

UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA

FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL



**ANALISIS ESTATICO Y DISEÑO SISMORESISTENTE DE UN
EDIFICIO DE CONCRETO ARMADO DE CINCO PISOS.
USO AULAS**

**INFORME DE SUFICIENCIA
PARA OPTAR EL TITULO PROFESIONAL DE:
INGENIERO CIVIL**

DAVID ALEJANDRO MATUMAY CONTRERAS

LIMA – PERU

2004

**ANALISIS ESTATICO Y DISEÑO SISMORESISTENTE
DE UN EDIFICIO DE CONCRETO ARMADO DE
CINCO PISOS. USO: AULAS**

I N D I C E

	página
Introducción	6
Capítulo I Descripción de la Estructura.	8
Capítulo II : Predimensionamiento.	11
2.1 Losas Aligeradas.	11
2.2 Columnas.	12
2.3 Vigas.	14
2.4 Placas.	16
2.5 Resumen del Predimensionamiento.	16
Capítulo III : Metrado de Cargas.	17
3.1 Metrado de cargas para las Losas Aligeradas.	17
3.2 Metrado de cargas de entrepisos.	18
3.2.1 Peso de columnas y placas.	18
3.2.2 Peso de vigas.	19
3.2.3 Cargas en cada entrepiso.	20
3.3 Metrado de Cargas para las Vigas.	22
Capítulo IV Análisis para cargas verticales.	24

Capítulo V	Análisis para Cargas Sísmicas.	26
5.1	Análisis Sísmico por Fuerzas Estáticas Equivalentes.	29
5.1.1	Fuerzas Sísmicas Horizontales.	29
5.1.2	Distribución de la fuerza horizontal "V" en la altura del Edificio.	31
5.1.3	Análisis Sísmico con Fuerzas Estáticas Equivalentes.	32
Capítulo VI:	Diseño de los Elementos Estructurales.	33
6.1	Diseño de Losas Aligeradas.	33
6.1.1	Cálculo de deflexiones de losa aligerada.	36
6.1.2	Cálculo de esfuerzos y Acero de refuerzo.	38
6.2	Cálculo de Esfuerzos en los Pórticos.	42
6.3	Diseño de Vigas.	47
6.4	Diseño de Columnas.	56
6.5	Diseño de Placa.	63
6.5.1	Muros diseñados como elementos en compresión.	64
6.5.2	Muros de corte.	65
6.5.3	Diseño.	68
6.6	Diseño de Zapatas.	69
6.6.1	Diseño por fuerza cortante y punzonamiento.	70
6.6.2	Diseño por flexión.	71
6.6.3	Diseño de la cimentación de la columna.	72
6.6.4	Diseño de la cimentación de la placa.	77
Capítulo VII:	Conclusiones.	84

Bibliografía.	85
Anexos	
Anexo 1 : Predimensionamiento de Columnas	87
Anexo 2 : Predimensionamiento de Vigas	92
Anexo 3 : Peso de la edificación	94
Anexo 4 : Cargas en vigas	96
Anexo 5 : Resultados del Análisis Sísmico Estático del Programa SAP 2000.	98
Anexo 5-a : Grafica de Momentos, Fuerza Axial y Cortante	149
Anexo 6 : Calculo de Rigideces, distribución de fuerzas Sísmicas y desplazamientos.	166
Anexo 7 : Resultado del diseño de columnas y placa Programa PCACOL.	172
Anexo 8 : Hojas de Calculo: Diseño de vigas de Concreto	188
Anexo 9 : Planos.	197

Bibliografía.	85
Anexos	
Anexo 1 : Predimensionamiento de Columnas	87
Anexo 2 : Predimensionamiento de Vigas	92
Anexo 3 : Peso de la edificación	94
Anexo 4 : Cargas en vigas	96
Anexo 5 : Resultados del Análisis Sísmico Estático del Programa SAP 2000.	98
Anexo 5-a : Grafica de Momentos, Fuerza Axial y Cortante	149
Anexo 6 : Calculo de Rigideces, distribución de fuerzas Sísmicas y desplazamientos.	166
Anexo 7 : Resultado del diseño de columnas y placa Programa PCACOL.	172
Anexo 8 : Hojas de Calculo: Diseño de vigas de Concreto	188
Anexo 9 : Planos.	197

INTRODUCCION

En el presente trabajo se muestra un ejemplo de diseño de una edificación de concreto armado, en el cual se aplican los criterios y reglamentaciones de las Norma Técnica de Edificación E-060 así como la Norma Técnica de edificaciones E-030 de Diseño Sismorresistente del 02 de Abril del 2003.

Se hace el estudio, dimensionamiento y determinación de fuerzas para el conjunto de la estructura, efectuándose el diseño de los elementos de los pórticos, a modo de ilustración.

Se establecen en el primer capítulo las características de la edificación a estudiar: sus dimensiones, ubicación de ejes, pórticos y placas, así como las características de los materiales a emplear y el uso que se va a dar a la edificación.

En el capítulo siguiente, se hace un predimensionamiento de los distintos elementos estructurales. En el tercer capítulo se hace el metrado de cargas para los aligerados, y se calcula igualmente las cargas totales a nivel de cada entrepiso y las cargas que soportan las vigas.

En el cuarto capítulo se efectúa el análisis del pórtico de estudio por cargas verticales, aplicando las respectivas combinaciones de carga.

El análisis para cargas de sismo se detalla en el capítulo quinto. Se aplica para ello el método estático de cargas equivalentes, que establece el Reglamento.

Finalmente, en el capítulo sexto se hace el diseño de los distintos elementos estructurales, señalándose las conclusiones finales en el último capítulo.

Este trabajo cumple el objetivo de mostrar la aplicación de las actuales normas de diseño y construcción a un caso específico.

CAPITULO I

DESCRIPCION DE LA ESTRUCTURA

Se analizará una estructura mixta aporricada con placas de concreto armado, de cinco pisos, que será usada para aulas.

Del primero al cuarto piso tendrán la misma distribución, siendo su planta típica la que se muestra en la Figura 1 y la azotea se muestra en la Figura 2:

» Datos para el diseño:

Características de los materiales

concreto : $f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$

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

Peso de tabiquería : 120 kg/m^2

Peso de acabados : 100 kg/m^2

Pisos : 5

Uso : aulas

Categoría : A (Centros educativos y edificaciones que pueden servir de refugio después de un desastre)

Sobrecarga piso típico = 300 kg/m^2

Sobrecarga azotea = 100 kg/m^2

Factor de Zona : $Z = 0.4$ (Zona 3)

Factor de Uso : $U = 1.5$

Periodo del suelo : $T_p = 0.4 \text{ sg}$ (suelo tipo I - roca o suelos muy rígidos)

Factor de Suelo : $S = 1.0$ (para el suelo tipo I)

Resistencia del terreno : 4 kg/cm^2

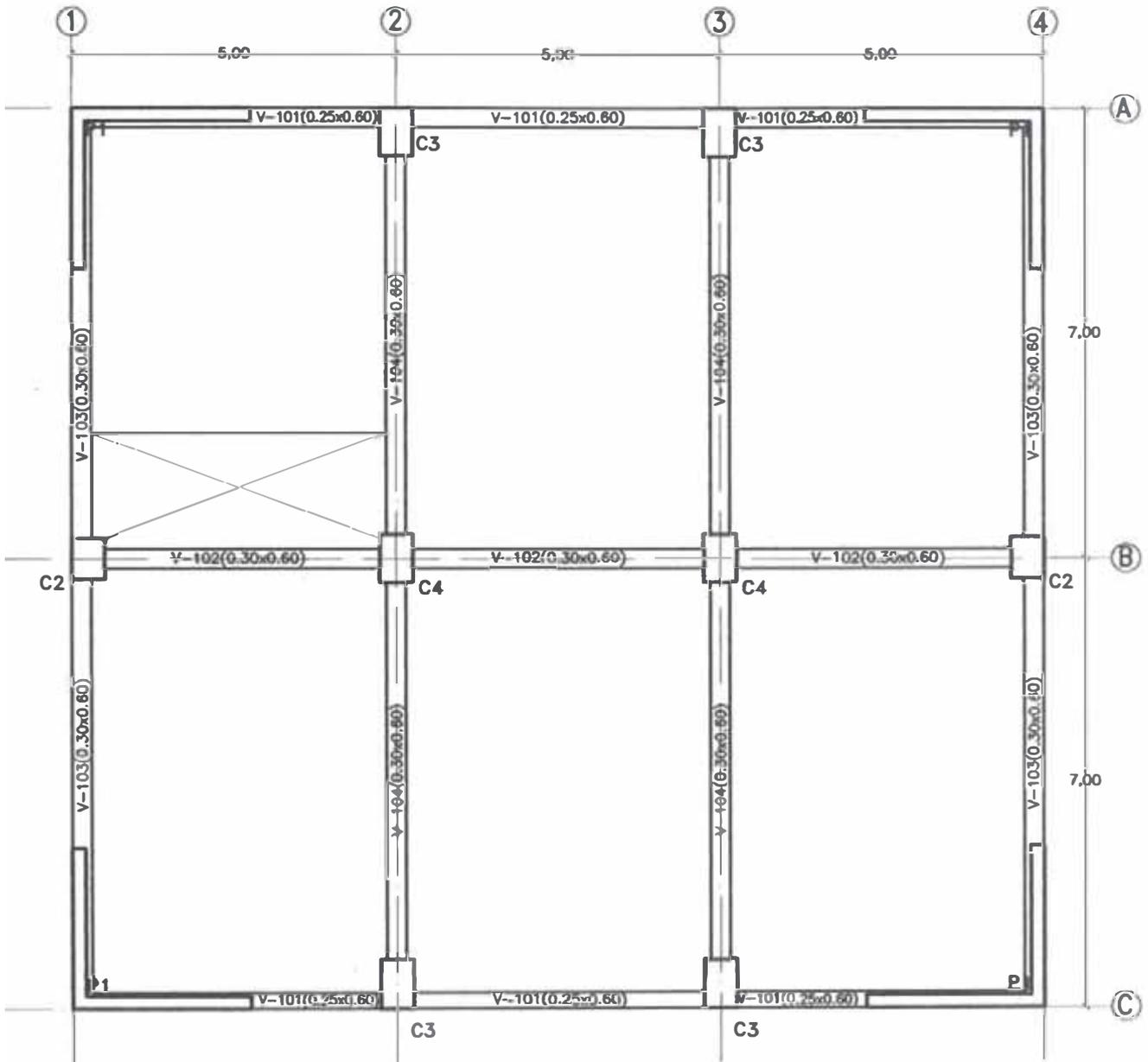


FIG. N°1

PLANTAS 1° AL 4° NIVEL

CAPITULO II

PREDIMENSIONAMIENTO

2.1 Losas Aligeradas :

La Norma E-060 indica que, para no calcular deflexiones, en el caso de losas aligeradas continuas conformadas por viguetas de 10 cm de ancho, bloques de ladrillo de 30 cm de ancho y losa superior de 5 cm, con sobrecargas menores a 300 kg/m², debe cumplirse que:¹

$$h \geq L/25$$

donde h = peralte total del elemento

L = luz del elemento, considerada como la luz libre más el peralte del elemento, pero no mayor que la distancia entre centros de los apoyos.²

En nuestro caso, los ejes 1, 2, 3 y 4 serán los ejes principales, siendo la distancia entre centros de 5.00 m. Siendo ésta la máxima luz que podríamos tener para este cálculo, según la definición anterior, lo usaremos en el predimensionamiento para mantenernos del

¹ NORMAS TECNICAS DE EDIFICACION; Comité especializado E.060 Concreto Armado; Norma Técnica de Edificación E-060; 1989; Art. 10.4.1.1

² NORMAS TECNICAS DE EDIFICACION; Comité especializado E.060 Concreto Armado; Norma Técnica de Edificación E-060; 1989; Art. 9.5.1

lado de la seguridad, aun así, se efectuara posteriormente un análisis de deflexiones de la losa:

$$h = 500/25 = 20 \text{ cm}$$

Adoptaremos: **h = 20 cm**

2.2 Columnas :

Necesitamos definir secciones aproximadas para las vigas y columnas, de modo que sirvan para efectuar los cálculos respectivos, adoptando posteriormente secciones definitivas.

En cuanto a las dimensiones de las columnas sujetas a flexocompresión que resistan fuerzas de sismo, la norma E-060 señala lo siguiente:³

- El ancho mínimo de las columnas será de 25 cm.

La relación de la dimensión menor a la mayor de la sección transversal de la columna no será menor que 0.4

En el predimensionamiento, usaremos además los siguientes criterios:

Para evitar falla por fuerza cortante:

$$h/D \geq 4 \quad (i)$$

Para evitar falla por punzonamiento:

$$P \div (f'c \times b \times D) \leq 0.25 \quad (ii)$$

donde : h = altura libre de la columna
 P = carga de servicio
 b,D = dimensiones de la columna
 f'c = resistencia del concreto a los 28 días

Utilizando el primer criterio, considerando que la altura libre de las columnas sea de 2.70 m, tenemos:

$$D \leq 270/4$$

$$D \leq 67.5 \text{ cm}$$

Para utilizar el segundo criterio, calculamos la carga de servicio:

1^{er} al 4^{to} piso :

aligerado	:	300 kg/m ²
tabiquería	:	120 kg/m ²
acabados	:	100 kg/m ²
vigas	:	100 kg/m ²
columnas y placas:		100 kg/m ²
s/c	:	300 kg/m ²

 1,020 kg/m²

5^{to} piso :

aligerado	:	300 kg/m ²
acabados	:	100 kg/m ²
vigas	:	100 kg/m ²
columnas y placas:		100 kg/m ²
s/c	:	100 kg/m ²

 700 kg/m²

³ NORMAS TECNICAS DE EDIFICACION; Comité especializado E.060 Concreto Armado; Norma Técnica de Edificación E-060; 1989; Art. 12.4.2

Carga de servicio (de los cinco pisos):

$$P = 4 \times 1020 + 700 = 4,780 \text{ kg/m}^2$$

La columna más cargada está en las intersecciones de los ejes 3 y B. Su área tributaria, por piso, es:

$$\text{área} : 7.0 \times 5.0 = 35.00 \text{ m}^2$$

debe cumplirse que :

$$P \div (f'c \times b \times D) \leq 0.25$$

entonces :

$$b \times D \geq \frac{4.78 \text{ t/m}^2 \times 35.00 \text{ m}^2}{0.25 \times 0.21 \text{ t/cm}^2} = 3187 \text{ cm}^2$$

Entonces, usaremos **columnas de 55 cm x 60 cm**

(Ver Anexo No 1 para las demás columnas y placas)

2.3 Vigas :

Existen distintos criterios para el predimensionamiento de vigas. Uno de ellos establece el ancho de la viga como 1/20 del ancho tributario, y el peralte como una fracción de la luz libre de la viga, en función del uso de la edificación:

L/11 -> oficinas o viviendas

L/10 -> estacionamientos

L/8 -> industrias, bibliotecas

+ Vigas principales :

$$b = B/20$$

$$h = L/11$$

+ Vigas secundarias :

Estas vigas soportan además de su peso propio, cargas de sismo. Dado que los esfuerzos de sismo pueden ser a veces mayores que los producidos por cargas de gravedad, es conveniente mantener la rigidez lateral en ambos sentidos, por lo que adoptamos la misma sección de viga en este sentido.

Cabe indicar también que, de acuerdo a la norma E-060,⁴ no es necesario verificar deflexiones en vigas que forman pórticos, cuando se cumple que $h \geq L/16$, donde:

h = peralte de la viga

L = luz centro a centro de los apoyos⁵

En este caso $L/16 = 500/16 = 31.25$ cm, y el peralte adoptado es de 60 cm, por lo que no será necesario calcular deflexiones con las dimensiones adoptadas.

Nosotros usaremos la recomendación práctica que es la siguiente: **(Ver Anexo No 2)**

Altura : L/12

Ancho interior : B/20

Ancho perim. : B/20x1.2

⁴ NORMAS TECNICAS DE EDIFICACION; Comité especializado E.060 Concreto Armado; Norma Técnica de Edificación E-060; 1989; Art. 10.4.1.3

⁵ NORMAS TECNICAS DE EDIFICACION; Comité especializado E.060 Concreto Armado; Norma Técnica de Edificación E-060; 1989; Art. 9.5.1.b

2.4 Placas :

Los muros de corte son diseñados para la acción combinada de carga axial, momentos y corte. En la norma técnica E-060 se indica que el espesor mínimo para los muros de corte será de 10 cm, y de 20 cm en el caso de muros exteriores de sótanos.⁶

Sin embargo, es difícil establecer un predimensionamiento de manera general de estos muros, ya que, siendo su principal función absorber las fuerzas de sismo, sus dimensiones dependen de estas fuerzas, de la cantidad de muros existentes y su ubicación relativa en la estructura.

Por tanto, de manera tentativa, estimamos en principio un espesor de placas de **20 cm**.

2.5 Resumen del Predimensionamiento :

Hasta este nivel inicial del diseño, hemos establecido las siguientes dimensiones de los elementos estructurales, para utilizarlas en los cálculos posteriores:

Elemento	Dimensiones
Losas aligeradas	h = 20 cm
Columnas	55 cm x 60 cm
Vigas	30 cm x 60 cm
Placas	e = 20 cm

⁶ NORMAS TECNICAS DE EDIFICACION; Comité especializado E.060 Concreto Armado; Norma Técnica de Edificación E-060; 1989; Art. 15.4.1

CAPITULO III

METRADO DE CARGAS

3.1 Metrado de Cargas para las Losas Aligeradas :

a) 1^{er} al 4^{to} piso :

Cargas muertas (CM) :

aligerado : 300 kg/m²

tabiquería : 120 kg/m²

acabados : 100 kg/m²

520 kg/m²

Carga viva (CV) :

sobrecarga : 300 kg/m²

Carga de diseño:

$$W_u = 1.5 \text{ CM} + 1.8 \text{ CV}$$

$$W_u = 1.5 \times 520 + 1.8 \times 300$$

$$W_u = 1,320 \text{ kg/m}^2$$

En cada vigueta:

$$w_u = 1,320 \div 2.5 = 528 \text{ kg/m}$$

b) 5^{to} piso :

Cargas muertas (CM):

aligerado : 300 kg/m²acabados : 100 kg/m²

400 kg/m²

Carga viva (CV):

sobrecarga : 100 kg/m²

Carga de diseño:

$$W_u = 1.5 \text{ CM} + 1.8 \text{ CV}$$

$$W_u = 1.5 \times 400 + 1.8 \times 100$$

$$W_u = 780 \text{ kg/m}^2$$

En cada vigueta:

$$w_u = 780 \div 2.5 = 312 \text{ kg/m}$$

RESUMEN DE CARGAS PARA ALIGERADOS

Nivel	h (m)	CM (kg/m ²)	CV (kg/m ²)	Wu (kg/m ²)	wu (kg/m)
1 ^{ro} al 4 ^{to}	0.20	520	300	1,320	528
5 ^{to}	0.20	400	100	780	312

3.2 Metrado de Cargas de Entrepisos :

3.2.1 Peso de Columnas y Placas:

Las alturas libres en cada piso de la edificación son:

1^o piso : 4.00 m2^o piso : 3.55 m3^o piso : 3.55 m4^o piso : 3.55 m5^o piso : 3.55 m

a) 1^{er} nivel :

Columnas:

$$4.48 \text{ m}^2 \times 3.775 \text{ m} \times 2400 = 43,008.00 \text{ kg}$$

b) 2^{do} y 3^{er} nivel :

Columnas:

$$4.48 \text{ m}^2 \times 3.55 \text{ m} \times 2400 = 38,169.60 \text{ kg}$$

c) 4^{to} nivel :

Columnas:

$$4.48 \text{ m}^2 \times 3.55 \text{ m} \times 2400 = 38,169.60 \text{ kg}$$

d) 5^{to} nivel :

Columnas:

$$4.48 \text{ m}^2 \times 1.775 \text{ m} \times 2400 = 19,138.60 \text{ kg}$$

3.2.2 Peso de Vigas:

a) Vigas Principales :

La luz libre de las vigas principales entre dos ejes es de: $6.85 - 0.30 = 6.55 \text{ m}$

Entonces el peso de las vigas principales en cada nivel es de:

$$2400 \times 0.30 \times 0.60 \times 6.55 \times 8 = 22,636.80 \text{ kg}$$

b) Vigas Secundarias

La luz libre de las vigas secundarias entre dos ejes es de: $5.00 - 0.30 = 4.70$ m

Entonces el peso de las vigas secundarias en cada nivel es de:

$$2400 \times 0.25 \times 0.55 \times 4.70 \times 9 = 12,690.00 \text{ kg}$$

3.2.3 Cargas en cada entrepiso:

1° nivel:

Carga Muerta (CM):

aligerado	: 300 x 184.70 =	55,410.00 kg
tabiquería	: 120 x 210.00 =	25,200.00 kg
acabados	: 100 x 210.00 =	21,000.00 kg
vigas	:	= 22,636.80 kg
		= 12,690.00 kg
columnas y placas		= 43,008.00 kg

		179,944.80 kg

Carga viva (CV):

sobrecarga	: 150 x 210.00 =	31,500.00 kg
------------	------------------	--------------

2° al 3° nivel:

Carga Muerta (CM):

aligerado	: 300 x 184.70 =	55,410.00 kg
tabiquería	: 120 x 210.00 =	25,200.00 kg
acabados	: 100 x 210.00 =	21,000.00 kg
vigas	:	= 22,636.80 kg
		= 12,690.00 kg
columnas y placas	=	38,169.60 kg

		175,106.40 kg

Carga viva (CV):

sobrecarga	: 150 x 210.00 =	31,500.00 kg
------------	------------------	--------------

4° nivel:

Carga Muerta (CM):

aligerado	: 300 x 184.70 =	55,410.00 kg
tabiquería	: 120 x 210.00 =	25,200.00 kg
acabados	: 100 x 210.00 =	21,000.00 kg
vigas	:	= 22,636.80 kg
		= 12,690.00 kg
columnas y placas	=	38,169.60 kg

		175,106.40 kg

Carga viva (CV):

sobrecarga	: 150 x 210.00 =	31,500.00 kg
------------	------------------	--------------

5° nivel:

Carga Muerta (CM):

aligerado	:	300 x 152.97 =	45,891.00 kg
tabiquería	:	0 x 172.20 =	
acabados	:	100 x 172.20 =	17,220.00 kg
vigas	:	=	22,636.80 kg
		=	12,690.00 kg
columnas y placas		=	19,138.60 kg

			117,576.40 kg

Carga viva (CV):

sobrecarga	:	75 x 172.20 =	12,915.00 kg
------------	---	---------------	--------------

RESUMEN DE CARGAS EN ENTREPISOS

Entrepiso	CM (kg)	CV (kg)
1 ^o	179,944.80	31,500.00
2 ^{do} al 3 ^{to}	175,106.40	31,500.00
4 ^{to}	175,106.40	31,500.00
5 ^{to}	117,576.40	12,915.00

(Ver Anexo N° 3)

3.3 Metrado de Cargas para las Vigas :

1° al 4° nivel:

Peso Propio (PP):

$$2400 \times 0.30 \times 0.60 = 432 \text{ kg/m}$$

Peso Muerto (PM):

aligerado : 300 kg/m²

tabiquería : 120 kg/m²

acabados : 100 kg/m²

520 kg/m² de área tributaria

Carga viva (CV):

sobrecarga : 300 kg/m² de área tributaria

5° nivel:

Peso Propio (PP):

$2400 \times 0.30 \times 0.60 = 432 \text{ kg/m}$

Peso Muerto (PM):

aligerado : 300 kg/m²

acabados : 100 kg/m²

400 kg/m² de área tributaria

Carga viva (CV):

sobrecarga : 100 kg/m² de área tributaria

RESUMEN DE CARGAS SOBRE LAS VIGAS

Nivel	PP (kg/m)	PM (kg/m ²)	CV (kg/m ²)
1 ^{ro} al 4 ^{to}	432	520	300
5 ^{to}	432	400	100

(Ver Anexo N° 4)

CAPITULO IV

ANALISIS PARA CARGAS VERTICALES

Para este análisis utilizaremos el programa SAP 2000 versión Educativa, proporcionado por el Dr. Hugo Scaletti (Análisis Estático, Lineal y Elástico de Pórticos Planos).

Analizaremos todos los pórticos principales y secundarios.

Para el cálculo de las cargas, usaremos los resultados de las "cargas sobre las vigas" del capítulo anterior (Anexo N°4), en este caso, no agregaremos al metrado de cargas el peso propio de las vigas, ya que se requerirá al programa que lo considere por defecto.

Piso Típico, ejes A,B y C

$$\text{Peso muerto} = 520 \times 1.00 = \underline{520 \text{ kg/m}}$$

$$\text{Sobrecarga} = 300 \times 1.00 = \underline{300 \text{ kg/m}}$$

Piso típico, ejes 1 y 4 (Extremas):

$$\text{Peso muerto} = 520 \times 2.50 = \underline{1300 \text{ kg/m}}$$

$$\text{Sobrecarga} = 300 \times 2.50 = \underline{750 \text{ kg/m}}$$

Piso típico, ejes 1 y 4 (Centrales):

$$\text{Peso muerto} = 520 \times 5.00 = \underline{2600 \text{ kg/m}}$$

$$\text{Sobrecarga} = 300 \times 5.00 = \underline{1500 \text{ kg/m}}$$

Piso Azotea, ejes A,B y C :

$$\text{Peso muerto} = 400 \times 1.00 = \underline{400 \text{ kg/m}}$$

$$\text{Sobrecarga} = 100 \times 1.00 = \underline{100 \text{ kg/m}}$$

Piso Azotea, ejes 1 y 4 (Extremas):

$$\text{Peso muerto} = 400 \times 2.50 = \underline{1000 \text{ kg/m}}$$

$$\text{Sobrecarga} = 100 \times 2.50 = \underline{250 \text{ kg/m}}$$

Piso Azotea, ejes 1 y 4 (Centrales):

$$\text{Peso muerto} = 400 \times 5.00 = \underline{2000 \text{ kg/m}}$$

$$\text{Sobrecarga} = 100 \times 5.00 = \underline{500 \text{ kg/m}}$$

En el **Anexo N°5** encontramos un resumen de los resultados obtenidos con el programa indicado, en el cual se ha considerado las cargas muertas sobre todas las vigas y los casos de cargas vivas sobre todas las vigas y también en forma alternada.

Se ha analizado cada pórtico por separado usando las cinco combinaciones de carga más la envolvente con los máximos valores obtenidos.

$$U = 1.5 \text{ CM} + 1.8 \text{ CV}$$

$$U = 1.25\text{CM} + 1.25\text{CV} + 1.25 \text{ CS} \quad U = 0.9 \text{ CM} + 1.25 \text{ CS}$$

$$U = 1.25\text{CM} + 1.25\text{CV} - 1.25 \text{ CS} \quad U = 0.9 \text{ CM} - 1.25 \text{ CS}$$

CAPITULO V

ANALISIS PARA CARGAS SISMICAS

Un terremoto puede definirse como la liberación quasi-instantánea de energía acumulada en el interior de la Tierra. Esta liberación se manifiesta en su forma más general por el movimiento diferencial de bloques a lo largo de fallas. El movimiento puede ser debido a la creación de una falla o más frecuentemente, a la reactivación de fallas ya existentes. Los terremotos son por tanto, una expresión de la dinámica de la Tierra.

Las placas tectónicas son unidades estructurales rígidas constituidas por la litósfera, que alcanzan espesores del orden de los 100 km. Las placas se deslizan sobre un estrato del manto superior (asténosfera) originando interacciones entre ellas, que dan lugar a esfuerzos y deformaciones que serán los causantes de los terremotos. Cuando se supera el límite elástico impuesto por la constitución de los materiales litosféricos, los esfuerzos acumulados se liberan bruscamente originando el terremoto.⁷ En los bordes de contacto entre estas placas por tanto, se ubican las zonas donde ocurren la mayor cantidad de sismos.

La ocurrencia de un movimiento sísmico va acompañada, en muchos casos, por una serie de daños sobre los terrenos,

⁷ CANAS TORRES, José - BANDA TARRADELLAS, Enrique; Sismicidad y Peligrosidad Sísmica (Apuntes Docentes); Universidad Politécnica de Cataluña, Barcelona (España); 1992; p. 2

estructuras o personas que se encuentran dentro del área afectada. Estos daños son de mayor o menor importancia dependiendo del tamaño del movimiento sísmico y otros factores como el tipo de terreno y elementos de construcción.

Esto nos lleva al concepto de *riesgo sísmico*, el cual es un concepto de orden social y económico. Viene a ser la posibilidad de pérdidas en vidas humanas y de pérdidas económicas debidas a un terremoto.

Es necesario por tanto, reducir el factor vulnerabilidad por medio de la prevención, que consiste en una correcta evaluación de la peligrosidad sísmica y en la adaptación de las normas de construcción a dicha peligrosidad.

Precisamente, considerando que nuestro país se encuentra ubicado en una zona donde ocurre una gran cantidad de sismos, nuestro Reglamento Nacional de Construcciones incorpora en el Título V (Requisitos de Seguridad y Prevención de Siniestros), la NORMA BASICA DE DISEÑO SISMO-RESISTENTE, donde encontramos las consideraciones a tomar en cuenta en el diseño de una edificación, con respecto a su capacidad para resistir los sismos.

Tal como se define en la mencionada norma, el objetivo del diseño sismo resistente es proyectar edificaciones de modo que se comporten ante sismos según los siguientes criterios:⁸

- a)** Resistir sismos leves sin daños. (Sismos con intensidad igual o menor que V en la escala de Mercalli Modificada).
- b)** Resistir sismos moderados considerando la posibilidad de daños estructurales leves. (Sismos con intensidad entre VI y VII en la escala de Mercalli Modificada).

⁸ REGLAMENTO NACIONAL DE CONSTRUCCIONES (Perú); Norma Básica de Diseño Sismo-Resistente modificado Abril 2003.

c) Resistir sismos severos con la posibilidad de daños estructurales importantes con una posibilidad remota de ocurrencia del colapso de la edificación. Se considera que el colapso de una edificación ocurre al fallar y/o desplomarse (caerse) parcial o totalmente su estructura con la posibilidad de ocurrencia de daños personales y/o materiales. (Sismos con intensidad mayor que VII en la escala de Mercalli Modificada).

Los factores que esta norma considera para el diseño, son los siguientes:

1. Zonificación Sísmica: considera el territorio nacional dividido en tres zonas, de acuerdo a la sismicidad observada y la potencialidad sísmica de dichas zonas.
2. Categoría de las edificaciones: de acuerdo al uso y especial importancia de la edificación, considera cuatro categorías de las mismas.
3. Clasificación de los Suelos: se clasifica los suelos en tres grupos, por el tipo de suelo de cimentación y por el período predominante de la estratigrafía.
4. Coeficiente Sísmico: es la fracción del peso de la edificación que debe tomarse para la determinación de la fuerza cortante en la base, y que se calcula mediante el espectro de respuesta de aceleraciones generalizado, expresado en la siguiente fórmula:

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

donde C = coeficiente sísmico

T = período fundamental de la estructura

T_p = período predominante del suelo

5. Factor de Reduccion: corresponde a la relación entre las deformaciones correspondientes a la rotura y la correspondiente al límite elástico de la estructura, involucrando además consideraciones sobre amortiguamiento y comportamiento en niveles próximos a la fluencia.
6. Peso de la edificación: corresponde a la carga permanente de la edificación, más un porcentaje de la carga viva. En el caso que nos ocupa, (edificación de categoría "A"), corresponde el 50% de la carga viva.

5.1 Análisis Sísmico por Fuerzas Estáticas Equivalentes :

5.1.1 Fuerzas Sísmicas Horizontales :

Se determinarán aplicando la siguiente fórmula:

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

donde: V = cortante total en la base

Z = factor de zona

U = factor de uso

S = factor de suelo

C = coeficiente sísmico

R = factor de reducción

P = peso de la edificación para fines de análisis sísmico

En este caso, se tienen los siguientes valores:

$Z = 0.4$ g (zona 3)

$$S = 1 \quad (\text{suelo tipo I})$$

$$U = 1.5 \quad (\text{centros educativos})$$

$$R = 7 \quad (\text{Sistema estructural dual})$$

Cálculo del Coeficiente Sísmico (C):

Tomamos $T = h_n/C_t$

donde: h_n = altura de la edificación en metros
 $C_t = 35$ para edificios cuyos elementos resistentes son pórticos.

$$T = 18.20 / 35 = 0.52 \text{ seg.}$$

$$C = 2.5 \left(\frac{T_p}{T} \right) < 2.5$$

$$C = 2.5 \left(\frac{0.4}{.52} \right) = 1.923 < 2.5$$

Cálculo del Peso de la Edificación (P):

En el Capítulo II obtuvimos los siguientes resultados con respecto al metrado total de cargas:

**RESUMEN DE CARGAS EN
ENTREPISOS**

Entrepiso	CM (kg)	CV (kg)
1 ^{ro}	179,944.80	31,500.00
2 ^{do} al 3 ^{to}	175,106.40	31,500.00
4 ^{to}	175,106.40	31,500.00
5 ^{to}	117,576.40	12,915.00
Total	822,840.00	138,915.00

Tomando estos datos, calculamos el peso de la edificación para fines del análisis sísmico:

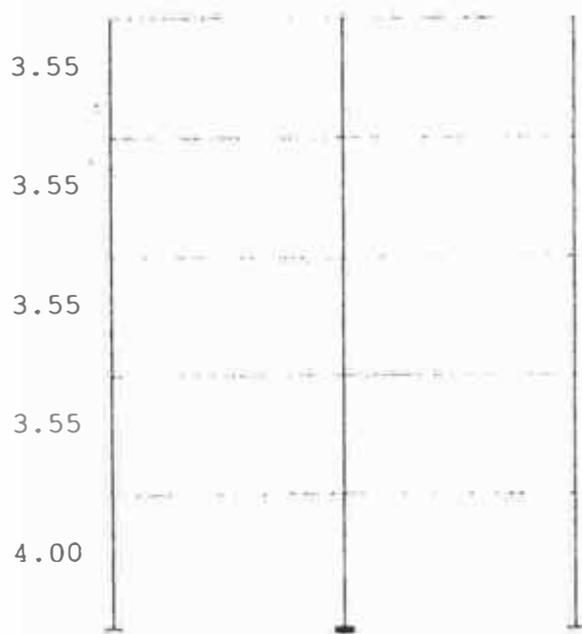
$$V = \frac{0.4 \times 1.5 \times 1.00 \times 1.92}{7} = 0.165 \quad P = 158.52 \text{ Ton}$$

5.1.2 Distribución de la fuerza horizontal "V" en la altura del Edificio:

La distribución de la fuerza horizontal calculada, se efectuará aplicando la fórmula siguiente:⁹

$$F_i = f V \frac{P_i \times h_i}{\Sigma(P_i \times h_i)}$$

donde: P_i = peso en el nivel "i"
 h_i = altura con respecto al terreno, en el nivel "i"
 V = fuerza horizontal debida a la acción sísmica.
 f = 0.85 para edificios con relación alto/ancho mayor que 6
 f = 1 si la relación no excede de 3



⁹ REGLAMENTO NACIONAL DE CONSTRUCCIONES (Perú); Norma Básica de Diseño Sismo-Resistente; Ed. CAPECO; 1987; Título V; Capítulo IV; Art. 1.14; p. 209

La relación alto/ancho en la edificación es menor que 3, por tanto el valor de "f" en la fórmula anterior será 1.

Reemplazando los datos obtenemos lo siguiente:

DISTRIBUCION DE FUERZAS LATERALES POR NIVEL

Nivel	Pi	Hi	Pi*Hi	Pi*Hi/tot	Vi
1	211.44	4.0	845.78	0.084	13.28
2	206.61	7.6	1559.88	0.154	24.48
3	206.61	11.1	2293.33	0.227	36.00
4	206.61	14.7	3026.78	0.300	47.51
5	130.44	18.2	2373.96	0.235	37.26
	961.70		10099.74		158.52

5.1.3 Análisis Sísmico con Fuerzas Estáticas Equivalentes:

En el Anexo 5 se encuentran los resultados obtenidos para cada pórtico, efectuando un análisis sísmico estático usando las fuerzas estáticas equivalentes. Para este efecto se ha empleado el programa SAP2000, versión educativa.

CAPITULO VI

DISEÑO DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES

6.1 Diseño de Losas Aligeradas :

Estas losas están formadas por losas nervadas con elementos de relleno de menor peso que el concreto. Estos elementos son típicamente ladrillos de arcilla con dimensiones y perforaciones estandarizados.

La losa nervada se compone de una combinación monolítica de nervios o viguetas espaciadas regularmente, y de una losa en la parte superior.

La Norma Técnica de Edificación E-060, especifica que estas losas deben cumplir los siguientes requerimientos:¹⁰

- El ancho de los nervios o viguetas deberá ser como mínimo 10 cm y el peralte no mayor a tres veces y media el menor ancho de la vigueta.
- El espaciamiento libre entre los nervios o viguetas será como máximo 75 cm.
- En las losas nervadas en una dirección el refuerzo perpendicular a los nervios o viguetas deberá cumplir

¹⁰ NORMAS TECNICAS DE EDIFICACION; Comité especializado E.060 Concreto Armado; Norma Técnica de Edificación E-060; 1989; Cap. 9, Art. 9.9

con los requerimientos de flexión, considerando cargas concentradas si las hubiera, pero no será menor que el refuerzo requerido por temperatura y contracción.

- El espesor de la losa entre viguetas no será menor a la doceava parte de la distancia libre entre viguetas, ni menor de 5 cm.

El análisis de estos elementos se efectúa como vigas continuas, aplicando cualquier método de cálculo apropiado para estos casos. La norma E-060 establece que en estos casos se puede aplicar el Método Simplificado de Coeficientes, siempre que se cumplan las siguientes condiciones:¹¹

- a) Existan dos o más tramos.
- b) Los tramos son aproximadamente iguales, sin que la mayor de las luces adyacentes exceda en más de 20% a la menor.
- c) Las cargas estén uniformemente distribuidas.
- d) La carga viva no excede en tres veces la carga muerta.
- e) Los elementos son prismáticos.

Básicamente, siguiendo este método los momentos se calculan usando una expresión de la forma: $\alpha \times w_u \times l_n^2$, y las fuerzas cortantes usando una expresión de la forma: $\beta \times w_u \times l_n$

α, β = Factores

w_u = Carga uniforme repartida sobre la vigueta

¹¹ NORMAS TECNICAS DE EDIFICACION; Comité especializado E.060 Concreto Armado; Norma Técnica de Edificación E-060; 1989; Art. 9.3.2

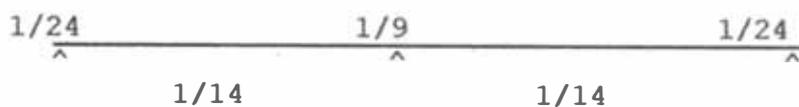
l_n = luz libre, para el cálculo de momentos positivos y el promedio de las luces libres de los tramos adyacentes para los momentos negativos

Los factores α y β tienen los siguientes valores:

a) Para momentos cuando hay tres tramos:



b) Para momentos cuando hay dos tramos:



c) Para cortantes:

En la cara exterior del primer apoyo interior:

$$\beta = 0.575$$

En la cara de todos los demás apoyos:

$$\beta = 0.5$$

En el capítulo II definimos las cargas que serían soportadas en cada vigueta:

RESUMEN DE CARGAS PARA ALIGERADOS

Nivel	h (m)	CM (kg/m ²)	CV (kg/m ²)	Wu (kg/m ²)	wu (kg/m)
1 ^{ro} al 4 ^{to}	0.20	520	300	1,320	528
5 ^{to}	0.20	400	100	780	312

6.1.1 Cálculo de deflexiones en la losa aligerada:

Por ser la vigueta parte de un sistema continuo, su inercia variara a lo largo del elemento. La deflexión en el centro de la luz se calcula en base al momento de inercia efectivo promedio evaluado en función de los momentos efectivos en los extremos y en el centro de la viga. Donde las inercias efectivas se calculara con:

$$I_e = I_g \left(\frac{M_{cr}}{M_a} \right)^3 + I_{cr} \left(1 - \frac{M_{cr}}{M_a} \right)^3$$

Considerando conservadoramente la vigueta de la losa como una sección rectangular además de contar con un refuerzo de $\Phi 1/2''$:

$$I_g = 10 \times 203 / 12 = 6666.67 \text{ cm}^4$$

$$f_r = 2 \sqrt{f'c} = 2\sqrt{210} = 28.98 \text{ kg/cm}^2$$

$$E_c = 15000\sqrt{210} = 217000 \text{ Kg/cm}^2 \Rightarrow$$

$$n = E_y / E_c = 9.2$$

$$w_d = 520 / 2.5 = 208 \text{ Kg/m} = 2.08 \text{ Kg/cm}$$

$$w_d = 300 / 2.5 = 120 \text{ Kg/m} = 1.20 \text{ Kg/cm}$$

En la tabla se muestran los cálculos efectuados :

	EXTREMO IZQUIERDO	CENTRO	APOYO DERECHO
$M_a = D + L$	72455 Kg-cm	45284.5 Kg-cm	72455.2 Kg-cm
d	18 cm	18 cm	18cm
y_t	10 cm	10 cm	10 cm
$M_{cr} = \frac{f_r \cdot I_g}{y_t}$	19320 Kg-cm	19320 Kg-cm	19320 Kg-cm
ρ	0.64%	0.64%	0.64%
$c = k \times d$	5.184	5.184	5.184
$k = \sqrt{2np + (np)^2} - np$	0.288	0.288	0.288
$I_{cr} = \frac{bc^3}{12} + nA_s(d-c)$	2383.48	2383.48	2383.48
$I_e = I_g \left(\frac{M_{cr}}{M_a} \right)^3 + I_{cr} \left(1 - \frac{M_{cr}}{M_a} \right)^3$	2464.68	2716.09	2464.68

Según el R.N.C. el momento de inercia promedio efectivo será:

$$I_{\text{epromedio}} = (I_{e1} + I_{e2} + 2I_{e3})/4$$

Donde:

I_{e1} , I_{e2} → Momentos de Inercia efectivos en los extremos.

I_{e3} → Momentos de Inercia efectivos en el centro.

$$I_{\text{epromedio}} = (2464.68 + 2464.68 + 2(2716.09))/4 = 2590.39 \leq I_g$$

Calculo de las deflexiones en el centro de la viga:

1) Debida de la carga repartida:

$$\Delta_1 = \frac{5wl^4}{384 EI} = \frac{5 \times (2.08 + 1.20) (470)^4}{384 \times 2.17 \times 10^5 \times 2590.39} = 3.7 \text{ cm } (\downarrow)$$

2) Debida a Momentos en los extremos:

$$\Delta_2 = \frac{M_a l^4}{16 EI} = \frac{72435.2 \times 470^2}{16 \times 2.17 \times 10^5 \times 2590.39} = 1.77 \text{ cm } (\uparrow)$$

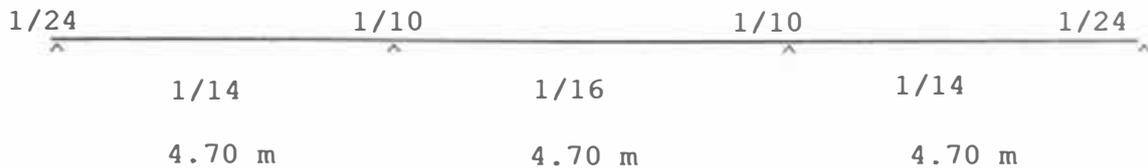
La deflexión instantánea total será:

$$\Delta_{\text{total}} = 3.70 + 2 \times (-1.77) = 0.14 \text{ cm } (\downarrow) \leq \frac{1}{480} \times 470 = 0.97 \text{ cm } \rightarrow \text{OK}$$

Se ha verificado las deflexiones para los elementos mayormente cargados por lo que se considerara que los demás paños menormente cargados también cumplirán con esta condición. Por lo tanto trabajaremos con una losa de 20 cm de espesor habiéndose verificado ya las deflexiones.

6.1.2 Cálculo de esfuerzos y Acero de refuerzo:

a) Aligerado de Azotea

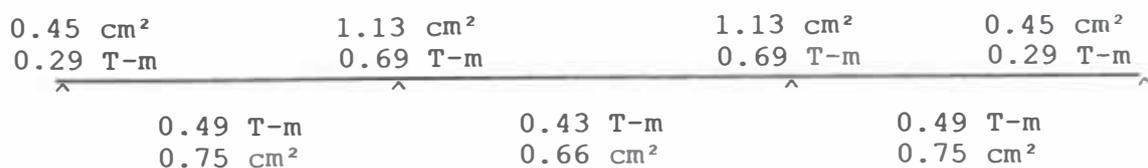


Los momentos flectores se calculan utilizando el método de los coeficientes. Una vez conocidos estos, las áreas de acero respectivas se determinarán con las fórmulas siguientes, realizando iteraciones sucesivas:

$$A_s = \frac{M}{0.9 f_y (d - a/2)} \quad a = \frac{A_s f_y}{0.85 f'_c b}$$

donde: M = momento flector
 A_s = área de acero de refuerzo
 f_y = límite de fluencia del acero
 d = peralte efectivo (17.5 cm)
 a = profundidad del bloque rectangular equivalente de esfuerzos
 f'_c = resistencia del concreto
 b = ancho del alma (40 cm para momento positivo y 10 cm para momento negativo)

Efectuando los cálculos correspondientes, obtenemos los siguientes momentos y áreas de acero:





+ Verificación del momento máximo que pueden tomar las viguetas:

Momento resistente del concreto :

$$M_c = \phi 0.85 f'_c a b (d-a/2)$$

$$a = \rho d f_y / (0.85 f'_c)$$

$$\rho = 0.75 \rho_b = 0.016$$

$$a = 0.016 \times 17.5 \times 4200 / (0.85 \times 210) = 6.59 \text{ cm}$$

$$M_c = 0.9 \times 0.85 \times 210 \times 6.59 \times 10 \times 14.205$$

$$M_c = 1.5 \text{ t-m} > 0.69 \text{ t-m}$$

+ Comprobación por Corte: el esfuerzo cortante que toma el concreto no debe exceder de $0.53\sqrt{f'_c} b d$. En el caso de losas nervadas, este valor puede incrementarse en 10%.¹²

$$V_c = 1.1[0.53\sqrt{210}(10)(17.5)] = 1,478 \text{ kg} = 1.48 \text{ Tn}$$

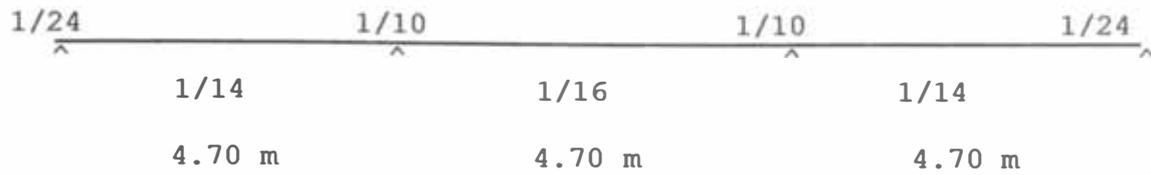
$$V_{\text{máx}} = 0.575 (0.312) (4.70) = 0.84 \text{ t}$$

$$V_d = V_{\text{máx}} - w_u d = 0.84 - (0.312) (0.175) = 0.78 \text{ t} < V_c$$

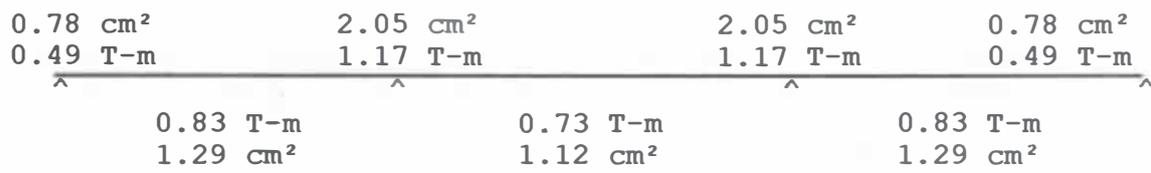
Luego, no se necesita ensanche de viguetas.

¹² NORMAS TECNICAS DE EDIFICACION; Comité especializado E.060 Concreto Armado; Norma Técnica de Edificación E-060; 1989; Art. 9.9.8 y 13.2.1

b) Aligerado de Planta Típica - Niveles 1 al 4

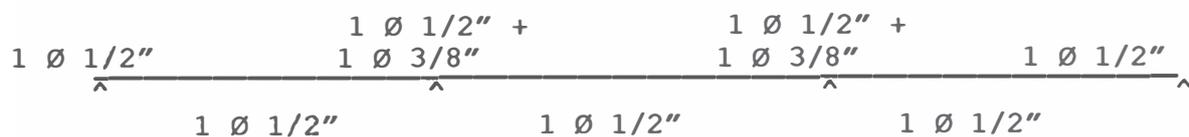


En este caso, la carga que soporta cada vigueta, de acuerdo a lo indicado previamente, es de 528 kg/m. Los demás datos se mantienen iguales, de modo que efectuando los cálculos respectivos tenemos:



El momento máximo que puede tomar el concreto, como se vió anteriormente, es de 1.5 t-m, por lo que se observa que los momentos calculados es este aligerado cumplen con no sobrepasar esa limitación.

Entonces, las barras de acero a usar serán:



+ Comprobación por Corte: El cortante que puede tomar el concreto es:

$$V_c = 1.1[0.53 \sqrt{210(10)(17.5)}] = 1,478 \text{ kg} = 1.48 \text{ Tn}$$

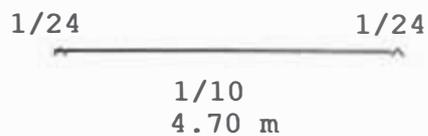
$$V_{\text{máx}} = 0.575 (0.528) (4.70) = 1.43 \text{ t}$$

$$V_d = V_{\text{máx}} - w_u d = 1.43 - (0.528) (0.175) = 1.34 \text{ t} < V_c$$

Luego, no se necesita ensanche de viguetas.

c) Aligerado de Azotea - Tipo 3

Consideramos en este tramo, de manera conservadora:



Efectuando los cálculos respectivos, obtenemos:

$$\begin{array}{r} 0.45 \text{ cm}^2 \\ 0.29 \text{ T-m} \\ \hline \wedge \\ 0.69 \text{ T-m} \\ 1.13 \text{ cm}^2 \end{array} \qquad \begin{array}{r} 0.45 \text{ cm}^2 \\ 0.29 \text{ T-m} \\ \hline \wedge \end{array}$$

$$\begin{array}{r} 1 \text{ } \emptyset \text{ } 3/8'' \\ \hline \wedge \\ 1 \text{ } \emptyset \text{ } 1/2'' \\ \hline \wedge \\ 1 \text{ } \emptyset \text{ } 3/8'' \end{array}$$

d) Refuerzo por Contracción y Temperatura:

En losas estructurales donde el refuerzo por flexión se extienda en una dirección, deberá proporcionarse refuerzo perpendicular al refuerzo por flexión, para resistir los esfuerzos por contracción y temperatura.

De acuerdo a lo indicado en la Norma Técnica E-060¹³, cuando se usa barras lisas para el refuerzo por contracción y temperatura, la relación de área de armadura al área de la sección total del concreto debe ser 0.0025

Acero por temperatura :

$$A_{st} = 0.0025 \times 100 \times 5 = 1.25 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$\Rightarrow \text{Separación usando } \emptyset 1/4'' : 0.316 \div 1.25 = 25 \text{ cm}$$

según el reglamento¹⁴ el espaciamiento máximo en el refuerzo por temperatura es cinco veces el espesor de la losa, pero no mayor que 45 cm. Entonces:

$$S_{\text{máx}} = 5 t = 5 (5 \text{ cm}) = 25 \text{ cm}$$

luego, usamos $\emptyset 1/4'' @ 25 \text{ cm}$

6.2 Cálculo de Esfuerzos en los Pórticos :

En el capítulo IV definimos las cargas verticales que soportaría cada viga. Igualmente, en el capítulo V se definieron las fuerzas debidas a sismo, que estarían en cada nivel de los pórticos. Estas fuerzas son distribuidos de acuerdo a las rigideces de los pórticos, en el Anexo N° 6 se presenta un resumen de la distribución de la fuerza sísmica en cada pórtico.

Calcularemos los esfuerzos que soportan los elementos de los pórticos debido a la acción combinada de

¹³ NORMAS TECNICAS DE EDIFICACION; Comité especializado E.060 Concreto Armado; Norma Técnica de Edificación E-060; 1989; Art. 7.10.2

¹⁴ NORMAS TECNICAS DE EDIFICACION; Comité especializado E.060 Concreto Armado; Norma Técnica de Edificación E-060; 1989; Art. 7.6.6

estas cargas, utilizando el programa SAP 2000 versión educativa, (Análisis Estático, Lineal y Elástico de Pórticos Planos).

Utilizaremos las combinaciones de carga que indica la Norma E-060:¹⁵

$$U = 1.5 \text{ CM} + 1.8 \text{ CV}$$

$$U = 1.25\text{CM} + 1.25\text{CV} \pm 1.25\text{CS}$$

$$U = 0.9 \text{ CM} \pm 1.25 \text{ CS}$$

donde: U = resistencia requerida

CM = carga muerta

CV = carga viva

CS = carga de sismo

El objetivo de este trabajo es el análisis de toda la estructura, mostrar el procedimiento de análisis usando programas de computo, recurriremos a un cálculo aproximado de las cargas axiales que soportan la columna y la placa, y los incorporaremos a las cargas indicadas anteriormente, como fuerzas puntuales aplicadas directamente sobre la columna y la placa respectivamente. Esto nos permitirá que al efectuar las combinaciones de carga, en el caso de la columna y la placa, contemos con valores más cercanos a la realidad de las fuerzas axiales totales que soportan.

Para este efecto, recurriremos a las cargas en los entrepisos determinadas en el Capítulo III.

**RESUMEN DE CARGAS
PISO TIPICO
EJES A,B,C**

Entrepiso	CM (kg/m)	CV (kg/m)
1 ^{do} al 4 ^{to}	520	300
5 ^{to}	400	100

**RESUMEN DE CARGAS
PISO TIPICO
EJES 1,4**

Entrepiso	CM (kg/m)	CV (kg/m)
1 ^{do} al 4 ^{to}	1300	750
5 ^{to}	1000	250

**RESUMEN DE CARGAS
PISO TIPICO
EJES 2,3**

Entrepiso	CM (kg/m)	CV (kg/m)
1 ^{do} al 4 ^{to}	2600	1500
5 ^{to}	2000	500

FUERZAS ACTUANTES EN LA PLACA				
	Pu (Ton)	P serv. (T)	Mxx (T-m)	Myy (T-m)
Pórtico A	104.89	41.41	0	125.04
Pórtico 1	133.85	78.61	160.73	0

¹⁵ NORMAS TECNICAS DE EDIFICACION; Comité especializado E.060 Concreto Armado; Norma Técnica de Edificación E-060; 1989; Art. 10.2

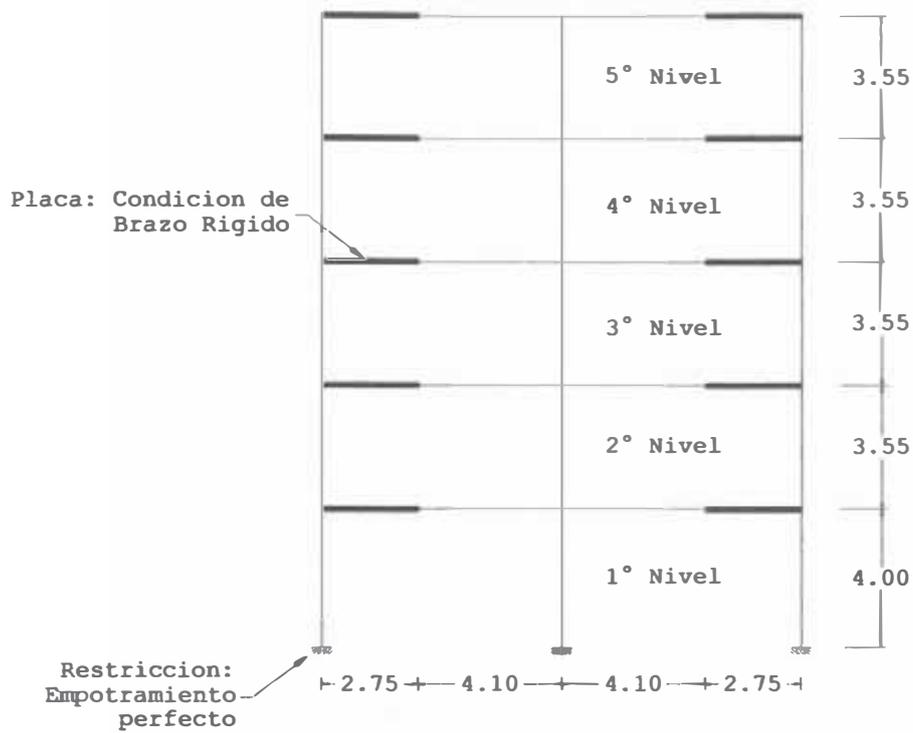
FUERZAS ACTUANTES EN LA COLUMNA C2				
	Pu (Ton)	P serv. (T)	Mxx (T-m)	Myy (T-m)
Pórtico B	44.33	28.05	0	8.05
Pórtico 1	100.48	64.19	11.41	0

FUERZAS ACTUANTES EN LA COLUMNA C3				
	Pu (Ton)	P serv. (T)	Mxx (T-m)	Myy (T-m)
Pórtico A	90.77	36.57	0	8.40
Pórtico 2	139.73	88.70	18.29	0

FUERZAS ACTUANTES EN LA COLUMNA C4				
	Pu (Ton)	P serv. (T)	Mxx (T-m)	Myy (T-m)
Pórtico B	68.60	44.43	0	9.56
Pórtico 2	253.83	160.34	15.40	0

Hay que hacer notar sin embargo, que si bien este procedimiento nos permite acercarnos más al estado de cargas real de los elementos verticales del pórtico que si sólo se considerasen las fuerzas que corresponden al pórtico secundario, en el caso del diseño de una estructura real debe hacerse el análisis de todos los pórticos en ambas direcciones para obtener los esfuerzos reales sobre estos elementos.

El modelo del pórtico con placa es como sigue:



En el modelo del pórtico indicado, aplicamos las fuerzas que se han señalado, combinándolas tal como manda el reglamento. En el Anexo 4 encontramos el listado completo con los resultados obtenidos con el programa SAP 2000.

6.3 Diseño de Vigas (30 cm x 60 cm) :

De los cálculos efectuados, se obtienen las envolventes de momentos en las vigas y los momentos máximos:

V - 101 (TIPICO del 1° al 4° piso)

10.95 cm ²	9.11 cm ²	9.11 cm ²	10.95 cm ²
18.15 T-m	15.39 T-m	15.39 T-m	18.15 T-m

1.37 T-m	1.57 T-m	1.37 T-m
3.99 cm ²	3.99 cm ²	3.99 cm ²

$$M^+ = 1.57 \text{ t-m}$$

$$M^- = 18.15 \text{ t-m}$$

$$M^- = 15.39 \text{ t-m}$$

V - 501 (TIPICO 5° piso)

4.23 cm ²	3.65 cm ²	3.65 cm ²	4.23 cm ²
07.51 T-m	6.53 T-m	6.53 T-m	07.51 T-m

2.00 T-m	3.23 T-m	3.24 T-m
3.99 cm ²	3.99 cm ²	3.99 cm ²

$$M^+ = 3.23 \text{ t-m}$$

$$M^- = 7.51 \text{ t-m}$$

$$M^- = 6.53 \text{ t-m}$$

V - 102 (TIPICO del 1° al 4° piso)

3.99 cm ²	4.99 cm ²	4.99 cm ²	3.99 cm ²
5.39 T-m	8.80 T-m	8.80 T-m	5.39 T-m
1.87 T-m	1.70 T-m	1.87 T-m	
3.99 cm ²	3.99 cm ²	3.99 cm ²	

$$M^+ = 1.87 \text{ t-m}$$

$$M^- = 5.39 \text{ t-m}$$

$$M^- = 8.80 \text{ t-m}$$

V - 502 (TIPICO 5° piso)

3.99 cm ²	3.99 cm ²	3.99 cm ²	3.99 cm ²
3.58 T-m	3.51 T-m	3.51 T-m	3.58 T-m
1.43 T-m	1.35 T-m	1.43 T-m	
3.99 cm ²	3.99 cm ²	3.99 cm ²	

$$M^+ = 1.43 \text{ t-m}$$

$$M^- = 3.58 \text{ t-m}$$

$$M^- = 3.51 \text{ t-m}$$

V - 103 (TIPICO del 1° al 4° piso)

8.22 cm ²	9.85 cm ²	8.22 cm ²
15.77 T-m	18.66 T-m	15.77 T-m
	3.27 T-m	3.27 T-m
	3.99 cm ²	3.99 cm ²

$$M^+ = 3.27 \text{ t-m}$$

$$M^- = 15.77 \text{ t-m}$$

$$M^- = 3.99 \text{ t-m}$$

V - 503 (AZOTEA 5° piso)

6.82 cm ²	9.36 cm ²	6.82 cm ²
13.24 T-m	17.80 T-m	13.24 T-m
	2.95 T-m	2.95 T-m
	3.99 cm ²	3.99 cm ²

$$M^+ = 2.95 \text{ t-m}$$

$$M^- = 17.80 \text{ t-m}$$

$$M^- = 13.24 \text{ t-m}$$

V - 104 (TIPICO del 1° al 4° piso)

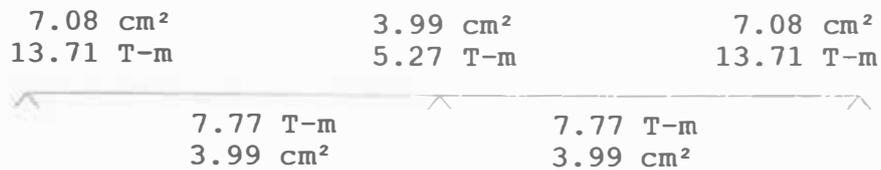
9.74 cm ²	13.56 cm ²	9.74 cm ²
19.89 T-m	24.95 T-m	19.89 T-m
	11.88 T-m	11.88 T-m
	6.10 cm ²	6.10 cm ²

$$M^+ = 11.88 \text{ t-m}$$

$$M^- = 196.89 \text{ t-m}$$

$$M^- = 24.95 \text{ t-m}$$

V - 504 (AZOTEA 5° piso)



$$M^+ = 7.77 \text{ t-m} \qquad M^- = 13.71 \text{ t-m}$$

$$M^- = 5.27 \text{ t-m}$$

+ Cuantía máxima:¹⁶

$$\rho_{\text{máx}} = 0.75 \text{ pb}$$

$$\rho_{\text{máx}} = 0.75 \frac{0.85 \times 0.85 \times 210}{4200} \times \frac{6000}{6000 + 4200} = 0.016$$

+ Area de acero máxima:

$$A_{s_{\text{máx}}} = 0.016 \times 30 \times 55 = 26.40 \text{ cm}^2$$

+ Momento máximo para el cual no se necesita refuerzo en compresión:

$$M = \emptyset A_s f_y (d - a/2)$$

$$a = A_s f_y / 0.85 f'_c b$$

Reemplazando valores se tiene:

$$M_{\text{máx}} = 44.50 \text{ t-m}$$

¹⁶ NORMAS TECNICAS DE EDIFICACION; Comité especializado E.060 Concreto Armado; Norma Técnica de Edificación E-060; 1989; Art. 11.4

+ Area de acero mínima:¹⁷

$$A_{S_{\min}} = \frac{0.7 (f' c)^{1/2}}{f_y} b d$$

$$A_{S_{\min}} = 3.99 \text{ cm}^2$$

+ Cálculo de áreas de acero :

Se calcularán usando las fórmulas siguientes:

$$A_s = \frac{M}{0.9 f_y (d-a/2)} \qquad a = \frac{A_s f_y}{0.85 f' c b}$$

VIGA - 101 (del 1° al 4° piso):

$$A_s^+ = 3.99 \text{ cm}^2 \quad \text{--> usar } 2 \phi 5/8'' \text{ (As mínimo)}$$

$$A_s^- = 10.95 \text{ cm}^2 \quad \text{--> usar } 4 \phi 3/4''$$

$$A_s^- = 9.11 \text{ cm}^2 \quad \text{--> usar } 2 \phi 5/8'' + 2 \phi 3/4''$$

VIGA - 501 (Azotea):

$$A_s^+ = 3.99 \text{ cm}^2 \quad \text{--> usar } 2 \phi 5/8'' \text{ (As mínimo)}$$

$$A_s^- = 3.99 \text{ cm}^2 \quad \text{--> usar } 2 \phi 5/8''$$

$$A_s^- = 4.99 \text{ cm}^2 \quad \text{--> usar } 3 \phi 5/8''$$

VIGA - 102 (del 1° al 4° piso):

$$A_s^+ = 3.99 \text{ cm}^2 \quad \text{--> usar } 2 \phi 5/8'' \text{ (As mínimo)}$$

$$A_s^- = 3.99 \text{ cm}^2 \quad \text{--> usar } 2 \phi 5/8'' \text{ (As mínimo)}$$

$$A_s^- = 4.99 \text{ cm}^2 \quad \text{--> usar } 2 \phi 5/8'' + 1 \phi 1/2''$$

¹⁷ NORMAS TECNICAS DE EDIFICACION; Comité especializado E.060 Concreto Armado; Norma Técnica de Edificación E-060; 1989; Art. 11.5.2

VIGA - 502 (Azotea 5° piso):

$$As^+ = 3.99 \text{ cm}^2 \quad \text{--> usar } 2 \phi 5/8'' \text{ (As mínimo)}$$

$$As^- = 3.99 \text{ cm}^2 \quad \text{--> usar } 2 \phi 5/8'' \text{ (As mínimo)}$$

$$As^- = 3.99 \text{ cm}^2 \quad \text{--> usar } 2 \phi 5/8'' \text{ (As mínimo)}$$

VIGA - 103 (del 1° al 4° piso):

$$As^+ = 3.99 \text{ cm}^2 \quad \text{--> usar } 2 \phi 5/8'' \text{ (As mínimo)}$$

$$As^- = 8.22 \text{ cm}^2 \quad \text{--> usar } 2 \phi 5/8'' + 2 \phi 3/4''$$

$$As^- = 9.85 \text{ cm}^2 \quad \text{--> usar } 5 \phi 5/8''$$

VIGA - 503 (Azotea 5° piso):

$$As^+ = 3.99 \text{ cm}^2 \quad \text{--> usar } 2 \phi 5/8'' \text{ (As mínimo)}$$

$$As^- = 6.82 \text{ cm}^2 \quad \text{--> usar } 3 \phi 5/8'' + 1 \phi 1/2''$$

$$As^- = 9.36 \text{ cm}^2 \quad \text{--> usar } 2 \phi 5/8'' + 2 \phi 3/4''$$

VIGA - 104 (Del 1° al 4° piso):

$$As^+ = 6.10 \text{ cm}^2 \quad \text{--> usar } 3 \phi 5/8''$$

$$As^- = 9.54 \text{ cm}^2 \quad \text{--> usar } 2 \phi 5/8'' + 2 \phi 3/4''$$

$$As^- = 13.56 \text{ cm}^2 \quad \text{--> usar } 5 \phi 3/4''$$

VIGA - 504 (Azotea 5° piso):

$$As^+ = 3.99 \text{ cm}^2 \quad \text{--> usar } 2 \phi 5/8'' \text{ (As mínimo)}$$

$$As^- = 7.08 \text{ cm}^2 \quad \text{--> usar } 4 \phi 5/8''$$

$$As^- = 3.99 \text{ cm}^2 \quad \text{--> usar } 2 \phi 5/8'' \text{ (As mínimo)}$$

+ Diseño del Refuerzo por Cortante:

a) Cortante que toma el concreto:

$$V_c = 0.85 \times 0.53 (f'c)^{1/2} b d$$

$$V_c = 0.85 \times 0.53 (210)^{1/2} 30 \times 55 = 10.80 \text{ t}$$

b) Cuando la fuerza cortante V_u excede de ϕV_c , deberá proporcionarse refuerzo por Corte de manera que se cumpla:

$$V_u < \phi V_n ; \quad V_n = V_c + V_s$$

c) Cuando se utilice estribos perpendiculares al eje del momento.

$$V_s = A_v \times f_y \times d / s$$

d) Zona de confinamiento:

$$2 d = 2 \times 55 = 110 \text{ cm}$$

e) Espaciamiento máximo en la zona de confinamiento:

El menor de:

$$* 0.25 d \approx 10 \text{ cm}$$

$$* 8 \varnothing = 8 \times 2.54 \times 5/8 \approx 13 \text{ cm}$$

$$* 30 \text{ cm}$$

Luego, usaremos espaciamiento = 10 cm

f) Area mínima de refuerzo por corte:

$$A_v \geq 3.5 \frac{b s}{f_y}$$

$$A_v \geq 3.5 (30)(10)/4200 = 0.25 \text{ cm}^2$$

El diámetro mínimo del refuerzo es 3/8" (área = 1.42 cm²)

- g) Fuera de la zona de confinamiento :
 $s = d/2 \approx 25 \text{ cm}$

Diseño del Refuerzo por Cortante

VIGA 103

$$V_u = 14.68 \text{ Ton}$$

$$V_n = 14.68 / 0.85 = 17.27 \text{ Ton}$$

$$V_s = 17.27 - 10.80 = 6.47 \text{ Ton}$$

Si usamos $\square \text{ } \emptyset 3/8''$, entonces $A_v = 1.42 \text{ cm}^2$

$$S = 1.42 \times 4200 \times 55 / 6470 = 50 \text{ cm}$$

entonces usamos:

$\square \text{ } \emptyset 3/8'' : 1 @ 0.05, 10 @ 0.10, r @ 0.25 \text{ c/lado}$

VIGA 503

$$V_u = 8.92 \text{ Ton}$$

$$V_n = 8.92 / 0.85 = 10.49 \text{ Ton}$$

$$V_n < V_c$$

El cortante es absorbido completamente por el concreto;
 se colocara la distribución mínima por reglamento:

entonces usamos:

$\square \text{ } \emptyset 3/8'' : 1 @ 0.05, 10 @ 0.10, r @ 0.25 \text{ c/lado}$

VIGA 104

$$V_u = 22.46 \text{ Ton}$$

$$V_n = 22.46 / 0.85 = 26.42 \text{ Ton}$$

$$V_s = 26.42 - 10.80 = 15.62 \text{ Ton}$$

Si usamos $\square \text{ } \emptyset \text{ } 3/8''$, entonces $A_v = 1.42 \text{ cm}^2$

$$S = 1.42 \times 4200 \times 55 / 15620 = 21 \text{ cm}$$

entonces usamos:

$\square \text{ } \emptyset \text{ } 3/8'' : 1 \text{ @ } 0.05, 10 \text{ @ } 0.10, r \text{ @ } 0.25 \text{ c/lado}$

VIGA 504

$$V_u = 13.98 \text{ Ton}$$

$$V_n = 13.98 / 0.85 = 16.45 \text{ Ton}$$

$$V_s = 16.45 - 10.80 = 5.65 \text{ Ton}$$

Si usamos $\square \text{ } \emptyset \text{ } 3/8''$, entonces $A_v = 1.42 \text{ cm}^2$

$S = 1.42 \times 4200 \times 55 / 5650 = 58 \text{ cm}$, pero no podemos excedernos de 27.5 cm.

entonces usamos:

$\square \text{ } \emptyset \text{ } 3/8'' : 1 \text{ @ } 0.05, 10 \text{ @ } 0.10, r \text{ @ } 0.25 \text{ c/lado}$

Para el resto de vigas se usa acero mínimo.

$\square \text{ } \emptyset \text{ } 3/8'' : 1 \text{ @ } 0.05, 10 \text{ @ } 0.10, r \text{ @ } 0.25 \text{ c/lado}$

6.4 Diseño de Columnas:

Los elementos verticales de una edificación (columnas y muros), están sometidos a flexo compresión, es decir que simultáneamente soportan flexión y compresión debido a las fuerzas que actúan sobre la estructura.

Hay que notar que estos elementos reciben las cargas de las vigas que soportan, y la transmiten a la cimentación, por lo que si fallaran podrían provocar el colapso de toda la estructura. Por esta razón se busca contar con columnas más resistentes que las vigas.

La Norma E-060 indica que los elementos en flexo compresión se diseñarán con las mismas hipótesis que los elementos en flexión:¹⁸

1. Las deformaciones en el refuerzo y en el concreto se supondrán directamente proporcionales a la distancia al eje neutro.
2. Existe adherencia entre el concreto y el acero de tal manera que la deformación del acero es igual a la del concreto adyacente.
3. La máxima deformación utilizable del concreto en la fibra extrema a compresión se supondrá igual a 0.003.
4. El esfuerzo en el refuerzo deberá tomarse como E_s veces la deformación del acero; para deformaciones mayores a las correspondientes a f_y , el esfuerzo se considerará independiente de la deformación e igual a f_y .

¹⁸ NORMAS TECNICAS DE EDIFICACION; Comité especializado E.060 Concreto Armado; Norma Técnica de Edificación E-060; 1989; Art. 12.2 y 11.2

5. La resistencia a tracción del concreto no será considerada en los cálculos.
6. El diagrama esfuerzo-deformación para la zona de esfuerzos de compresión del concreto se puede definir como:
 - Un esfuerzo constante en el concreto de $0.85 f'c$ que se supondrá uniformemente distribuido en una zona equivalente de compresión, limitada por los bordes de la sección transversal y una línea recta paralela al eje neutro, a una distancia $a = \beta_1 c$ de la fibra de deformación unitaria máxima de compresión.
 - La distancia c , desde la fibra de deformación unitaria máxima al eje neutro se medirá en dirección perpendicular a dicho eje.
 - El factor β_1 deberá tomarse como 0.85 para resistencias de concreto $f'c$ hasta de 280 kg/cm^2 . Para resistencias superiores a 280 kg/cm^2 , β_1 disminuirá a razón de 0.05 por cada 70 kg/cm^2 de aumento de $f'c$, con un valor mínimo de 0.65.

Adicionalmente, tratándose de elementos que deben resistir fuerzas de sismo, la misma norma señala que:

- La resistencia del concreto no será menor que 210 kg/cm^2 .
- La calidad del acero de refuerzo no excederá de 4200 kg/cm^2 .
- El ancho mínimo será de 25 cm.
- La relación de la dimensión menor a la mayor de la sección transversal no será menor que 0.4.

La cuantía de refuerzo longitudinal no será menor que 0.01 ni mayor que 0.06, debiendo incluir en los planos los detalles constructivos de la armadura en la unión viga-columna si es que la cuantía excede de 0.04.

La resistencia axial de diseño (ϕP_n) no se tomará mayor que:

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

(para elementos con espirales)

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

(para elementos con estribos)

donde:

P_n = resistencia nominal a carga axial a una excentricidad dada

ϕ = factor de reducción de resistencia (0.70 para elementos con estribos y 0.75 para elementos con espirales)

A_g = Area total de la sección transversal

A_{st} = Area total del refuerzo en una sección

Con respecto al refuerzo por cortante en elementos en flexocompresión, la Norma E-060 indica lo siguiente:¹⁹

- Deberán colocarse estribos cerrados en ambos extremos del elemento, sobre una longitud "lo", medida desde la cara del nudo (zona de confinamiento), que no sea menor que:
 - Un sexto de la luz libre

¹⁹ NORMAS TECNICAS DE EDIFICACION; Comité especializado E.060 Concreto Armado; Norma Técnica de Edificación E-060; 1989; Art. 13.7.2

- La máxima dimensión de la sección transversal del elemento.
- 45 cm
- Los estribos en la zona de confinamiento tendrán un espaciamiento que no exceda al menor de los siguientes valores, a menos que las exigencias de diseño sean mayores:
 - La mitad de la dimensión más pequeña de la sección transversal del elemento.
 - 10 cm
- El primer estribo se ubicará a no más de 5 cm de la cara del nudo.
- Fuera de la zona de confinamiento, el espaciamiento no deberá exceder de 16 veces el diámetro de la barra longitudinal de menor diámetro, la menor dimensión del elemento ó 30 cm.
- El área mínima del refuerzo transversal que deberá proporcionarse dentro del nudo, deberá cumplir con:

$$A_v \geq 7.0 \frac{b s}{f_y}$$

donde : b = ancho en la dirección de análisis

s = espaciamiento (no mayor de 15 cm)

Debido a la complejidad del diseño de estos elementos, por la cantidad de variables involucradas, se tendrá como ayuda para el diseño el programa PCACOL, V2.30, proporcionado por el Ing. Vicente Chariarse.

De los datos que figuran en el Anexo 5, obtenemos las combinaciones críticas de carga y momento para cada tipo de la columna:

FUERZAS ACTUANTES EN LA COLUMNA TIPO C2

PORTICO	EJE	Pu (Ton)	Mxx (T-m)	Myy (T-m)
PORTICO B		44.33	0	8.05
PORTICO 1		100.48	11.41	0

FUERZAS ACTUANTES EN LA COLUMNA TIPO C3

PORTICO	EJE	Pu (Ton)	Mxx (T-m)	Myy (T-m)
PORTICO A		90.77	0	8.40
PORTICO 2		139.73	18.29	0

FUERZAS ACTUANTES EN LA COLUMNA TIPO C4

PORTICO	EJE	Pu (Ton)	Mxx (T-m)	Myy (T-m)
PORTICO B		68.60	0.83	0
PORTICO 2		253.83	0	15.40

Con estas fuerzas actuantes entramos al programa PCACOL, para obtener los siguientes resultados.
(Anexo No 7)

TIPO DE COLUMNA	SECCION	AREA ACERO (cm ²)	No BARRAS
C2	50x65	34.08	12 Ø 3/4"
C3	50x75	39.90	14 Ø 3/4"
C4	50x75	39.90	14 Ø 3/4"

De los resultados del cálculo, tenemos los siguientes cortantes máximos en cada tipo de columnas, y su correspondiente carga axial asociada:

Tipo	Vu (t)	Nu (t)
C2	5.12	100.48
C3	7.42	139.73
C4	5.14	253.83

El cortante que soporta el concreto, en el caso de elementos que soportan flexión y compresión axial, se determina mediante la siguiente fórmula:²⁰

$$V_c = 0.53 \sqrt{f'_c} b w d \left(1 + 0.0071 \frac{N_u}{A_g} \right)$$

donde Nu se expresa en kg y Ag en centímetros cuadrados.

Aplicando esta fórmula, con los datos anteriores, tenemos que el cortante que soporta el concreto en cada caso es el siguiente:

Nivel	Vu (Tn)	Nu (Tn)	Vc (Tn)
C2	5.12	100.48	22.66
C3	7.42	139.73	26.50
C4	5.14	253.83	26.51

Se observa que en todos los casos el cortante que soporta el concreto es mayor que el cortante total sobre el elemento. Por tanto, utilizaremos el refuerzo mínimo para cortante:

zona de confinamiento

$$\begin{aligned} 1/6 &= 295/6 = 49 \text{ cm} \\ D &= 60 \text{ cm} \\ &45 \text{ cm} \end{aligned}$$

entonces, la zona de confinamiento será: lo 60 cm

²⁰ NORMAS TECNICAS DE EDIFICACION; Comité especializado E.060 Concreto Armado; Norma Técnica de Edificación E-060; 1989; Art. 13.2.1.b

$$\text{espaciamiento dentro de "lo" (s)} \left| \begin{array}{l} t/2 = 40/2 = 20 \text{ cm} \\ 10 \text{ cm} \end{array} \right.$$

por lo tanto, $s = 10 \text{ cm}$

$$\text{espaciamiento fuera de "lo"} \left| \begin{array}{l} 16\emptyset = 16(2.54)(5/8) = 25 \text{ cm} \\ D = 60 \text{ cm} \\ 30 \text{ cm} \end{array} \right.$$

por lo tanto, $s' = 25 \text{ cm}$

Refuerzo mínimo por corte:

$$A_v = 3.5 \times b_w \times s \div f_y$$

$$A_v = 3.5 \times 60 \times 25 \div 4200 = 1.35 \text{ cm}^2$$

entonces usamos:

$$\square \emptyset 3/8'' : 2 @ 0.05, 5 @ 0.10, r @ 0.25 \text{ c/lado}$$

Espaciamiento en el nudo:²¹

$$s \leq \frac{A_v f_y}{7 b} \leq 15 \text{ cm}$$

donde: $b = \text{ancho del nudo}$

$$s \leq \frac{1.42 \times 4200}{7 \times 40} = 21 \text{ cm}$$

Entonces, **en el nudo usamos estribos cada 15 cm.**

²¹ NORMAS TECNICAS DE EDIFICACION; Comité especializado E.060 Concreto Armado; Norma Técnica de Edificación E-060; 1989; Art. 13.7.2.5

6.5 Diseño de Placa

El uso de placas en edificaciones permite controlar las deflexiones de los entrepisos provocadas por fuerzas horizontales, proporcionando seguridad y disminuyendo el daño a elementos no estructurales que podrían ocurrir si se presentaran deflexiones mayores.

Debido a la gran rigidez lateral de estos muros, en relación a la rigidez de las columnas, absorben la mayor parte de las fuerzas horizontales producidas por los sismos, en forma de cortante, lo cual es una consideración muy importante en su diseño.

6.5.1 Muros diseñados como elementos en compresión

La Norma E-060²² señala lo siguiente:

- La resistencia a carga vertical de un muro de sección rectangular sólida cuya resultante de todas las cargas amplificadas se ubique dentro del tercio central de su espesor total, podrá determinarse de acuerdo a:

$$\phi P_{nw} = 0.55 \phi f'_c A_g \left[1 - \left(\frac{K l_c}{32t} \right)^2 \right]$$

donde :

$$\phi = 0.7$$

l_c = distancia vertical entre apoyos

K = factor de restricción:

- para muros arriostrados arriba y abajo
y restringidos de rotación 0.8
- para muros arriostrados arriba y abajo
sin restricción a la rotación 1.0
- para muros sin arriostre lateral 2.0

- La cuantía mínima de refuerzo vertical con relación a la sección bruta será de:
 - a) 0.0012 para barras corrugadas de diámetro menor o igual a 5/8" con resistencia a la fluencia no menor de 4,200 kg/cm²
 - b) 0.0015 para otras barras corrugadas
 - c) 0.0012 para malla electro-soldada lisa o corrugada de diámetro mayor a 15 cm
- La cuantía mínima de refuerzo horizontal referida a la sección bruta será de:
 - a) 0.0020 para barras corrugadas de diámetro menor o igual a 5/8" con resistencia a la fluencia no menor de 4,200 kg/cm²
 - b) 0.0025 para otras barras corrugadas
 - c) 0.0020 para malla electro-soldada lisa o corrugada de diámetro no mayor a 15 cm
- Los muros de más de 25 cm de espesor deberán llevar refuerzo en las dos caras.

6.5.2 Muros de corte

Los muros de corte deben ser diseñados para la acción combinada de carga axial, momentos y corte.

Como se había indicado en el Capítulo I, el espesor mínimo de estos muros es de 10 cm, ó 20 cm si coincide con muros exteriores de sótano.

Los muros con esfuerzos de flexión debidos a la acción de fuerzas coplanares, deberán diseñarse tomando en consideración lo siguiente:²³

- Para muros con una relación altura total/longitud (H/L) mayor o igual que 1, serán aplicables los lineamientos generales de flexocompresión. Se investigará la resistencia en base a una relación de carga axial-momento

El refuerzo vertical deberá distribuirse a lo largo de la longitud del muro, debiéndose concentrar mayor refuerzo en los extremos.

- Adicionalmente, deberá colocarse refuerzo uniformemente repartido a lo largo de la longitud del muro.
- El acero de refuerzo concentrado en los extremos de los muros deberá confinarse con estribos como en el caso de columnas. Los empalmes de este refuerzo se diseñarán como empalmes en tracción.

de Edificación E-060; 1989; Art. 15.3

²³ NORMAS TECNICAS DE EDIFICACION; Comité especializado E.060 Concreto Armado; Norma Técnica de Edificación E-060; 1989; Art. 15.4.2

- El refuerzo vertical distribuido no necesita estar confinado por estribos a menos que su cuantía exceda a 0.01 o que sea necesario por compresión.
- Si el esfuerzo en la fibra extrema en tracción calculado suponiendo comportamiento lineal elástico $\sigma_u = M_u Y_t / I_g - P_u / A_g$ excede de $2\sqrt{f'_c}$, deberá verificarse que el refuerzo en tracción de los extremos provea un momento resistente por lo menos igual a 1.5 veces el momento de agrietamiento (M_{cr}) de la sección.

$$M_{cr} = I_g (2\sqrt{f'_c} + P_u / A_g) / Y_t$$

donde:

I_g = momento de inercia de la sección total no agrietada con respecto al eje centroidal, sin considerar el refuerzo

f'_c = resistencia del concreto a la compresión

P_u = carga axial última

A_g = área total de la sección transversal

Y_t = distancia del eje centroidal de la sección total, sin considerar el refuerzo, a la fibra extrema en tracción

Con relación al diseño por fuerza cortante, la Norma E-060 señala lo siguiente:²⁴

Debe considerarse que:

$$V_u \leq \phi V_n$$

²⁴ NORMAS TECNICAS DE EDIFICACION; Comité especializado E.060 Concreto Armado; Norma Técnica de Edificación E-060; 1989; Art. 15.4.3

$$V_n = V_c + V_s$$

$$V_c = 0.53 \sqrt{f'_{ctd}}$$

y V_n no deberá exceder de $2.6 \sqrt{f'_{ctd}}$

La fuerza cortante de diseño V_u en cualquier sección deberá cumplir con :

$$V_u \geq V_{ua} \frac{\frac{M_{ur}}{M_{ua}}}{w_\gamma}$$

donde:

V_{ua} = fuerza cortante proveniente del análisis

M_{ua} = momento flector proveniente del análisis

M_{ur} = momento flector teórico (asociado a P_u) que resiste la sección con el refuerzo realmente proporcionado y sin considerar el factor de reducción de capacidad ϕ

w_γ = factor de amplificación dinámica:

$$w_\gamma = 0.9 + n/10 \quad ; \quad n \leq 6$$

$$w_\gamma = 1.3 + n/30 \quad ; \quad 15 \geq n > 6$$

Si $n > 15$, usar $n=15$

donde: n = número de pisos

6.5.3 Diseño

a) Como muro en compresión:

FUERZAS ACTUANTES EN LA PLACA

PLACA	Pu (Ton)	Mxx (T-m)	Myy (T-m)	V (Ton)
PORTICO A	104.89	0	125.04	29.85
PORTICO 1	133.85	160.73	0	33.36

Con estos datos entramos al programa PCACOL y obtenemos el siguiente resultado:

Area de Acero vertical: 55.44 cm²

Usamos 28 Ø 5/8", a todo lo largo

b) Diseño por Flexión:

$H/L = 18.20/2.75 = 6.62 > 1$ (muro esbelto)

Mu = 160.73 t-m

Considerando una viga en voladizo, obtenemos el siguiente resultado:

Refuerzo vertical en cada extremo As 23.08 cm²

Usamos 12 Ø 5/8" en cada extremo

6.6 Diseño de Zapatas

La Norma E-060²⁵ señala que las zapatas deberán dimensionarse para transmitir al suelo de cimentación una presión máxima que no exceda de la especificada en el estudio de mecánica de suelos.

Se considerarán para este fin las cargas y momentos, sin amplificar en la base de las columnas.

Las solicitaciones que se transfieren al suelo se deberán verificar para las combinaciones de carga actuantes sobre la estructura.

En el cálculo de las presiones de contacto entre las zapatas y el suelo no se deberán considerar las tracciones.

A menos que en el estudio de suelos no se permita, se podrá considerar un incremento del 30% en el valor de la presión admisible del suelo, en el cálculo de las presiones de contacto entre las zapatas y el suelo de cimentación para los estados de carga en los que intervenga sismo o viento.

Las columnas o pedestales de forma circular o polígono regular, pueden considerarse como columnas cuadradas con la misma área, para efectos de la localización de las secciones críticas para diseño por flexión, cortante o longitud de anclaje del refuerzo en las zapatas.

6.6.1 Diseño por fuerza cortante y punzonamiento

En el diseño *por fuerza cortante*, la zapata actúa como viga, con una sección crítica que se extiende en un plano a través del ancho total y que está localizada a una distancia "d" de la cara de la columna o pedestal.

En el diseño *por punzonamiento*, la zapata actúa en dos direcciones, con una sección crítica perpendicular al plano de la losa y localizada de tal forma que su perímetro sea mínimo, pero que no necesite aproximarse a más de "d/2" del perímetro del área de la columna.

Debe cumplir la siguiente condición en el caso de diseño por fuerza cortante:

$$V_u \leq \phi V_n$$

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

En el diseño por punzonamiento debe cumplir lo siguiente:

$$V_u \leq \phi V_n$$

$$V_c = (0.53 + 1.1 / \beta_c) \sqrt{f'_c} b_o d \leq 1.1 \sqrt{f'_c} b_o d$$

donde β_c es la relación del lado largo al lado corto de la columna, y b_o es el perímetro de la sección crítica.

El peralte de las zapatas se controlará en base al diseño por corte y punzonamiento, debiendo verificarse

²⁵ NORMAS TECNICAS DE EDIFICACION; Comité especializado E.060 Concreto Armado; Norma Técnica de Edificación E-060; 1989; Cap. 16

adicionalmente la longitud de anclaje de las barras de refuerzo longitudinal del elemento que soporta.

6.6.2 Diseño por flexión

El momento externo en cualquier sección de una zapata deberá determinarse haciendo pasar un plano vertical a través de la zapata y calculando el momento de las fuerza que actúan sobre el área total de la zapata que quede a un lado de dicho plano vertical.

Para el diseño por flexión se deberán considerar las siguientes secciones como secciones críticas:

- a) En la cara de la columna, muro o pedestal si estos son de concreto armado.
- b) En el punto medio entre el eje central y el borde del muro para zapatas que soporten muros de albañilería.
- c) En el punto medio entre la cara de la columna metálica y el borde de la plancha metálica de apoyo para zapatas que soportan columnas metálicas.

En zapatas rectangulares armadas en dos direcciones, el refuerzo deberá considerarse como se indica a continuación:

- a) En la dirección larga, el refuerzo se distribuirá uniformemente a través del ancho total
- b) En la dirección corta se concentrará una porción del acero total requerido en una franja centrada respecto

al eje de la columna cuyo ancho sea igual a la longitud del lado corto de la zapata.

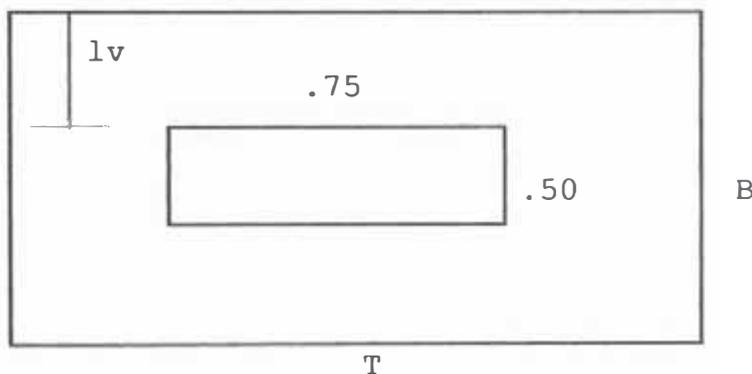
Esta porción del acero total requerido será $2/(R+1)$ veces el área total.

Donde R es al relación lado largo a lado corto de la zapata.

El resto del refuerzo deberá distribuirse uniformemente en las zonas que queden fuera de la franja.

6.6.3 Diseño de la cimentación de la columna C4 Z-1

De acuerdo al periodo del suelo conocido, asumimos que la capacidad portante del terreno es de 4 kg/cm^2



$$P \text{ serv.} = 204.77 \text{ t}$$

$$M_{sxx} = 12.32 \text{ t-m}$$

$$M_{syy} = 6.51 \text{ t-m}$$

Dimensionamos la zapata por cargas de servicio, adicionándole el peso propio de la zapata:

$$Az = 1.05 (204.77) / 40 = 5.38 \text{ m}^2$$

$$T = 2.30 + (0.75 - 0.50)/2 = 2.425 \text{ m}$$

$$B = 2.30 - (0.75 - 0.50)/2 = 2.175 \text{ m}$$

Usamos una zapata de **2.50 m x 2.20 m**

$$\text{Area} = 5.50 \text{ m}^2$$

Verificación por sismo:

$$q = \frac{Pt}{B T} \pm \frac{Ms}{I} \leq 1.30 \sigma_t = 52 \text{ t/m}^2$$

$$q = \frac{204.77}{5.50} \pm \frac{12.32 (1.25)}{2.20 (2.50)^3/12}$$

$$q_1 = 42.70 \text{ t/m}^2 \quad q_2 = 31.95 \text{ t/m}^2$$

Consideramos la carga a la rotura:

$$Pu = 253.83 + 68.60 = 322.43 \text{ t}$$

$$wu = Pu/Az = 322.43/5.50 = 58.62 \text{ t/m}^2$$

• **Dimensionamiento de "hz" por punzonamiento:**

$$V_{up} = Pu - (0.50 + d)(0.75 + d)wu$$

$$V_{up} = 322.43 - (0.50 + d)(0.75 + d)58.62$$

$$V_{up} \leq \phi V_c$$

$$V_c = (0.53 + 1.1/\beta c) \sqrt{f'c} b o d \leq 1.1 \sqrt{f'c} b o d$$

$$\beta_c = 75/50 = 1.50$$

entonces, $0.53 + 1.1/\beta_c = 1.26 > 1.1$

$$b_o = 2(0.50 + d) + 2(0.75 + d) = 2.50 + 4d$$

se debe tomar: $\phi V_c = (0.85)(1.1)(10)(210)(2.50 + 4d)d$

Igualando las ecuaciones:

$$322.43 - (0.50 + d)(0.75 + d)58.62 = 135.49(2.50 + 4d)d$$

$$322.43 - (21.98 + 73.28d + 58.62d^2) = 135.49(2.50 + 4d)d$$

$$483.34 d^2 + 412.01 d - 300.45 = 0$$

-> $d = 0.47 \text{ m}$, $d_{\min} = 0.53$

-> altura de zapata, por punzonamiento: $h_z = 60 \text{ cm}$

• **Verificación por longitud de desarrollo:**

Se tomará como longitud de desarrollo en compresión, la mayor de las siguientes expresiones:²⁶

$$l_d = 0.08 d b f_y / (f'_c)^{1/2}$$

$$l_d = 0.004 d b f_y$$

Hacemos el cálculo para determinar la profundidad de penetración que requieren las varillas de la columna.

²⁶ NORMAS TÉCNICAS DE EDIFICACION; Comité especializado E.060 Concreto Armado; Norma Técnica de Edificación E-060; 1989; Art. 8.3

Para barras de 3/4" :

$$l_d = 0.08 (1.91) (4200) / (210)^{1/2} = 44 \text{ cm}$$

$$l_d = 0.004 (1.91) (4200) = 32 \text{ cm}$$

Entonces, tomamos :

$$d = 45 \text{ cm} \quad h_z = 55 \text{ cm}$$

• **Verificación por cortante**

$$V_u = w_u B (l_v - d) \quad l_v = 0.85, \quad d = 0.53$$

$$V_u = 58.62 (2.50) (0.32) = 46.90 \text{ t}$$

$$\phi V_c = 0.85 [0.53 (f' c)^{1/2} b d]$$

$$\phi V_c = 0.85 [0.53 (210)^{1/2} (10) (2.50) (0.53)] = 86.50 \text{ t}$$

$$\phi V_c > V_u \quad \text{es conforme}$$

• **Verificación por Aplastamiento**

El esfuerzo de aplastamiento del concreto en la superficie de contacto entre el elemento de apoyo y el elemento apoyado, no deberá exceder la resistencia al aplastamiento del concreto para cada superficie.²⁷

$$\text{Esfuerzo actuante:} \quad f_{ua} = P_u / A_c$$

$$f_{ua} = 322,430 / (50 \times 75) = 85.99 \text{ kg/cm}^2$$

²⁷ NORMAS TECNICAS DE EDIFICACION; Comité especializado E.060 Concreto Armado; Norma Técnica de Edificación E-060; 1989; Art. 16.4.2 y 12.8

Esfuerzo admisible: $f_{uc} = \phi 0.85 \sqrt{\frac{A_2}{A_1}} f'c$

donde: $\sqrt{A_2/A_1} \leq 2$

$$\sqrt{A_2/A_1} = \sqrt{8.265/(0.60 \times 0.55)} > 2$$

$$f_{uc} = 0.7(0.85)(2)(210) = 249.9 \text{ kg/cm}^2$$

$f_{ua} < f_{uc}$ es conforme

• Diseño por flexión

$$M = w_u B (lv)^2 / 2$$

Para el cálculo del área de acero de refuerzo, las expresiones son las siguientes:

$$A_s = M_u / [0.9 f_y (d - a/2)]$$

$$a = A_s f_y / (0.85 b f'c)$$

En cada dirección:

$$M_1 = 58.62(2.50)(0.85)^2/2 = 52.94 \text{ t-m}$$

$$A_{s1} = 27.08 \text{ cm}^2$$

$$M_2 = 58.62(2.20)(0.875)^2/2 = 49.37 \text{ t-m}$$

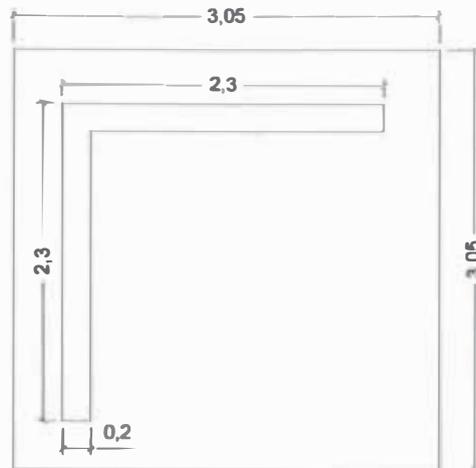
$$A_{s2} = 25.29 \text{ cm}^2$$

Verificación A_{smin} .

$$A_{smin} = (\rho_{temp})bd = 0.0018 \times 250 \times 53 = 23.85 \text{ cm}^2 \text{ es conforme}$$

==> usar **mallas 14 ϕ 5/8" @ 0.175 m**

6.6.4 Diseño de la cimentación de la placa P1 Z-2



$$P_{\text{servicio}} = 150 \text{ T.}$$

$$M_{\text{Sxx}} = 186.5 \text{ t-m} \quad M_{\text{Syy}} = 238.9 \text{ t-m}$$

Dimensionamos la zapata por cargas de servicio, adicionándoles el peso propio de la zapata:

$$A_z = \frac{1.05 \times 150 \text{ t}}{40} = 3.93 \text{ m}^2 \quad \rightarrow \quad \text{Aprox. } 2 \times 2$$

Eje XX

$$T = 2.00 + \frac{(2.30 - 0.2)}{2} = 3.05$$

$$B = 2.00 - \frac{(2.30 - 0.2)}{2} = 0.95$$

Eje YY

$$T = 2.00 - \frac{(2.30 - 0.2)}{2} = 0.95$$

$$B = 2.00 + \frac{(2.30 - 0.2)}{2} = 3.05$$

SE USARA: 3.05 x 3.05

$$\rightarrow \text{Área} = 9.30 \text{ m}^2$$

Verificación en sismo:

$$q = \frac{Pt}{BT} + \frac{Ms_y}{I} < 1.30 \sigma_t = 52 \text{ t/m}^2$$

$$q = \frac{150}{BT} + \frac{238.9 \times 3.05/2}{I} < 32.68 < 52 \text{ t/m}^2$$

Consideramos la carga a la rotura:

$$P_u = 133.65 + 104.89 = 238.7 \text{ t.}$$

$$W_u = \frac{238.74}{3.05 \times 3.05} = 25.66 \text{ t/m}^2 < 52 \text{ t/m}^2$$

Dimensionamiento de "hz" por punzonamiento:

$$V_{up} = P_u - (b + d)(h + d)w_u$$

$$V_{up} = 238.74 - (3.05 + d)(3.05 + d)35.66$$

$$V_{up} \leq \phi V_c$$

$$V_c = (0.53 + 1.1/\beta_c) \sqrt{f'_c b o d} \leq 1.1 \sqrt{f'_c b o d}$$

$$\beta_c = 305/20 = 15.25$$

$$\text{entonces, } 0.53 + 1.1/\beta_c = 0.60 < 1.1$$

$$b_o = 2(3.05 + d) + 2(3.05 + d) = 12.2 + 4d$$

$$\rightarrow \phi V_c = (0.85)(0.60)(10) \sqrt{(210)(12.2 + 4d)d}$$

Igualando las ecuaciones:

$$238.74 - (3.05 + d)(3.05 + d)25.66 = 73.9(12.2 + 4d)d$$

$$238.74 - (9.30 + 6.10d + d^2)25.66 = 73.9(12.2 + 4d)d$$

$$321.26 d^2 + 1058.08 d - 0.1 = 0$$

$$\rightarrow d = 0.10 \text{ m} < d_{\min} = 0.53 \text{ m}$$

$$h_z = 60 \text{ cm.}$$

Verificación por longitud de desarrollo:

De acuerdo a lo calculado en el caso de la columna, se tomarán los siguientes valores:

$$d = 53 \text{ cm} \quad h_z = 60 \text{ cm}$$

• Verificación por cortante

$$V_u = w_u B (l_v - d)$$

$$V_u = 25.66 (3.05) (0.375 - 0.53) = 0 \text{ t}$$

$$\phi V_c = 0.85 [0.53 (f'_c)^{1/2} b d]$$

$$\phi V_c = 0.85 [0.53 (210)^{1/2} (10) (1.40) (0.53)] = 607 \text{ t}$$

$$\phi V_c > V_u \quad \text{es conforme}$$

• Verificación por Aplastamiento

$$\text{Esfuerzo actuante:} \quad f_w = Pu / A_c$$

$$f_{ua} = 238,740 / (305 \times 305) = 2.56 \text{ kg/cm}^2$$

Esfuerzo admisible: $f_{uc} = \phi 0.85 \sqrt{\frac{A_2}{A_1}} f'_c$

donde: $\sqrt{A_2/A_1} \leq 2$

$\sqrt{A_2/A_1} = \sqrt{(6.02)/0.46} = 3.62 > 2$

$f_{uc} = 0.7(0.85)(2)(210) = 249.9 \text{ kg/cm}^2$

$f_{ua} < f_{uc}$ es conforme

•Verificación del volteo

Para verificar el volteo se necesitara determinar el FSV en base a los siguientes valores obtenidos:

$P_{servicio} = 150 \text{ T.}$

$M_{sxx} = 186.5 \text{ t-m}$ $M_{syy} = 238.9 \text{ t-m}$

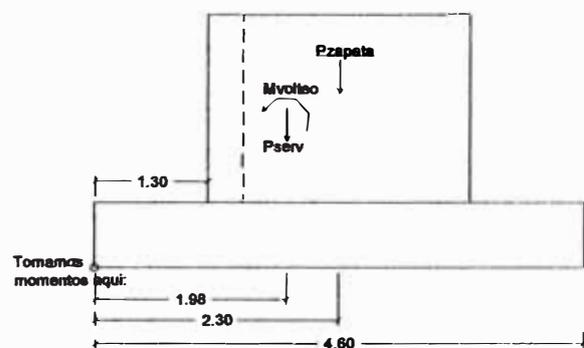
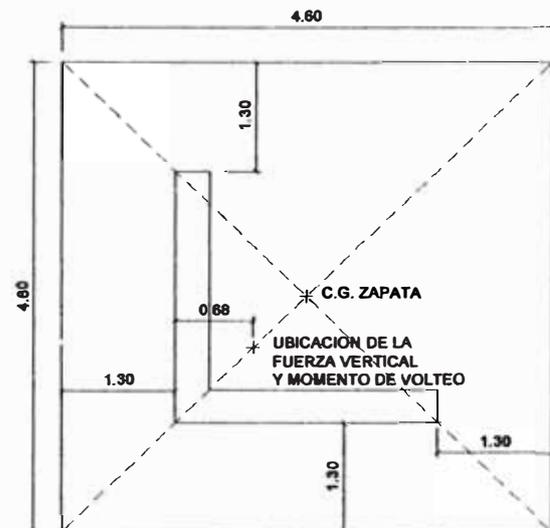
Considerando el sismo en la dirección mas desfavorable:

$M_{volteo} = 238.9 \text{ Tn-m}$

Si tenemos un volado de 1.3 m en la zapata y considerando la longitud de la placa de 2.3m tendremos $L = 4.6\text{m}$

Peso de la zapata y el suelo:

$P_{zapata \text{ y } suelo} = 2.1 \cdot 4.6 \cdot 4.6 \cdot 1.20 = 53.32 \text{ Tn.}$



El momento resistente al volteo sera:

$$M_{resist.} = 150 \cdot (1.3 + 0.68) + 53.32 \cdot 4.60 / 2$$

$$M_{resist.} = 419.63 \text{ Tn-m}$$

El factor de seguridad al volteo esta dado por:

$$\text{F.S.V.} = \frac{M_{resist.}}{M_{volteo}} \geq 1.5$$

$$\text{F.S.V.} = 419.63 / 238.9 = 1.76 > 1.5 \quad \text{Ok!}$$

Verificamos nuevamente las presiones en el suelo debido al sismo e incluyendo la excentricidad de la carga de servicio :

$$e = 2.30 - 1.98 = 0.32$$

$$q = \frac{P_t}{BT} + \frac{M_{sy}c}{I} + \frac{Pec}{I} < 1.30 \sigma_t = 52 \text{ t/m}^2$$

$$q = \frac{(150 + 53.32)}{A} + \frac{238.9 \times (4.6/2)}{I} + \frac{150 \cdot 0.32 \times (4.6/2)}{I} =$$

$$27.3 \text{ t/m}^2 < 1.30 \sigma_t = 52 \text{ t/m}^2$$

Valor muy por debajo de la presión permisible.

Por tanto se empleara una Zapata cuadrada de 4.6 x 4.6

• Diseño por flexión

$$M = w_u B (lv)^2 / 2$$

Para el cálculo del área de acero de refuerzo, las expresiones son las siguientes:

$$A_s = M_u / [0.9 f_y (d - a/2)]$$

$$a = A_s f_y / (0.85 b f'c)$$

En la dirección mas desfavorable:

$$M_1 = (27.30 * 1.25) (1.00) (3.1)^2 / 2 = 163.97 \text{ t-m/m}$$

$$A_{s1} = 107.5 \text{ cm}^2/\text{m} \quad \rightarrow \quad \text{Por ser demasiado refuerzo}$$

aumentamos el peralte de la sección $H = 1.00 \rightarrow d = 0.93$

$$A_{s2} = 49.77 \text{ cm}^2/\text{m} \quad \rightarrow \quad \phi 1'' @ 0.10$$

$$A_{s_{\min}} = 0.0018 b d = 0.0018 \times 100 \times 88 = 15.84 \text{ cm}^2/\text{m}$$

→ $\phi 1'' @ 0.30$

⇒ usaremos $\phi 1'' @ 0.10 \text{ m}$ espesor de zapata $H = 1.00$

• Verificación por cortante

$$V_u = w_u B (l_v - d)$$

$$V_u = 27.30 (1.25) (1) (2.70 - 0.93) = 60.40 \text{ t/m}$$

$$\phi V_c = 0.85 [0.53 (f'c)^{1/2} b d]$$

$$\phi V_c = 0.85 [0.53 (210)^{1/2} (100) (93)] = 60.74 \text{ t/m}$$

$\phi V_c > V_u$ es conforme

Nuevamente verificamos el punzonamiento:

$$V_{up} = P_u - (b + d)(h + d)w_u$$

$$V_{up} = 238.74 - (2.3 + d)(0.20 + d)35.66 \dots\dots\dots(1)$$

$$V_{up} \leq \phi V_c$$

$$V_c = (0.53 + 1.1/\beta_c)\sqrt{f'_c b o d} \leq 1.1\sqrt{f'_c b o d}$$

$$\beta_c = 230/20 = 11.5$$

$$\text{entonces, } 0.53 + 1.1/\beta_c = 0.63 < 1.1$$

$$b_o = 2(2.30 + d) + 2(0.2 + d) = 5 + 4d$$

$$\rightarrow \phi V_c = (0.85)(1.1)(10)\sqrt{(210)(5 + 4d)d} \dots\dots\dots(2)$$

Igualando las ecuaciones:

$$238.74 - (2.30 + d)(0.20 + d)32.07 = 135.49(5 + 4d)d$$

$$238.74 - (0.46 + 2.5d + d^2)32.07 = 135.49(5 + 4d)d$$

$$574.03 d^2 + 757.63 d - 453.46 = 0$$

$$d = 0.44 \text{ m} < d_{\text{actual}} = 0.88 \text{ m} \rightarrow H_z = 1.00 \text{ m. Ok.}$$

CAPITULO VII

CONCLUSIONES

Observamos en los resultados de los cálculos, que la tendencia actual de usar muros de corte en las edificaciones de concreto armado ayuda a controlar las deformaciones que se puedan producir en la estructura, evitando por un lado el pánico que puede producirse en caso de un sismo si es que los desplazamientos son mayores, y por otro, los daños que se pueden producir en elementos no estructurales, que normalmente no soportarían deformaciones de magnitudes mayores.

En nuestro caso en particular, encontramos que en el análisis sísmico, los desplazamientos máximos en el último nivel son del orden de 1.09 cm en el caso de la dirección "Y" y de 0.95 cm en el caso de la dirección "X", donde se concentra la mayor parte de los muros. Estos valores fueron reducidos por el factor R de la norma ($R=7$) por lo que el desplazamiento máximo correspondiente al ultimo nivel serán de 10.9 cm para el eje "Y" y de 9.50 cm para el eje "X".

Es sabido por experiencia que para edificios bajos, estos desplazamientos son demasiado conservadores respecto a los desplazamientos obtenidos al efectuar un análisis dinámico y por ende las fuerzas internas en los elementos.

Según lo anterior y en base al Código Peruano no existe limitación para el desplazamiento total de la

edificación en su conjunto pues la norma nos limita únicamente lo que es distorsiones de entrepiso.

Observamos que la placa, siendo un elemento mucho más rígido que los otros elementos del pórtico, en el análisis sísmico por el método estático, absorbe aproximadamente el 90% del cortante del pórtico.

Ya con las fuerzas de diseño, y con las combinaciones de carga que manda el reglamento, el desplazamiento máximo que se encuentra es del orden de 10.9 cm, que se da en las combinaciones de carga que incluyen las cargas verticales y fuerzas de sismo.

Observamos entonces la importancia de la placa en el diseño aún de estructuras de pocos pisos como la que tratamos aquí.

En general, se busca que los elementos estructurales no fallen por cortante, sino que tengan una falla dúctil, es decir, por flexión. En el caso de la placa, por ejemplo, la norma manda que la fuerza cortante sea amplificadas, precisamente siguiendo esta hipótesis de diseño.

Si bien las actuales facilidades que brindan los programas de cómputo para el cálculo, son una importante herramienta en el diseño, hay que tomar en cuenta que no podemos hablar de números exactos en procedimientos donde hacemos una serie de simplificaciones al modelar las estructuras y donde intervienen tantas variables; por tanto, siempre será de mayor importancia el criterio y la experiencia del diseñador para utilizar e interpretar adecuadamente los resultados de estos cálculos.

BIBLIOGRAFIA

- ININVI; Norma Técnica de Edificación E.060 Concreto Armado; Lima, Perú; Instituto Nacional de Investigación y Normalización de la Vivienda; 1989
- Blanco Blasco, Antonio; Estructuración y Diseño de Edificaciones de Concreto Armado; Lima, Perú; Colegio de Ingenieros del Perú, Capítulo de Ingeniería Civil; 2º Edición; 1994
- Perú, Ministerio de Vivienda y Construcción; Reglamento Nacional de Construcciones; Lima, Perú; Cámara Peruana de la Construcción; 1987
- Canas Torres, José Banda Tarradellas, Enrique; Sismicidad y Peligrosidad Sísmica (Apuntes Docentes); Universidad Politécnica de Cataluña, Barcelona (España); 1992
- Curso de Titulación por Exámen Profesional; Curso de Estructuras Apuntes de clase; Lima, Perú; 1997