que la estructura es un muro que contiene aberturas; por otro lado, puede ser más apropiado hablar de un pórtico rígido constituido por miembros muy peraltados. Ambas definiciones nos indican que es posible que las técnicas manuales convencionales de análisis estructural no sean adecuadas.

Para el análisis de nuestro proyecto se consideró a la Placa P-A en estudio como un solo elemento rígido, el cual absorbió un alto porcentaje del cortante de sismo. Sin embargo, para el diseño debemos tomar en cuenta las aberturas de 1.80 x 2.10 m² que se presentan en cada uno de los niveles de la placa debido a la presencia de las puertas de escape tipo P-3. En la figura 10.1 podemos apreciar cómo estas aberturas dividen a la placa en dos muros de corte que llamaremos W-1 y W-2.

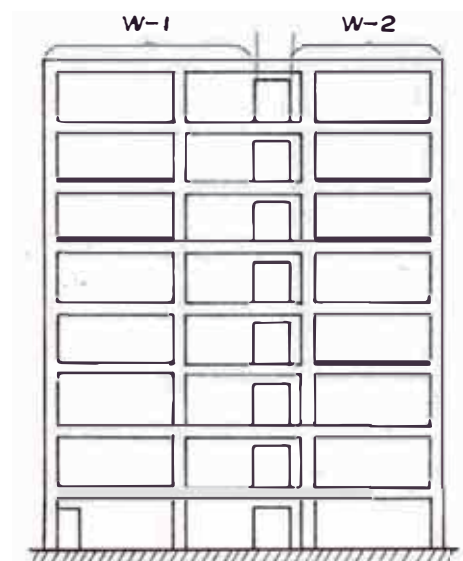
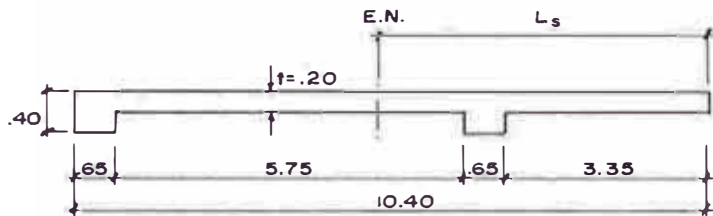


Figura 10.1: Elevación de Placa P-A

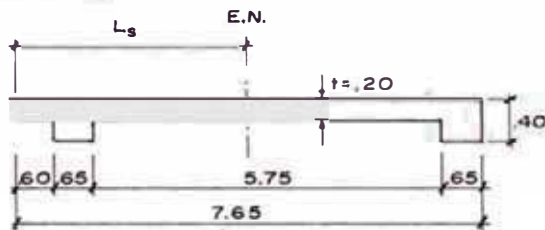
Bajo estas condiciones se obtuvieron las principales características geométricas de cada muro siguiendo la secuencia establecida en 4.3.3:

a) Muro W-1



$$A_W = 23,400 \text{ cm}^2$$
$$I_W = 22,067.7 \times 10^5 \text{ cm}^4$$
$$L_S = 5.39 \text{ m}$$

b) Muro W-2



$$A_W = 17,900 \text{ cm}^2$$
$$I_W = 10,153.2 \times 10^5 \text{ cm}^4$$
$$L_S = 3.87 \text{ m}$$

Entonces, para el cálculo de las áreas de acero se puede obtener los momentos de volteo de ambos muros distribuyendo en función a sus rigideces los momentos últimos obtenidos en el Capítulo 6 para el total de la Placa P-A.

El diseño del refuerzo se hará asumiendo a cada muro de corte como viga en voladizo de gran peralte. De esta manera, todo el esfuerzo vertical principal se ubicará en los extremos de cada muro. No se considerará el aporte del acero en compresión. Asimismo, se desprecia la contribución del refuerzo en el núcleo, el cual no tiene gran importancia y, a su vez, permite obtener considerables simplificaciones. Por último, también se está despreciando el efecto benéfico de la compresión axial en el muro por efectos de las cargas verticales D y L.

Para el cálculo de d suponemos que el centroide de masas de refuerzo se ubica a 40 cm y 35 cm de las fibras de borde de los muros

W-1 y W-2 respectivamente, entonces:

$$d_1 = 1040 - 40 = 1000 \text{ cm}$$

$$d_2 = 765 - 35 = 730 \text{ cm}$$

Como sabemos que la flexión es mandatoria, debemos considerar una cuantía mínima a emplear en cada extremo. Entonces, omitiendo los ensanches verticales de la placa tenemos que:

$$A_{s_{\min}} \text{ (flexión)} = \frac{14}{f_y} hd$$
$$A_{s_1} = \frac{14}{4200} \times 20 \times 1000 = 66.67 \text{ cm}^2$$
$$A_{s_2} = \frac{14}{4200} \times 20 \times 730 = 48.67 \text{ cm}^2$$

Luego, considerando que los ensanches constituyen las columnas de borde de los pórticos transversales (Sentido X), la cuantía mínima del refuerzo longitudinal por compresión es del 1%. Entonces, el refuerzo mínimo, en este caso, es:

$$A_{s_{\min}} = 0.01 \times 40 \times 65 = 26 \text{ cm}^2 = 6 \text{ } \emptyset \text{ 1"}$$

En la Tabla 10.1 podemos apreciar el cálculo del refuerzo en el Muro W-1. Los momentos de volteo se obtuvieron afectando los momentos últimos obtenidos en la Tabla 6.2 por la relación $I_{w1}/(I_{w1} + I_{w2})$. Así mismo, podemos apreciar que a partir del tercer nivel el área de acero obtenida resulta menor que la mínima por flexión ($A_{s1} = 66.67 \text{ cm}^2$); de esta manera, el refuerzo final se obtuvo incrementándosele en 1/3 el valor inicial requerido por el análisis A_{sr} . De manera similar calculamos el refuerzo requerido en el Muro W-2, tal como se muestra en la Tabla 10.2.

10.4.6 Diseño de Vigas A-1,4

En el diseño original, el proyectista arquitectónico planteó para los ejes A y J del edificio unos ensanches horizontales de 40 x 55 cm² en los encuentros con los niveles de piso a manera de vigas; sin embargo, al asumirse por requerimiento estructural el empleo de muros

Nivel	M_u (Tn-m)	K	w	A_{sr} (cm ²)	A_s (cm ²)	A_s (ϕ)
8	144.43	0.0034	0.0040	4.00	5.33	2 ϕ 1"
7	428.40	0.0102	0.0120	12.00	16.00	4 ϕ 1"
6	828.63	0.0197	0.022	22.00	29.33	6 ϕ 1"
5	1328.85	0.0316	0.036	36.00	48.00	10 ϕ 1"
4	1905.96	0.0454	0.052	52.00	66.67	14 ϕ 1"
3	2548.21	0.0607	0.071	71.00	71.00	14 ϕ 1"
2	3234.13	0.0770	0.090	90.00	90.00	18 ϕ 1"
1	4028.17	0.0959	0.114	114.00	114.00	24 ϕ 1"

Tabla 10.1: Cálculo de refuerzo por flexión en extremos de Muro W-1 (Placa P-A).

Nivel	M_u (Tn-m)	K	w	A_{sr} (cm ²)	A_s (cm ²)	A_s (ϕ)
8	66.45	0.0030	0.003	2.19	2.92	2 ϕ 1"
7	197.10	0.0088	0.010	7.30	9.73	2 ϕ 1"
6	381.25	0.0170	0.019	13.87	18.49	4 ϕ 1"
5	611.40	0.0273	0.031	22.63	30.17	6 ϕ 1"
4	876.92	0.0392	0.045	32.85	43.80	8 ϕ 1"
3	1172.42	0.0524	0.060	43.80	48.67	10 ϕ 1"
2	1488.00	0.0665	0.077	56.21	56.21	12 ϕ 1"
1	1853.33	0.0828	0.098	71.54	71.54	14 ϕ 1"

Tabla 10.2: Cálculo de refuerzo por flexión en extremos de Muro W-2 (Placa P-A).

de corte en ambos ejes perimétricos, estas "vigas" quedaron como parte constituyente de las Placas P-A y P-J.

De esta manera, las Vigas VA-1,4 (VJ-1,4) no actúan básicamente como miembros a flexión, sino más bien sirven como elementos de confinamiento al muro de corte.

a) Diseño de Refuerzo Longitudinal

Para el diseño del refuerzo longitudinal de las vigas emplearemos la cuantía mínima considerada para el muro:

$$\rho_h = 0.0025$$

$$A_s = 0.0025 \times 40 \times 55 = 5.50 \text{ cm}^2$$

Distribuyendo el acero tomando en cuenta el refuerzo de relleno de la placa tenemos que:

$$A_{s_{sup}} = A_{s_{inf}} = 1 \text{ } \emptyset \text{ } 5/8'' + 2 \text{ } \emptyset \text{ } 3/8''$$

b) Diseño del Refuerzo Transversal

Para el diseño del refuerzo transversal de las vigas, debemos considerar que el muro cuenta con refuerzo vertical capaz de absorber las tracciones que pudiesen generar las cargas sísmicas. Por lo tanto, usaremos solamente el refuerzo transversal mínimo especificado en la sección 8.2. De esta manera, la separación máxima para los estribos debe ser:

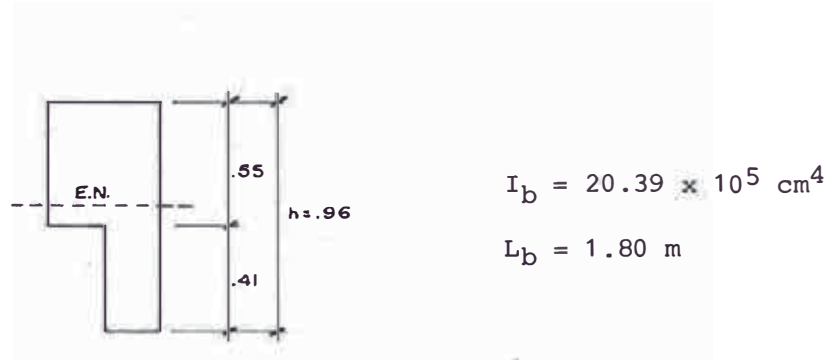
$$s_{max} = \frac{d}{2} = \frac{48.8}{2} \approx 25 \text{ cm}$$

Luego el detallado a emplear es el siguiente:

$$\square \emptyset 3/8'' : 1 @ .05 , 7 @ .10 , R @ .25$$

10.4.7 Diseño de Vigas de Conexión en Placa P-A

En este caso, tenemos una viga con las características siguientes:



Como es lógico, debido al carácter cíclico de la carga sísmica, los esfuerzos de flexión y corte resultan iguales en magnitud en las fibras superior e inferior.

De las expresiones 5-10 y 5-11 se puede demostrar con facilidad que para vigas de conexión de muros acoplados, los momentos actuantes M_E pueden obtenerse de la siguiente fórmula:

$$M_{E_i} = \frac{6 E I_{bi} \ell}{(L_b)^2} \theta_i \quad (10-1)$$

en donde ℓ es la distancia entre los centroides de los muros acoplados.

Entonces, afectando la expresión 10-1 por el factor de carga correspondiente obtenemos los momentos últimos correspondientes:

$$M_{u_i} = 1.25 \times M_{E_i} = 1.25 \times \frac{6 E I_{bi} \ell}{(L_b)^2} \theta_i$$

$$M_{u_i} = \frac{7.5 E I_{bi} \ell}{(L_b)^2} \theta_i \quad (10-2)$$

Luego, aplicando la fórmula anterior a nuestro proyecto tenemos que:

$$\ell = L_{s_1} + L_{s_2} + L_b = 5.39 + 3.87 + 1.80 = 11.06 \text{ m}$$

$$M_{u_i} = \frac{7.5 E I_{bi}}{(L_b)^2} \theta_i = \frac{7.5 \times 217,000 \times 20.39 \times 11.06}{(1.80)^2} \theta_i$$

$$M_{u_i} = 11.328 \times 10^5 \theta_i \quad (10-3)$$

en donde M_{u_i} se expresan en Tn-m y θ_i en radianes.

Para el diseño se podría llegar a creer que la viga debería poseer una ductilidad bastante grande al tener cantidades iguales de refuerzo superior e inferior. Sin embargo, al tener la viga una relación de luz/peralte menor a 2, las fuerzas cortantes y el agrietamiento consecuente diagonal provocan una redistribución radical de las fuerzas de tensión a lo largo del refuerzo a flexión. Para pequeñas relaciones de luz/peralte se ha demostrado que todavía hay esfuerzo de tensión en el refuerzo en lugares donde la teoría convencional a flexión indica que debe haber esfuerzos de compresión. Este fenómeno se produce al encontrarse los apoyos relativamente cercanos entre sí, haciendo que la redistribución de esfuerzos en zonas de tensión y compresión ya no sean efectos locales.

Por lo tanto, en diseños convencionales (con refuerzo principal horizontal) el cortante y el consecuente agrietamiento diagonal tienen los siguientes resultados:

- a) Tensión en el refuerzo longitudinal en zonas en que, de acuerdo a la teoría de flexión, debe prevalecer la compresión.
- b) Un dispersión de tensión a lo largo de toda la viga si la relación luz/peralte es suficientemente pequeña (menor a 1.5).
- c) Invalidación de los conceptos de diseño de vigas doblemente reforzadas, ya que tanto el refuerzo superior como inferior pueden estar en tensión en las zonas críticas. El refuerzo positivo no alivia la compresión en el concreto, por lo que no puede esperarse un aumento en la ductilidad del elemento.

Tal como lo indican Park y Paulay en su libro "Estructuras de Concreto Reforzado", puede mejorarse notablemente la ductilidad y la resistencia útil de las vigas de conexión si en vez de emplear la distribución convencional de acero se coloca el refuerzo principal diagonalmente en la viga.

En la Figura 10.2 tenemos que:

$$T_u = C_u = \phi (A_s f_y) \text{ y } V_u = 2 T_u \text{ sen } \alpha$$

Tomando momentos en el apoyo y reemplazando sucesivamente vemos que:

$$M_u = \frac{V_u L_b}{2} = L_b T_u \text{ sen } \alpha = L_b \phi A_s f_y \text{ sen } \alpha$$

Despejando obtenemos finalmente:

$$A_s = \frac{M_u}{\phi L_b f_y \text{ sen } \alpha} \tag{10-4}$$

en donde $\phi = 0.90$ es el coeficiente de reducción de resistencia a tensión axial y:

$$\tan \alpha = \frac{h - 2 d'}{L_b} \tag{10-5}$$

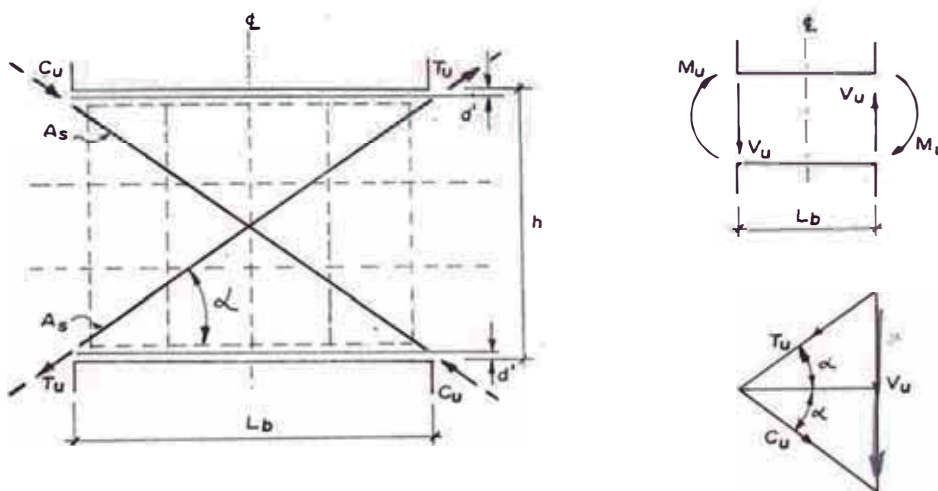
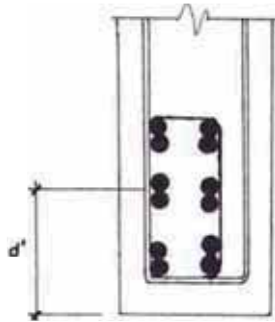


Figura 10.2: Modelo de viga de conexión reforzada diagonalmente

Bajo estas condiciones el concreto no influye en el comportamiento de la viga, con tal que las varillas diagonales a compresión no queden inestables por pandeo lateral; por lo tanto, se recomienda el empleo de estribos amplios alrededor del refuerzo diagonal a fin de retener el concreto aledaño al mismo.

Entonces, en nuestro caso asumiendo emplear un refuerzo diagonal compuesto por 12 $\phi 1"$ dispuestos como se indica en el esquema, tenemos que:



$$\begin{aligned}d' &= \text{rec} + 1 \phi 3/8'' + 3 \phi 1'' + 2.5 \\ &= 4.0 + 0.95 + 3 \times 2.54 + 2.5 \\ d' &= 15.1 \text{ cm}\end{aligned}$$

Reemplazando valores sucesivamente en 10-5 y 10-4 podemos obtener finalmente:

$$A_S = 0.428 M_U \quad (10-6)$$

en donde A_S está en cm^2 y M_U en Tn-m.

Por último, en la Tabla 10.3 podemos apreciar el cálculo de refuerzo diagonal en cada nivel de la viga. Los giros indicados corresponden a los obtenidos para el Sistema W del Sentido Y y fueron extraídos de la Tabla 5.5. Los momentos últimos se calcularon con 10-3 y el área de refuerzo con 10-6. Al escoger el refuerzo por varillas se consideró una escasa rebaja en las áreas de acero, a fin de considerar en cierta forma el efecto benéfico proporcionado por las cargas verticales actuales sobre la placa, reconociendo que éstas ejercen una disminución en las deformaciones generadas por los momentos de volteo.

10.4.8 Diseño de Refuerzo en Vanos

Tal como se indicó en la sección 10.2.1, el Código ACI especifica que debe colocarse un mínimo de 2 varillas de $\phi 5/8''$ alrededor de todas las aberturas de puertas o ventanas, extendiéndolas por lo menos 60 cm más allá de sus esquinas.

En nuestro caso nos falta considerar el refuerzo del vano correspondiente a la puerta P-5 de 1.0 x 2.10 m2 en el primer nivel de la

Placa P-A. Para ello podemos notar que su ubicación se presenta justo en la zona en que se pueden generar los esfuerzos por momentos de volteo más elevados. Sin embargo, debido a su poco tamaño y a la continuidad de la placa por encima de éste en todos los niveles subsiguientes, podemos concluir con toda seguridad que las tensiones locales son asumidas en su totalidad por el refuerzo vertical de borde diseñado en la sección 10.4.5 (recordando que bajo esa premisa se calculó el área de refuerzo).

Por otro lado, la reducción del área de concreto en este vano, cuando éste trabaja en compresión, es asumida fácilmente por el refuerzo vertical positivo del borde correspondiente en compresión.

En resumen, sólo vamos a considerar el refuerzo mínimo indicado anteriormente (2 ϕ 5/8"), ya sea para el borde horizontal superior, como para el borde vertical interior.

Nivel	θ_i (rad)	M_u (Tn-m)	A_s (cm ²)	A_s (ϕ)
1	0.0000430761	48.80	20.89	4 ϕ 1"
2	0.0000734087	83.16	35.59	8 ϕ 1"
3	0.0000967743	109.63	46.92	10 ϕ 1"
4	0.0001137435	128.85	55.15	10 ϕ 1"
5	0.0001250613	141.67	60.63	12 ϕ 1"
6	0.0001316555	149.14	63.83	12 ϕ 1"
7	0.0001346608	152.54	65.29	12 ϕ 1"
8	0.0001354185	153.40	65.66	12 ϕ 1"

Tabla 10.11: Cálculo de refuerzo en Vigas de Conexión de Placa P-A

C A P I T U L O 11

DISEÑO DE ESTRUCTURAS COMPLEMENTARIAS

- 11.1 Generalidades
- 11.2 Diseño de Escalera de Servicio E-2
- 11.3 Diseño de Tanque Elevado y Tanque Cisterna

11.1 GENERALIDADES

En este capítulo vamos a considerar el diseño de las estructuras complementarias del proyecto, las cuales, si bien no participan directamente en la resistencia del edificio, soportan cargas de cierta consideración. Vamos a incluir aquí los diseños del Tanque Elevado, el Tanque Cisterna y la Escalera de Servicio E-2, los cuales requieren un análisis especial en cada caso.

11.2 DISEÑO DE ESCALERA DE SERVICIO E-2

11.2.1 Metodología de Análisis

A la Escalera de Servicio E-2 se le denomina dentro de los términos de la ingeniería estructural como "Escalera Autoportante". El comportamiento de este tipo de escalera puede visualizarse mediante los esquemas mostrados en la Figura 11.1.

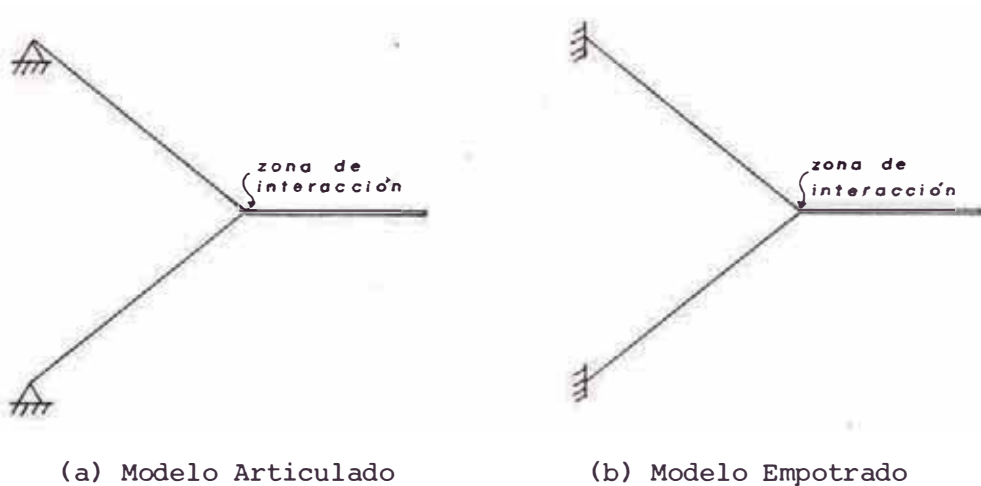


Figura 11.1: Esquema estructural de escaleras autoportantes

Tal como se puede apreciar en los esquemas, a diferencia de las escaleras convencionales, el descanso no presenta ningún tipo de apoyo y toda la estructura está soportada únicamente por los anclajes en los pisos superior e inferior.

Para nuestro trabajo emplearemos el estudio "Analysis of free straight multiflight staircases" del Ing. Avina Siev, el cual fue publicado en la revista "Proceedings" del ASCE en mayo de 1962. En este estudio se idealizó a la escalera como un sistema reticulado especial isostático como el mostrado en la Figura 11.2.

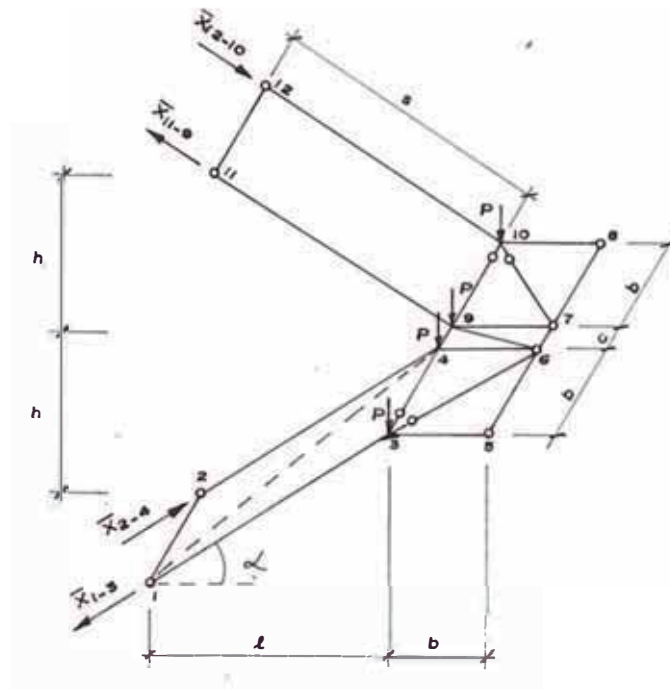


Figura 11.2: Modelo idealizado de escaleras autoportantes

Al hacerse el análisis correspondiente a este sistema se obtuvieron las conclusiones siguientes:

- a) En la estructura idealizada existe la posibilidad de obtener el equilibrio sin tomarse en cuenta los momentos torsores.
- b) Los momentos de torsión generados en la zona del descanso por interacción con los tramos superior e inferior son pequeños y despreciables, siendo suficiente realizar el diseño del refuerzo por flexión.
- c) Para el diseño del refuerzo en la zona de interacción del descanso

es suficiente considerar un sistema de cargas simétricas. De esta manera se obtienen sólo los esfuerzos primarios pero, tal como se comprueba en el estudio, son los únicos que interesan en la práctica.

d) El sistema presenta una gran rigidez debido a la interacción espacial en la losa de descanso.

e) En la zona de interacción entre las rampas y el descanso se presenta una deflexión que genera esfuerzos de segundo orden que pueden ser despreciados si se controla las deformaciones por tracción en las rampas. Este efecto puede mejorarse si se empotran las rampas debidamente en cada nivel de piso.

f) Para el cálculo del refuerzo longitudinal se supone un apoyo ficticio en la zona de interacción, calculándose así el diagrama y el acero correspondiente.

g) Por efecto de la interacción existente es recomendable reforzar bien la zona de "viga" indicada en la Figura 11.3. Esto puede lograrse empleando un descanso de sección variable a fin de rebajar los esfuerzos de flexión.

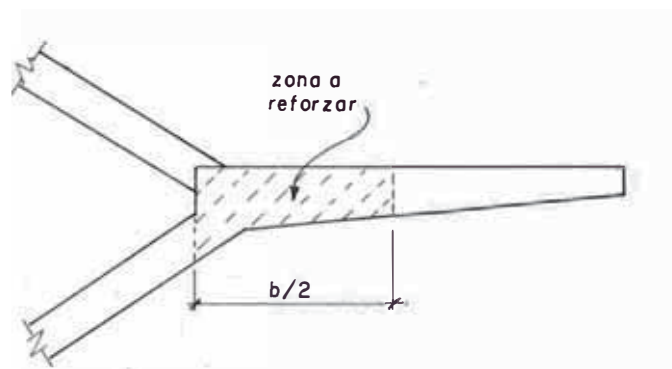


Figura 11.3: Zona de "viga" en escalera autoportante

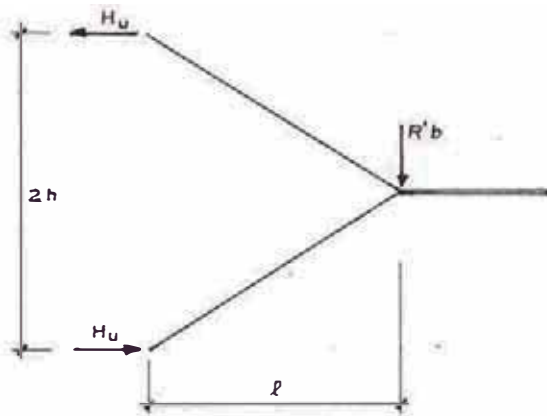
h) El momento crítico de diseño en la "viga" de interacción se calcula con:

$$M = - \frac{R'}{2} b (b + c) \quad (11-1)$$

donde R' es la carga distribuida resultante por efectos del "apoyo ficticio" en la zona de interacción.

i) Se requiere para los tramos espesores pequeños debido a la corta distancia entre el empotramiento y el apoyo ficticio.

j) Al generarse esfuerzos de tracción en las rampas de la escalera, es necesario incrementar un área de refuerzo adicional por este concepto. Conservadoramente podemos calcular el refuerzo por tracción mediante:



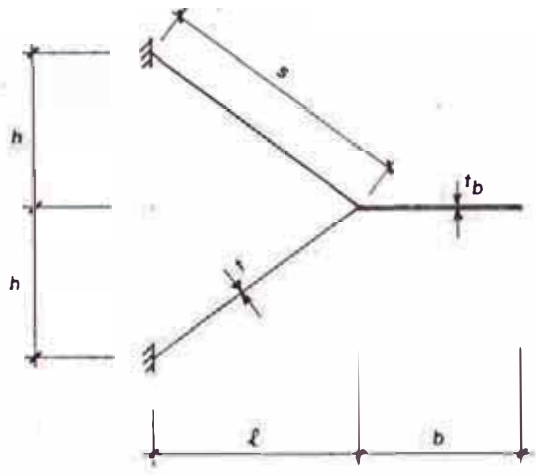
$$H_u = \frac{R' b \ell}{2h} \quad (11-2 a)$$

$$A_s = \frac{H_u}{\phi f_y} \quad (11-2 b)$$

11.2.2 Diseño Estructural

En la Figura 3.2 podemos ver el esquema general de la Escalera E-2. La estructura está constituida por una escalera autoportante que va empotrada en una losa en voladizo de 3.20 x 2.30 m² en cada uno de los niveles de piso.

En la Figura 11.4 se muestra el esquema estructural de la escalera autoportante a diseñar. Tomando en cuenta las importantes conclusiones expuestas en la sección anterior, se está considerando ligeras modificaciones en los espesores originales. Las modificaciones se hicieron sin incrementar el peso de la estructuración inicial.



$$t = 0.125 \text{ m}$$

$$t_b = 0.20 \text{ m a } 0.15 \text{ m}$$

$$l = 2.00 \text{ m}$$

$$h = 1.53 \text{ m}$$

$$b = 1.10 \text{ m}$$

$$c = 0.00 \text{ m}$$

$$s = 2.518 \text{ m}$$

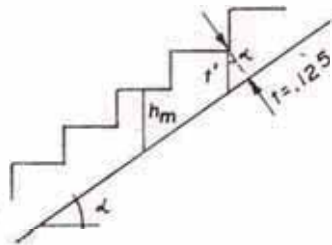
$$p = 0.25 \text{ m}$$

$$c_p = 0.17 \text{ m}$$

Figura 11.4: Esquema estructural de Escalera E-2

A Metrado de Cargas

a) Tramos.



$$\tan \alpha = \frac{h}{l} = \frac{1.53}{2.00} = 0.765$$

$$h_m = t' + \frac{c_p}{2} = \frac{t}{\cos \alpha} + \frac{c_p}{2}$$

$$h_m = \frac{0.125}{\cos \alpha} + \frac{0.17}{2} = 0.242 \text{ m}$$

- Carga Muerta:

Peso propio	$0.242 \times 1.10 \times 2400$	=	639
-------------	---------------------------------	---	-----

Parapetos	$2 \times 0.10 \times 0.90 \times 2400$	=	432
-----------	---	---	-----

Enlucidos	1.10×100	=	110
-----------	-------------------	---	-----

$$D = 1181 \text{ Kg/ml}$$

- Carga Viva: 1.10×500

$$L = 550 \text{ Kg/ml}$$

$$- W_u = 1.5 \times 1181 + 1.8 \times 550 = 2762 \text{ Kg/ml}$$

b) Descanso.

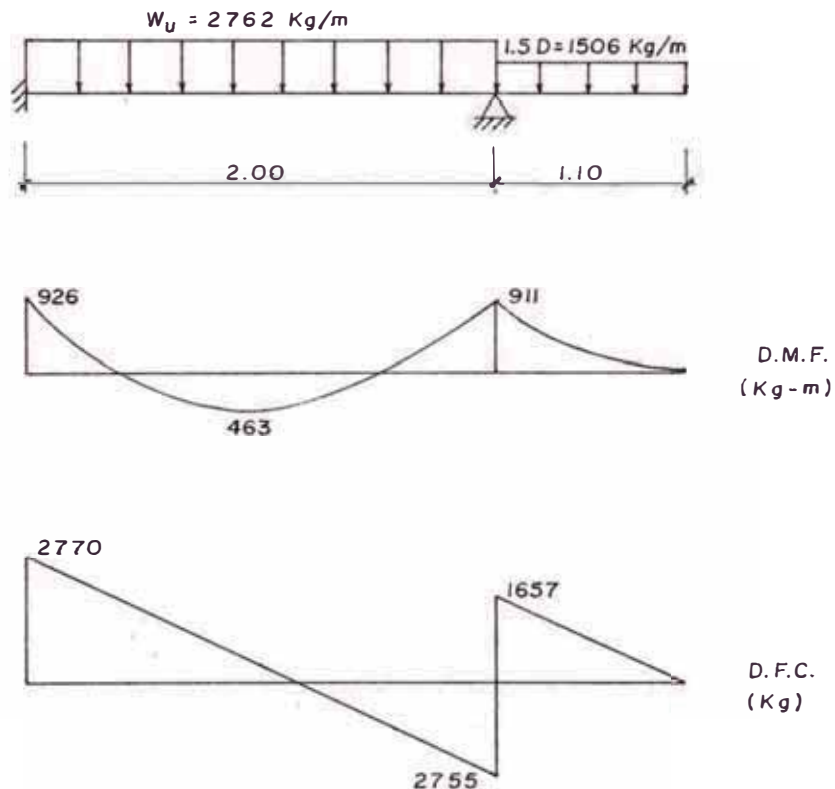
- Carga Muerta:

Peso propio	$0.175 \times 1.10 \times 2400$	= 462
Parapetos	$2 \times 0.10 \times 0.90 \times 2400$	= 432
Enlucidos	1.10×100	= 110
		<hr/>
		D = 1004 Kg/ml
- Carga Viva:	1.10×500	L = 550 Kg/ml

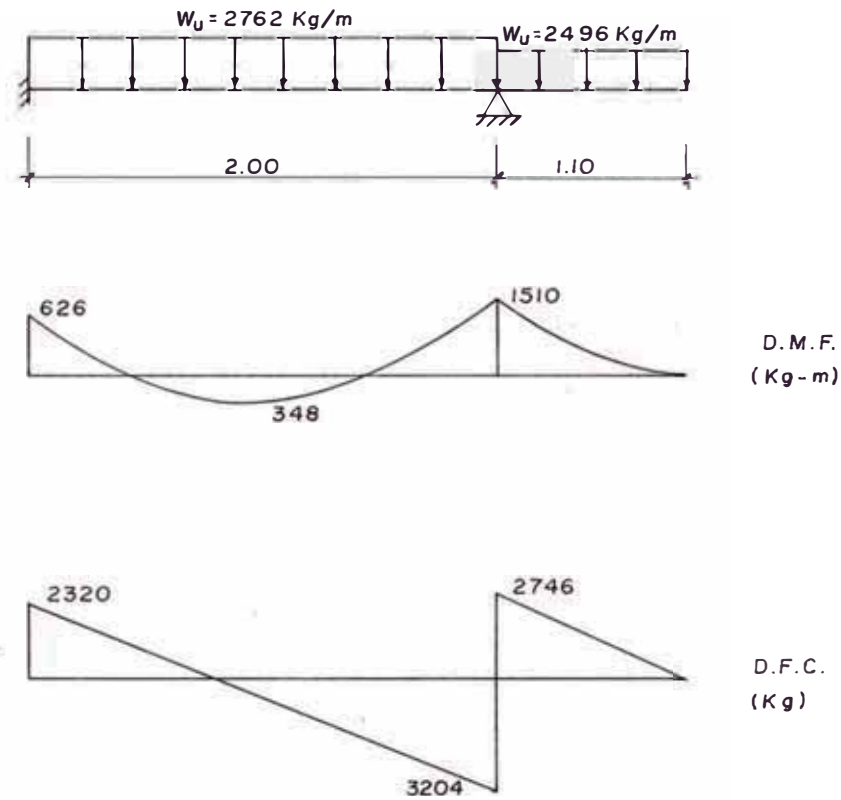
$$- W_u = 1.5 \times 1004 + 1.8 \times 550 = 2496 \text{ Kg/ml}$$

B Obtención de Esfuerzos

a) Considerando sobrecarga en el tramo únicamente obtenemos los siguientes resultados:



b) Considerando sobrecarga en toda la escalera tenemos:



c) Calculamos ahora el momento crítico de la "viga" del descanso con la expresión 11-1. Para ello debemos obtener de los D.F.C. el valor crítico para R' . Entonces tenemos:

$$bR' = 3204 + 2746 = 5950 \text{ Kg}$$

$$M = - \frac{R' b}{2} (b + c) = - \frac{5950}{2} (1.10 + 0)$$

$$M = - 3273 \text{ Kg-m}$$

C Diseño del Refuerzo

a) El refuerzo mínimo necesario es el requerido por contracción y temperatura:

$$A_{st} = 0.0018 b h$$

- En tramos:

$$A_{st} = 0.0018 \times 100 \times 12.5 = 2.25 \text{ cm}^2$$

Usaremos ϕ 3/8" @ .30

En descanso:

$$A_{\epsilon t} = 0.0018 \times 100 \times 20 = 3.60 \text{ cm}^2$$

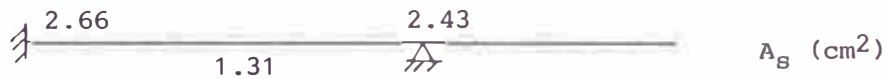
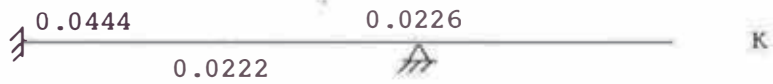
Usaremos ϕ 3/8" @ .20

b) Para obtener el área de refuerzo por flexión tomamos los valores críticos de los D.M.F. Luego:



$$K_{\text{tramos}} = \frac{M_u \times 100}{210 \times 110 \times 9.5^2} = \frac{M_u}{20,848}$$

$$K_{\text{descanso}} = \frac{M_u \times 100}{210 \times 110 \times 17^2} = \frac{M_u}{66,759}$$

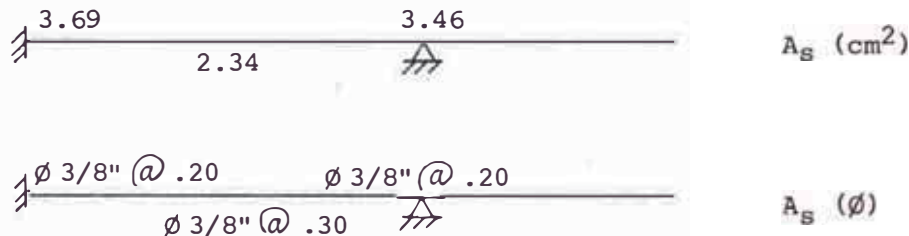


Por otro lado, debemos incrementar el refuerzo por tracción en los anclajes empleando las expresiones 11-2:

$$H_u = \frac{R' b \ell}{2 h} = \frac{5950 \times 2.00}{2 \times 1.53} = 3889 \text{ Kg}$$

$$A_s = \frac{H_u}{\phi f_y} = \frac{3889}{0.9 \times 4200} = 1.03 \text{ cm}^2$$

Entonces ahora corregimos las áreas de acero:



Al haber obtenido áreas no menores que las mínimas podemos concluir que el diseño es satisfactorio. Asimismo, debido a la formación de tracciones en las rampas es recomendable en forma continua mantener un área $A_s = 1.03 \text{ cm}^2$ como mínimo.

- c) Recordando que el ancho en la zona de "viga" es $b/2$ podemos calcular su refuerzo de acuerdo con:

$$K = \frac{M'}{f'_c (b/2) d^2} = \frac{3273 \times 100}{210 \times 55 \times 17^2}$$

$$K = 0.0981 \quad \leadsto \quad w = 0.117$$

$$A_s = w \frac{f'_c}{f_y} b d = 0.117 \times \frac{210}{4200} \times 55 \times 17 = 5.47 \text{ cm}^2$$

Usaremos $2 \phi 5/8" + 2 \phi 1/2"$

D Diseño de Losa en Voladizo

Para el soporte de la escalera autoportante tenemos una losa de $3.20 \times 2.30 \text{ m}^2$ empotrada en cada uno de los niveles de piso (ver Figura 3.2). A fin de no verificar deflexiones, vamos a escoger el espesor de la losa usando la Tabla 9.5 (a) de peraltes mínimos del Código ACI. En nuestro caso, para losas en voladizo macizas en una dirección tenemos:

$$h = \frac{\ell}{10} = \frac{2.30}{10} = 0.23 \text{ m}$$

Usaremos un espesor de losa variable de $h = 0.25 \text{ m}$ a $h = 0.20 \text{ m}$.

a) Metrado de Cargas:

- Carga Muerta:

Peso propio	$.225 \times 3.20 \times 2400$	= 1728
Tramos	$2 \times 2.0/2.3 \times 1181$	= 2054
Descanso	$2 \times 1.10 /2.3 \times 1004$	= 960

$$D = 4742 \text{ Kg/ml}$$

- Carga Viva:

Losa	3.20×500	= 1600
Tramos	$2 \times 2.0/2.3 \times 550$	= 957
Descanso	$2 \times 1.10/2.3 \times 550$	= 526

$$L = 3083 \text{ Kg/ml}$$

b) Diseño de Refuerzo Longitudinal:

$$W_u = \frac{1.5 \times 4742 + 1.8 \times 3083}{3.20} = 3957 \text{ Kg/m}^2$$

$$M_u = \frac{1}{2} W_u \ell^2 = \frac{1}{2} \times 3957 \times 2.3^2 = 10,466 \frac{\text{Kg-m}}{\text{m}}$$

$$K = \frac{M_u}{f'_c b d^2} = \frac{10,466 \times 100}{210 \times 100 \times 21^2}$$

$$K = 0.1130 \rightarrow w = 0.137$$

$$A_s = 0.137 \times \frac{210}{4200} \times 100 \times 21 = 14.39 \text{ cm}^2$$

Usaremos $\emptyset 3/4 @ .20$ (arriba).

c) Refuerzo por Contracción y Temperatura:

$$A_{st} = 0.0018 \times 100 \times 22.5 = 4.05 \text{ cm}^2$$

Usaremos $\emptyset 3/8 @ .20$ a fin de poder emplear la misma distribución que el refuerzo de la escalera.

d) Verificación por Cortante:

$$V_u = W_u \ell = 3957 \times 2.3 = 9101 \text{ Kg}$$

$$\phi V_c = 0.85 \times 0.53 \sqrt{210} \times 100 \times 21 = 13,710 \text{ Kg}$$

Entonces como $V_u < \phi V_c$ el cortante queda verificado.

11.3 DISEÑO DE TANQUE ELEVADO Y TANQUE CISTERNA

11.3.1 Consideraciones Generales para el Diseño

Tanto el tanque elevado como el tanque cisterna a diseñar en esta sección son estructuras hidráulicas en las que se requiere tomar en cuenta no sólo los criterios comunes de resistencia y estabilidad sino también su serviciabilidad en la forma de deflexiones y agrietamiento limitados, buena durabilidad y baja permeabilidad. En este tipo de estructuras todos los criterios señalados tienen la misma importancia. Por lo tanto, el diseño de toda estructura hidráulica, como su construcción, deberá realizarse con un cuidado especial.

Estas estructuras deben ser diseñadas para minimizar todo tipo de filtración. A pesar de que los métodos basados en los principios de resistencia última pueden resultar eventualmente útiles, hasta la fecha lo más práctico y recomendable es emplear métodos de diseño bajo cargas de servicio. Esto es lógico reconociendo que el método de diseño bajo cargas de servicio da un mejor panorama de la distribución de esfuerzos que el método a la rotura. La característica común de estas estructuras es de que se encuentran sujetas a la presión hidrostática que ejerce el líquido contenido en su interior. Como es lógico, esta presión hidrostática es nula en su extremo superior y máxima en su extremo inferior. Para facilitar el diseño de estos elementos haremos empleo de los coeficientes de momentos y cortantes desarrollados por el Portland Cement Association en su publicación "Rectangular Concrete Tanks". Estos coeficientes se muestran en las tablas y gráficas mostradas en el anexo A-2.

11.3.2 Método de Diseño bajo Cargas de Servicio

El comportamiento de una estructura bajo cargas de servicio es una consideración de diseño muy importante. Si las secciones solamente se proporcionaran por los requerimientos de resistencia existe el peligro de que, aunque sea adecuado el grado de seguridad contra el desplome, el funcionamiento de la estructura bajo las cargas de servicio sea insatisfactorio por deflexiones excesivas o por agrietamiento inaceptable.

En consecuencia, la estructura debe diseñarse en este caso asegurando que no se presenten en el concreto y el acero esfuerzos mayores a ciertos límites admisibles. El Código ACI enfatiza el diseño basado en la resistencia última con comprobaciones por servicio; sin embargo, también permite otro método de diseño basado en la teoría elástica llamado "Método Alternativo de Diseño" (Anexo B del Código ACI). El "Método Alternativo de Diseño" es muy similar al "Método de Diseño por Esfuerzos de Trabajo" presentado por el ACI 318-63 y comités anteriores.

Es necesario aclarar que para este caso las cargas de servicio se aplican en el diseño con factores de carga y de reducción de resistencia iguales a la unidad. Por otro lado, al emplear la teoría elástica para determinar los esfuerzos en cada sección es necesario tener que mantener estos esfuerzos por debajo de valores límites establecidos a fin de que exista, tanto en el acero como en el concreto, una relación lineal entre la tensión y la deformación.

A fin de obtener las fórmulas de comprobación y diseño asumimos que la zona de concreto en tracción, ha iniciado su agrietamiento al haber superado el esfuerzo de la fibra extrema en tracción o módulo de rotura del concreto f_r ($f_r = 2\sqrt{f'_c}$ en Kg/cm²). De esta manera, ignoramos todo tipo de resistencia a la tracción por parte del concreto.

En la Figura 11.5 se muestra una sección de viga rectangular de concreto simplemente reforzada en el intervalo de carga después del agrietamiento. En este estado se asume que la tracción será tomada íntegramente por el acero, y si el esfuerzo de la fibra extrema en compresión

es inferior a $0.5 f'_c$, el concreto se mantendrá dentro de su rango elástico.

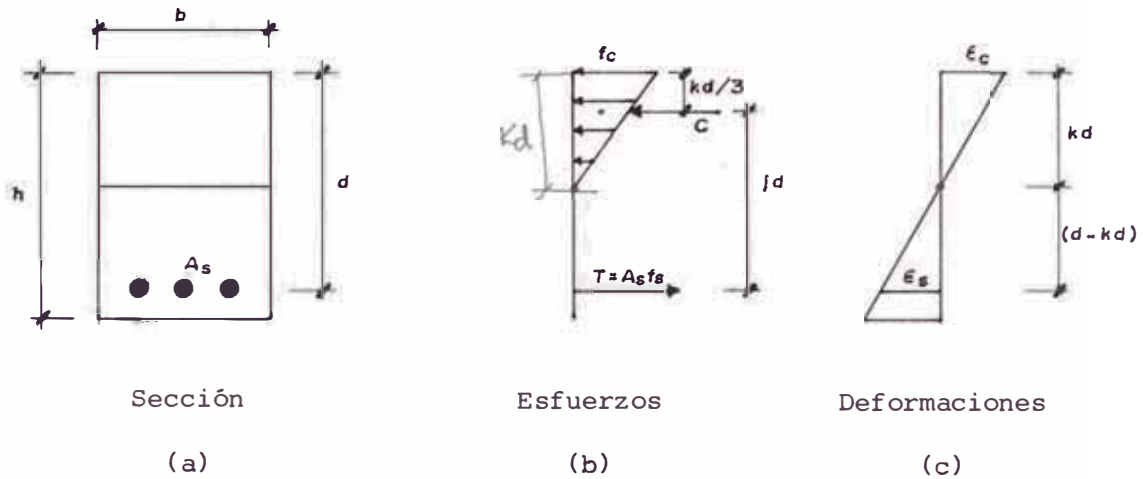


Figura 11.5: Sección de una viga rectangular en estado elástico agrietado

Empleando la Ley de Hooke las deformaciones pueden escribirse en los términos siguientes:

$$\epsilon_c = \frac{f_c}{E_c} \quad , \quad \epsilon_s = \frac{f_s}{E_s} \quad (11-3)$$

Asimismo, del diagrama de deformaciones se tiene:

$$\frac{\epsilon_c}{k d} = \frac{\epsilon_s}{d - k d}$$

Sustituyendo ϵ_c y ϵ_s en la ecuación anterior se obtienen las fórmulas siguientes para el esfuerzo en el acero:

$$f_s = \left(\frac{1 - k}{k} \right) n f_c \quad (11-4)$$

en donde:

$$n = \frac{E_s}{E_c} \quad (11-5)$$

Al valor n se le conoce como módulo de relación y se expresa como el número entero más cercano al cociente indicado en 11-5.

Luego, igualando por sumatoria de fuerzas horizontales la fuerza de compresión a la de tracción tenemos:

$$\frac{1}{2} f_c k b d = A_s f_s = \rho b d f_s \quad (11-6)$$

Reemplazando f_s con 11-2 en la expresión anterior y acomodando obtenemos:

$$\frac{1}{2} f_c k b d = \rho b d \left[\frac{(1-k)}{k} n f_c \right]$$

$$k^2 + (2 n \rho) k - 2 n \rho = 0$$

Ahora, resolviendo la ecuación cuadrática y descartando la solución negativa se tiene que:

$$k = \sqrt{(n\rho)^2 + 2n\rho} - n\rho \quad (11-7)$$

Por otro lado tenemos que:

$$j d = d - \frac{k d}{3}$$

$$j = 1 - \frac{k}{3} \quad (11-8)$$

Entonces, igualando el momento actuante con el resistente tenemos:

$$M = A_s f_s j d \quad (11-9)$$

o también:

$$M = \left(\frac{1}{2} f_c k d b \right) j d \quad (11-10)$$

Las expresiones 11-7 al 11-10 nos sirven para la comprobación de esfuerzos en una sección definida. Sin embargo, para el diseño el Código

ACI establece que los elementos a flexión pura no excedan los esfuerzos permisibles bajo las cargas de servicio. El esfuerzo de compresión permisible en el concreto es de $0.45 f'_c$. El esfuerzo de tracción permisible en el acero es de 1400 Kg/cm^2 para aceros con esfuerzos de fluencia menores a 4200 Kg/cm^2 . En el caso de aceros con $f_y \geq 4200 \text{ Kg/cm}^2$ tenemos que f_s no debe ser mayor que 1700 Kg/cm^2 .

Un enfoque conveniente, que utilice adecuadamente los materiales, es hacer el diseño de manera que se desarrollen simultáneamente los esfuerzos permisibles del acero y el concreto ante la acción de las cargas de servicio. La ecuación 11-4 muestra que:

$$\frac{f_s}{nf_c} = \frac{1 - k}{k}$$

ó

$$k = \frac{1}{1 + \frac{f_s}{nf_c}} \quad (11-11)$$

En consecuencia, de la ecuación anterior se puede encontrar k para los esfuerzos permisibles dados; luego calculamos $j = 1 - k/3$ y para obtener el área de refuerzo reemplazamos finalmente en:

$$A_s = \frac{M}{f_s j d} \quad (11-12)$$

De la ecuación 11-10 tenemos que:

$$M = \frac{1}{2} f_c k j b d^2$$

entonces haciendo:

$$K = \frac{1}{2} f_c k j \quad (11-13)$$

podemos obtener una expresión que nos servirá para obtener el peralte mínimo requerido:

$$d_{\min} = \sqrt{\frac{M}{K b}} \quad (11-14)$$

En la Figura 11.5 se muestra una sección de viga rectangular de concreto simplemente reforzada a la cual se le ha aplicado un momento flector M acompañado de una carga axial N (positiva cuando es de compresión y negativa cuando es de tensión).

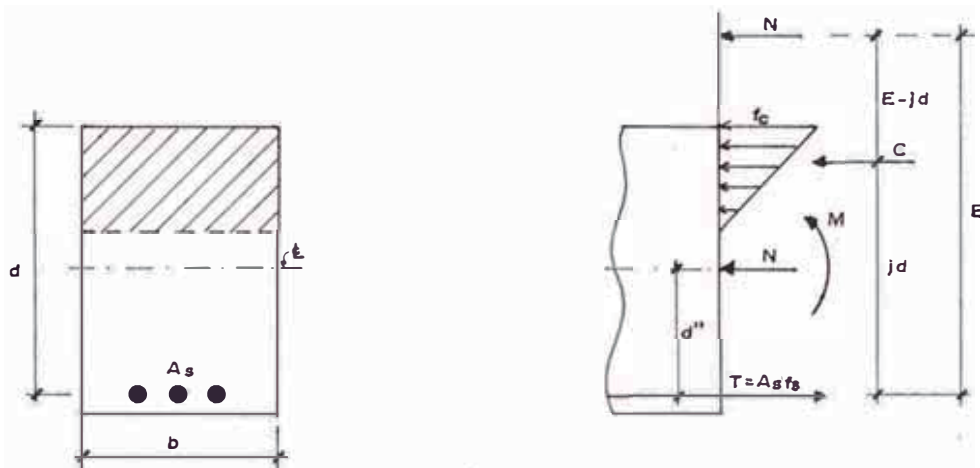


Figura 11.5: Sección de una viga rectangular en estado elástico agrietado bajo esfuerzos combinados de flexión y carga axial.

De diagrama de esfuerzos podemos ver como las cargas M y N pueden reemplazarse por una carga excéntrica ubicada a una distancia E del punto de aplicación T . Entonces, tomando momentos en T tenemos que:

$$M + N d'' - N E = 0$$

$$E = \frac{M}{N} + d'' \quad (11-15)$$

Luego, tomando momentos en C :

$$-N (E - jd) + A_s f_s jd = 0$$

$$A_s = \frac{N E}{f_s jd} \left(1 - \frac{jd}{E} \right) \quad (11-16)$$

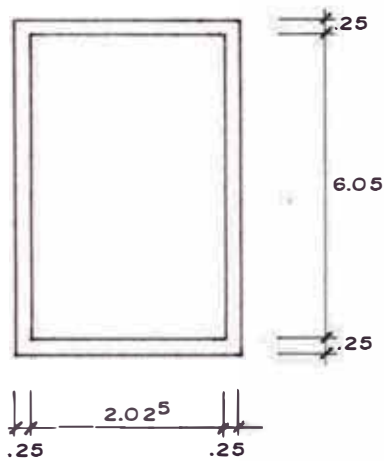
Las expresiones 11-15 y 11-16 nos sirven entonces para obtener el á-

rea de refuerzo en elementos a flexión combinados con carga axial. Esta situación es común en el diseño de los muros de tanques y cisternas rectangulares como es nuestro caso.

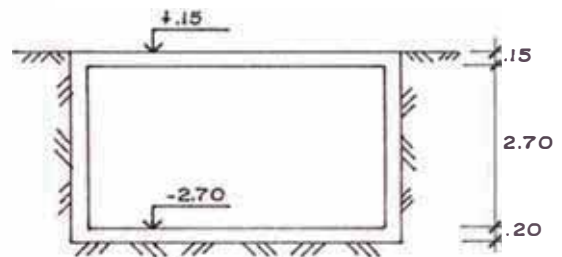
Para la verificación por cortante, el Método Alternativo considera para vigas, losas y zapatas en una dirección un esfuerzo permisible v_c igual a $0.29 \sqrt{f'_c}$. El esfuerzo cortante se calcula por:

$$v = \frac{V}{b_w d} \quad (11-17)$$

11.3.3 Diseño de Tanque Cisterna



Planta



Elevación

Ⓐ Los parámetros de diseño empleando el Método Alternativo del ACI son los siguientes:

$$f_y = 4,200 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f_s = 1,700 \text{ Kg/cm}^2$$

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

$$f_c = 0.45 f'_c = 94.5 \text{ Kg/cm}^2$$

$$n = \frac{E_s}{E_c} = \frac{2 \times 10^6}{15,000 \sqrt{210}} = 9$$

$$k = \frac{1}{1 + \frac{f_s}{n f_c}} = \frac{1}{1 + \frac{1700}{9 \times 94.5}} = 0.333$$

$$j = 1 - \frac{k}{3} = 1 - \frac{0.333}{3} = 0.889$$

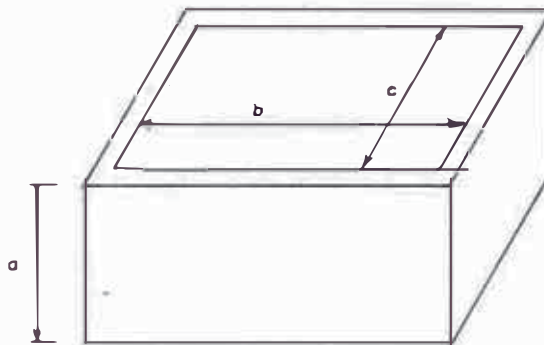
$$K = \frac{1}{2} f_c k j = \frac{1}{2} \times 94.5 \times 0.333 \times 0.889 = 13.99$$

$$v_c = 0.29 \sqrt{f'_c} = 4.20 \text{ Kg/cm}^2$$

B. Diseño de muros:

En nuestro caso al aplicar los coeficientes del PCA tenemos que:

$$\begin{aligned} a &= 2.70 \text{ m} \\ b &= 6.05 \text{ m} \\ c &= 2.02^5 \text{ m} \end{aligned}$$



El tanque a diseñar se analiza considerando que los extremos superior e inferior de los muros se comporten como articulados. Esta condición existirá cuando el tanque esté cubierto por una losa de concreto en la que anclen dowels provenientes de los muros evitando cualquier deslizamiento.

Los coeficientes y cortantes se consideran en las tablas del PCA para $b/a = 6.05/2.70 = 2.24$ y $c/a = 2.02^5/2.70 = 0.75$. A continuación se dan los coeficientes de momentos tomados por interpolación de la Tabla VI del PCA (ver anexo A-2 al final de este volumen):

x/a	y = 0		y = b/4		y = b/2	
	M _x	M _y	M _x	M _y	M _x	M _y
1/4	+ .030	+ .012	+ .021	+ .011	- .005	- .024
1/2	+ .050	+ .019	+ .035	+ .017	- .008	- .041
3/4	+ .046	+ .016	+ .035	+ .015	- .008	- .040

En la tabla anterior sólo se indican los coeficientes de momentos actuantes en los muros principales (los más largos). En los muros secundarios los momentos resultantes son de corta magnitud.

Para el diseño de la cisterna se debe considerar dos casos:

1º Cuando la cisterna está vacía. En este caso las paredes están sujetas al empuje lateral del terreno. A este empuje se le conoce como presión activa y en caso de suelo granulares como el de nuestro proyecto se determina por medio de:

$$E_A = (\gamma_s K_A) h$$

$$K_A = \tan^2 \left(45^\circ - \frac{\phi}{2} \right)$$

donde ϕ es el ángulo de fricción interna del suelo. Reemplazando $\phi = 30^\circ$ obtenemos:

$$K_A = \tan^2 \left(45^\circ - \frac{30^\circ}{2} \right) = 0.33$$

$$\gamma_s K_A = 1.8 \times 0.33 = 0.60 \text{ Tn/m}^3$$

2º Cuando la cisterna está llena. En este caso se toma en cuenta el empuje hidrostático del agua y se desprecia el empuje pasivo del terreno.

Para nuestro diseño analizaremos únicamente el segundo caso debido a que, como podrá verificarse después, el refuerzo requerido para el primer caso es de baja magnitud. Luego:

$$M = \text{coef} \times w a^3 = \text{coef} \times 1.0 \times (2.7)^3$$

$$M = \text{coef} \times 19.68$$

$$M_{x_{\max}} = + 0.050 \times 19.68 = + 0.98 \text{ Tn} - \text{m}$$

$$M_{y_{\max}} = - 0.041 \times 19.68 = - 0.81 \text{ Tn} - \text{m}$$

$$d = e - \text{rec} - \varnothing 3/8''$$

$$d = 25.0 - 7.5 - 0.95 = 16.5 \text{ cm (refuerzo en cara exterior)}$$

$$d = 25.0 - 4.0 - 0.95 = 20.0 \text{ cm (refuerzo en cara interior)}$$

Con el momento máximo obtenido verificaremos ahora el peralte efectivo del muro:

$$d_{\min} = \sqrt{\frac{M}{Kb}} = \sqrt{\frac{0.98 \times 10^5}{13.99 \times 100}}$$

$$d_{\min} = 8.4 \text{ cm} < d = 16.5 \text{ cm} \quad \text{¡Correcto!}$$

El cortante máximo tomado de la Figura 1 del PCA para el borde lateral del muro es:

$$v = 0.41 w a^2 = 0.41 \times 1.0 \times (2.70)^2 = 2.99 \text{ Tn}$$

Luego, el esfuerzo cortante crítico es:

$$v = \frac{V}{b_w d} = \frac{2.99 \times 10^3}{100 \times 16.5}$$

$$v = 1.81 \text{ Kg/cm}^2 < v_c = 4.20 \text{ Kg/cm}^2 \quad \text{¡Correcto!}$$

El refuerzo mínimo a emplear en los muros es:

$$A_{s_{\min}} = 0.0025 b h = 0.0025 \times 100 \times 25 = 6.25 \text{ cm}^2$$

Lo que equivale a colocar $\varnothing 3/8''$ @ 25 en ambas capas.

Armadura horizontal:

$$M_{y_{\max}} = 0.81 \text{ Tn} \cdot \text{m}$$

El momento negativo indica que la tensión se produce en cara interior del muro; sin embargo, para cálculos posteriores el signo del momento deberá dejarse de lado.

Puede apreciarse en el gráfico del PCA que en la misma zona donde se produce el momento máximo se obtiene también la máxima tensión ($N = -V = 2.99 \text{ Tn}$). Luego:

$$E = \frac{M}{N} + d'' = \frac{0.81 \times 10}{-2.99 \times 10^3} + \frac{20 - 5}{2} = -19.6 \text{ cm}$$
$$A_s = \frac{NE}{f_s j d} \left(1 - \frac{j d}{E}\right) = \frac{(-2.99 \times 10^3)(-19.6)}{1700 \times 0.889 \times 20} \left(1 - \frac{0.889 \times 20}{-19.6}\right)$$
$$A_s = 3.70 \text{ cm}^2$$

Usar $\emptyset 3/8'' @.20$.

Armadura vertical:

$$M_{x_{\max}} = + 0.98 \text{ Tn} \cdot \text{m} \text{ (tensión en cara exterior)}$$

Junto con el momento vertical también actúa una fuerza axial de compresión que conservadoramente se puede calcular así:

- Muros	$1.0 \times 2.90 \times 0.25 \times 2.4$	= 1.74 Tn
- Techo	$1.0 \times \frac{2.025}{2} \times 0.25 \times 2.4$	= <u>0.61 Tn</u>
	Total	= 2.35 Tn

Luego:

$$E = \frac{M}{N} + d'' = \frac{0.98 \times 10^5}{2.35 \times 10^3} + 7.5 = 49.2 \text{ cm}$$
$$A_s = \frac{(2.35 \times 10^3) \times 49.2}{1700 \times 0.889 \times 16.5} \left(1 - \frac{0.889 \times 16.5}{49.2}\right) = 3.25 \text{ cm}^2$$

Usar $\emptyset 3/8'' @.20$.

C. Diseño de Losa de Techo

$$A_{S_{\min}} = 0.0018 \text{ b h} = 0.0018 \times 100 \times 15$$

$$A_{S_{\min}} = 2.70 \text{ cm}^2 (\varnothing 3/8" @.25)$$

Se asume que la losa de techo está simplemente apoyada en sus cuatro lados. Las cargas actuantes son:

- Peso propio	0.15 x 2400	=	360 Kg/m ²
- Sobrecarga		=	200 Kg/m ²
	Total	=	<u>560 Kg/m²</u>

De la Tabla IV del PCA, para $b/a = 6.05/2.02^5 = 3.0$ seleccionamos el máximo coeficiente. Entonces:

$$M = 0.118 \text{ w a}^2 = 0.118 \times 0.56 \times (2.02^5)^2 = 0.27 \text{ Tn} \cdot \text{m}$$

$$A_s = \frac{M}{f_s j d} = \frac{0.27 \times 10^5}{1700 \times 0.889 \times 10} = 1.79 \text{ cm}^2 < A_{S_{\min}}$$

Usar $\varnothing 3/8" @.25$

D. Diseño de Losa de Cimentación

El refuerzo mínimo en este caso es:

$$A_{S_{\min}} = 0.0018 \times 100 \times 20 = 3.60 \text{ cm}^2 (\varnothing 3/8" @.20)$$

El peso transferido al terreno por el tanque es:

Losa de techo	$6.55 \times 2.52^5 \times 0.15 \times 2.40$	=	5.95 Tn
- Muros	$17.15 \times 0.25 \times 2.70 \times 2.40$	=	27.78 Tn
Agua	$6.05 \times 2.02^5 \times 2.70 \times 2.40$	=	33.08 Tn
Losa cimentación	$6.55 \times 2.52^5 \times 0.20 \times 2.40$	=	<u>7.94 Tn</u>
	Total	=	77.20 Tn

La carga aplicada entonces es:

$$q_t = \frac{77.20}{6.55 \times 2.52^5} = 4.67 \text{ Tn/m}^2$$

$$q_t = 0.47 \text{ Kg/cm}^2 < \sigma_t = 2.5 \text{ Kg/cm}^2 \quad \text{¡Correcto!}$$

El momento crítico se produce por el empuje del terreno cuando el tanque se encuentra vacío. Luego:

$$M = 0.118 \times (2.52) \times (2.02^5)^2 = 1.22 \text{ Tn} \cdot \text{m}$$

$$A_s = \frac{M}{f_s j d} = \frac{1.22 \times 10^5}{1700 \times 0.889 \times 15} = 5.38 \text{ cm}^2$$

Usar \emptyset 1/2" @.25

11.3.4 Diseño de Tanque Elevado

A. Diseño de muros

De la Figura 3.1 (pag. 32) podemos reconocer que:

$$a = 1.00 \text{ m}$$

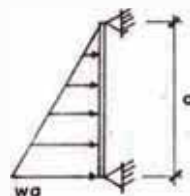
$$b = 4.30 \text{ m}$$

$$c = 3.90 \text{ m}$$

$$b/a = 4.30$$

$$c/a = 3.90$$

Al tener el tanque una altura bastante baja se obtuvieron valores de b/a y c/a mayores a 3.0. En este caso, los muros deberán diseñarse en un solo sentido. De acuerdo a esto, el momento máximo puede determinarse directamente haciendo uso de las propiedades de la Estática. Puede derivarse que:



$$M_{\max} = \frac{\sqrt{3}}{27} w a^3 = \frac{\sqrt{3}}{27} \times 1.0 \times (1.0)^3$$

$$M_{\max} = 0.064 \text{ Tn} \cdot \text{m}$$

$$A_s = \frac{M}{f_s j d} = \frac{0.064 \times 10^5}{1700 \times 0.889 \times 20} = 0.21 \text{ cm}^2 < A_{s_{\min}}$$

Usar \emptyset 3/8 @.25 (ambas caras)

B. Diseño de Losa de Techo

$$A_{s_{\min}} = 0.0018 \times 100 \times 15 = 2.70 \text{ cm}^2 \text{ } (\emptyset 3/8" @.25)$$

Metrado de cargas:

- Peso propio	0.15 x 2400	=	360 Kg/m ²
- Sobrecarga		=	150 Kg/m ²
			<hr/>
Total		=	510 Kg/m ²

Entrando a la Tabla IV del PCA con $b/a = 4.30/3.90 = 1.10$ obtenemos:

$$M_{\max} = 0.052 wa^2 = 0.052 \times 0.51 \times (3.9)^2 = 0.40 \text{ Tn-m}$$

$$A_s = \frac{M}{f_s j d} = \frac{0.40 \times 10^5}{1700 \times 0.889 \times 10} = 2.65 \text{ cm}^2 < A_{s_{\min}}$$

Usar $\emptyset 3/8" @.25$

C. Diseño de Losa de Piso

$$A_{s_{\min}} = 0.0018 \times 100 \times 20 = 3.60 \text{ cm}^2 \text{ } (\emptyset 3/8" @.20)$$

Metrado de cargas:

- Peso propio	0.20 x 2400	=	480 Kg/m ²
- Sobrecarga	0.70 x 1000	=	700 Kg/m ²
			<hr/>
Total		=	1180 Kg/m ²

Refuerzo Principal

$$M_{x_{\max}} = 0.052 wa^2 = 0.052 \times 1.18 \times (3.90)^2 = 0.93 \text{ Tn-m}$$

$$A_s = \frac{0.93 \times 10^5}{1700 \times 0.889 \times 15} = 5.21 \text{ cm}^2$$

Usar $\emptyset 1/2" @.25$

Refuerzo Secundario

$$M_{y_{\max}} = 0.044 wa^2 = 0.044 \times 1.18 \times (3.90)^2 = 0.79 \text{ Tn-m}$$

$$A_s = \frac{0.79 \times 10^5}{1700 \times 0.889 \times 15} = 3.48 \text{ cm}^2 < A_{s_{\min}}$$

Usar \emptyset 3/8" @.20.

C A P I T U L O 12

DISEÑO DE CIMENTACIONES

- 12.1 Generalidades
- 12.2 Determinación de Area Mínima de Zapatas
- 12.3 Fallas por Cortante en Zapatas
- 12.4 Fallas por Aplastamiento en Zapatas
- 12.5 Especificaciones de Diseño Adicionales
- 12.6 Diseño de Zapata Aislada Z-C3
- 12.7 Diseño de Zapata Corrida Z-A

12.1 GENERALIDADES

En este capítulo vamos a realizar el diseño de las zapatas requeridas para la cimentación de las columnas y placas estudiadas en los capítulos anteriores.

De esta manera, se eligió como ejemplo de diseño a la zapata aislada Z-C 3 y a la zapata corrida Z-A. Sin embargo, no debemos olvidar que el diseño de la zapata Z-C 3 puede generalizarse para todas aquellas zapatas aisladas ubicadas en las intersecciones de los ejes 2 y 3 con los ejes B,C,H e I. De la misma manera, el diseño de la zapata Z-A es el mismo que el de la zapata corrida Z-J.

Asimismo, estamos completando los lineamientos teóricos de este trabajo con la inclusión de ciertos aspectos aún no estudiados, como lo son el diseño contra los efectos de punzonamiento y aplastamiento, para los cuales las zapatas deben estar preparadas. Es necesario recalcar que esta teoría está enfocada directamente al diseño de zapatas aisladas y corridas al ser éstas el tipo de cimentación elegida para el edificio.

12.2 DETERMINACION DE AREA MINIMA DE ZAPATAS

Todos los suelos son compresibles y por lo tanto toda estructura sufre asentamientos en un grado mayor o menor a menos que esté cimentada en roca sólida.

La capacidad portante permisible de un suelo se establece en base a los precedimientos establecidos por la Mecánica de Suelos y su valor depende no sólo de las condiciones locales del terreno sino también de las características de flexibilidad de la estructura.

La función de la cimentación o subestructura es transmitir al suelo las cargas de la superestructura. De esta manera, se debe perseguir:

- a) Que los asentamientos totales estén dentro de límites tolerables.
- b) Que los asentamientos diferenciales sean prácticamente eliminados.

En edificios corrientes, las cargas de los muros o columnas se transmiten verticalmente a las zapatas, las cuales, a su vez, están sustentadas por la presión ejercida hacia arriba por el terreno de apoyo. Para los fines de diseño, se asume que la distribución de esfuerzos del suelo es lineal, aunque en la realidad no sea cierto; sin embargo, esta simplificación, en la práctica, da resultados satisfactorios.

Para zapatas cargadas concéntricamente, el área mínima requerida de la zapata es:

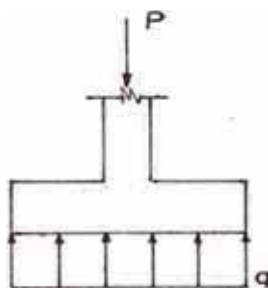
$$A_{\text{req}} = \frac{D + L}{\sigma_t} \quad (12-1)$$

en donde D y L son las cargas de servicio (sin factores de carga) de la carga muerta y viva, respectivamente; y σ_t es el esfuerzo permisible del terreno. Además, cuando intervienen las fuerzas laterales de sismo E tenemos que:

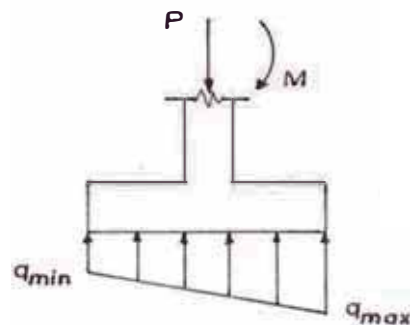
$$A_{\text{req}} = \frac{D+L+E}{1.33\sigma_t} \quad (12-2)$$

En el caso de zapatas con carga no centrada, ya sea por la aparición de momentos flectores o por la ubicación excéntrica de la columna o del muro, se produce una distribución de esfuerzos lineal inclinada tal como la mostrada en la Figura 12.1, en donde:

$$\left. \begin{matrix} q_{\text{max}} \\ q_{\text{min}} \end{matrix} \right\} = \frac{P}{A} \pm \frac{M_C}{I} \leq \sigma_t \quad (12-3)$$



(a) Carga Centrada



(b) Carga no Centrada

Figura 12.1: Distribución de presiones del terreno en zapatas

12.3 FALLAS POR CORTANTE EN ZAPATAS

Es necesario diferenciar en las zapatas aisladas las dos clases de esfuerzo cortante siguientes:

a) El esfuerzo cortante unidireccional producido en las zapatas cuando éstas trabajan a manera de vigas. En este caso, se asume una sección crítica de diseño ubicada a una distancia d de la cara de la columna. El procedimiento de diseño es igual al descrito para las losas aligeradas en la sección 7.3.

b) El esfuerzo cortante en dos direcciones producido en las zapatas cuando la falla puede ocurrir por penetración o "punzonamiento" a lo largo de una pirámide o cono truncado en la zona de reacción del encuentro con la columna. Un esquema de este tipo de falla puede verse en la Figura 12.2.

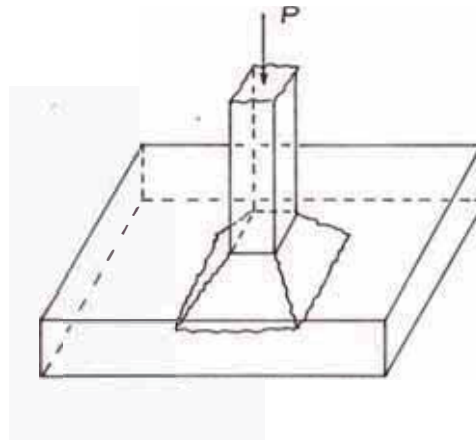


Figura 12.2: Falla por punzonamiento típica.

La superficie de falla producida durante la rotura por punzonamiento presenta una inclinación aproximada de 45° . De esta manera, el esfuerzo cortante promedio puede suponerse como que actúa en planos verticales que cortan a la zapata a una distancia $d/2$ de las caras de la columna.

En general, las zapatas no emplean refuerzos por corte; por lo tanto, según el Código (ver ACI 11.11.2), la resistencia al cortante V_n no

debe considerarse mayor que la resistencia nominal al cortante aportada por el concreto V_C de acuerdo con:

$$V_C = 0.27 \left(2 + \frac{4}{\beta_C} \right) \sqrt{f'_C} b_0 d \leq 1.06 \sqrt{f'_C} b_0 d \quad (12-4)$$

en donde:

β_C = relación del lado largo al lado corto del área de carga concentrada (columnas, placas, etc.)

b_0 = perímetro de la sección crítica

12.4 FALLA POR APLASTAMIENTO EN ZAPATAS

Cuando una columna descansa sobre una zapata, transfiere su carga a solamente una parte del área total de la misma. El concreto adyacente no cargado de la zapata provee, entonces, confinamiento lateral a la parte del concreto directamente cargada produciendo esfuerzos de compresión triaxial. Estos esfuerzos, sumados a los esfuerzos de compresión transmitidos directamente por la columna pueden producir una falla violenta por aplastamiento del concreto.

El Código ACI, en su sección 10.16, indica una resistencia de diseño por aplastamiento de acuerdo con:

$$\phi P_n = \phi (0.85 f'_C A_1) \sqrt{\frac{A_2}{A_1}} \leq 2 \times \phi (0.85 f'_C A_1) \quad (12-5)$$

donde:

$\phi = 0.70$, factor de reducción de resistencia a compresión

A_1 = área cargada

A_2 = área máxima en la superficie de apoyo que es geoméricamente semejante y concéntrica al área cargada

12.5 ESPECIFICACIONES DE DISEÑO ADICIONALES

A continuación presentamos algunas especificaciones adicionales en cuanto al diseño del refuerzo en zapatas provenientes del Capítulo 15 del Código ACI:

1.- En zapatas rectangulares en dos direcciones, el refuerzo debe distribuirse como sigue:

a) El refuerzo en la mayor dirección debe distribuirse uniformemente en el ancho total de la zapata.

b) El refuerzo en la dirección corta debe distribuirse en una franja de ancho igual al lado corto de la zapata y centrada con respecto al eje de la columna de acuerdo con:

$$\frac{\text{Refuerzo en el ancho de la franja}}{\text{Refuerzo total en la dirección corta}} = \frac{2}{(\beta + 1)} \quad (12-6)$$

donde β es la relación de lado largo a lado corto de la zapata. El resto del refuerzo requerido debe distribuirse uniformemente en las zonas que queden fuera de la franja central.

2.- Si la resistencia al aplastamiento es menor que la carga última actuante, puede emplearse cualquiera de las dos soluciones siguientes:

a) Llevar el acero longitudinal de la columna al interior de la zapata.

b) Colocar dowels (bastones) en área suficiente para transmitir por adherencia el exceso de esfuerzo por aplastamiento.

3.- A fin de asegurar una buena transmisión de fuerzas, se requiere prolongar el refuerzo longitudinal de la columna dentro de la zapata en un área mínima de 0.005 veces el área de la sección transversal de la columna, con un mínimo de 4 varillas.

12.6 DISEÑO DE ZAPATA AISLADA Z - C 3

12.6.1 Descripción del Elemento a Diseñar

Para la cimentación de la columna C-C 3 (y las demás equivalentes) vamos a elegir una zapata aislada de sección cuadrada, tal como se muestra en la Figura 12.3.

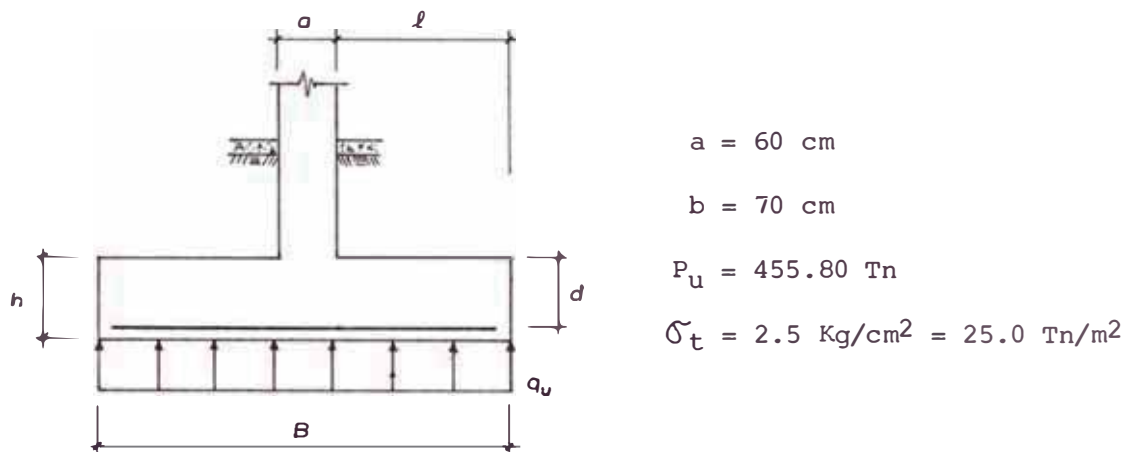


Figura 12.3: Esquema de Zapata Z-C 3

Las cargas obtenidas en el análisis estructural a aplicar para el diseño son las siguientes:

$$\begin{array}{ll} P_D = 236.39 \text{ Tn} & M_D = 0.14 \text{ Tn-m} \\ P_L = 56.23 \text{ Tn} & M_L = 0.06 \text{ Tn-m} \\ P_E = 6.81 \text{ Tn} & M_E = 14.05 \text{ Tn-m} \end{array}$$

Es necesario mencionar que para la obtención de la carga muerta se incrementó el peso propio de la columna al valor obtenido de las hipótesis de carga. Asimismo, se aplicó la reducción reglamentaria por carga viva (ver Capítulo 6).

12.6.2 Dimensionamiento de la Zapata

Las cargas a aplicar en las fórmulas 12-1 y 12-2 deben calcularse al nivel de la base de la zapata, esto es, en la zona de contacto entre el terreno y el apoyo de la zapata.

Si asumimos una zapata de 60 cm de altura cimentada a una profundidad de 1.0 m, la carga adicional que el terreno debe resistir es:

- peso propio zapata	= 0.60 x 2.40	= 1.44
- peso propio tierra	= 0.40 x 1.60	= 0.64
- peso propio losa acabada	= 0.15 x 2.40	= 0.36
- sobrecarga en el primer nivel		= 0.20
	Total	= 2.64 Tn/m ²

Luego, la capacidad portante efectiva (o remanente) del terreno sería:

$$q_e = 25.0 - 2.64 = 22.36 \text{ Tn/m}^2$$

Aplicando la fórmula 12-1, el área requerida es:

$$A_{\text{req}} = \frac{P_D + P_L}{q_e} = \frac{236.39 + 56.23}{22.36} = 13.09 \text{ m}^2$$

con lo que escogemos una zapata de 3.70 x 3.70 m².

Debemos ahora verificar las dimensiones de la sección obtenida ante casos de sismo. El momento de inercia de la sección obtenida es:

$$I = \frac{(3.70)^4}{12} = 15.62 \text{ m}^4$$

Asimismo, las cargas de diseño sísmico serían:

$$P = \frac{P_D + P_L + P_E}{1.33} = \frac{236.39 + 56.23 + 6.81}{1.33} = 225.14 \text{ Tn}$$

$$M = \frac{M_D + M_L + M_E}{1.33} = \frac{0.14 + 0.06 + 14.05}{1.33} = 10.71 \text{ Tn} \cdot \text{m}$$

Luego, empleando la expresión 12-3 obtenemos el máximo esfuerzo para este caso:

$$q_{\max} = \frac{225.14}{(3.7)^2} + \frac{10.71 \times 1.85}{15.62} = 17.71 \text{ Tn/m}^2$$

Como $q_{\max} = 17.71 \text{ Tn/m}^2 < q_e = 22.36 \text{ Tn/m}^2$ quedan, entonces, verificadas las dimensiones obtenidas. Por otro lado, es fácil notar que la condición bajo los efectos de sismo no es la crítica.

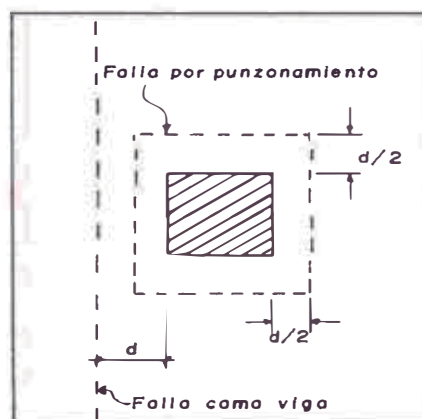
De esta manera, la carga última actuante será:

$$q_u = \frac{P_u}{A} = \frac{455.80}{(3.7)^2} = 33.29 \text{ Tn/m}^2$$

12.6.3 Verificación por Cortante

En la Figura 12.4 pueden apreciarse las secciones críticas en la zapata para el diseño por cortante.

Figura 12.4: Secciones críticas por cortante



a) CHEQUEO POR PUNZONAMIENTO

Vamos a verificar el peralte necesario de la zapata para que resista el efecto de punzonamiento.

Al ser la zapata cuadrada, tenemos en la expresión 12-4 que $\beta_c=1.0$.
Luego, puede deducirse que:

$$V_{u1} = \phi V_c = 1.06 \phi \sqrt{f'_c} b_o d$$

Igualando el cortante último actuante a V_{u1} podemos escribir:

$$q_u [B^2 - (a + d) (b + d)] = 1.06 \times 0.85 \sqrt{210} \times 2(a + b + 2d)d$$

$$3.33 [370^2 - (60 + d) (70 + d)] = 26.11 (60 + 70 + 2d) d$$

$$55.55 d^2 + 3827.2 d - 441,891 = 0$$

Resolviendo la ecuación de segundo grado obtenemos $d = 61.16$ cm,
luego asumimos $d = 65$ cm. Considerando varillas de refuerzo $\phi 1"$ en am-
bos sentidos para la armadura, la altura total de la zapata ahora será:

$$h = d + rec + d_b = 65 + 7.5 + 2.5 = 75 \text{ cm} > 60 \text{ cm}$$

Al haber elegido originalmente la sección de la zapata en forma conservadora, podemos concluir que el área inicial de la zapata es suficiente como para poder soportar el pequeño incremento de carga producido por la necesidad de tener que aumentar la altura de la misma de 60 cm a 75 cm.

b) CHEQUEO COMO VIGA

El cortante resistente en este caso es:

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

$$= 0.53 \times 0.85 \sqrt{210} \times 370 \times 65 = 157,007 \text{ Kg}$$

$$= 157 \text{ Tn}$$

La longitud l del voladizo de la zapata en el caso más extremo es:

$$\ell = \frac{B - a}{2} = \frac{3.70 - 0.60}{2} = 1.55 \text{ m}$$

luego el cortante último actuante es:

$$\begin{aligned} V_{u2} &= 3.7 (1.55 - 0.65) \times 33.29 \\ &= 111 \text{ Tn} < \phi V_c = 157 \text{ Tn} \end{aligned}$$

quedando así verificada esta condición.

12.6.4 Verificación por Aplastamiento

La carga axial máxima permisible de aplastamiento del concreto se determina por medio de la expresión 12-5, en donde:

$$\sqrt{\frac{A_2}{A_1}} = \frac{B}{b} = \frac{3.70}{0.70} = 5.29 > 2$$

luego:

$$\begin{aligned} \phi P_n &= 2 \times \phi (0.85 f'_c A_1) \\ &= 2 \times 0.70 \times 0.85 \times 0.210 \times 60 \times 70 \\ &= 1049.58 \text{ Tn} \end{aligned}$$

Como $P_u = 455.80 \text{ Tn} < \phi P_n = 1049.58$ podemos concluir que el área de la columna es suficiente para poder transmitir los esfuerzos de compresión a la zapata. Por lo tanto, no hay necesidad de pasar parte del refuerzo de la columna a la zapata o de poner dowels.

12.6.5 Cálculo del Refuerzo por Flexión

El momento último actuante en la sección crítica (la cara de la columna) será:

$$M_u = \frac{q_u B \ell^2}{2} = \frac{33.29 \times 3.7 \times 1.55^2}{2} = 147.96 \text{ Tn} \cdot \text{m}$$

luego:

$$K = \frac{M_u}{f'_c b d^2} = \frac{147.96 \times 10^5}{210 \times 37 \times 65^2} = 0.0451$$

de la tabla obtenemos que $w = 0.052$, luego:

$$\rho = \frac{0.052 \times 210}{4,200} = 0.0026 < \rho_{\min} = 0.0033$$

Por Reglamento la cuantía debe ser mayor o igual a la mínima permisible salvo que exista 1/3 del acero de más que el necesitado estructuralmente. El área de refuerzo a poner es entonces:

$$A_s = \frac{4}{3} \times 0.0026 \times 370 \times 65 = 83.37 \text{ cm}^2$$

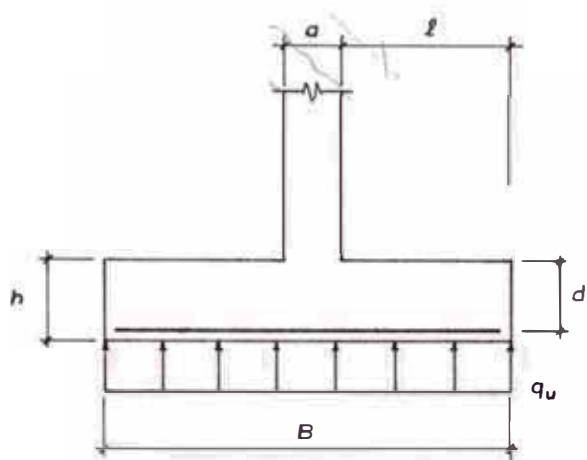
lo que equivale a 17 \emptyset 1" en ambos sentidos.

Por último, debemos comprobar que el refuerzo desarrolle la adherencia necesaria. La zapata proporciona una longitud máxima de desarrollo $\ell - \text{rec} = 155 - 7.5 = 147.5 \text{ cm}$. Luego, como la longitud de desarrollo requerida para varillas \emptyset 1" es $\ell_d = 88 \text{ cm}$, podemos concluir que el diseño realizado es satisfactorio.

12.7 DISEÑO DE ZAPATA CORRIDA Z-A

12.7.1 Descripción del elemento a diseñar

Para la cimentación de la placa P-A (y la placa P-J) vamos a elegir una zapata corrida con las características indicadas en la Figura 12.5. A fin de simplificar el problema, no vamos a tomar en cuenta para el diseño los ensanches existentes en las intersecciones de la placa con las vigas del sentido X.



$$\begin{aligned}
 a &= 0.20 \text{ m} \\
 b &= 19.85 \text{ m} \\
 P_D &= 653.88 \text{ Tn} \\
 P_L &= 74.64 \text{ Tn} \\
 M_E &= 4705.20 \text{ Tn-m} \\
 \sigma_t &= 2.5 \text{ Kg/cm}^2 = 25.0 \text{ Tn/m}^2
 \end{aligned}$$

Figura 12.5: Esquema de Zapata Z-A

De manera similar que para la zapata Z-C 3 , las cargas de diseño se obtuvieron tomando en cuenta el peso propio de la placa P-A y la reducción reglamentaria por carga viva.

12.7.2 Dimensionamiento de la Zapata

Si asumimos una zapata de 75 cm de altura cimentada a una profundidad de 1.0m (tratando de lograr condiciones de diseño similares a la de la zapata Z-C 3), la carga adicional que el terreno debe resistir será:

- peso propio zapata	=	$0.75 \times (2.40 \text{ tn/m}^3)$	=	1.80 tn/m^2
- peso propio tierra	=	$0.25 \times (1.60 \text{ tn/m}^3)$	=	0.40
- peso propio losa acabada	=	$0.15 \times (2.40 \text{ tn/m}^3)$	=	0.36
- sobrecarga en el primer nivel			=	0.20
				Total = 2.76 Tn/m ²

Luego, la capacidad portante efectiva del terreno será:

$$q_e = 25.0 - 2.76 = 22.24 \text{ Tn/m}^2$$

Por otro lado, tenemos que:

$$P = P_D + P_L = 653.88 + 74.64 = 728.52 \text{ Tn}$$

$$A_{\min} = \frac{P}{q_e} = \frac{728.52}{22.24} = 32.76 \text{ m}^2$$

Luego, si empleamos \emptyset 1" como refuerzo principal, la longitud " ℓ " necesaria para asegurar una adecuada longitud de desarrollo será:

$$\ell = \ell_d + \text{rec} = 0.88 + 0.075 = 1.00 \text{ m}$$

Entonces, el ancho mínimo de la zapata será:

$$B_{\min} = 1.00 \times 2 + 0.20 = 2.20 \text{ m}$$

Ahora, para determinar las dimensiones de la zapata vamos a considerar la acción de la carga sísmica. De esta manera, la excentricidad generada por el momento de volteo de la placa es:

$$e = \frac{M_E}{P} = \frac{4705.20}{728.52} = 6.46 \text{ m}$$

Asimismo, tal como se indicó en la sección 12.2, debido al carácter temporal del sismo se nos permite un incremento del 33% en la capacidad portante del terreno:

$$\begin{aligned} q'_e &= q_e + 0.33 \sigma_t \\ &= 22.24 + 0.33 \times 25.00 \\ &= 30.49 \text{ Tn/m}^2 \end{aligned}$$

Por otro lado, siendo " y " la longitud de la zapata tenemos que:

$$q'e = \frac{P}{By} \left(1 + \frac{6e}{y} \right)$$

Reemplazando:

$$30.49 = \frac{728.52}{By} \left(1 + \frac{6 \times 6.46}{y} \right)$$

lo que puede escribirse como la siguiente ecuación:

$$By^2 - 23.89y - 926.12 = 0$$

Luego, asumiendo distintos valores de "B" y resolviendo la ecuación de segundo grado obtenemos la tabla siguiente:

B (m)	2.20	2.40	2.60	2.80	3.00	3.20
y (m)	26.65	25.24	24.02	22.95	22.00	21.15

Como la placa en estudio tiene una longitud de 19.85 m, escogemos entonces para la zapata una sección:

$$\begin{aligned} A &= 2.80 \times 22.95 \\ &= 64.26 \text{ m}^2 > A_{\min} = 32.76 \text{ m}^2 \end{aligned}$$

El peralte efectivo en este caso será:

$$d = 75.0 - 7.5 - 2.5 = 65.0 \text{ cm}$$

12.7.3 Obtención de la Envolvente de Cargas

Debido a la posibilidad de acción de la carga sísmica, se nos presentan dos condiciones de carga distintas:

1º) Cuando actúan las cargas verticales solamente; y

2º) Cuando actúan las cargas verticales y de sismo simultáneamente. Entonces tenemos:

a) La cota mínima de la envolvente la obtenemos considerando sólo las cargas verticales:

$$\begin{aligned} q_u &= \frac{1.5 P_D + 1.8 P_L}{B_y} = \frac{1.5 \times 653.88 + 1.8 \times 74.64}{2.80 \times 22.95} \\ &= 17.35 \text{ Tn/m}^2 \end{aligned}$$

b) La porción crítica de la envolvente la obtenemos por superposición considerando la hipótesis de carga $U = 1.25 (D + L + E)$. Entonces, observando los esfuerzos de tracción tenemos que:

$$\begin{aligned} q_{uz} &= 1.25 \left(\frac{P}{A} + \frac{Mz}{I} \right) \\ &= \frac{1.25 P_D}{B_y} + \frac{1.25 M_E z(12)}{B_y^3} \\ &= \frac{1.25 (653.88)}{2.80 (22.95)} + \frac{1.25 (4705.20) z(12)}{2.80 (22.95)^3} \\ &= 12.72 + 2.085 z \text{ Tn/m}^2 \end{aligned}$$

Luego, con las expresiones obtenidas trazamos la envolvente tal como se muestra en la Figura 12.6 (b).

12.7.4 Diseño del Sentido Longitudinal

a) Diseñamos los volados longitudinales como vigas en voladizo obteniendo el momento actuante en la sección crítica de acuerdo al trapecio de carga actuante:

$$\begin{aligned}M_u &= (2 \times 36.65 + 33.41) (1.55)^2 (2.80) / 6 \\ &= 119.64 \text{ Tn-m}\end{aligned}$$

luego:

$$K = \frac{119.64 \times 10^5}{210 \times 280 \times 65^2} = 0.0482$$

$$w = 0.056$$

$$\begin{aligned}\rho &= 0.056 \times 210/4200 \\ &= 0.0028 < \rho_{\min} = 0.0033\end{aligned}$$

De esta manera, obtenemos finalmente:

$$\begin{aligned}A_s &= 0.0033 \times 280 \times 65 = 60.06 \text{ cm}^2 \\ &= 12 \text{ } \emptyset \text{ 1"}\end{aligned}$$

b) De acuerdo con el Código ACI, se colocará para la zona central una armadura mínima espaciada a 45 cm; esto es, se colocará 7 \emptyset 1".

c) Debemos ahora verificar el cortante resistido por los volados longitudinales. De esta manera, el cortante actuante es:

$$\begin{aligned}V_{ud} &= (36.65 + 34.77) (1.55 - 0.65) 2.80/2 \\ &= 90.0 \text{ Tn}\end{aligned}$$

Por otro lado, el cortante resistente es:

$$\begin{aligned}\phi V_c &= 0.53 \times 0.85 \times 210 \times 280 \times 65 / 1000 \\ &= 118.8 \text{ Tn} > V_{ud} = 90.0 \text{ Tn}\end{aligned}$$

quedando así verificada esta condición.

12.7.5 Diseño del Sentido Transversal

a) Debido a que la envolvente de cargas es del tipo trapezoidal, el momento de diseño será variable. Por este motivo, la armadura se colocará a distancias también variables.

Para la carga máxima, trabajando con una franja unitaria, tendremos:

$$M_u = 36.65 \times 1.30^2 / 2 = 30.97 \text{ Tn-m}$$

$$K = \frac{30.97 \times 10^5}{210 \times 100 \times 65^2} = 0.0349$$

$$w = 0.040$$

$$\rho = 0.040 \times 210 / 4200 = 0.0020 < \rho_{\min} = 0.0033$$

$$\rho = 0.0020 \times 1.33 = 0.0026$$

$$A_s = 0.0026 \times 100 \times 65 = 16.90 \text{ cm}^2$$

$$= \phi 1" @ 0.30 \text{ m}$$

A fin de ahorrar armadura, para distintos espaciamientos determinamos los momentos últimos resistentes (considerando el 33% de refuerzo en exceso por estar bajo ρ_{\min}) y la carga última repartida correspondiente:

Refuerzo	M_u (Tn-m)	q_u (Tn/m ²)
$\emptyset 1'' @ .35$	26.23	31.04
$\emptyset 1'' @ .40$	23.01	27.23
$\emptyset 1'' @ .45$	20.49	24.25
$\emptyset 3/4'' @ .30$	17.32	20.49
$\emptyset 3/4'' @ .35$	14.88	17.61

Luego, entrando a la envolvente de cargas podemos definir la distribución final del refuerzo:

$$\emptyset 1'' : 9 @ .30, 6 @ .35, 3 @ .40, 4 @ .45$$

$$\emptyset 3/4'' : 5 @ .30, R @ .35$$

b) Debemos realizar ahora la verificación por cortante. Para ello bastará con realizar la comprobación en los extremos.

Tomando un ancho de franja de 0.90 m tenemos que:

$$V_{ud} = (36.65 + 34.77) 0.90 (1.30 - 0.65)/2$$

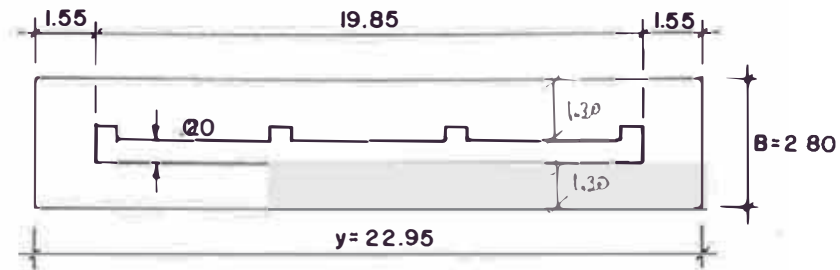
$$= 20.9 \text{ Tn}$$

El cortante resistente, a su vez, será:

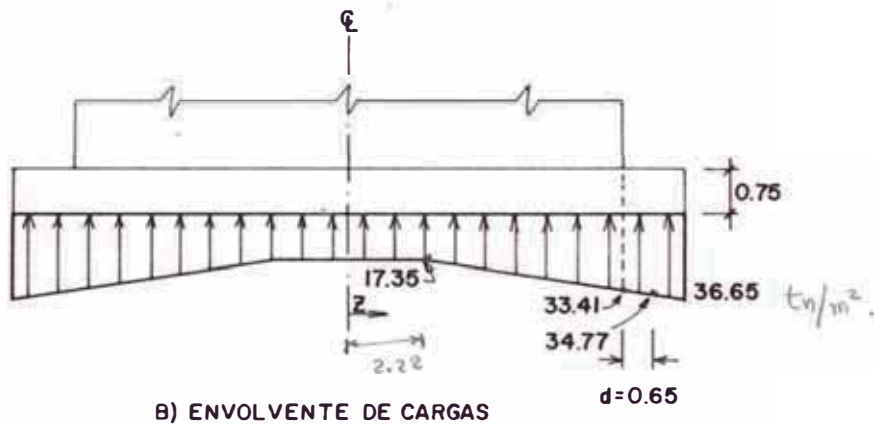
$$\begin{aligned}\phi V_c &= 0.53 \times 0.85 \sqrt{210} \times 90 \times 65/1000 \\ &= 38.2 \text{ Tn} > V_{ud} = 20.9 \text{ Tn}\end{aligned}$$

quedando así el diseño conforme.

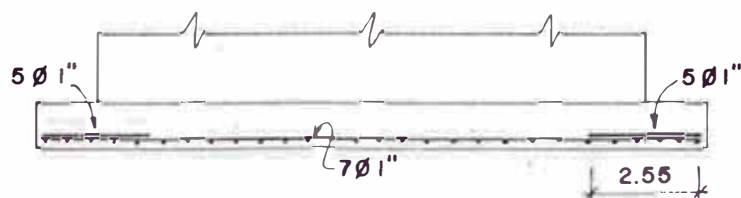
Figura 12.6: Esquemas de diseño de Zapata Z-A



A) ESQUEMA EN PLANTA



B) ENVOLVENTE DE CARGAS



Refuerzo Transversal : $\varnothing 1''$: 9 @ .30, 6 @ .35, 3 @ .40, 4 @ .45
 $\varnothing 3/4''$: 5 @ .30, R @ .35

C) DISTRIBUCION DEL REFUERZO

C A P I T U L O 13

METRADOS Y PRESUPUESTO DE ESTRUCTURAS

13.1 Generalidades

13.2 Costos por Elemento Diseñado

13.1 GENERALIDADES

Una vez concluidos los planos de diseño del edificio se debe proceder al metrado y presupuesto del mismo, a fin de poder conocer detalladamente el costo del proyecto y analizar su posibilidad de financiación y ejecución. Como es lógico, el costo del proyecto estructural está íntimamente ligado a los proyectos de arquitectura e instalaciones sanitarias, eléctricas y mecánicas, pues no es posible ejecutar la construcción obviando las demás partes complementarias.

En nuestro caso vamos a presentar únicamente el metrado y presupuesto de los elementos analizados en este trabajo. Los cálculos previos de los metrados y análisis de costos no están incluidos en este capítulo, pues creemos que por el hecho de ser muy elementales carecen de interés para el lector.

13.2 COSTOS POR ELEMENTO DISEÑADO

A continuación se presenta el metrado y presupuesto a costo directo de cada elemento diseñado en este trabajo. Los precios unitarios fueron calculados al 31-05-86.