

UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA

FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL



**ANALISIS ESTATICO-DINAMICO Y DISEÑO SISMORESISTENTE DE
UN PORTICO DE CONCRETO ARMADO CON MURO DE CORTE.
USO OFICINAS**

**INFORME DE INGENIERIA CORRESPONDIENTE AL AREA DE
ESTRUCTURAS PARA OPTAR EL TITULO PROFESIONAL DE:
INGENIERO CIVIL**

ADOLFO ALBERTO RIOFRIO VARGAS

**LIMA - PERU
1997**

ANALISIS ESTATICO-DINAMICO Y DISEÑO SISMORESISTENTE
DE UN PORTICO DE CONCRETO ARMADO CON MURO
DE CORTE. USO: OFICINAS

I N D I C E

	página
Introducción	6
Capítulo I : Descripción de la Estructura.	9
Capítulo II : Predimensionamiento.	11
2.1 Losas Aligeradas.	11
2.2 Columnas.	12
2.3 Vigas.	14
2.4 Placas.	15
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.	20
3.2.3 Cargas en cada entrepiso.	21
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 "H" en la altura del Edificio.	32
5.1.3 Análisis Sísmico Seudo-Tridimensional con Fuerzas Estáticas Equivalentes.	33
5.2 Análisis Sísmico Seudo tridimensional con Modelo Dinámico.	35
5.2.1 Espectro de Aceleraciones.	35
5.2.2 Resultados.	36
5.3 Comparación de Resultados de los Análisis Estático y Dinámico.	37
Capítulo VI: Diseño de los Elementos Estructurales.	40
6.1 Diseño de Losas Aligeradas.	40
6.1.1 Cálculo de esfuerzos y Acero de refuerzo.	43
6.2 Cálculo de Esfuerzos en el Pórtico 4.	49
6.3 Diseño de Vigas.	53
6.4 Diseño de Columnas.	60
6.5 Diseño de Placa.	69
6.5.1 Muros diseñados como elementos en compresión.	69

6.5.2 Muros de corte.	70
6.5.3 Diseño.	73
6.6 Diseño de Zapatas.	77
6.6.1 Diseño por fuerza cortante y punzonamiento.	78
6.6.2 Diseño por flexión.	79
6.6.3 Diseño de la cimentación de la columna.	80
6.6.4 Diseño de la cimentación de la placa.	86
Capítulo VII: Conclusiones.	93
Bibliografía.	95
Anexo 1 : Resultados del Programa PF, en el Análisis para Cargas Verticales.	97
Anexo 2 : Resultados del Programa A3Se, en el Análisis Sísmico Seudo Tridimensional utilizando Fuerzas Estáticas Equivalentes.	105
Anexo 3 : Resultados del Programa A3S, en el Análisis Sísmico Seudo Tridimensional utilizando Superposición Modal Espectral (Modelo Dinámico).	124
Anexo 4 : Resultados del Programa PF, en el Análisis del Pórtico 4.	152
Anexo 5 : Propiedades de las Secciones.	169
Anexo 6 : Planos.	175

INTRODUCCION

A fines de la década de 1970 se incorporan al Reglamento Nacional de Construcciones, las Normas de Diseño Sismo-Resistente que actualmente están vigentes. El contenido de estas normas recoge las experiencias que se obtuvieron al estudiar las consecuencias de importantes terremotos ocurridos en ese entonces, buscando ajustar los requerimientos de diseño y construcción a la realidad de nuestro país, ubicado en una zona altamente sísmica, así como los conocimientos que se iban adquiriendo sobre el comportamiento de los materiales y estructuras ante este tipo de solicitaciones.

Con este mismo criterio, diez años después se elabora e incorpora al Reglamento Nacional una nueva norma sobre concreto armado, denominada Norma Técnica de Edificación E-060.

En el presente trabajo se muestra un ejemplo de diseño de una edificación de concreto armado, en el cual se aplican precisamente los criterios y reglamentaciones de las indicadas normas.

Se hace el estudio, dimensionamiento y determinación de fuerzas para el conjunto de la estructura, efectuándose el diseño completo de los elementos de uno 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 tanto un análisis por el método estático de cargas equivalentes, que establece el Reglamento, como un análisis dinámico, que también se señala como una alternativa, siempre que se cumpla la condición de que las fuerzas de diseño determinadas por el método dinámico no podrán ser inferiores al 80% de las determinadas por el método estático.

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.

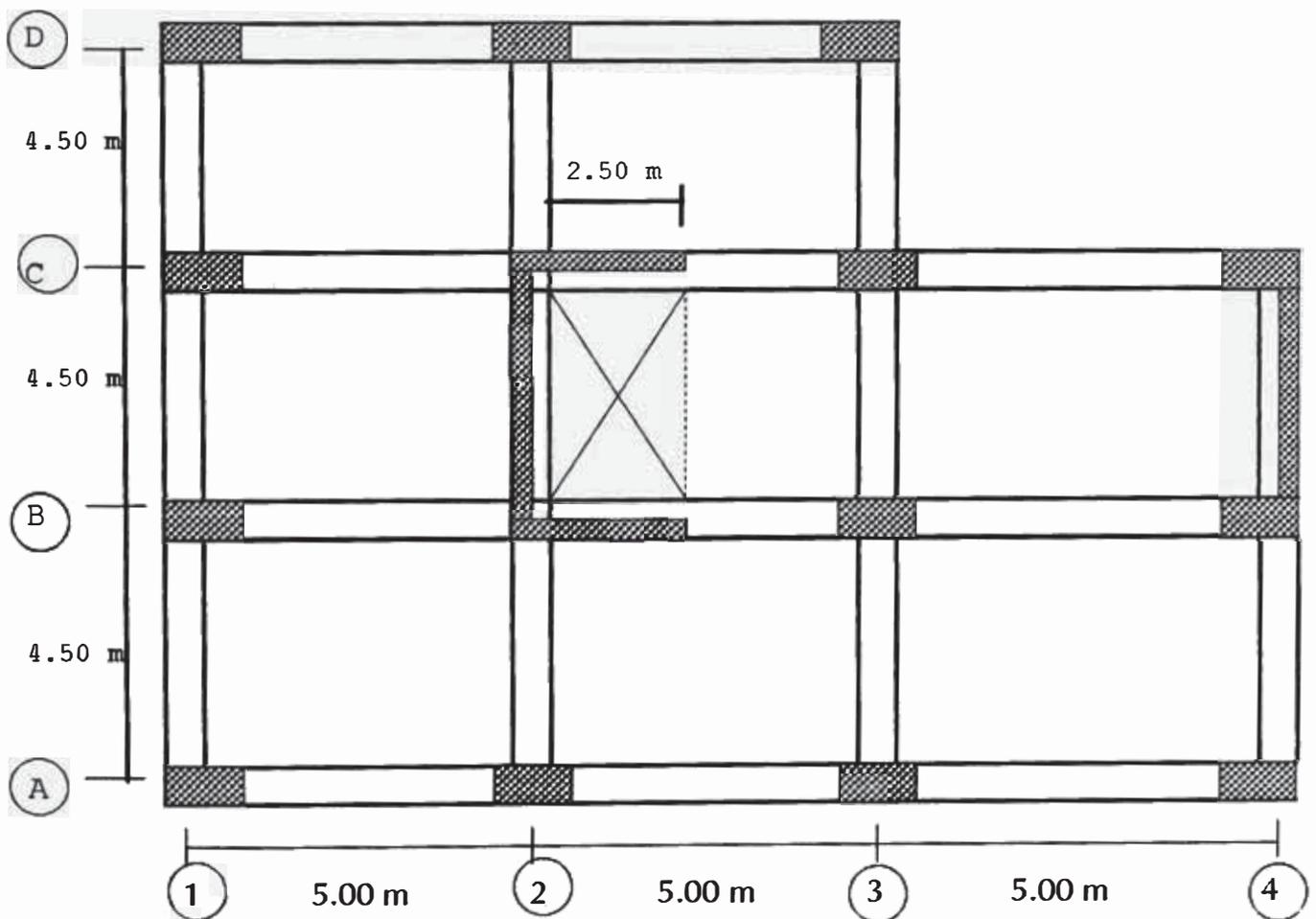
Cabe indicar, sin embargo, que estas normas no son estáticas. De acuerdo a los conocimientos que se van adquiriendo, se modifican las normas correspondientes, tal como ocurrió en su momento con las normas de diseño sismo-resistente y con las normas de edificación de concreto armado. El lector por tanto debe estar atento a estas modificaciones, que nos sirven para diseñar estructuras que tengan un mejor comportamiento ante las solicitaciones a las que son sometidas.

CAPITULO I

DESCRIPCION DE LA ESTRUCTURA

Se analizará una estructura aporticada de concreto armado, de seis pisos, que será usada para oficinas.

Todos los pisos tendrán la misma distribución, siendo la siguiente su planta típica:



» **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 : 200 kg/m^2

Peso de acabados : 100 kg/m^2

Pisos : 6

Uso : oficinas

Categoría : C (edificaciones comunes, cuya falla ocasionaría pérdidas de magnitud intermedia)

Sobrecarga = 250 kg/m^2

Factor de Zona : $Z = 1.0$

Periodo del suelo : $T_s = 0.3 \text{ sg}$ (suelo tipo I - roca, grava densa o grava arenosa densa)

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

Resistencia del terreno : 4 kg/cm^2

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 A, B, C y D serán los ejes principales, siendo la distancia entre centros de 4.50 m. Siendo ésta la máxima luz que podríamos tener para este cálculo, según la definición anterior, lo usaremos en el predimensionamiento para mantenernos del lado de la seguridad:

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

$$h = 450/25 = 18 \text{ cm}$$

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:

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

donde : h = altura libre de la columna
 P - carga de servicio

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

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 5^{to} piso

aligerado	:	300 kg/m ²
tabiquería	:	200 kg/m ²
acabados	:	100 kg/m ²
vigas		100 kg/m ²
columnas y placas:		100 kg/m ²
s/c	:	250 kg/m ²

1,050 kg/m²

6^{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	:	150 kg/m ²

750 kg/m²

Carga de servicio (de los seis pisos):

$$P = 5 \times 1050 + 750 = 6,000 \text{ kg/m}^2$$

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

$$\text{área} : 4.5 \times 5.0 = 22.5 \text{ m}^2$$

debe cumplirse que :

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

entonces :

$$b \times D \geq \frac{6.0 \text{ t/m}^2 \times 22.5 \text{ m}^2}{0.25 \times 0.21 \text{ t/cm}^2} = 2571 \text{ cm}^2$$

Entonces, usaremos **columnas de 40 cm x 65 cm**

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 :*

$$b = B/20 = 450/20 = 22.5 \text{ cm}$$

$$h = L/11 = 475/11 = 43 \text{ cm}$$

Adoptamos como sección de viga: **25 cm x 45 cm**

+ 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, es decir de 0.25 x 0.45 m

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 45 cm, por lo que no será necesario calcular deflexiones con las dimensiones adoptadas.

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

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

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

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	$h = 20 \text{ cm}$
Columnas	$40 \text{ cm} \times 65 \text{ cm}$
Vigas	$25 \text{ cm} \times 45 \text{ cm}$
Placas	$e = 20 \text{ cm}$

CAPITULO III

METRADO DE CARGAS

3.1 Metrado de Cargas para las Losas Aligeradas :

a) 1^{er} al 5^{to} piso :

Cargas muertas (CM) :

aligerado : 300 kg/m²

tabiquería : 200 kg/m²

acabados : 100 kg/m²

600 kg/m²

Carga viva (CV) :

sobrecarga : 250 kg/m²

Carga de diseño:

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

$$W_u = 1.5 \times 600 + 1.8 \times 250$$

$$W_u = 1,350 \text{ kg/m}^2$$

En cada vigueta:

$$w_u = 1,350 \div 2.5 = 540 \text{ kg/m}$$

b) 6^{to} piso :

Cargas muertas (CM):

aligerado : 300 kg/m²

acabados : 100 kg/m²

400 kg/m²

Carga viva (CV):

sobrecarga : 150 kg/m²

Carga de diseño:

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

$$W_u = 1.5 \times 400 + 1.8 \times 150$$

$$W_u = 870 \text{ kg/m}^2$$

En cada vigueta:

$$w_u = 870 \div 2.5 = 348 \text{ kg/m}$$

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 5 ^{to}	0.20	600	250	1,350	540
6 ^{to}	0.20	400	150	870	348

3.2 Metrado de Cargas de Entrepisos :

3.2.1 Peso de Columnas y Placas:

Las alturas en cada piso en la edificación son:

1^o piso : 4.50 m

2^o piso : 3.10 m

3^o piso : 3.10 m

4^o piso : 3.10 m

5° piso : 3.10 m

6° piso : 3.10 m

Luego, para efectos de los cálculos de pesos de columnas y placas, tendremos las siguientes alturas en cada entrepiso:

$$1^\circ : (4.5 + 3.1) \div 2 = 3.80 \text{ m}$$

$$2^\circ : (3.1 + 3.1) \div 2 = 3.10 \text{ m}$$

$$3^\circ : (3.1 + 3.1) \div 2 = 3.10 \text{ m}$$

$$4^\circ : (3.1 + 3.1) \div 2 = 3.10 \text{ m}$$

$$5^\circ : (3.1 + 3.1) \div 2 = 3.10 \text{ m}$$

$$6^\circ : (3.1 + 0.0) \div 2 = 1.55 \text{ m}$$

a) 1^{er} nivel :

Columnas:

$$13 \text{ col} \times 0.40 \times 0.65 \times 2400 \times 3.8 = 30,826 \text{ kg}$$

Placas:

$$2400 \times 3.8 \times (1.97 + 1.34) = 30,187 \text{ kg}$$

b) 2^{do} al 5^{to} nivel :

Columnas:

$$13 \text{ col} \times 0.40 \times 0.65 \times 2400 \times 3.1 = 25,147 \text{ kg}$$

Placas:

$$2400 \times 3.1 \times (1.97 + 1.34) = 24,626 \text{ kg}$$

c) 6^{to} nivel :

Columnas:

$$13 \text{ col} \times 0.40 \times 0.65 \times 2400 \times 1.55 = 12,574 \text{ kg}$$

Placas:

$$2400 \times 1.55 \times (1.97 + 1.34) = 12,536 \text{ kg}$$

3.2.2 Peso de Vigas:

a) Vigas Principales :

La luz libre de las vigas principales entre dos ejes es de: $5.0 - 0.65 = 4.35 \text{ m}$

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

$$2400 \times 0.25 \times 0.45 (9 \times 4.35 + 2 \times 2.05) = 11,678 \text{ kg}$$

b) Vigas Secundarias :

La luz libre de las vigas secundarias entre dos ejes es de: $4.5 - 0.4 = 4.1 \text{ m}$

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

$$2400 \times 0.25 \times 0.45 \times 10 \times 4.10 = 11,070 \text{ kg}$$

3.2.3 Cargas en cada entrepiso:

1° nivel:

Carga Muerta (CM):

aligerado	: 300 x 187	-	56,100 kg
tabiquería	: 200 x 187	=	37,400 kg
acabados	: 100 x 187	=	18,700 kg
vigas	:	=	22,748 kg
columnas y placas		=	61,013 kg

195,961 kg

Carga viva (CV):

sobrecarga	: 250 x 187	=	46,750 kg
------------	-------------	---	-----------

2° al 5° nivel:

Carga Muerta (CM):

aligerado	: 300 x 187	-	56,100 kg
tabiquería	: 200 x 187	=	37,400 kg
acabados	: 100 x 187	-	18,700 kg
vigas	:	-	22,748 kg
columnas y placas		=	49,773 kg

184,721 kg

Carga viva (CV):

sobrecarga	: 250 x 187	=	46,750 kg
------------	-------------	---	-----------

6° nivel:

Carga Muerta (CM):

aligerado : 300 x 187 = 56,100 kg
 tabiquería : 100 x 187 = 18,700 kg
 acabados : 100 x 187 = 18,700 kg
 vigas : 22,748 kg
 columnas y placas 25,110 kg

 142,762 kg

Carga viva (CV):

sobrecarga : 150 x 187 = 28,050 kg

RESUMEN DE CARGAS EN ENTREPISOS

Entrepiso	CM (kg)	CV (kg)
1 ^{ro}	199,951	46,750
2 ^{do} al 5 ^{to}	187,977	46,750
6 ^{to}	142,762	28,050

3.3 Metrado de Cargas para las Vigas :

1° al 5° nivel:

Peso Propio (PP):

$2400 \times 0.25 \times 0.45 = 270 \text{ kg/m}$

Peso Muerto (PM):

aligerado : 300 kg/m²
 tabiquería : 200 kg/m²
 acabados : 100 kg/m²

 600 kg/m² de área tributaria

Carga viva (CV):
sobrecarga 250 kg/m² de área tributaria

6° nivel:

Peso Propio (PP):
2400 x 0.25 x 0.45 = 270 kg/m

Peso Muerto (PM):

aligerado : 300 kg/m²
acabados : 100 kg/m²

400 kg/m² de área tributaria

Carga viva (CV):
sobrecarga : 150 kg/m² de área tributaria

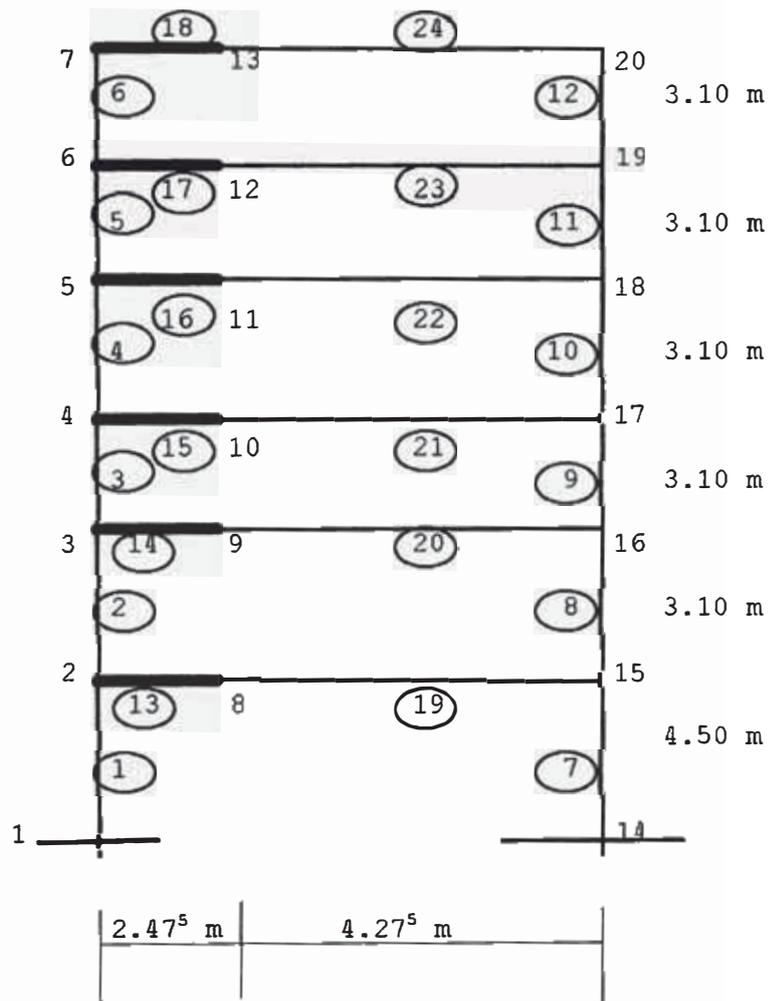
RESUMEN DE CARGAS SOBRE LAS VIGAS

Nivel	PP (kg/m)	PM (kg/m ²)	CV (kg/m ²)
1 ^o al 5 ^o	270	600	250
6 ^o	270	400	150

$$\text{Carga viva} = 150 \times 0.50 = 75 \text{ kg/m}$$

RESUMEN DE CARGAS

Nivel	CM (kg/m)	CV (kg/m)
1 ^{ro} al 5 ^{to}	570	125
6 ^{to}	470	75



En el Anexo 1 encontramos 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.

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, mas 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, estructuras o personas que se encuentran dentro del area

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

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; Ed. CAPECO; 1987; Título V; Capítulo IV; Art. 1.8; p. 206

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:

$$0.16 \leq C = \frac{0.8}{1 + \frac{T}{T_s}} \leq 0.40$$

donde : C = coeficiente sísmico
 T = período fundamental de la estructura
 Ts = período predominante del suelo

- 5.** Factor de Ductilidad: 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 "C"), corresponde el 25% de la carga viva.

5.1 Análisis Sísmico por Fuerzas Estáticas Equivalentes :

5.1.1 Fuerzas Sísmicas Horizontales :

Se determinarán aplicando la siguiente fórmula:

$$H = \frac{Z U S C}{R_d} P$$

donde: H = cortante total en la base
 Z = factor de zona
 U = factor de uso
 S = factor de suelo
 C = coeficiente sísmico
 Rd = factor de reducción por ductilidad

P = peso de la edificación para fines de análisis sísmico

En este caso, se tienen los siguientes valores:

Z = 1 (zona 1)
 S = 1 (suelo tipo I)
 U = 1 (oficinas)
 Rd = 4 (tipo E3)

Cálculo del Coeficiente Sísmico (C):

Tomamos $T = 0.07 h / (D)^{1/2}$ Estructuras conformadas por pórticos y muros de corte

donde: h = altura de la edificación en metros
 D = dimensión horizontal en metros, en la dirección del sismo

$$T_x = 0.07 \times 20 / (15.25)^{1/2} = 0.36$$

$$T_y = 0.07 \times 20 / (13.75)^{1/2} = 0.38$$

$$C = \frac{0.8}{T/T_s + 1}$$

$$C_x = 0.8 / (0.36/0.3 + 1) = 0.36$$

$$C_y = 0.8 / (0.38/0.3 + 1) = 0.35$$

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}	199,951	46,750
2 ^{do} al 5 ^{to}	187,977	46,750
6 ^{to}	142,762	28,050
Total	1,094,621	261,800

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

$$P = 1,094.621 + 0.25 \times 261.8 = 1,160.1 \text{ t}$$

$$H_x = \frac{1 \times 1 \times 1 \times 0.36}{4.0} P = 0.09 P$$

$$H_y = \frac{1 \times 1 \times 1 \times 0.35}{4.0} P = 0.09 P$$

Entonces, reemplazando valores tenemos en ambas direcciones:

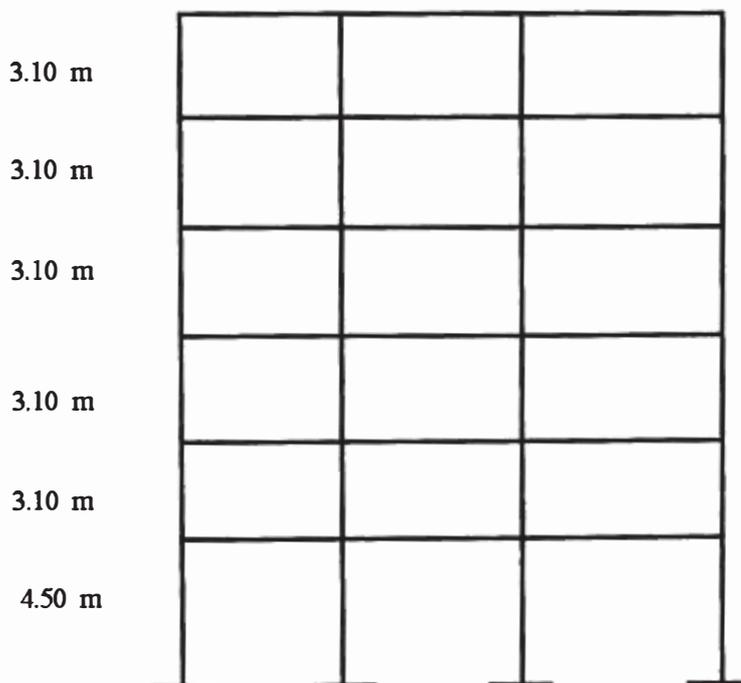
$$H = 0.09 (1,160.1) = 104.4 \text{ t}$$

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

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

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

- donde:
- P_i = peso en el nivel "i"
 - h_i = altura con respecto al terreno, en el nivel "i"
 - H = 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 LA FUERZA HORIZONTAL
A LO ALTO DE LA EDIFICACION**

Nivel	hi (m)	Pi (t)	Pi hi	Fi (t)
6	20.00	149.78	2,995.60	22.77
5	16.90	199.67	3,374.42	25.66
4	13.80	199.67	2,755.45	20.95
3	10.70	199.67	2,136.47	16.24
2	7.60	199.67	1,517.49	11.54
1	4.50	211.64	952.38	7.24
Total :		1,160.10	13,731.81	104.40

5.1.3 Análisis Sísmico Seudo-Tridimensional con Fuerzas Estáticas Equivalentes:

En el Anexo 2 se encuentran los resultados obtenidos para cada pórtico, efectuando un análisis sísmico seudo-tridimensional usando las fuerzas estáticas equivalentes. Para este efecto se ha empleado el programa A3Se del Dr. Hugo Scaletti F., versión 1a.

Un resumen de los resultados obtenidos con el programa mencionado, se muestra a continuación:

Fuerzas Sísmicas - Análisis por Fuerzas Estáticas Equivalentes (t)

Sentido Y

Nivel	Pórticos			
	1	2	3	4
6	9.073	2.362	4.851	11.078
5	1.824	25.887	1.192	6.987
4	0.742	16.768	0.278	6.131
3	0.413	14.593	0.270	4.643
2	0.879	12.118	0.480	2.760
1	3.396	11.875	1.629	1.686

Sentido X

Nivel	Pórticos			
	A	B	C	D
6	9.204	4.664	4.890	5.869
5	0.811	13.743	13.403	0.494
4	1.952	9.300	9.262	1.327
3	0.902	7.768	7.695	0.648
2	0.510	6.219	6.220	0.324
1	2.753	6.263	5.640	1.625

Cortantes - Análisis por Fuerzas Estáticas Equivalentes (t)

Sentido Y

Nivel	Pórticos			
	1	2	3	4
6	9.073	2.362	4.851	11.078
5	7.292	26.518	3.659	16.951
4	7.989	42.777	3.926	22.766
3	7.707	57.111	3.658	27.256
2	6.916	69.162	3.186	29.994
1	3.565	81.038	1.561	31.677

Sentido X

Nivel	Pórticos			
	A	B	C	D
6	9.204	4.664	4.891	5.869
5	8.494	18.327	18.113	5.452
4	10.335	27.446	27.177	6.690
3	11.064	35.062	34.689	7.205
2	10.670	41.097	40.676	6.970
1	7.981	47.334	46.288	5.400

5.2 Análisis Sísmico Seudo tridimensional con Modelo Dinámico

Para este análisis emplearemos el programa A3S, versión 1.5c, el cual, considerando un espectro de diseño, permite efectuar al análisis por superposición modal espectral.

5.2.1 Espectro de Aceleraciones

El espectro de aceleraciones viene dado por la siguiente fórmula:

$$S_a = \frac{Z U C S}{R_d} g$$

donde : S_a = espectro de aceleraciones
 g = aceleración de la gravedad

Todos los términos de la fórmula son constantes, excepto el coeficiente sísmico "C":

$$C = \frac{0.8}{T/T_s + 1}$$

ESPECTRO DE ACELERACIONES :

T (sg)	C	Sa /g	Sa (m/sg ²)
0.30	0.40	0.1000	0.98
0.40	0.34	0.0850	0.83
0.50	0.30	0.0750	0.74
0.60	0.27	0.0675	0.66
0.80	0.22	0.0550	0.54
1.00	0.18	0.0450	0.44
1.20	0.16	0.0400	0.39

CENTRO DE MASAS :

$$X = 7.009 \text{ m}$$

$$Y = 6.319 \text{ m}$$

$$m_i = P_i / g$$

$$J_o = J \times m_i / A$$

Nivel	Pi (t)	mi=Pi /g	Jo = J x mi/A
6	149.78	15.28	496.43
5	199.67	20.37	661.80
4	199.67	20.37	661.80
3	199.67	20.37	661.80
2	199.67	20.37	661.80
1	211.64	21.60	701.76

5.2.2 Resultados:

El listado completo de los resultados obtenidos lo encontramos en el Anexo 3. Un resumen de las fuerzas y cortantes en cada pórtico es el siguiente:

Fuerzas Sísmicas - Análisis Modal (t)

Sentido Y

Nivel	Pórticos			
	1	2	3	4
6	5.853	9.339	2.967	8.802
5	1.211	17.637	0.763	10.779
4	0.730	13.812	0.273	8.499
3	0.670	14.056	0.342	8.286
2	0.873	14.103	0.427	7.972
1	2.231	13.183	1.035	6.189

Sentido X

Nivel	Pórticos			
	A	B	C	D
6	6.086	6.625	6.378	3.446
5	0.819	9.992	9.549	0.420
4	1.608	8.043	7.828	1.008
3	1.288	8.150	7.898	0.818
2	1.211	7.885	7.669	0.709
1	2.284	7.648	6.885	1.321

Cortantes - Análisis Modal (t)

Sentido Y

Nivel	Pórticos			
	1	2	3	4
6	5.853	9.339	2.967	8.802
5	4.704	20.970	2.232	14.536
4	7.957	27.615	2.314	18.543
3	4.569	33.624	2.058	22.434
2	4.230	42.053	1.842	27.711
1	2.413	51.527	0.987	31.778

Sentido X

Nivel	Pórticos			
	A	B	C	D
6	6.086	6.625	6.378	3.446
5	5.495	14.172	13.523	3.186
4	6.254	18.012	17.334	3.668
3	6.248	20.717	20.003	3.707
2	6.235	25.050	24.340	3.766
1	5.120	30.574	29.159	3.152

5.3 Comparación de Resultados de los Análisis Estático y Dinámico

Fuerzas y cortantes totales en el análisis estático:

Nivel	Sentido X		Sentido Y	
	F (t)	V (t)	F (t)	V (t)
6	22.77	22.77	22.77	22.77
5	25.66	48.43	25.66	48.43
4	20.95	69.38	20.95	69.38
3	16.24	85.62	16.24	85.62
2	11.54	97.16	11.54	97.16
1	7.24	104.40	7.24	104.40

Fuerzas y cortantes totales en el análisis dinámico:

Nivel	Sentido X		Sentido Y	
	F (t)	V (t)	F (t)	V (t)
6	21.55	21.55	21.97	21.97
5	19.41	35.84	19.05	36.81
4	18.39	44.81	18.36	45.46
3	18.03	50.26	17.53	52.16
2	16.78	58.96	16.09	61.35
1	14.15	67.47	13.83	69.65

Se debe cumplir que el cortante en la base, calculado en el análisis dinámico, no deberá ser menor que el 80% del calculado con el método estático.¹⁰

Por tanto, dicho valor no deberá ser menor que:
 $0.80 \times 104.4 = 83.52 \text{ t}$

El factor de corrección a aplicar en los valores obtenidos por el método dinámico será:

$$83.52 \div 67.47 = 1.2379$$

Los valores corregidos son:

**FUERZAS Y CORTANTES TOTALES:
ANÁLISIS DINAMICO (Valores Corregidos)**

Nivel	Sentido X		Sentido Y	
	F (t)	V (t)	F (t)	V (t)
6	26.68	26.68	27.20	27.20
5	24.03	44.37	23.58	45.57
4	22.76	55.47	22.73	56.27
3	22.32	62.22	21.70	64.57
2	20.77	72.99	19.92	75.95
1	17.52	83.52	17.12	86.22

¹⁰ REGLAMENTO NACIONAL DE CONSTRUCCIONES (Perú); Norma Básica de Diseño Sismo-Resistente; Ed. CAPECO; 1987; Título V; Capítulo IV; Art. 1.17.2.b; p. 209

FUERZAS SISMICAS DE DISEÑO EN CADA PORTICO (t)

Sentido Y

Nivel	Pórticos			
	1	2	3	4
6	7.250	11.560	3.670	10.900
5	1.500	21.830	0.940	13.340
4	0.900	17.100	0.340	10.520
3	0.830	17.400	0.420	10.260
2	1.080	17.460	0.530	9.870
1	2.760	16.320	1.280	7.660

Sentido X

Nivel	Pórticos			
	A	B	C	D
6	7.530	8.200	7.900	4.270
5	1.010	12.370	11.820	0.520
4	1.990	9.960	9.690	1.250
3	1.590	10.090	9.780	1.010
2	1.500	9.760	9.490	0.880
1	2.830	9.470	8.520	1.640

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:¹¹

- 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

¹¹ 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, n_1 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:¹²

- 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: $\beta \times w_u \times l_n$

donde : α, β - factores

w_u - carga uniformemente repartida sobre la vigueta

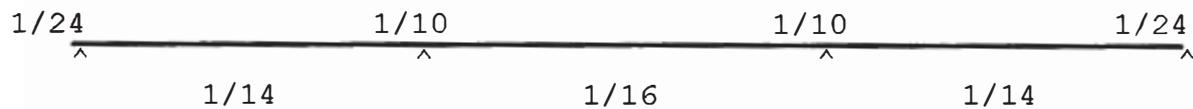
l_n = luz libre, para el cálculo de momentos positivos y fuerzas

¹² NORMAS TECNICAS DE EDIFICACION; Comité especializado E.060 Concreto Armado; Norma Técnica de Edificación E-060; 1989; Art. 9.3.2

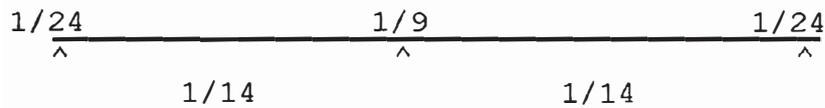
cortantes, y el promedio de las luces libres de los tramos adyacentes para el cálculo de los momentos negativos

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:

$$\beta = 0.5$$

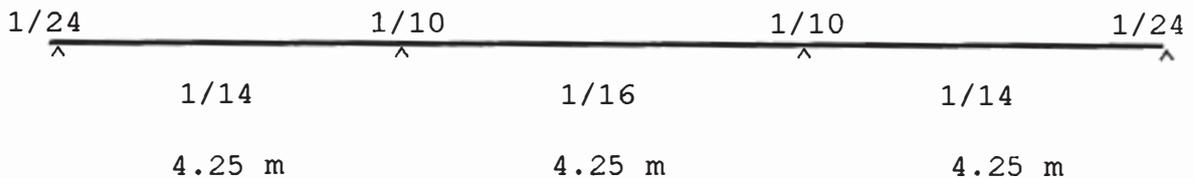
En el capítulo II definimos las cargas que serían soportadas en cada vigueta:

RESUMEN DE CARGAS PARA ALIGERADOS

Nivel	h (m)	CM (kg/m ²)	CV (kg/m ²)	Wu (kg/m ²)	wu (kg/m)
1 ^{to} al 5 ^{to}	0.20	600	250	1,350	540
6 ^{to}	0.20	400	150	870	348

6.1.1 Cálculo de esfuerzos y Acero de refuerzo:

a) Aligerado de Azotea (Tipo I)



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:

0.40 cm ²	1.06 cm ²	1.06 cm ²	0.40 cm ²
0.26 T-m	0.63 T-m	0.63 T-m	0.26 T-m
^	^	^	^
0.45 T-m	0.39 T-m	0.45 T-m	
0.69 cm ²	0.60 cm ²	0.69 cm ²	

1 Ø 3/8"	1 Ø 1/2"	1 Ø 1/2"	1 Ø 3/8"
^	^	^	^
1 Ø 3/8"	1 Ø 3/8"	1 Ø 3/8"	1 Ø 3/8"

+ Verificación del momento máximo que pueden tomar las viguetas:

Momento resistente del concreto :

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

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

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

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

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

$$M_c = 1.5 \text{ t-m} > 0.63 \text{ t-m}$$

+ 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%.¹³

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

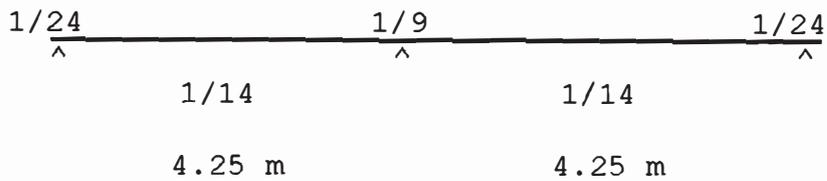
¹³ NORMAS TECNICAS DE EDIFICACION; Comité especializado E.060 Concreto Armado; Norma Técnica de Edificación E-060; 1989; Art. 9.9.8 y 13.2.1

$$V_{\text{máx}} = 0.575 (0.348) (4.25) = 0.85 \text{ t}$$

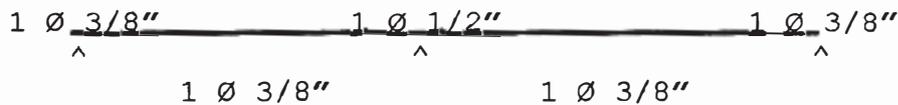
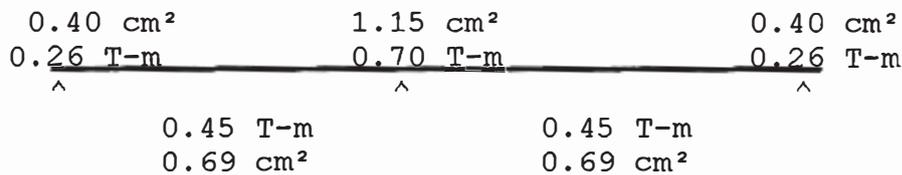
$$V_d = V_{\text{máx}} - w_{ud} = 0.85 - (0.348) (0.175) = 0.79 \text{ t} < V_c$$

Luego, no se necesita ensanche de viguetas.

b) Aligerado de Azotea (Tipo II)

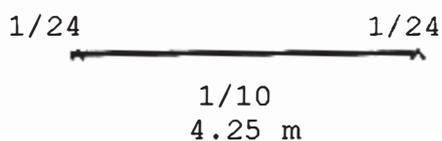


Siguiendo el mismo procedimiento que en el caso anterior, obtenemos los siguientes momentos y áreas de acero:



c) Aligerado de Azotea (Tipo III)

En este caso, asumimos los siguientes valores, de manera conservadora:

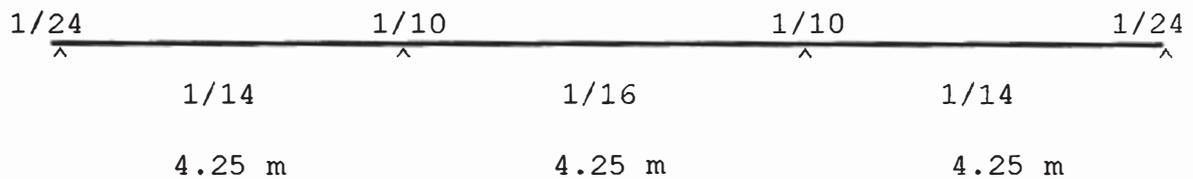


Efectuando los cálculos respectivos, obtenemos:

$$\begin{array}{r}
 0.40 \text{ cm}^2 \qquad 0.40 \text{ cm}^2 \\
 \underline{0.26 \text{ T-m}} \qquad \underline{0.26 \text{ T-m}} \\
 \wedge \qquad \qquad \qquad \wedge \\
 0.63 \text{ T-m} \\
 0.97 \text{ cm}^2
 \end{array}$$

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

d) Aligerado de Planta Típica - Niveles 1 al 5 (Tipo IV)

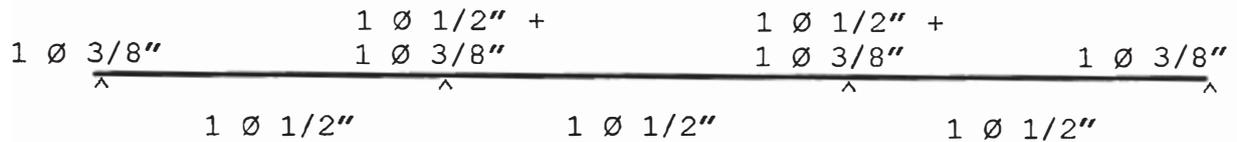


En este caso, la carga que soporta cada vigueta, de acuerdo a lo indicado previamente, es de 540 kg/m. Los demás datos se mantienen iguales, de modo que efectuando los cálculos respectivos tenemos:

$$\begin{array}{r}
 0.65 \text{ cm}^2 \qquad 1.67 \text{ cm}^2 \qquad 1.67 \text{ cm}^2 \qquad 0.65 \text{ cm}^2 \\
 \underline{0.41 \text{ T-m}} \qquad \underline{0.98 \text{ T-m}} \qquad \underline{0.98 \text{ T-m}} \qquad \underline{0.41 \text{ T-m}} \\
 \wedge \qquad \qquad \qquad \wedge \qquad \qquad \qquad \wedge \qquad \qquad \qquad \wedge \\
 0.70 \text{ T-m} \qquad \qquad 0.61 \text{ T-m} \qquad \qquad 0.70 \text{ T-m} \\
 1.08 \text{ cm}^2 \qquad \qquad 0.94 \text{ cm}^2 \qquad \qquad 1.08 \text{ cm}^2
 \end{array}$$

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:

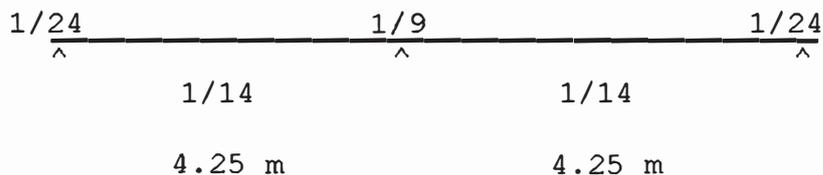
$$V_c = 1.1[0.53\sqrt{210}(10)(17.5)] = 1,478kg = 1.48Tn$$

$$V_{m\acute{a}x} = 0.575 (0.540) (4.25) = 1.32 \text{ t}$$

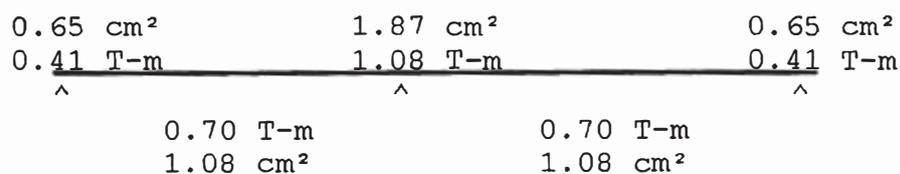
$$V_d = V_{m\acute{a}x} - w_u d = 1.32 - (0.540) (0.175) = 1.23 \text{ t} < V_c$$

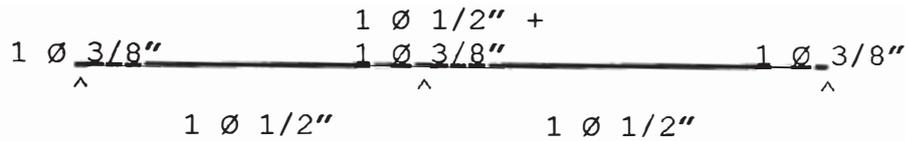
Luego, no se necesita ensanche de viguetas.

e) Aligerado de Planta Típica - Niveles 1 al 5 (Tipo V)



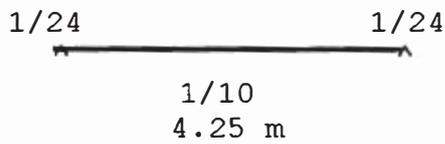
Siguiendo el mismo procedimiento que en el caso anterior, obtenemos los siguientes momentos y áreas de acero:



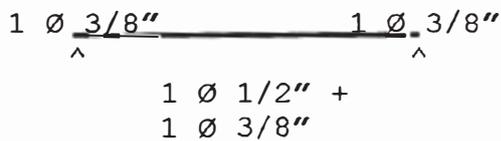
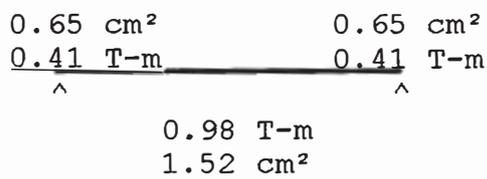


f) Aligerado de Planta Típica - Niveles 1 al 5 (Tipo VI)

Consideramos en este tramo, de manera conservadora:



Efectuando los cálculos respectivos, obtenemos:



g) 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-060¹⁴, 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 :

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

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

segun el reglamento¹⁵ 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 el Pórtico 4 :

En el capítulo IV definimos las cargas verticales que soportaría cada viga. Igualmente, en el capítulo V

¹⁴ NORMAS TECNICAS DE EDIFICACION; Comité especializado E.060 Concreto Armado; Norma Técnica de Edificación E-060; 1989; Art. 7.10.2

¹⁵ NORMAS TECNICAS DE EDIFICACION; Comité especializado E.060 Concreto Armado; Norma Técnica de Edificación E-060; 1989; Art. 7.6.6

se definieron las fuerzas debidas a sismo, que estarían en cada nivel del pórtico 4. Estas fuerzas son las siguientes:

CARGAS UNIFORMEMENTE REPARTIDAS

Nivel	CM (t/m)	CV (t/m)
1 ^{ro} al 5 ^{to}	0.570	0.125
6 ^{to}	0.470	0.075

FUERZAS SISMICAS (t)

Nivel	Pórtico 4
6	10.900
5	13.340
4	10.520
3	10.260
2	9.870
1	7.660

Calcularemos los esfuerzos que soportan los elementos del pórtico debido a la acción combinada de estas cargas, utilizando el programa PF versión 4.3, del Dr. Hugo Scaletti (Análisis Estático, Lineal y Elástico de Pórticos Planos).

Utilizaremos las combinaciones de carga que indica la Norma E-060:¹⁶

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

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

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

donde: U = resistencia requerida

CM = carga muerta

¹⁶ NORMAS TECNICAS DE EDIFICACION; Comité especializado E.060 Concreto Armado; Norma Técnica de Edificación E-060; 1989; Art. 10.2

CV = carga viva

CS = carga de sismo

Cabe indicar que el pórtico que se está analizando es un pórtico secundario, por lo que en el caso de los elementos verticales (columna y placa), la principal carga axial no se encuentra en el análisis de este pórtico, sino en el análisis de los pórticos principales.

Ya que no es el objetivo de este trabajo el análisis de toda la estructura, sino únicamente mostrar el procedimiento de análisis usando como ejemplo un solo pórtico, 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, y las multiplicaremos por el área tributaria de la columna y la placa:

RESUMEN DE CARGAS

Entrepiso	CM (kg/m ²)	CV (kg/m ²)
1 ^{ro}	1,069	250
2 ^{do} al 5 ^{to}	1,005	250
6 ^{to}	763	150

Area tributaria de la columna: 5.63 m²

Area tributaria de la placa : 16.88 m²

Fuerzas sobre la Columna

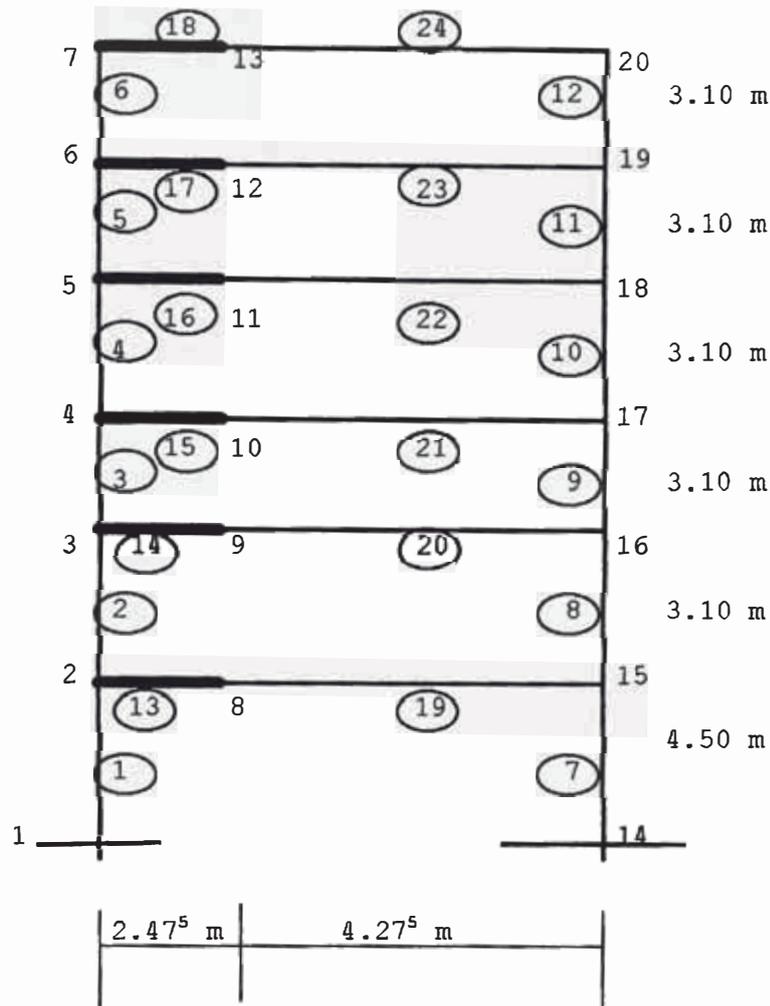
Entrepiso	Pm (t)	Pv (t)
1 ^{ro}	6.02	1.41
2 ^{do} al 5 ^{to}	5.66	1.41
6 ^{to}	4.30	0.84

Fuerzas sobre la Placa

Entrepiso	Pm (t)	Pv (t)
1 ^{ro}	18.04	4.22
2 ^{do} al 5 ^{to}	16.96	4.22
6 ^{to}	12.88	2.53

Hay que hacer notar sin embargo, que si bien este procedimiento nos permite acercarnos mas 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 es como sigue:



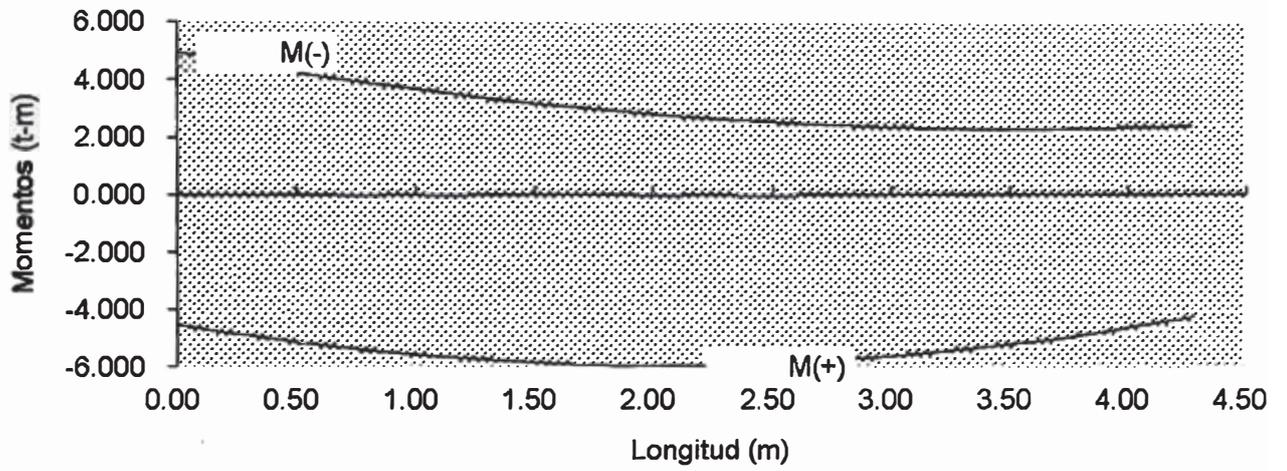
En el modelo del pórtico indicado, aplicamos las fuerzas que se han señalado, combinándolas tal como manda el reglamento. En el Anexo 4 encontramos el listado completo con los resultados obtenidos con el programa PF.

6.3 Diseño de Vigas (25 cm x 45 cm) :

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

6° piso:

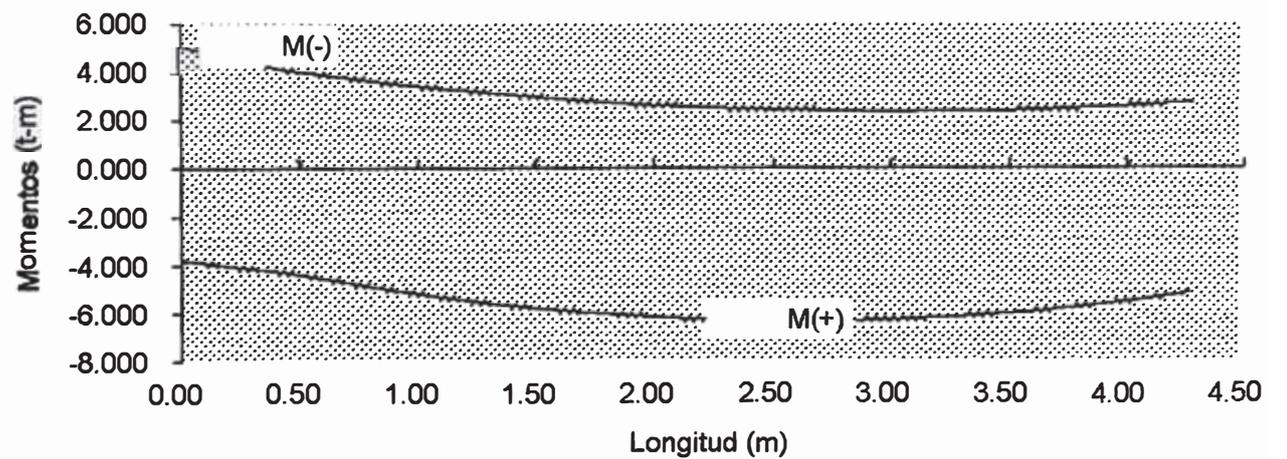
ENVOLVENTE DE MOMENTOS



$M^+ = 5.98 \text{ t-m}$ 2.14 m
 $M^- = 4.93 \text{ t-m}$ (apoyo)

5° piso:

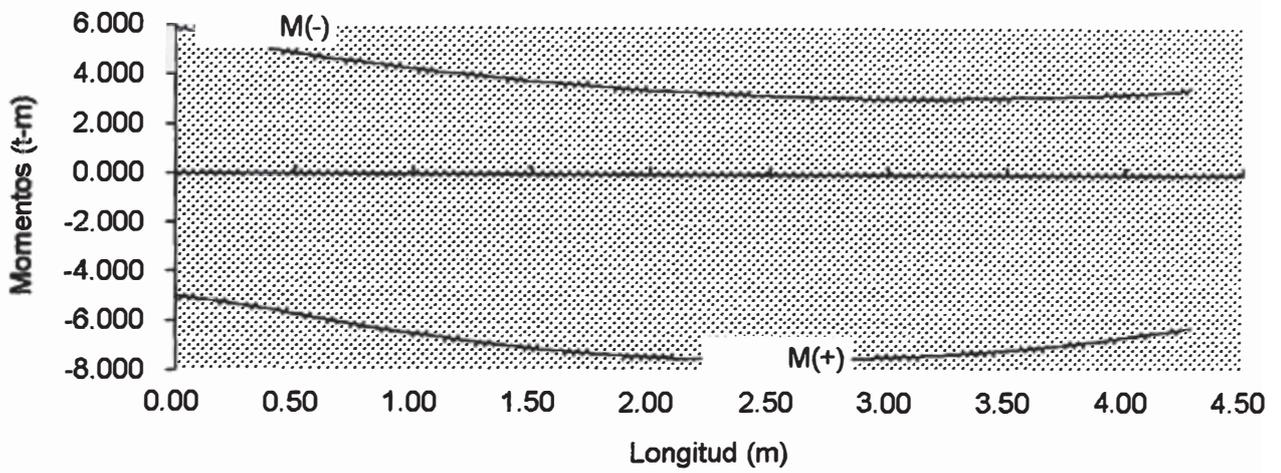
ENVOLVENTE DE MOMENTOS



$M^+ = 7.85 \text{ t-m}$ 2.57 m
 $M^- = 5.96 \text{ t-m}$ (apoyo)

4° piso:

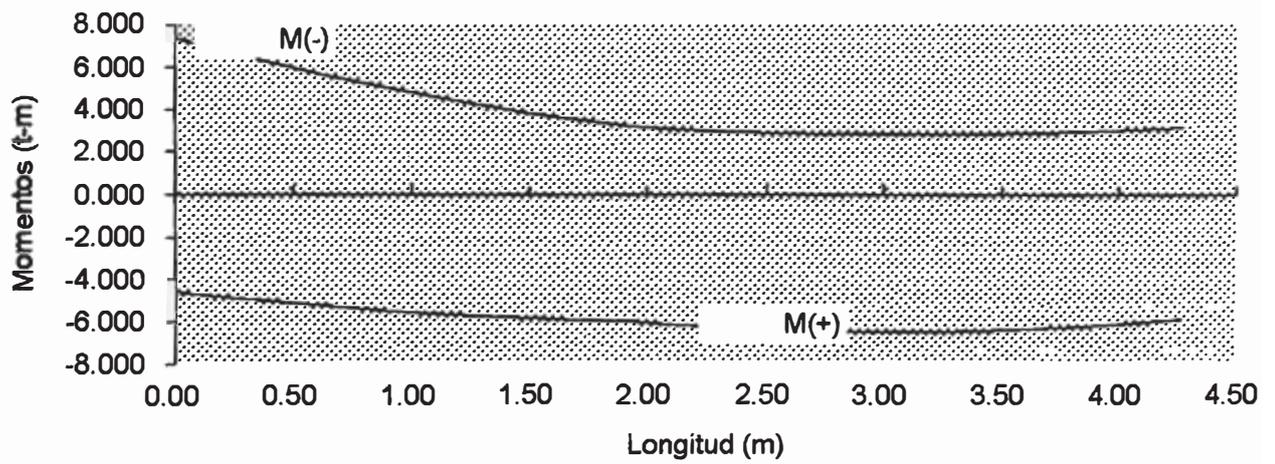
ENVOLVENTE DE MOMENTOS



$M^+ = 7.55 \text{ t-m}$ 2.57 m
 $M^- = 5.90 \text{ t-m}$ (apoyo)

3° piso:

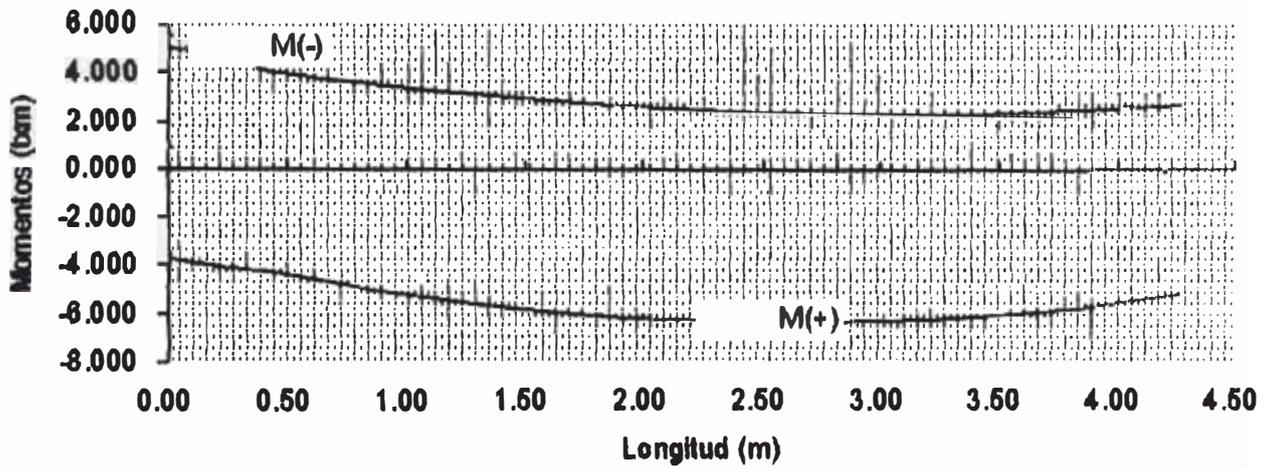
ENVOLVENTE DE MOMENTOS



$M^+ = 6.50 \text{ t-m}$ 2.99 m
 $M^- = 7.36 \text{ t-m}$ (apoyo)

2° piso:

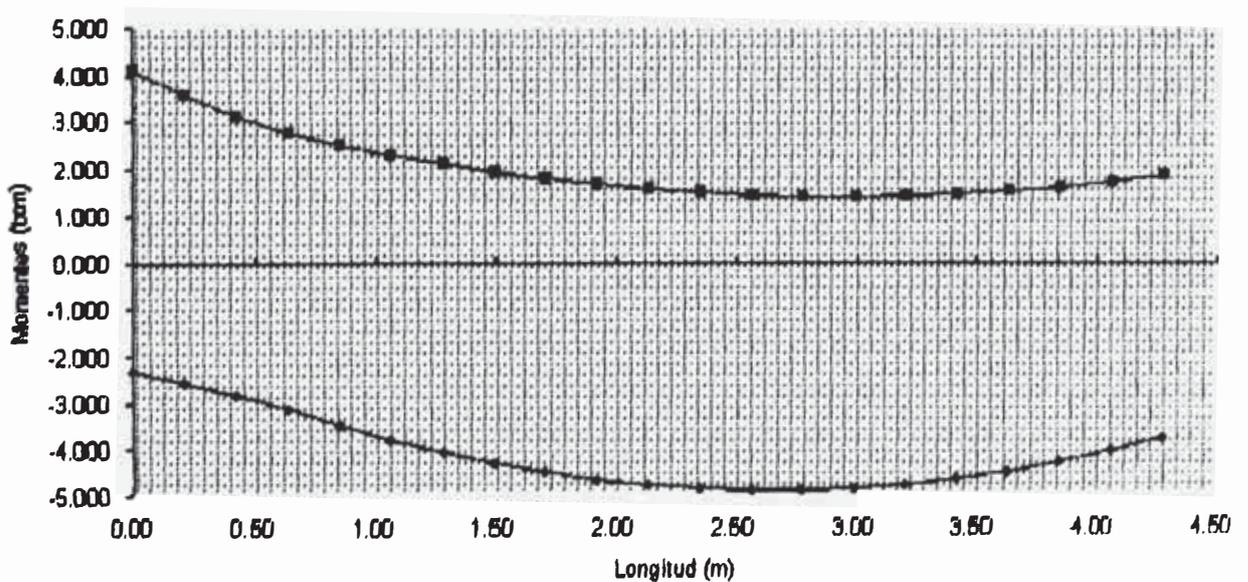
ENVOLVENTE DE MOMENTOS



$M^+ = 6.36 \text{ t-m}$ 2.57 m
 $M^- = 5.09 \text{ t-m}$ (apoyo)

1° piso:

ENVOLVENTE DE MOMENTOS



$M^+ = 4.89 \text{ t-m}$ 2.78 m
 $M^- = 4.10 \text{ t-m}$ (apoyo)

+ Cuantía máxima:¹⁷

$$\rho_{\text{máx}} = 0.75 \rho_b$$

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

+ Area de acero máxima:

$$A_{s_{\text{máx}}} = 0.016 \times 25 \times 39 = 15.60 \text{ cm}^2$$

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

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

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

Reemplazando valores se tiene:

$$M_{\text{máx}} = 18.67 \text{ t-m}$$

+ Area de acero mínima:¹⁸

$$A_{s_{\text{mín}}} = \frac{0.7 (f'_c)^{1/2}}{f_y} b d$$

$$A_{s_{\text{mín}}} = 2.35 \text{ cm}^2$$

¹⁷ NORMAS TECNICAS DE EDIFICACION; Comité especializado E.060 Concreto Armado; Norma Técnica de Edificación E-060; 1989; Art. 11.4

¹⁸ NORMAS TECNICAS DE EDIFICACION; Comité especializado E.060 Concreto Armado; Norma Técnica de Edificación E-060; 1989; Art. 11.5.2

+ Cálculo de áreas de acero :

Se calcularán usando las fórmulas siguientes:

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

Viga del 6° piso:

$$As^+ = 4.16 \text{ cm}^2 \quad \text{--> usar } 2 \phi 1/2'' + 1 \phi 5/8''$$

$$As^- = 3.40 \text{ cm}^2 \quad \text{--> usar } 2 \phi 5/8''$$

Viga del 5° piso:

$$As^+ = 5.56 \text{ cm}^2 \quad \text{--> usar } 3 \phi 5/8''$$

$$As^- = 4.14 \text{ cm}^2 \quad \text{--> usar } 2 \phi 1/2'' + 1 \phi 5/8''$$

Viga del 4° piso:

$$As^+ = 5.33 \text{ cm}^2 \quad \text{--> usar } 3 \phi 5/8''$$

$$As^- = 4.10 \text{ cm}^2 \quad \text{--> usar } 2 \phi 1/2'' + 1 \phi 5/8''$$

Viga del 3° piso:

$$As^+ = 4.54 \text{ cm}^2 \quad \text{--> usar } 2 \phi 5/8'' + 1 \phi 1/2''$$

$$As^- = 5.18 \text{ cm}^2 \quad \text{--> usar } 2 \phi 5/8'' + 1 \phi 1/2''$$

Viga del 2° piso:

$$As^+ = 4.44 \text{ cm}^2 \quad \text{--> usar } 2 \phi 1/2'' + 1 \phi 5/8''$$

$$As^- = 3.51 \text{ cm}^2 \quad \text{--> usar } 3 \phi 1/2''$$

Viga del 1° piso:

$$As^+ = 3.37 \text{ cm}^2 \quad \text{--> usar } 3 \phi 1/2''$$

$$As^- = 2.80 \text{ cm}^2 \quad \text{--> usar } 3 \phi 1/2''$$

+ Diseño del Refuerzo por Cortante:

a) Cortante que toma el concreto:

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

$$V_c = 0.85 \times 0.53 (210)^{1/2} 25 \times 39 = 6.37 \text{ t}$$

b) Cortante máximo en las vigas : 4.59 t

En todos los niveles el cortante en las vigas es menor que el cortante que toma el concreto, por lo que usaremos el área mínima de refuerzo por corte.

+ Zona de confinamiento:

$$2 d \quad 2 \times 39 = 78 \text{ cm}$$

+ Espaciamiento máximo en la zona de confinamiento:

El menor de:

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

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

$$* 30 \text{ cm}$$

Luego, usaremos espaciamiento = 10 cm

+ Area mínima de refuerzo por corte:

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

$$A_v \geq 3.5 (25)(10)/4200 = 0.21 \text{ cm}^2$$

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

Fuera de la zona de confinamiento :

$$s = d/2 \approx 20 \text{ cm}$$

entonces usamos:

□ **Ø 3/8" : 1 @ 0.05, 8 @ 0.10, r @ 0.20 c/lado**

Estos valores son típicos para todos los niveles.

6.4 Diseño de Columnas (40 cm x 65 cm) :

Los elementos verticales de una edificación (columnas y muros), están sometidos a flexocompresión, 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 flexocompresión se diseñarán con las mismas hipótesis que los elementos en flexión:¹⁹

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 .
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/cm². Para resistencias superiores a 280 kg/cm², β_1 disminuirá a razón de 0.05 por cada 70 kg/cm² 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/cm².
- La calidad del acero de refuerzo no excederá de 4200 kg/cm².
- 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:²⁰

- 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
- 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 mas 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, es 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 ha desarrollado tablas y diagramas como elementos de ayuda para el diseño. El ACI entre otras instituciones, ha publicado diagramas de interacción para columnas circulares y rectangulares. Estos diagramas de interacción tienen en el eje de ordenadas un valor K y en el eje de las abscisas el valor K_e/t , donde:

$$K = \frac{P_u}{f'_c b t} \quad K \frac{e}{t} = \frac{P_u e}{f'_c b t^2} \quad e = \frac{M_u}{P_u}$$

g relación entre el núcleo reforzado y el peralte total. En nuestro caso:

$$g = 30/40 = 0.75$$

De los datos que figuran en el Anexo 4, obtenemos las combinaciones críticas de carga y momento para cada nivel de la columna:

t (cm) = 40		b (cm) = 65		g = 0.75		
Nivel	Pu (Tn)	Mu (Tn-m)	K	e (m)	e/t	Ke/t
1	27.24	1.21	0.050	0.044	0.111	0.0055
	23.09	1.17	0.042	0.051	0.1267	0.0054
2	21.13	2.57	0.039	0.122	0.3041	0.0118
	17.54	2.52	0.032	0.144	0.3592	0.0115
3	16.16	2.78	0.030	0.172	0.4301	0.0127
	33.40	1.21	0.061	0.036	0.0906	0.0055
4	24.54	1.34	0.045	0.055	0.1365	0.0061
	11.56	3.07	0.021	0.266	0.6639	0.0141
5	15.58	1.42	0.029	0.091	0.2279	0.0065
	14.79	1.53	0.027	0.103	0.2586	0.0070
6	6.58	1.41	0.012	0.214	0.5357	0.0065
	6.62	1.53	0.012	0.231	0.5778	0.0070

En el diagrama de interacción correspondiente, se obtiene cuantía menor que la cuantía mínima en todos los casos:

$$\rho_{\text{mín}} = 1\%$$

Hacemos un nuevo cálculo de estos valores, considerando un área de columna menor, sin variar las fuerzas actuantes, ya que no es significativa la variación de las mismas al variar la sección del elemento:

t (cm) = 25		b (cm) = 35		g = 0.60		
Nivel	Pu (Tn)	Mu (Tn-m)	K	e (m)	e/t	Ke/t
1	27.24	1.21	0.148	0.044	0.1777	0.0263
	23.09	1.17	0.126	0.051	0.2027	0.0255
2	21.13	2.57	0.115	0.122	0.4865	0.0559
	17.54	2.52	0.095	0.144	0.5747	0.0549
3	16.16	2.78	0.088	0.172	0.6881	0.0605
	33.40	1.21	0.182	0.036	0.1449	0.0263
4	24.54	1.34	0.134	0.055	0.2184	0.0292
	11.56	3.07	0.063	0.266	1.0623	0.0668
5	15.58	1.42	0.085	0.091	0.3646	0.0309
	14.79	1.53	0.080	0.103	0.4138	0.0333
6	6.58	1.41	0.036	0.214	0.8571	0.0307
	6.62	1.53	0.036	0.231	0.9245	0.0333

Comprobamos que aún en este caso se sigue requiriendo únicamente la cuantía mínima para el refuerzo.

Asumimos que debemos mantener por razones de diseño arquitectónico la sección original. Sin embargo, para determinar el refuerzo a usar, tomamos la consideración que da la Norma E-060 para estos casos:²¹

"Cuando un elemento sujeto a compresión tenga una sección transversal mayor que la requerida por las consideraciones de carga, el refuerzo mínimo y la resistencia última, podrán basarse en una área efectiva reducida, A_g , mayor o igual a $1/2$ del área total".

Entonces, $A_s = 0.01 \times 40 \times 65 \div 2 = 13 \text{ cm}^2$

Usar : **4 Ø 5/8" + 2 Ø 3/4"**

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

Nivel	V_u (t)	N_u (t)
1	0.53	27.24
2	1.60	21.13
3	1.79	16.16
4	1.97	11.56
5	2.05	7.17
6	2.50	2.93

El cortante que soporta el concreto, en el caso de elementos que soportan flexión y compresión axial, se determina mediante la siguiente fórmula:²²

NORMAS TECNICAS DE EDIFICACION; Comité especializado E.060 Concreto Armado; Norma Técnica de Edificación E-060; 1989; Art. 12.5

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

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-060²⁴ 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:

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

donde :

$$\phi = 0.7$$

l_c= distancia vertical entre apoyos

²⁴ NORMAS TECNICAS DE EDIFICACION; Comité especializado E.060 Concreto Armado; Norma Técnica de Edificación E-060; 1989; Art. 15.3

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

donde N_u se expresa en kg y A_g 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	V_u (Tn)	N_u (Tn)	V_c (Tn)
1	0.53	27.24	18.77
2	1.60	21.13	18.48
3	1.79	16.16	18.24
4	1.97	11.56	18.02
5	2.05	7.17	17.82
6	2.50	2.93	17.61

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:

$$\text{zona de confinamiento} \quad \left| \begin{array}{l} l/6 = 265/6 = 44 \text{ cm} \\ D = 65 \text{ cm} \\ 45 \text{ cm} \end{array} \right.$$

entonces, la zona de confinamiento será: $l_o = 65 \text{ cm}$

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

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

$$16\emptyset = 16(2.54)(5/8) = 25 \text{ cm}$$

espaciamiento fuera de "lo" $D = 65 \text{ cm}$
 30 cm

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

Refuerzo mínimo por corte:

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

$$A_v = 3.5 \times 65 \times 25 \div 4200 = 1.35 \text{ cm}^2$$

entonces usamos:

$\square \emptyset 3/8'' : 1 @ 0.05, 6 @ 0.10, r @ 0.25 \text{ c/lado}$

Espaciamiento en el nudo:²³

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

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.**

²³ NORMAS TECNICAS DE EDIFICACION; Comité especializado E.060 Concreto Armado; Norma Técnica de Edificación E-060; 1989; Art. 13.7.2.5

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 mas 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:²⁵

- 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.
- 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.

²⁵ NORMAS TECNICAS DE EDIFICACION; Comité especializado E.060 Concreto Armado; Norma Técnica de Edificación E-060; 1989; Art. 15.4.2

- 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 $2 f'c$, 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:²⁶

Debe considerarse que:

$$V_u \leq \phi V_n$$

$$V_n = V_c + V_s$$

$$V_c = 0.53 f'c t d$$

²⁶ NORMAS TECNICAS DE EDIFICACION; Comité especializado E.060 Concreto Armado; Norma Técnica de Edificación E-060; 1989; Art. 15.4.3

y V_n no deberá exceder de $2.6 f'c t d$

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

$$V_u \geq V_{ua} \frac{\text{Mur}}{\text{Mua}} w\gamma$$

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

$w\gamma$ = 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:

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

$$\phi P_{nw} = 0.55 (0.7) (210) (20) (490) \left(1 - 0.8 (290) / (32) (20) \right)^2$$

$$\phi P_{nw} = 322 \text{ t}$$

$$P_u = 179 \text{ t (de los resultados en el Anexo 4)}$$

Como $\phi P_{nw} > P_u$, entonces se debe usar cuantía mínima.

b) Diseño por Flexión:

$$H/L = 20/4.90 = 4.08 > 1 \quad (\text{muro esbelto})$$

$$M_u = 946.9 \text{ t-m}$$

Suponiendo un comportamiento lineal elástico, verificamos el refuerzo en la fibra extrema en tracción:

$$\sigma_u = M_u Y_t / I_g - P_u / A_g$$

$$\sigma_u = \frac{946.9 \times 245 \times 10^5}{3.7881 \times 10^8} - \frac{155300}{13400}$$

$$\sigma_u = 49.65 \text{ kg/cm}^2 > 2\sqrt{f'_c} = 28.98 \text{ kg/cm}^2$$

Entonces debemos verificar que el refuerzo en tracción provea un momento resistente por lo menos igual a 1.5 veces el momento de agrietamiento (M_{cr}) de la sección:

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

$$M_{cr} = 3.7881 \times 10^8 (28.98 + 11.59) / 245$$

$$M_{cr} = 627.28 \text{ t-m}$$

$$M = 1.5 M_{cr} = 940.92 \text{ t-m} < M_u$$

entonces trabajamos con el valor de $M_u = 946.9 \text{ t-m}$

Refuerzo vertical : $A_s = 71.60 \text{ cm}^2$

De manera similar, hacemos el cálculo en cada nivel, obteniendo los siguientes resultados:

Nivel	P_u (t)	M_u (t-m)	M_{cr} (t-m)	$1.5M_{cr}$ (t-m)	M (t-m)	A_s (cm ²)
1	155.3	946.9	627.27	940.91	946.90	71.6
2	128.0	598.0	595.77	893.66	893.66	67.01
3	101.4	394.1	565.08	847.62	847.62	63.56
4	74.4	230.8	533.94	800.9	800.90	59.33
5	47.2	108.9	502.54	753.81	753.81	55.49
6	19.8	29.0	470.94	706.4	706.40	51.68

En las columnas de confinamiento usamos el siguiente refuerzo:

$8 \phi 3/4'' + 2 \phi 5/8''$ en todos los niveles.

En la parte central de la placa se tendrá el siguiente refuerzo:

Niveles 1 al 4: 2 capas de $\phi 1/2'' @ 0.20 \text{ m}$

Niveles 5 y 6 : 2 capas de $\phi 1/2'' @ 0.30 \text{ m}$

c) Diseño por corte:

$$V_u \geq V_{ua} \frac{M_{ur}}{M_{ua}} w_y$$

Factor de amplificación dinámica:

$$w_y = 0.9 + 6/10 = 1.5$$

Conociendo el área de refuerzo utilizada, encontramos el momento flector teórico y aplicamos los valores en la fórmula respectiva, para determinar el cortante de diseño:

$$V_{ua} = 77.65 \text{ t}$$

$$M_{ua} = 946.9 \text{ t-m}$$

$$A_s = 72.48 \text{ cm}^2 \implies M_{ur} = 957.2 \text{ t-m}$$

$$\text{luego, } V_u = 118.12 \text{ t}$$

$$\text{Tomamos } d = 0.8 L \quad 27$$

$$d = 0.8(490) = 392 \text{ cm}$$

Cortante que toma el concreto:

$$V_c = 0.53 \sqrt{f'_c} t d$$

$$V_c = 0.53 (210)^{1/2} (20) (392) = 60.21 \text{ t}$$

$$\text{Límite de } V_n: \quad 2.6 \sqrt{f'_c} t d$$

$$V_n \leq 2.6 (210)^{1/2} (20) (392) = 295.39 \text{ t}$$

se cumple que $\phi V_n > V_u$

$$V_u \leq \phi (V_c + V_s)$$

$$V_s \geq 118.12/0.7 - 60.21 = 108.53 \text{ t}$$

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

Usamos refuerzo horizontal de 1/2" :

$$s = \frac{(2.54) (4200) (392)}{108530} = 38 \text{ cm}$$

Refuerzo horizontal: usamos 2 Ø 1/2" @ 0.35

6.6 Diseño de Zapatas :

La Norma E-060²⁸ 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 area, para efectos de la

²⁸ NORMAS TECNICAS DE EDIFICACION; Comité especializado E.060 Concreto Armado; Norma Técnica de Edificación E-060; 1989; Cap. 16

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:

$$V_u \leq \phi V_n$$

$$V_c = (0.53 + 11/\beta_c) \sqrt{f'_c} b_o d \leq 11 \sqrt{f'_c} b_o d$$

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 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.

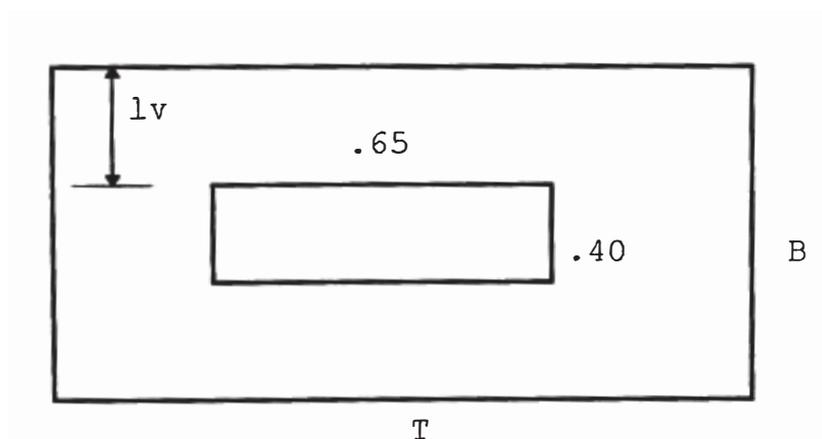
Esta porción del acero total requerido será $2/(R+1)$ veces el área total.

Donde R es la 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

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



$$CM = 25.0 \text{ t} \quad CV = 6.17 \text{ t} \quad CS = 9.4 \text{ t}$$

$$Ms = 0.8 \text{ t-m}$$

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

$$Az = 1.05(25.0 + 6.17) / 40 = 0.82 \text{ m}^2$$

$$T = 0.91 + (0.65 - 0.40)/2 = 1.04 \text{ m}$$

$$B = 0.91 - (0.65 - 0.40)/2 = 0.79 \text{ m}$$

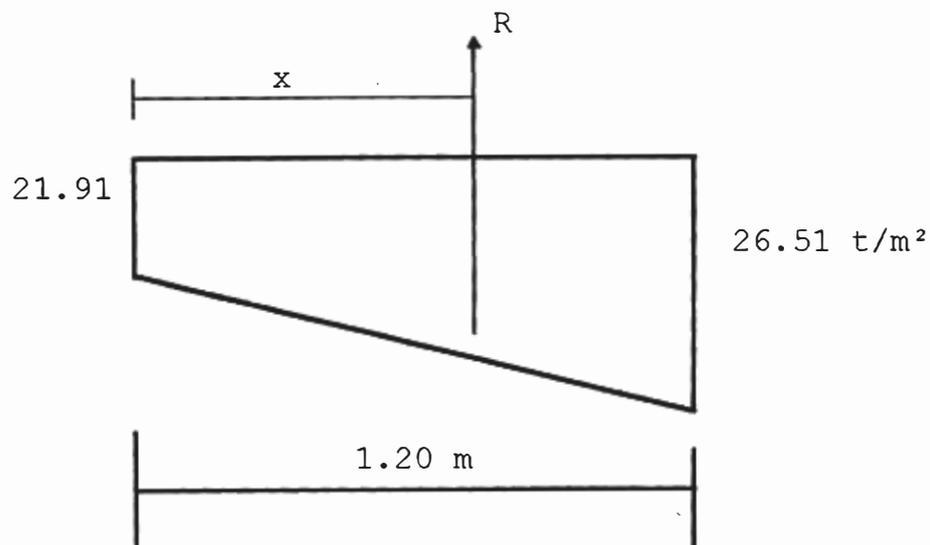
Usamos una zapata de **1.45 m x 1.20 m**

Verificación por sismo:

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

$$q = \frac{32.73 + 9.4}{1.74} \pm \frac{0.8 (0.60)}{1.45(1.2)^3/12}$$

$$q_1 = 26.51 \text{ t/m}^2 \quad q_2 = 21.91 \text{ t/m}^2$$



Ubicación de la resultante:

$$x = \frac{21.91(0.6) + 4.6(0.8)}{26.29 + 2.76} = 0.58 \text{ m}$$

$$R = 29.05 \text{ t}$$

Consideramos la carga a la rotura:

$$P_u = 1.5(25.0 + 2.9) + 1.8(6.17) = 52.96 \text{ t}$$

$$w_u = P_u/A_z \quad 52.96/1.74 = 30.43 \text{ t/m}^2$$

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

$$V_{up} = P_u - (0.40 + d)(0.65 + d)w_u$$

$$V_{up} = 52.96 - (0.40 + d)(0.65 + d)30.43$$

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

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

$$\beta_c = 65/40 = 1.63$$

$$\text{entonces, } 0.53 + 1.1/\beta_c = 1.21 > 1.1$$

$$b_o = 2(0.40 + d) + 2(0.65 + d) = 2.1 + 4d$$

$$\text{se debe tomar: } \phi V_c = (0.85)(1.1)(10)(210)^{1/2} (2.1 + 4d)d$$

Igualando las ecuaciones:

$$52.96 - (0.40 + d)(0.65 + d)30.43 = 135.49(2.1 + 4d)d$$

$$52.96 - (7.91 + 31.95d + 30.43d^2) = 135.49(2.1 + 4d)d$$

$$572.39 d^2 + 316.48 d - 45.05 = 0$$

$$\rightarrow d = 0.12 \text{ m}$$

$$\rightarrow \text{altura de zapata, por punzonamiento: } h_z = 25 \text{ cm}$$

• **Verificación por longitud de desarrollo:**

Se tomará como longitud de desarrollo en compresión, la mayor de las siguientes expresiones:²⁹

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

$$l_d = 0.004 d_b f_y$$

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

Para barras de 3/4" :

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

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

²⁹ NORMAS TECNICAS DE EDIFICACION; Comité especializado E.060 Concreto Armado; Norma Técnica de Edificación E-060; 1989; Art. 8.3

Entonces, tomamos :

$$d = 45 \text{ cm} \quad \text{hz} - 55 \text{ cm}$$

• **Verificación por cortante**

$$V_u = w_u B l_v$$

$$V_u = 30.43 (1.45) (0.40) = 17.65 \text{ t}$$

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

$$\phi V_c = 0.85 [0.53 (210)^{1/2} (10) (1.45) (0.45)] = 42.6 \text{ t}$$

$\phi V_c > V_u$ 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.³⁰

Esfuerzo actuante: $f_{ua} = Pu / A_c$

$$f_{ua} = 52,960 / (40 \times 65) = 20.37 \text{ kg/cm}^2$$

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

³⁰ NORMAS TECNICAS DE EDIFICACION; Comité especializado E.060 Concreto Armado; Norma Técnica de Edificación E-060; 1989; Art. 16.4.2 y 12.8

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

$$\sqrt{A_2/A_1} = \sqrt{174/(0.65 \times 0.40)} > 2$$

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

$$f_{ua} < f_{uc}$$

• **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:

$$M_1 = 30.43(1.45)(0.40)^2/2 = 3.53 \text{ t-m}$$

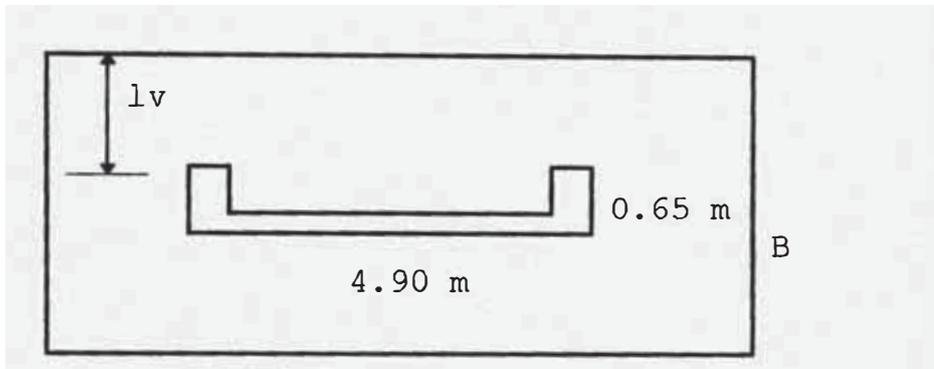
$$A_{s1} = 2.08 \text{ cm}^2$$

$$M_2 = 30.43(1.20)(0.40)^2/2 = 2.92 \text{ t-m}$$

$$A_{s2} = 1.72 \text{ cm}^2$$

==> usar **mallas** \varnothing 1/2" @ 0.20 m

6.6.4 Diseño de la cimentación de la placa



$$CM = 92.51 \text{ t}$$

$$CV = 22.35 \text{ t}$$

$$CS = 9.40 \text{ t}$$

$$Ms = 743.6 \text{ t-m}$$

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

$$Az = 1.05(92.51 + 22.35) / 40 = 3.02 \text{ m}^2$$

Probamos con una cimentación de 1.25 m x 5.5 m

Verificación por sismo:

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

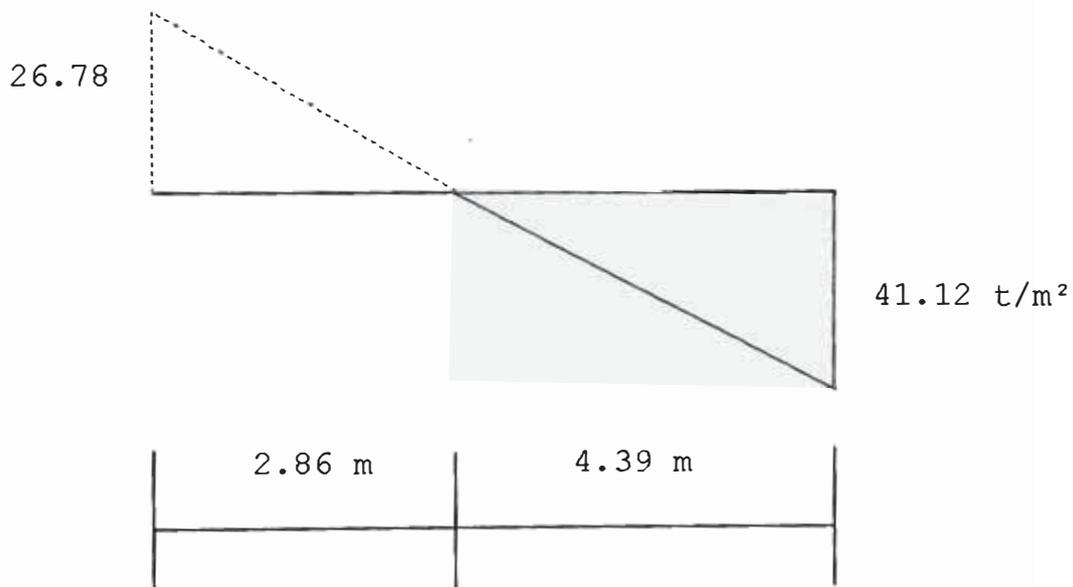
$$q = \frac{120.60 + 9.4}{1.25 \times 5.5} \pm \frac{743.6 (5.5/2)}{1.25(5.5)^3/12}$$

$$q_1 = 139.90 \text{ t/m}^2 \quad q_2 = -99.08 \text{ t/m}^2$$

Los esfuerzos sobrepasan el límite admisible. Probamos con una zapata de 7.25 m x 2.5 m :

$$q = \frac{120.60 + 9.4}{2.5 \times 7.25} \pm \frac{743.6 (7.25/2)}{2.5(7.25)^3/12}$$

$$q_1 = 41.12 \text{ t/m}^2 \quad q_2 = -26.78 \text{ t/m}^2$$



El esfuerzo máximo está dentro del rango admisible, por tanto, usaremos una cimentación de **7.25 m x 2.5 m**

carga última:

$$P_u = 1.5(92.51 + 26.1) + 1.8(22.35) = 218.1 \text{ t}$$

$$w_u = P_u/A_z = 218.1/(7.25 \times 2.5) = 12.03 \text{ t/m}^2$$

Dimensionamiento de "hz" por punzonamiento:

$$V_{up} = P_u - (4.9 + d)(0.65 + d)w_u$$

$$V_{up} = 218.1 - (4.9 + d)(0.65 + d)12.03$$

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

$$V_c = (0.53 + 1.1/\beta_c) \sqrt{f'_c} b_o d \leq 11 \sqrt{f'_c} b_o d$$

$$\beta_c = 490/65 = 7.54$$

$$\text{entonces, } 0.53 + 1.1/\beta_c = 0.67 < 1.1$$

$$b_o = 2(4.9 + d) + 2(0.65 + d) = 11.1 + 4d$$

$$\rightarrow \phi V_c = (0.85)(0.67)(10)(210)^{1/2}(11.1 + 4d)d$$

Igualando las ecuaciones:

$$218.1 - (4.9 + d)(0.65 + d)12.03 = 85.53(11.1 + 4d)d$$

$$218.1 - (38.32 + 66.77d + 12.03d^2) = 85.53(11.1 + 4d)d$$

$$354.15 d^2 + 1016.15 d - 179.78 = 0$$

$$\rightarrow d = 0.17 \text{ m}$$

• **Verificación por longitud de desarrollo:**

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

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

• **Verificación por cortante**

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

$$V_u = 12.03 (2.50) (1.175 - 0.45) = 21.8 \text{ t}$$

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

$$\phi V_c = 0.85 [0.53 (210)^{1/2} (10) (2.50) (0.45)] = 73.44 \text{ t}$$

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

• **Verificación por Aplastamiento**

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

$$f_{ua} = 187600 / (13400) = 14.0 \text{ kg/cm}^2$$

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

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

$$\sqrt{A_2/A_1} = \sqrt{(7.10 \times 2.40) / 1.34} > 2$$

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

$$f_{ua} < f_{uc}$$

• 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:

$$M_1 = 12.03(2.50)(1.175)^2/2 = 20.76 \text{ t-m}$$

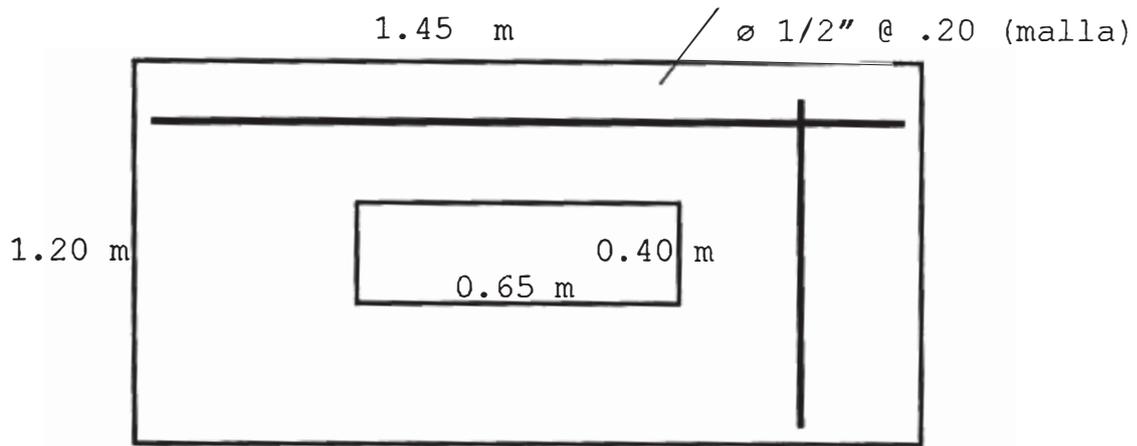
$$A_{s1} = 12.36 \text{ cm}^2$$

==> usar \emptyset 1/2" @ 0.25 m

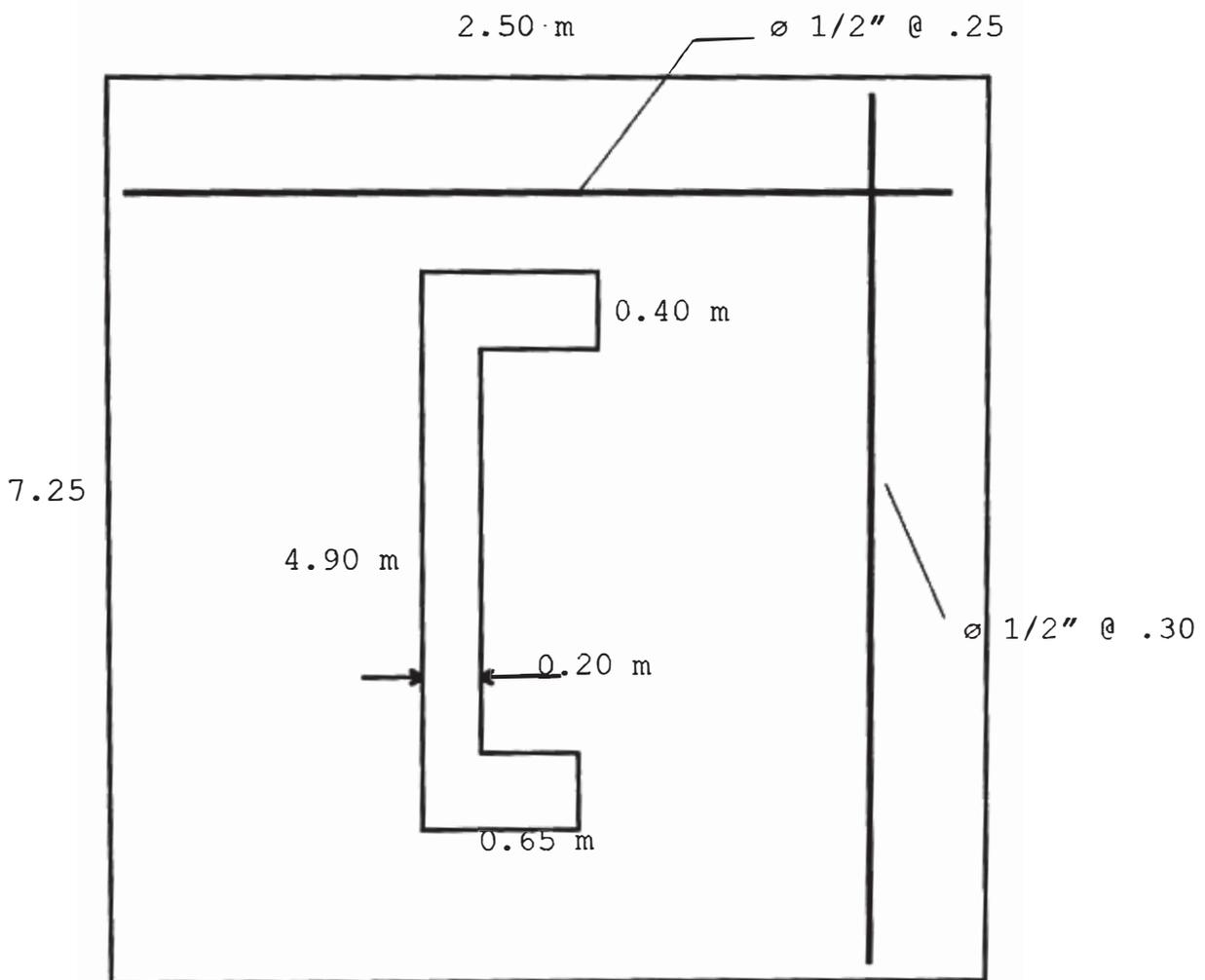
$$M_2 = 12.03(7.25)(0.925)^2/2 = 37.31 \text{ t-m}$$

$$A_{s2} = 22.11 \text{ cm}^2$$

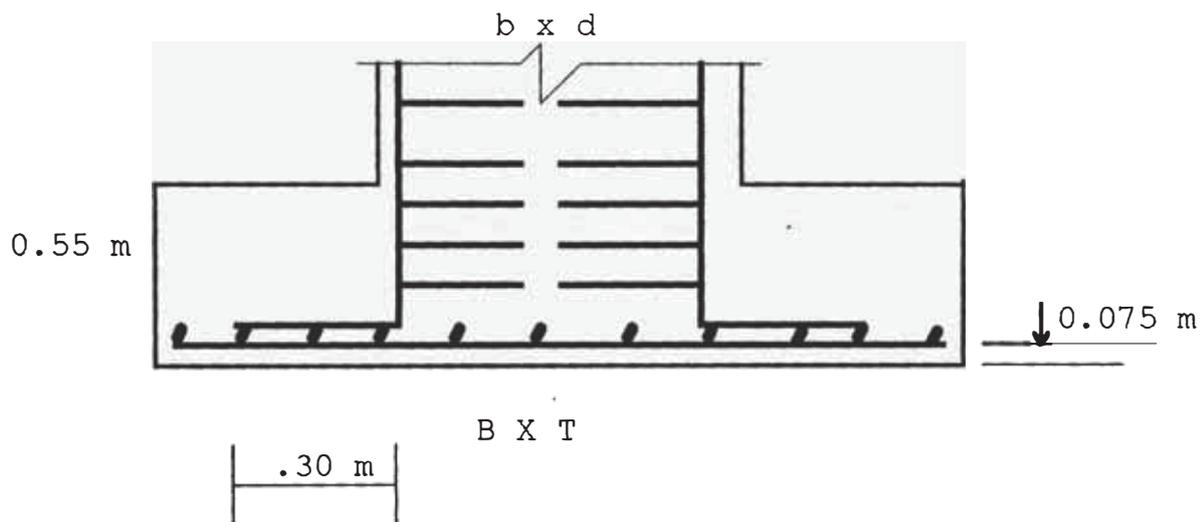
==> usar \emptyset 1/2" @ 0.30 m



PLANTA : CIMENTACION DE COLUMNA



PLANTA : CIMENTACION DE PLACA



ELEVACION DE ZAPATA (TIPICA)

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 4 cm en el caso de la dirección "X" y de 2 cm en el caso de la dirección "Y", donde se concentra la mayor parte de los muros. En el pórtico 4, el desplazamiento es sólo de 1.4 cm.

Observamos que la placa, siendo un elemento mucho más rígido que los otros elementos del pórtico, en el análisis sísmico por el método dinámico, 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 4.4 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 aun 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 amplificada, 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