

UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA

FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL



**ANÁLISIS ESTÁTICO – DINAMICO Y DISEÑO
SISMORESISTENTE DE UNA EDIFICACIÓN DE CONCRETO
ARMADO APORTICADO CON MUROS DE CORTE
USO: TALLERES**

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

JORGE LUIS ARCE POMALIA

LIMA – PERU

2001

ANÁLISIS ESTÁTICO – DINÁMICO Y DISEÑO SISMORRESISTENTE DE UNA EDIFICACIÓN DE CONCRETO ARMADO APORTICADO CON MUROS DE CORTE USO: TALLERES

INDICE

	Página
Introducción	1
Capítulo I Memoria Descriptiva del Proyecto	2
1.1 Ubicación	2
1.2 Descripción de la edificación	2
1.3 Perímetro	2
1.4 Area	
1.5 Características generales para el diseño del proyecto	2
Capítulo II Predimensionamiento	6
2.1 Losas Aligeradas	6
2.2 Vigas	6
2.3 Columnas	11
2.4 Placas	21
2.5 Resumen del Predimensionamiento	21
Capítulo III Metrado de Cargas	24
3.1 Metrado de cargas para las Losas Aligeradas	25
3.2 Metrado de cargas para las vigas principales y secundarias	27
3.2.1 Pórtico tipo I (Ejes A y C)	27
3.2.2 Pórtico tipo II (Eje B)	29
3.2.3 Pórtico tipo III (Ejes 1 y 4)	31
3.2.4 Pórtico tipo IV (Ejes 2 y 3)	33
3.3 Peso de la edificación	35

Capitulo IV	Análisis Sísmico	
4.1	Generalidades	38
4.2	Parámetros de sitio	39
4.3	Procedimiento de análisis	40
4.3.1	Análisis sísmico seudo tridimensional por fuerzas Estáticas equivalentes	41
4.3.2	Análisis sísmico seudo tridimensional con modelo dinámico	44
Capitulo V	Análisis Estructural	54
Capitulo VI	Diseño de Elementos Estructurales	59
6.1	Generalidades	59
6.2	Diseño por el método plástico o resistencia última	60
6.3	Diseño de Losas Aligeradas	62
6.4	Diseño de Vigas	76
6.5	Diseño de Columnas	102
6.6	Diseño de muros de corte	121
6.7	Diseño de Zapatas	132
Capitulo VII :	Conclusiones	162
Bibliografía		164
Anexos		165

Introducción

En el presente **Informe de Ingeniería** se desarrollan los criterios y procedimientos en el análisis y diseño de los elementos estructurales que forman parte de una edificación de concreto armado de cinco niveles, cuyo sistema estructural es del tipo aporticado con muros de corte, el cual se encuentra sujeto a la reglamentación y disposiciones de las actuales normas tales como: Norma Técnica de Edificación E-030 Diseño Sismorresistente y la Norma Técnica de Edificación E-060 Concreto Armado.

Se hace el dimensionamiento, análisis y diseño de todo el conjunto de la edificación, desarrollándose el diseño de todos sus elementos estructurales que lo conforman (losas aligeradas, vigas, columnas, placas y zapatas).

El informe cumple con el objetivo de mostrar la aplicación de las actuales normas de diseño y construcción a un caso específico, como es el de una edificación de concreto armado de cinco niveles que tendrá el uso de Talleres.

Se debe señalar, sin embargo, que las actuales normas se caracterizan por ser dinámicos, de constante cambio, que de acuerdo a los nuevos conocimientos que se van adquiriendo, se hacen las actualizaciones correspondientes, tal como sucedió anteriormente con la norma de diseño sismorresistente y con la norma de edificación de concreto armado. Por lo tanto el lector debe estar actualizándose constantemente para enterarse de las nuevas actualizaciones de las normas, que nos sirven para diseñar estructuras que tengan un mejor comportamiento ante las solicitaciones a las que son sometidas.

Capítulo I

Memoria Descriptiva del Proyecto

1.1 Ubicación.-

El proyecto se desarrollará en la ciudad de Lima.

1.2 Descripción de la Edificación.-

Se analizará una edificación de concreto armado, cuyo sistema estructural es del tipo aporticado con muros de corte. El edificio consta de 5 pisos o niveles, el cual estará destinado al uso de Talleres. Del 1° al 4° nivel tiene la misma distribución, cuya planta típica se muestra en la Fig. N° 1 y del 5° nivel su planta típica se muestra en la Fig. N° 2.

1.3 Perímetro.-

El perímetro del terreno es de 65.00 ml.

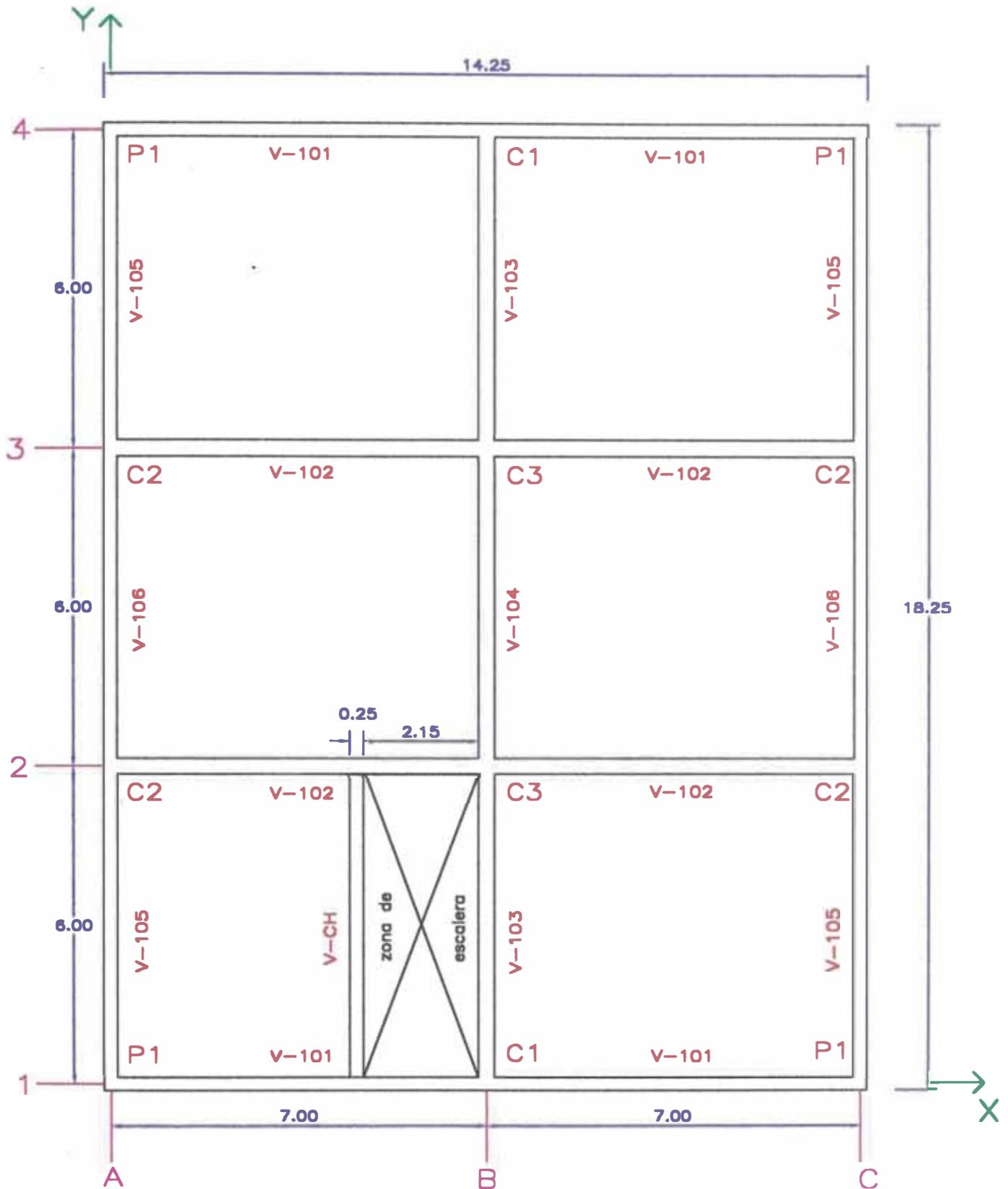
1.4 Área.-

El área total del terreno es de 260.06 m² y el de la construcción de 1260.40 m².

1.5 Características Generales Para el Diseño del Proyecto

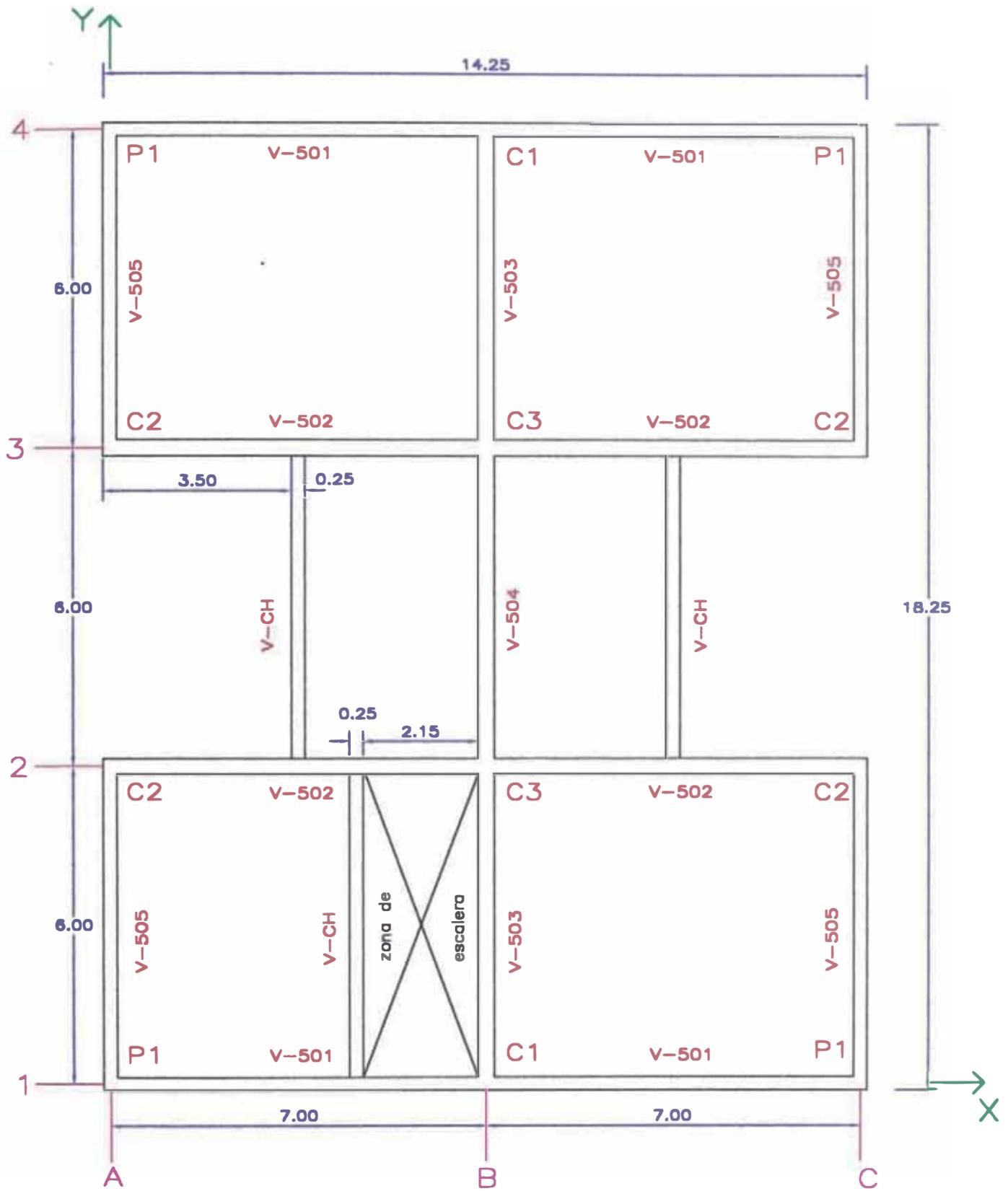
Datos de la Edificación:

Pisos ó Niveles	5
Uso	Talleres
Categoría	B (Edificaciones Importantes)



PLANTA TIPICA 1°, 2°, 3° Y 4° NIVEL

Fig. N° 1



PLANTA 5° NIVEL

Fig. N° 2

Propiedades de los Materiales:**Concreto:**

Resistencia	$F'c = 210 \text{ Kg/cm}^2$
Módulo Elástico	$E_c = 2.30 \text{ E}+05 \text{ Kg/cm}^2$
Peso Unitario	$\gamma_c = 2400 \text{ Kg/m}^3$

Acero:

Resistencia	$F_y = 4200 \text{ Kg/cm}^2$
Módulo Elástico	$E_s = 2.00 \text{ E}+06 \text{ Kg/cm}^2$

Cargas de Diseño:**Carga Muerta:**

Tabiquería Piso Típico:	180 Kg/m^2
Tabiquería Techo (Azotea):	100 Kg/m^2
Acabados	120 Kg/m^2

Carga Viva:

S/C Piso Típico	350 Kg/m^2
S/C Techo (Azotea)	150 Kg/m^2

Parámetros de Sitio:**Zonificación:**

Zona	3
Factor de Zona	$Z = 0.4$

Condiciones Geotécnicas:

Perfil tipo	S_1 (Roca o suelos muy rígidos)
Periodo Vibración Suelo:	$T_p = 0.4 \text{ seg}$
Factor Amplificación Suelo:	$S = 1.0$
Resistencia Terreno :	$q = 4 \text{ Kg/cm}^2$

La determinación de los parámetros sísmicos se detallan mas adelante

Capítulo II

Predimensionamiento

En éste capítulo se indica los criterios y recomendaciones prácticas que se han tomado para el predimensionamiento de los elementos estructurales principales como son las losas aligeradas, vigas, columnas y placas.

2.1 Losas Aligeradas:

Según el A.C.I., para no verificar deflexiones, el peralte mínimo (h) de las losas aligeradas que tienen sus extremos continuos esta dado por la siguiente relación:

$$h = \frac{L}{20} \cong \frac{L}{25}$$

donde: h = peralte total de la losa

L = luz libre (menor) entre apoyos de la losa aligerada

En nuestro caso, según la planta típica del edificio (Fig. N° 1), la menor luz que se tiene esta en la dirección del eje Y, por lo tanto los ejes 1, 2, 3 y 4 son los ejes principales y los ejes A, B y C son los ejes secundarios. Luego en la dirección de la menor luz se tiene:

$$h = \frac{L}{25} = \frac{6}{25} = 0.25 \text{ m.} \quad \Rightarrow \quad \text{Peso de Losa aligerada} = 350 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$$

2.2 Vigas:

Existen diversos criterios para el predimensionamiento de vigas. Uno de ellos determina el ancho de viga (b) como 1/20 del ancho tributario y el peralte mediante la siguiente expresión básica:

$$h = \frac{l \times \sqrt{w_u}}{4.01} \dots\dots (1)$$

donde: h = Peralte total de la viga en m.

w_u = Carga última repartida en kg/cm^2

l = longitud de la viga en m.

En zonas sísmicas se tiene que tener en cuenta las siguientes consideraciones:

$$\begin{aligned} b &\geq 0.25 \text{ m.} \\ b/h &\geq 0.30 \\ l &\geq 4h \end{aligned}$$

Haciendo la aplicación para una edificación tipo taller se tiene :

$$\text{Uso: Taller} \Rightarrow \text{Sobrecarga} = 350 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$$

Metrado de cargas para determinar W_u :

$$\text{P.P. Losa Aligerada } e = 0.25 \text{ m.} : 350 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$$

$$\text{P. Tabiquería} : 180 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$$

$$\text{P. Acabados} : 120 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$$

$$\mathbf{W_D} = 650 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$$

$$\text{S/C} : 350 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$$

$$\mathbf{W_L} = 350 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$$

$$\text{Luego: } W_u = 1.5 W_D + 1.8 W_L$$

$$W_u = 1.5 (650) + 1.8 (350) = 1605 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2} = 0.16 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

Luego reemplazando en la expresión (1)

$$h = \frac{l \times \sqrt{w_u}}{4.01} = \frac{l \times \sqrt{0.16}}{4.01} = \frac{l}{10} \Rightarrow h = \frac{l}{10}$$

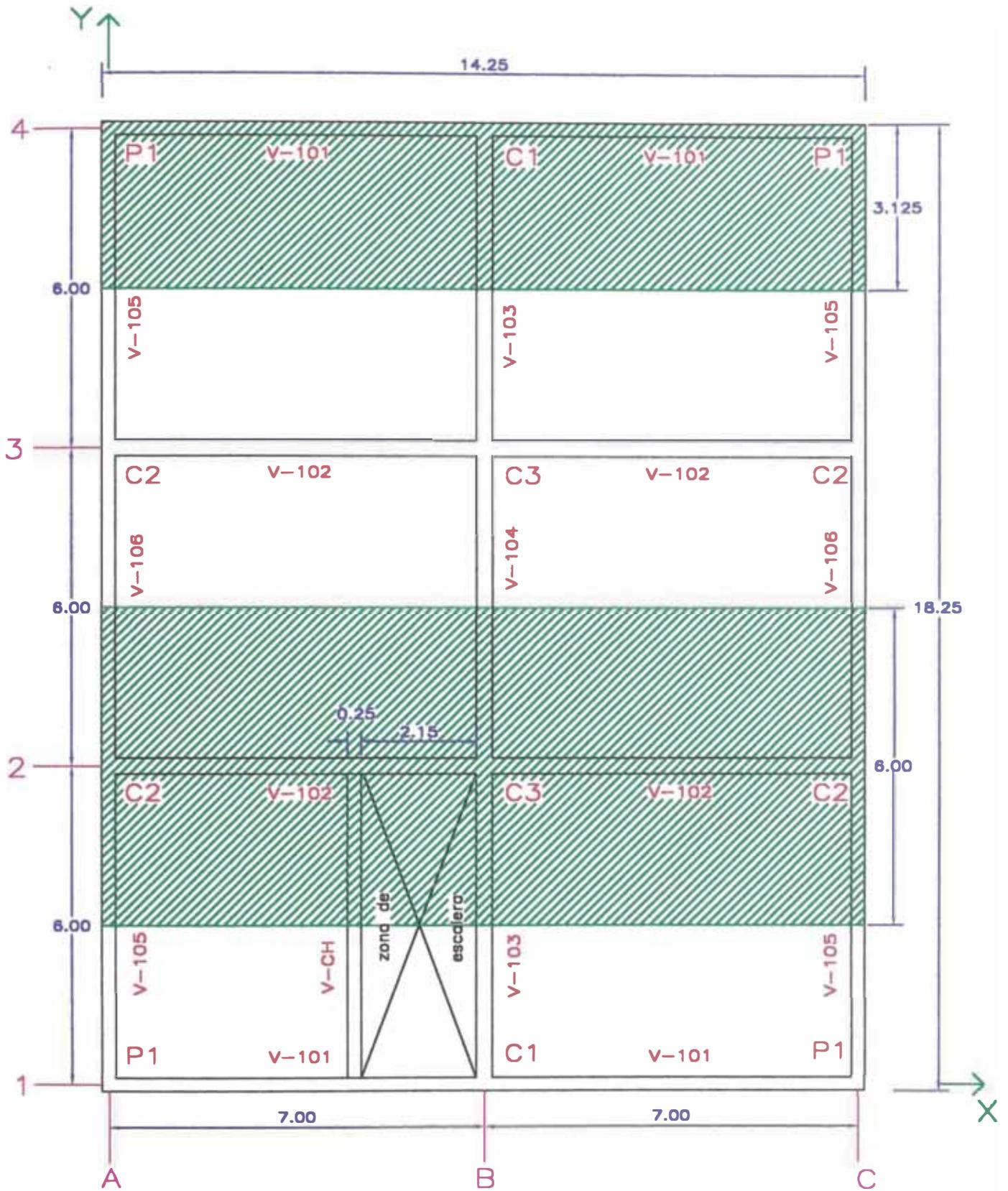
Además el ancho "b" de la viga está dado por: $b = \frac{B}{20}$; donde:

B es la longitud de influencia de la carga de gravedad actuante. En la Fig. N° 3 y Fig. N° 4 vemos los anchos tributarios (B) para las vigas principales y secundarias.

Vigas Principales:

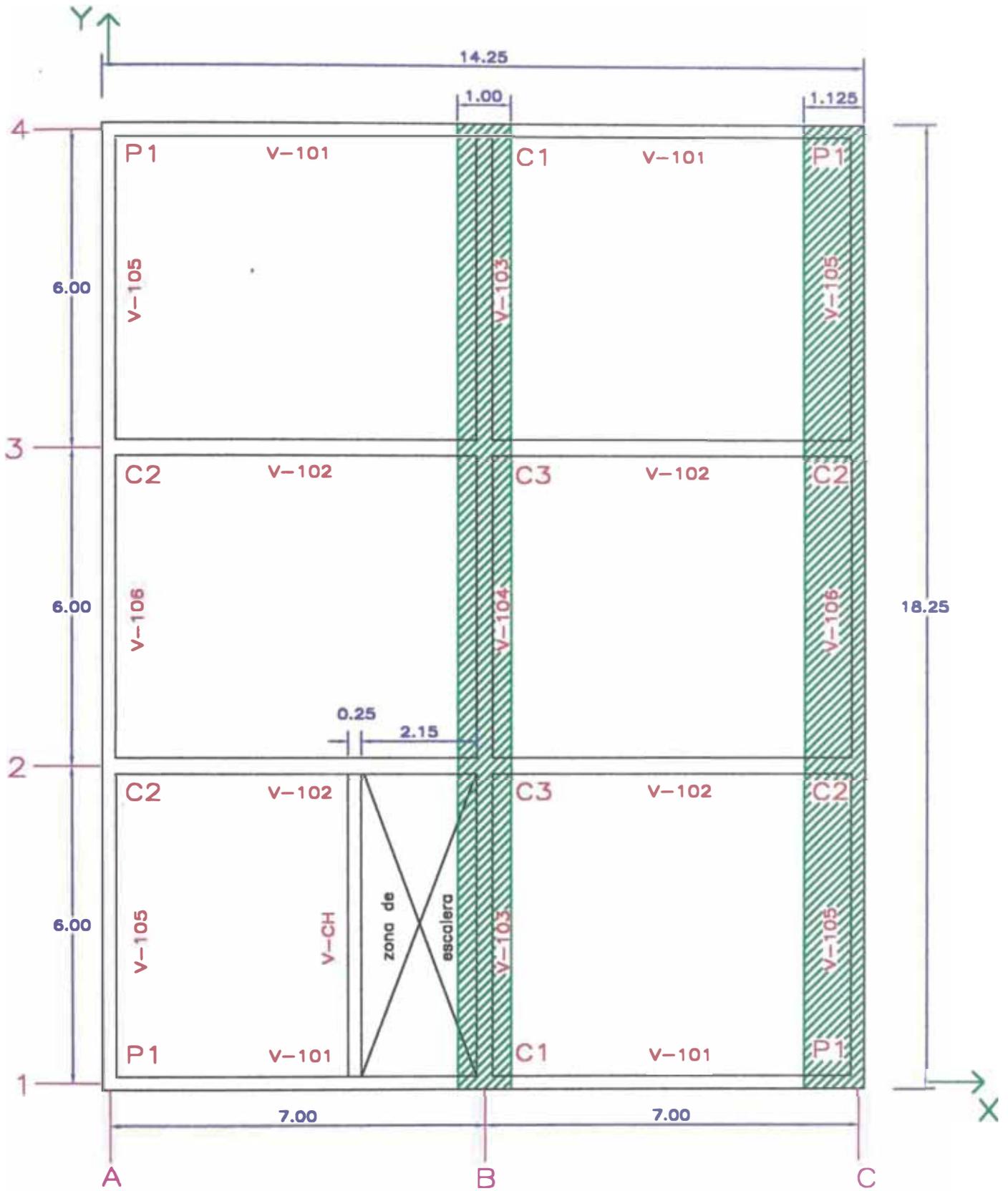
$$b = \frac{6}{20} = 0.30 \text{ m}$$

$$h = \frac{7}{10} = 0.70 \text{ m}$$



AREA INFLUENCIA VIGAS PRINCIPALES DEL 1° AL 5° NIVEL

Fig. N° 3



AREA INFLUENCIA VIGAS SECUNDARIAS DEL 1° AL 5° NIVEL

Fig. N° 4

Vigas Secundarias:

$$b = \frac{2}{20} = 0.10m \quad \Rightarrow \quad \text{usar: } b = 0.25m$$

$$h = \frac{6}{10} = 0.60m$$

CUADRO DE DIMENSIONES DE VIGAS A UTILIZAR EN CADA NIVEL

Eje	Viga	Nivel o piso	h (m)	B (m)
A	V-V505	5	0.60	0.25
	V-V405	4	0.60	0.25
	V-V406	4	0.60	0.25
	V-V305	3	0.60	0.25
	V-V306	3	0.60	0.25
	V-V205	2	0.60	0.25
	V-V206	2	0.60	0.25
	V-V105	1	0.60	0.25
	V-V106	1	0.60	0.25
B	V-V503	5	0.70	0.30
	V-V504	5	0.70	0.30
	V-V403	4	0.70	0.30
	V-V404	4	0.70	0.30
	V-V303	3	0.70	0.30
	V-V304	3	0.70	0.30
	V-V203	2	0.70	0.30
	V-V204	2	0.70	0.30
	V-V103	1	0.70	0.30
	V-V104	1	0.70	0.30
C	V-V505	5	0.60	0.25
	V-V405	4	0.60	0.25
	V-V406	4	0.60	0.25
	V-V305	3	0.60	0.25
	V-V306	3	0.60	0.25
	V-V205	2	0.60	0.25
	V-V206	2	0.60	0.25
	V-V105	1	0.60	0.25
	V-V106	1	0.60	0.25
1	V-V501	5	0.60	0.25
	V-V401	4	0.60	0.25
	V-V301	3	0.60	0.25
	V-V201	2	0.60	0.25
	V-V101	1	0.60	0.25
2	V-V502	5	0.70	0.30
	V-V402	4	0.70	0.30
	V-V302	3	0.70	0.30
	V-V202	2	0.70	0.30
	V-V102	1	0.70	0.30
3	V-V502	5	0.70	0.30
	V-V402	4	0.70	0.30
	V-V302	3	0.70	0.30
	V-V202	2	0.70	0.30
	V-V102	1	0.70	0.30
4	V-V501	5	0.60	0.25
	V-V401	4	0.60	0.25
	V-V301	3	0.60	0.25
	V-V201	2	0.60	0.25
	V-V101	1	0.60	0.25

2.3 Columnas:

En sistemas aporticados, para el predimensionamiento de columnas se deberá tener importante consideración en la relación de esbeltez (h_o/D), ya que del valor de esta relación depende el tipo de falla que se presente en la columna, a continuación se describen los tipos de falla:

- Si $\frac{h_o}{D} \leq 2$ Las columnas fallan por fuerza cortante, siendo ésta falla de tipo frágil (fenómeno de columna corta).
- Si $2 < \frac{h_o}{D} < 4$ Este caso implica una situación de incertidumbre.
- Si $\frac{h_o}{D} \geq 4$ Las columnas presentan falla dúctil.

Además de las tres relaciones descritas hay que tener en cuenta el rango de aplastamiento de una columna mediante el índice de aplastamiento (η), el cual se da mediante la ecuación:

$$\eta = \frac{P_s}{b D f'c} \dots\dots\dots(2) \quad \text{y} \quad P_s = \alpha P_G$$

- donde:
- η = índice de aplastamiento y $\eta < 1/3$
 - P_s = carga vertical incluyendo el efecto de sismo.
 - P_G = carga vertical o de gravedad.
 - b, D = dimensiones de la sección de la columna.

Haciendo uso de la ecuación (2) se plantea las siguientes ecuaciones de predimensionamiento.

2.3.1 Columna Central .- Es la que toma mayor carga de gravedad, en consecuencia tiene la mayor sección.

$$b \times D = \frac{1.1 \times P_G}{0.3 \times f'c}$$

2.3.2 Columna Lateral .- Son las columnas que se ubican en el extremo de un Pórtico Principal, o en el extremo de un Pórtico Secundario.

$$b \times D = \frac{1.25 \times P_G}{0.25 \times f'c}$$

2.3.3 Columna de Esquina .- Es la que toma menor carga de gravedad, en consecuencia tiene la menor sección.

$$b \times D = \frac{1.5 \times PG}{0.2 \times f'c}$$

Donde para todos los casos:

$$PG = A \times W ;$$

A = Área tributaria (En la Fig. N° 5 y Fig. N° 6 se muestran las áreas tributarias de las columnas)

W = Carga de servicio en todos los niveles sobre la columna.

De las ecuaciones presentadas, vemos que las columnas de las esquinas son las más afectadas por el sismo, es por ello que debe darse mayor atención a estas columnas, siendo conservadores en su dimensionamiento.

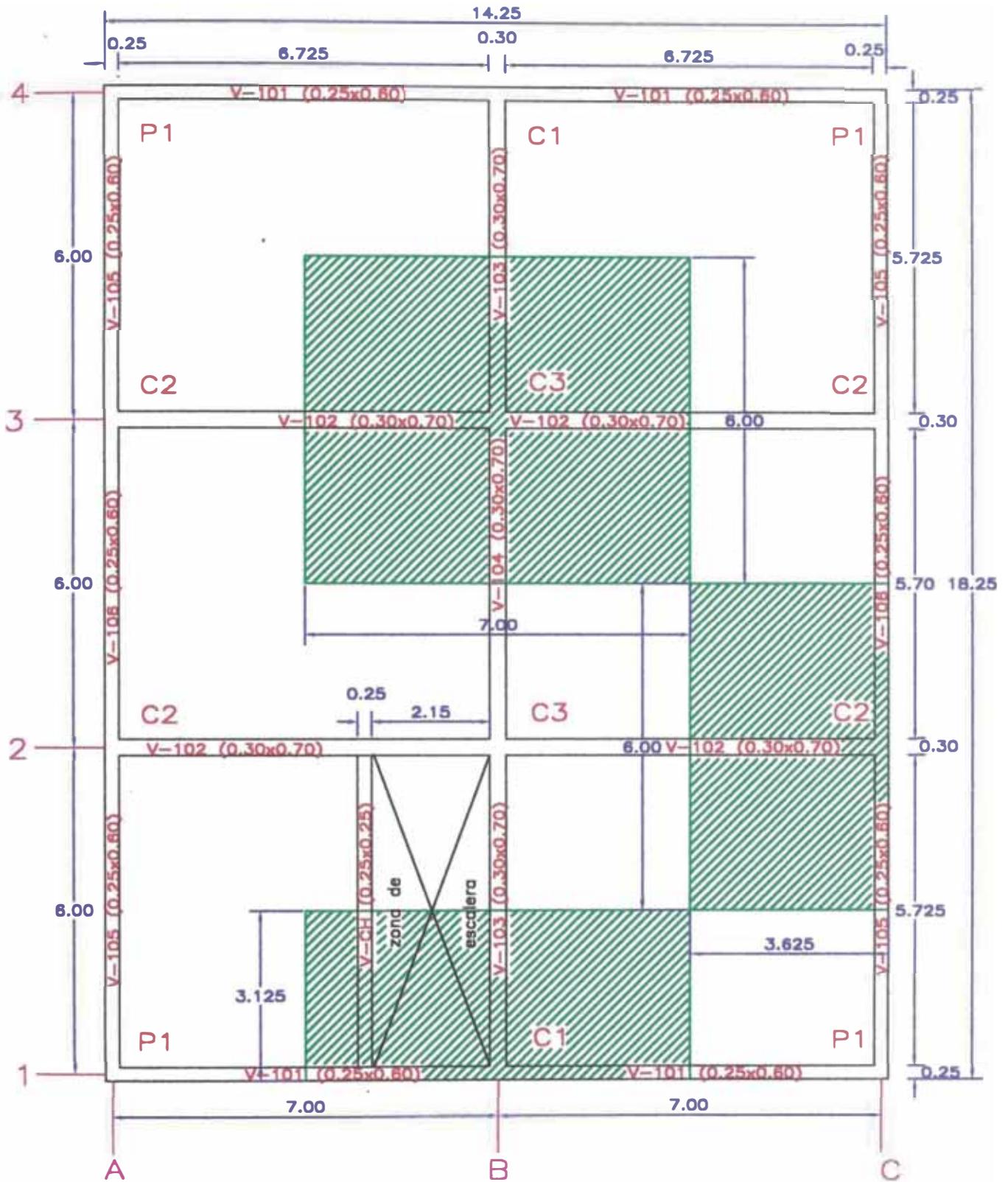
La acción del proceso de predimensionamiento nos aproxima a las dimensiones adecuadas de los elementos principales de la estructura del edificio. Estos resultados inciden en el peso de la edificación.

Es recomendable que la rigidez lateral a lo alto de la edificación sea del mismo orden de magnitud, esto se consigue si se mantiene la misma sección a lo alto de la edificación; además esto se cumple si las alturas de las columnas y el número de pisos del edificio son iguales en todas las direcciones.

También deberá tenerse en cuenta las siguientes consideraciones:

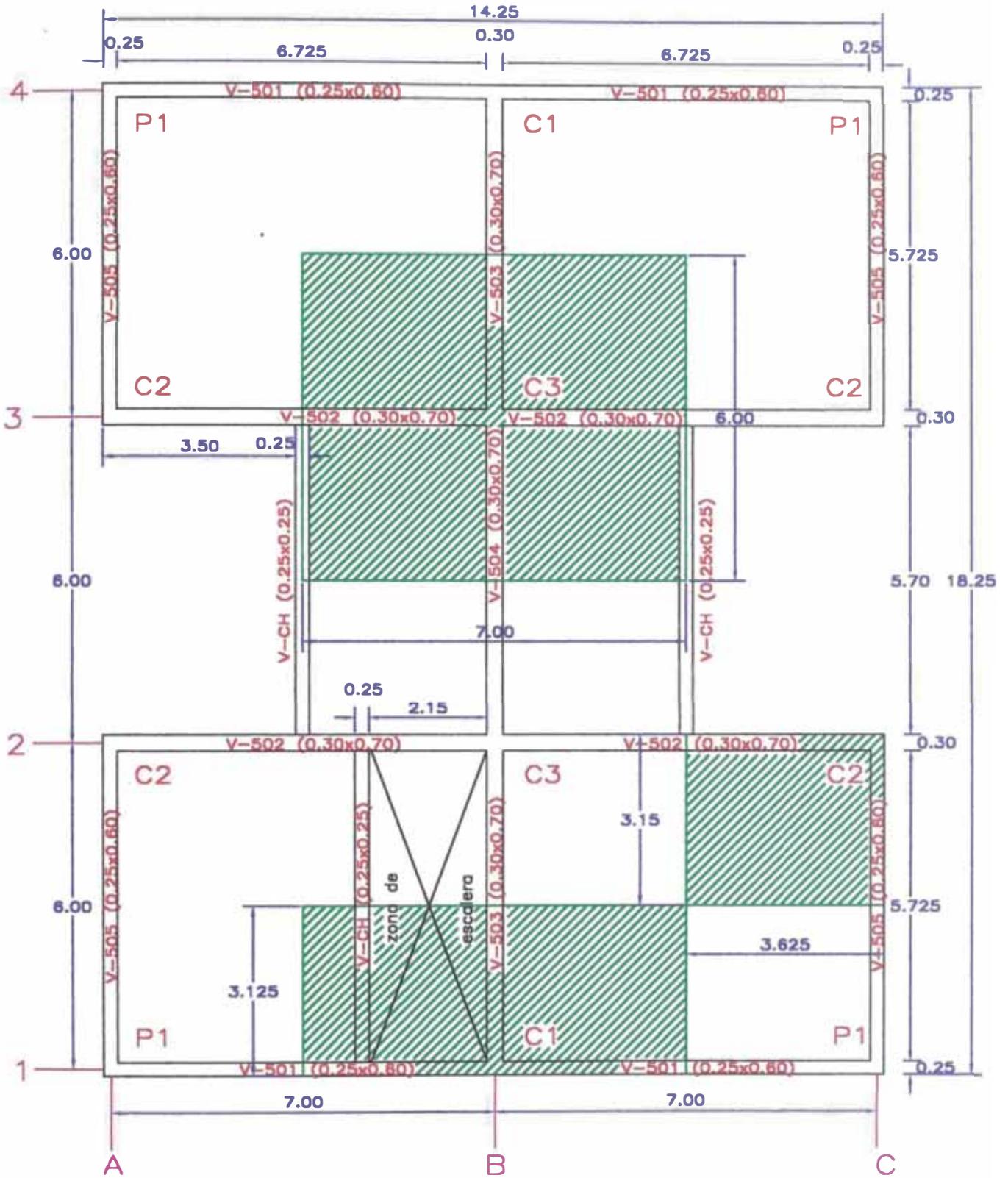
$$D_{\min} = 30 \text{ cm} \quad (\text{mínima dimensión del lado de una columna})$$

$$\frac{D_{\text{menor}}}{D_{\text{mayor}}} \geq 0.4 \quad (\text{trata que la diferencia de rigidez no sea alta})$$



AREA INFLUENCIA COLUMNAS 1°, 2°, 3° Y 4° NIVEL

Fig. N° 5



AREA INFLUENCIA COLUMNAS 5° NIVEL

Fig. N° 6

El análisis anteriormente descrito, se cumple para sistemas aporticados netamente. Cuando el sistema es aporticado con algunos muros de corte, el análisis anterior ya no es muy recomendable, porque, se puede aceptar que las rigideces de las columnas disminuyan, por consiguiente hay un cambio en la sección, debido a que los muros absorben mas fuerzas de corte.

Pero se puede tomar como referencia el análisis anterior para dimensionar las columnas; en este caso; de las dimensiones de columnas que se obtienen utilizando la ecuación del índice de aplastamiento, se pueden dar menores dimensiones, pero se tiene que verificar las distorsiones de los entrepisos en el análisis sísmico, el cual tiene que cumplirse que

$$\frac{\Delta_i}{h_{e_i}} \leq 0.007, \text{ para poder adoptar una dimensión correspondiente de las columnas.}$$

Cálculo de dimensiones de las columnas laterales (C1):

COLUMNA LATERAL (C1) - NIVEL 5

APORTANTE	L (m)	B (m)	H (m)	Nº VECES	W (Kg)	PESO (Kg)
LOSA	6,70	2,875	-	1	350	6742
VIGAS - X	6,70	0,25	0,60	1	2400	2412
VIGAS - Y	3,125	0,30	0,70	1	2400	1575
ACABADOS	7,00	3,125	-	1	120	2625
TABIQUERIA	7,00	3,125	-	1	100	2188
SOBRECARGA	7,00	3,125	-	1	150	3281
TOTAL						18823

$$B * d = \frac{1.25 * P.G.}{0.25 * f'c} = \frac{23528}{53} = 448 \text{ cm}^2 \quad (30 \times 15)$$

COLUMNA LATERAL (C1) - NIVEL 4

APORTANTE	L (m)	B (m)	H (m)	Nº VECES	W (Kg.)	PESO (Kg)
LOSA	6,70	2,875	-	1	350	6742
VIGAS - X	6,70	0,25	0,60	1	2400	2412
VIGAS - Y	3,125	0,30	0,70	1	2400	1575
ACABADOS	7,00	3,125	-	1	120	2625
TABIQUERIA	7,00	3,125	-	1	180	3938
COLUMNA	0,30	0,15	2,80	1	2400	302
SOBRECARGA	7,00	3,125	-	1	350	7656
TOTAL						25250

$$b * d = \frac{1.25 * P.G.}{0.25 * f'c} = \frac{55091}{53} = 1049 \text{ cm}^2 \quad (30 \times 35)$$

COLUMNA LATERAL (C1) - NIVEL 3

APORTANTE	L (m)	B (m)	H (m)	Nº VECES	W (Kg.)	PESO (Kg)
LOSA	6,70	2,875	-	1	350	6742
VIGAS - X	6,70	0,25	0,60	1	2400	2412
VIGAS - Y	3,125	0,30	0,70	1	2400	1575
ACABADOS	7,00	3,125	-	1	120	2625
TABIQUERIA	7,00	3,125	-	1	180	3938
COLUMNA	0,30	0,35	2,80	1	2400	706
SOBRECARGA	7,00	3,125	-	1	350	7656
TOTAL						25653

$$b * d = \frac{1.25 * P.G.}{0.25 * f'c} = \frac{87157}{53} = 1660 \text{ cm}^2 \quad (30 \times 55)$$

COLUMNA LATERAL (C1) - NIVEL 2

APORTANTE	L (m)	B (m)	H (m)	Nº VECES	W (Kg.)	PESO (Kg)
LOSA	6,70	2,875	-	1	350	6742
VIGAS - X	6,70	0,25	0,60	1	2400	2412
VIGAS - Y	3,125	0,30	0,70	1	2400	1575
ACABADOS	7,00	3,125	-	1	120	2625
TABIQUERIA	7,00	3,125	-	1	180	3938
COLUMNA	0,30	0,55	2,80	1	2400	1109
SOBRECARGA	7,00	3,125	-	1	350	7656
TOTAL						26056

$$b * d = \frac{1.25 * P.G.}{0.25 * f'c} = \frac{119728}{53} = 2281 \text{ cm}^2 \quad (40 \times 60)$$

COLUMNA LATERAL (C1) - NIVEL 1

APORTANTE	L (m)	B (m)	H (m)	Nº VECES	W (Kg.)	PESO (Kg)
LOSA	6,70	2,875	-	1	350	6742
VIGAS - X	6,70	0,25	0,60	1	2400	2412
VIGAS - Y	3,125	0,30	0,70	1	2400	1575
ACABADOS	7,00	3,125	-	1	120	2625
TABIQUERIA	7,00	3,125	-	1	180	3938
COLUMNA	0,40	0,60	2,80	1	2400	1613
SOBRECARGA	7,00	3,125	-	1	350	7656
TOTAL						26560

$$b * d = \frac{1.25 * P.G.}{0.25 * f'c} = \frac{152928}{53} = 2913 \text{ cm}^2 \quad (40 \times 70)$$

USAR Todos los niveles **C1 0.40 x 0.70**

Cálculo de dimensiones de las columnas laterales (C2):**COLUMNA LATERAL (C2) - NIVEL 5**

APORTANTE	L (m)	B (m)	H (m)	Nº VECES	W (Kg)	PESO (Kg)
LOSA	3.375	2.85	-	1	350	3367
VIGAS - X	3.375	0.30	0.70	1	2400	1701
VIGAS - Y	3.15	0.25	0.60	1	2400	1134
ACABADOS	3.625	3.15	-	1	120	1370
TABIQUERIA	3.625	3.15	-	1	100	1142
SOBRECARGA	3.625	3.15	-	1	150	1713
TOTAL						10427

$$b * d = \frac{1.25 * P.G.}{0.25 * f'c} = \frac{13033}{53} = 248\text{cm}^2 \quad (30 \times 10)$$

COLUMNA LATERAL (C2) - NIVEL 4

APORTANTE	L (m)	B (m)	H (m)	Nº VECES	W (Kg)	PESO (Kg)
LOSA	3.375	5.70	-	1	350	6733
VIGAS - X	3.375	0.30	0.70	1	2400	1701
VIGAS - Y	6.00	0.25	0.60	1	2400	2160
ACABADOS	3.625	6.00	-	1	120	2610
TABIQUERIA	3.625	6.00	-	1	180	3915
COLUMNA	0.30	0.10	2.80	1	2400	202
SOBRECARGA	3.625	6.00	-	1	350	7613
TOTAL						24933

$$B * d = \frac{1.25 * P.G.}{0.25 * f'c} = \frac{44200}{53} = 842\text{cm}^2 \quad (30 \times 30)$$

COLUMNA LATERAL (C2) - NIVEL 3

APORTANTE	L (m)	B (m)	H (m)	Nº VECES	W (Kg)	PESO (Kg)
LOSA	3.375	5.70	-	1	350	6733
VIGAS - X	3.375	0.30	0.70	1	2400	1701
VIGAS - Y	6.00	0.25	0.60	1	2400	2160
ACABADOS	3.625	6.00	-	1	120	2610
TABIQUERIA	3.625	6.00	-	1	180	3915
COLUMNA	0.30	0.30	2.80	1	2400	605
SOBRECARGA	3.625	6.00	-	1	350	7613
TOTAL						25336

$$B * d = \frac{1.25 * P.G.}{0.25 * f'c} = \frac{75870}{53} = 1445\text{cm}^2 \quad (30 \times 50)$$

COLUMNA LATERAL (C2) - NIVEL 2

APORTANTE	L (m)	B (m)	H (m)	Nº VECES	W (Kg)	PESO (Kg)
LOSA	3.375	5.70	-	1	350	6733
VIGAS - X	3.375	0.30	0.70	1	2400	1701
VIGAS - Y	6.00	0.25	0.60	1	2400	2160
ACABADOS	3.625	6.00	-	1	120	2610
TABIQUERIA	3.625	6.00	-	1	180	3915
COLUMNA	0.30	0.50	2.80	1	2400	1008
SOBRECARGA	3.625	6.00	-	1	350	7613

TOTAL 25740

$$b * d = \frac{1.25 * P.G.}{0.25 * f'c} = \frac{108045}{53} = 2058 \text{cm}^2 \quad (40 \times 50)$$

COLUMNA LATERAL (C2) - NIVEL 1

APORTANTE	L (m)	B (m)	H (m)	Nº VECES	W (Kg)	PESO (Kg)
LOSA	3.375	5.70	-	1	350	6733
VIGAS - X	3.375	0.30	0.70	1	2400	1701
VIGAS - Y	6.00	0.25	0.60	1	2400	2160
ACABADOS	3.625	6.00	-	1	120	2610
TABIQUERIA	3.625	6.00	-	1	180	3915
COLUMNA	0.40	0.50	2.80	1	2400	1344
SOBRECARGA	3.625	6.00	-	1	350	7613

TOTAL 26076

$$b * d = \frac{1.25 * P.G.}{0.25 * f'c} = \frac{140639}{53} = 2679 \text{cm}^2 \quad (40 \times 70)$$

USAR Todos los niveles **C2 0.40 x 0.70**

Cálculo de dimensiones de las columnas centrales (C3):**COLUMNA CENTRAL (C3) - NIVEL 5**

APORTANTE	L (m)	B (m)	H (m)	Nº VECES	W (Kg.)	PESO (Kg)
LOSA	6,70	5,70	-	1	350	13367
VIGAS - X	6,70	0,30	0,70	1	2400	3377
VIGAS - Y	6,00	0,30	0,70	1	2400	3024
ACABADOS	7,00	6,00	-	1	120	5040
TABIQUERIA	7,00	6,00	-	1	100	4200
SOBRECARGA	7,00	6,00	-	1	150	6300
TOTAL						35307

$$b * d = \frac{1.10 * P.G.}{0.30 * f'c} = \frac{38838}{63} = 616 \text{ cm}^2 \quad (30 \times 20)$$

COLUMNA CENTRAL (C3) - NIVEL 4

APORTANTE	L (m)	B (m)	H (m)	Nº VECES	W (Kg.)	PESO (Kg)
LOSA	6,70	5,70	-	1	350	13367
VIGAS - X	6,70	0,30	0,70	1	2400	3377
VIGAS - Y	6,00	0,30	0,70	1	2400	3024
ACABADOS	7,00	6,00	-	1	120	5040
TABIQUERIA	7,00	6,00	-	1	180	7560
COLUMNA	0,30	0,20	2,80	1	2400	403
SOBRECARGA	7,00	6,00	-	1	350	14700
TOTAL						47471

$$B * d = \frac{1.10 * P.G.}{0.30 * f'c} = \frac{91056}{63} = 1445 \text{ cm}^2 \quad (30 \times 50)$$

COLUMNA CENTRAL (C3) - NIVEL 3

APORTANTE	L (m)	B (m)	H (m)	Nº VECES	W (Kg.)	PESO (Kg)
LOSA	6,70	5,70	-	1	350	13367
VIGAS - X	6,70	0,30	0,70	1	2400	3377
VIGAS - Y	6,00	0,30	0,70	1	2400	3024
ACABADOS	7,00	6,00	-	1	120	5040
TABIQUERIA	7,00	6,00	-	1	180	7560
COLUMNA	0,30	0,50	2,80	1	2400	1008
SOBRECARGA	7,00	6,00	-	1	350	14700
TOTAL						48075

$$B * d = \frac{1.10 * P.G.}{0.30 * f'c} = \frac{143938}{63} = 2285 \text{ cm}^2 \quad (30 \times 75)$$

COLUMNA CENTRAL (C3) - NIVEL 2

APORTANTE	L (m)	B (m)	H (m)	Nº VECES	W (Kg)	PESO (Kg)
LOSA	6,70	5,70	-	1	350	13367
VIGAS - X	6,70	0,30	0,70	1	2400	3377
VIGAS - Y	6,00	0,30	0,70	1	2400	3024
ACABADOS	7,00	6,00	-	1	120	5040
TABIQUERIA	7,00	6,00	-	1	180	7560
COLUMNA	0,30	0,75	2,80	1	2400	1512
SOBRECARGA	7,00	6,00	-	1	350	14700
TOTAL						48579

$$b * d = \frac{1.10 * P.G.}{0.30 * f'c} = \frac{197376}{63} = 3133 \text{ cm}^2 \quad (50 \times 65)$$

COLUMNA CENTRAL (C3) - NIVEL 1

APORTANTE	L (m)	B (m)	H (m)	Nº VECES	W (Kg.)	PESO (Kg)
LOSA	6,70	5,70	-	1	350	13367
VIGAS - X	6,70	0,30	0,70	1	2400	3377
VIGAS - Y	6,00	0,30	0,70	1	2400	3024
ACABADOS	7,00	6,00	-	1	120	5040
TABIQUERIA	7,00	6,00	-	1	180	7560
COLUMNA	0,50	0,65	2,80	1	2400	2184
SOBRECARGA	7,00	6,00	-	1	350	14700
TOTAL						49251

$$b * d = \frac{1.10 * P.G.}{0.30 * f'c} = \frac{251552}{63} = 3993 \text{ cm}^2 \quad (60 \times 70)$$

USAR Todos los niveles **0.50 x 0.50**

Como el sistema estructural es apórticado con muros de corte, vemos que se puede dar menores dimensiones a las columnas, como en este caso, según los cálculos resultan columnas de 0.60 x 0.70m, pero podemos darle dimensiones de 0.50 x 0.50m, con la condición de que las distorsiones de los entrepisos en el análisis sísmico cumplan con

$$\Delta_i \leq 0.007. \text{ Y si no cumpliera, se dan nuevas dimensiones de las columnas } he_i$$

aumentándolas, hasta que cumplan con las distorsiones relativas de los entrepisos.

2.4 Placas:

Los muros de corte son diseñados para la acción combinada de carga axial, momentos y fuerzas de corte. En la norma técnica E-0.60 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.

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

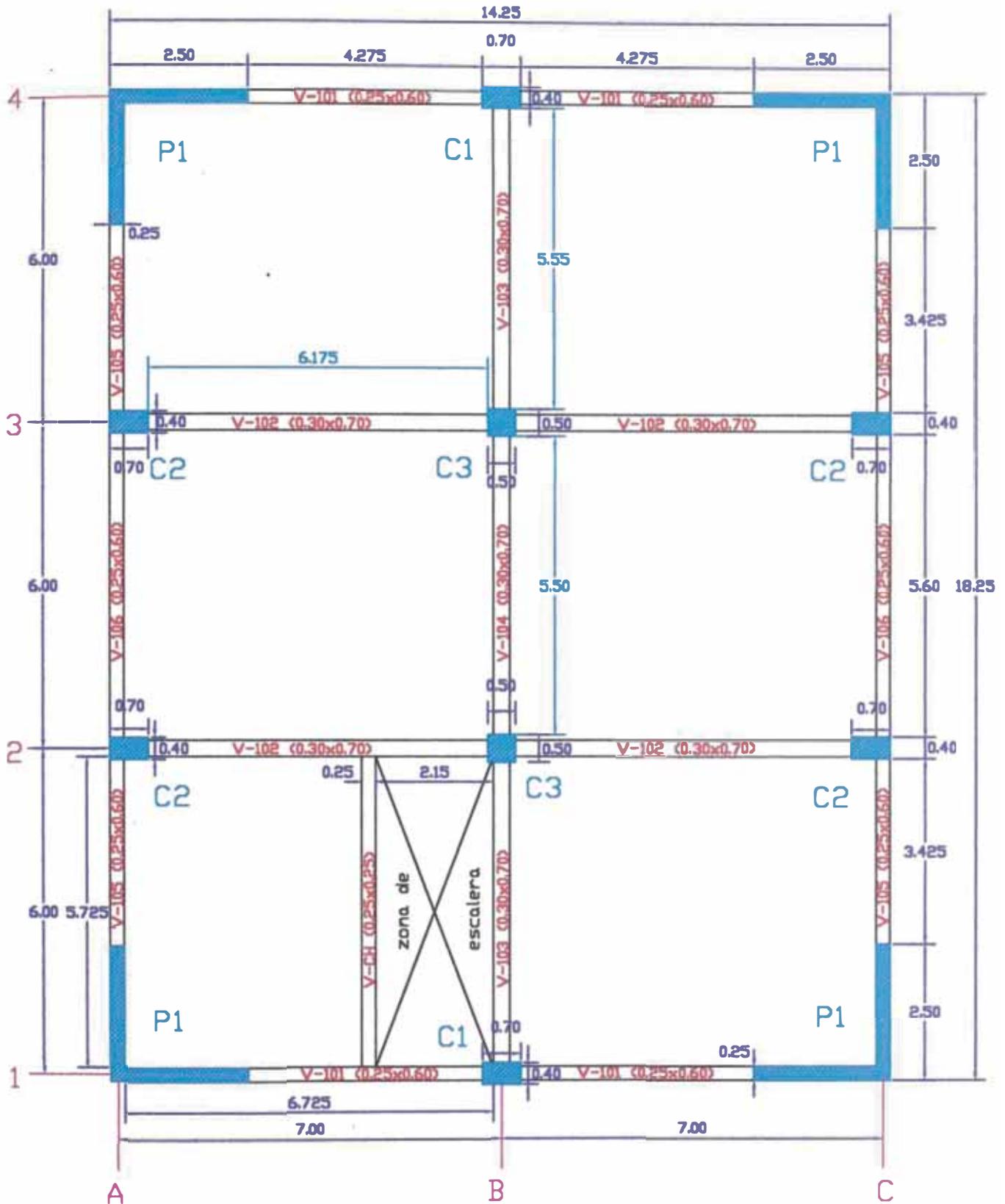
Estimaremos un espesor de placa (P1) de 25 cm., las cuales estarán ubicadas en las esquinas de la edificación

2.5 Resumen del Predimensionamiento:

En el cuadro siguiente se presenta las dimensiones de los elementos estructurales que conforman la edificación, que se utilizarán en los cálculos posteriores:

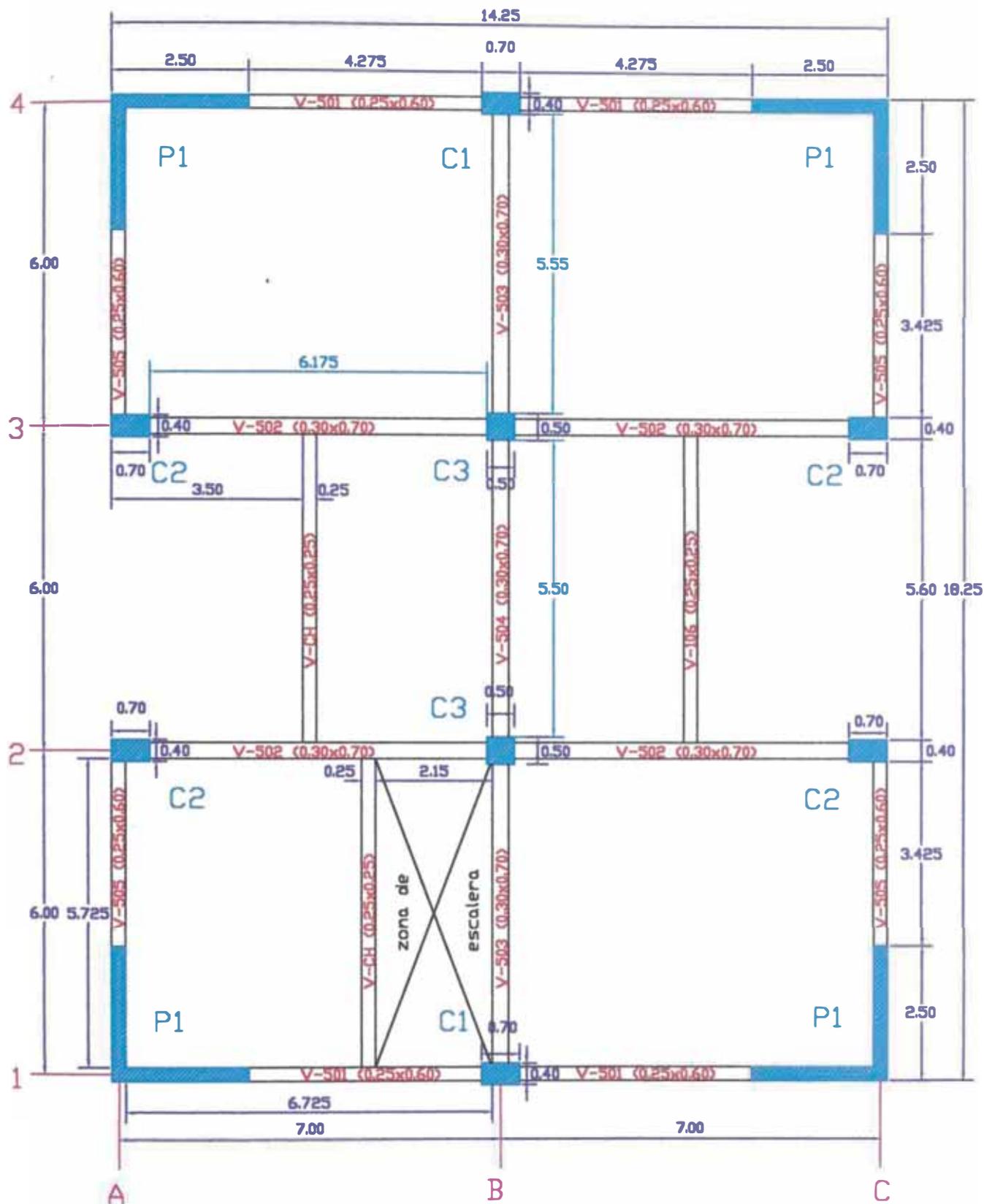
Elemento	Dimensiones
Losas Aligeradas	h = 25 cm
Vigas Principales	30 x 70 cm
Vigas Secundarias	25 x 60 cm
Columnas Laterales (C1 y C2)	40 x 70 cm
Columnas Centrales (C3)	50 x 50 cm
Placas (P1)	e = 25 cm

En la Fig. N° 7 y N° 8, se muestran las plantas de la estructura (edificación), con las dimensiones de los elementos estructurales que lo conforman (vigas, columnas y placas).



DIMENSIONES DE LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES DE LA EDIFICACION DEL 1º AL 4º NIVEL

Fig. N° 7



DIMENSIONES DE LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES DE LA EDIFICACION DEL 5º NIVEL

Fig. Nº 8

Capítulo III

Metrado de Cargas

El metrado de las cargas verticales, se realizan para luego ser utilizados en el análisis estructural de cada uno de los elementos de la edificación; y consiste en medir las cargas de gravedad que van a tomar las losas aligeradas, los pórticos principales y secundarios. La distribución de éstas cargas verticales a los elementos de soporte se hace en función a las áreas tributarias. Estas cargas de gravedad actuantes sobre las losas y los pórticos se dividen en dos tipos:

Cargas Permanentes.- También denominado carga muerta (W_D) y que corresponde a los pesos propios de las losas aligeradas, vigas, tabiquería y acabados.

Carga Viva o Sobrecarga (S/C).- Es la carga que se establece para los diferentes tipos de ocupación o uso de la estructura, que en éste caso se trata de una edificación destinada al uso para talleres, siendo la sobrecarga lo siguiente:

S/C piso típico = 350 kg/m²

S/C en el techo = 150 kg/m²

A continuación se presenta el metrado de cargas verticales para las losas aligeradas y los cuatro tipos de pórticos que conforman el sistema estructural.

3.1 Metrado de Cargas para las Losas Aligeradas (e = 0.25m):

3.1.1 Del 1° al 4° Nivel:

Cargas Permanentes [W_D]:

$$\begin{array}{lcl}
 \text{P.P. Losa Aligerada} & : 0.35 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2} \times 0.40 \frac{\text{m}}{\text{vigüeta}} & = 0.14 \frac{\text{Ton}}{\text{m}} \\
 \text{Tabiquería} & : 0.18 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2} \times 0.40 \frac{\text{m}}{\text{vigüeta}} & = 0.07 \frac{\text{Ton}}{\text{m}} \\
 \text{P. Acabados} & : 0.12 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2} \times 0.40 \frac{\text{m}}{\text{vigüeta}} & = 0.05 \frac{\text{Ton}}{\text{m}} \\
 \mathbf{W_D} & & = \mathbf{0.26 \frac{\text{Ton}}{\text{m}}}
 \end{array}$$

Carga Viva o sobrecarga [W_L]:

$$\begin{array}{lcl}
 \text{S/C} & : 0.35 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2} \times 0.40 \frac{\text{m}}{\text{vigüeta}} & = 0.14 \frac{\text{Ton}}{\text{m}} \\
 \mathbf{W_L} & & = \mathbf{0.14 \frac{\text{Ton}}{\text{m}}}
 \end{array}$$

3.1.2 5° Nivel:

Cargas Permanentes [W_D]:

$$\begin{array}{lcl}
 \text{P.P. Losa Aligerada} & : 0.35 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2} \times 0.40 \frac{\text{m}}{\text{vigüeta}} & = 0.14 \frac{\text{Ton}}{\text{m}} \\
 \text{Tabiquería} & : 0.10 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2} \times 0.40 \frac{\text{m}}{\text{vigüeta}} & = 0.04 \frac{\text{Ton}}{\text{m}} \\
 \text{P. Acabados} & : 0.12 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2} \times 0.40 \frac{\text{m}}{\text{vigüeta}} & = 0.05 \frac{\text{Ton}}{\text{m}} \\
 \mathbf{W_D} & & = \mathbf{0.23 \frac{\text{Ton}}{\text{m}}}
 \end{array}$$

Carga Viva o sobrecarga [W_L]:

$$\begin{array}{lcl}
 \text{S/C} & : 0.15 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2} \times 0.40 \frac{\text{m}}{\text{vigüeta}} & = 0.06 \frac{\text{Ton}}{\text{m}} \\
 \mathbf{W_L} & & = \mathbf{0.06 \frac{\text{Ton}}{\text{m}}}
 \end{array}$$

En la Fig. N° 9, se muestra un corte (sección) típico de las losas aligeradas con las dimensiones del peralte, losa, vigüetas y ladrillos.

CORTE TIPIICO DE ALIGERADO

($h=0.25m.$)

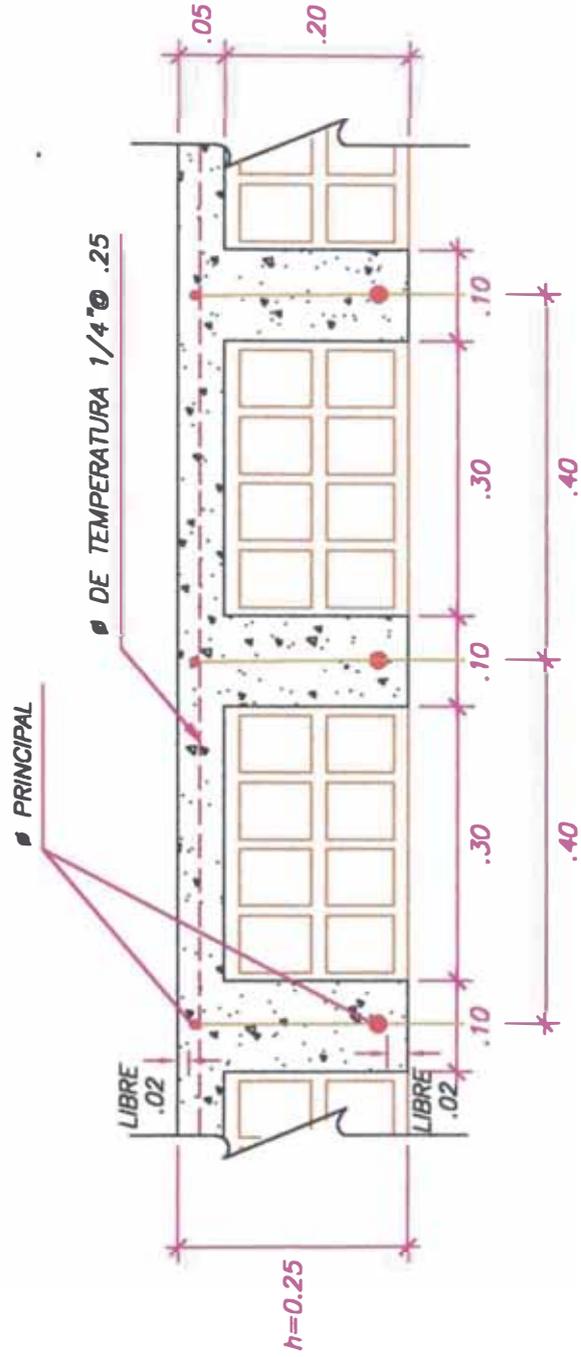


Fig. N° 9

3.2 Metrado de Cargas para las Vigas Principales y Secundarias:

3.2.1 Pórtico Tipo I (Ejes A y C)

3.2.1.1 Niveles 1° a 4° :

Cargas Permanentes [W_D]:

P.P. Viga	: 0.25 x 0.60 x 1.00 x 2.4	$\frac{\text{Ton}}{\text{m}^3}$	=	0.36	$\frac{\text{Ton}}{\text{m}}$	
P.P. Losa Aligerada	: 1.00 x 1.00 x 0.35	$\frac{\text{Ton}}{\text{m}^2}$	=	0.35	$\frac{\text{Ton}}{\text{m}}$	
P. Tabiquería	: 1.00 x 1.00 x 0.18	$\frac{\text{Ton}}{\text{m}^2}$	=	0.18	$\frac{\text{Ton}}{\text{m}}$	
P. Acabados	: 1.00 x 1.00 x 0.12	$\frac{\text{Ton}}{\text{m}^2}$	=	0.12	$\frac{\text{Ton}}{\text{m}}$	
W_D				=	1.01	$\frac{\text{Ton}}{\text{m}}$

Carga Viva o sobrecarga [W_L]:

S/C	: 1.00 x 1.00 x 0.35	$\frac{\text{Ton}}{\text{m}^2}$	=	0.35	$\frac{\text{Ton}}{\text{m}}$	
W_L				=	0.35	$\frac{\text{Ton}}{\text{m}}$

3.2.1.2 Nivel 5:

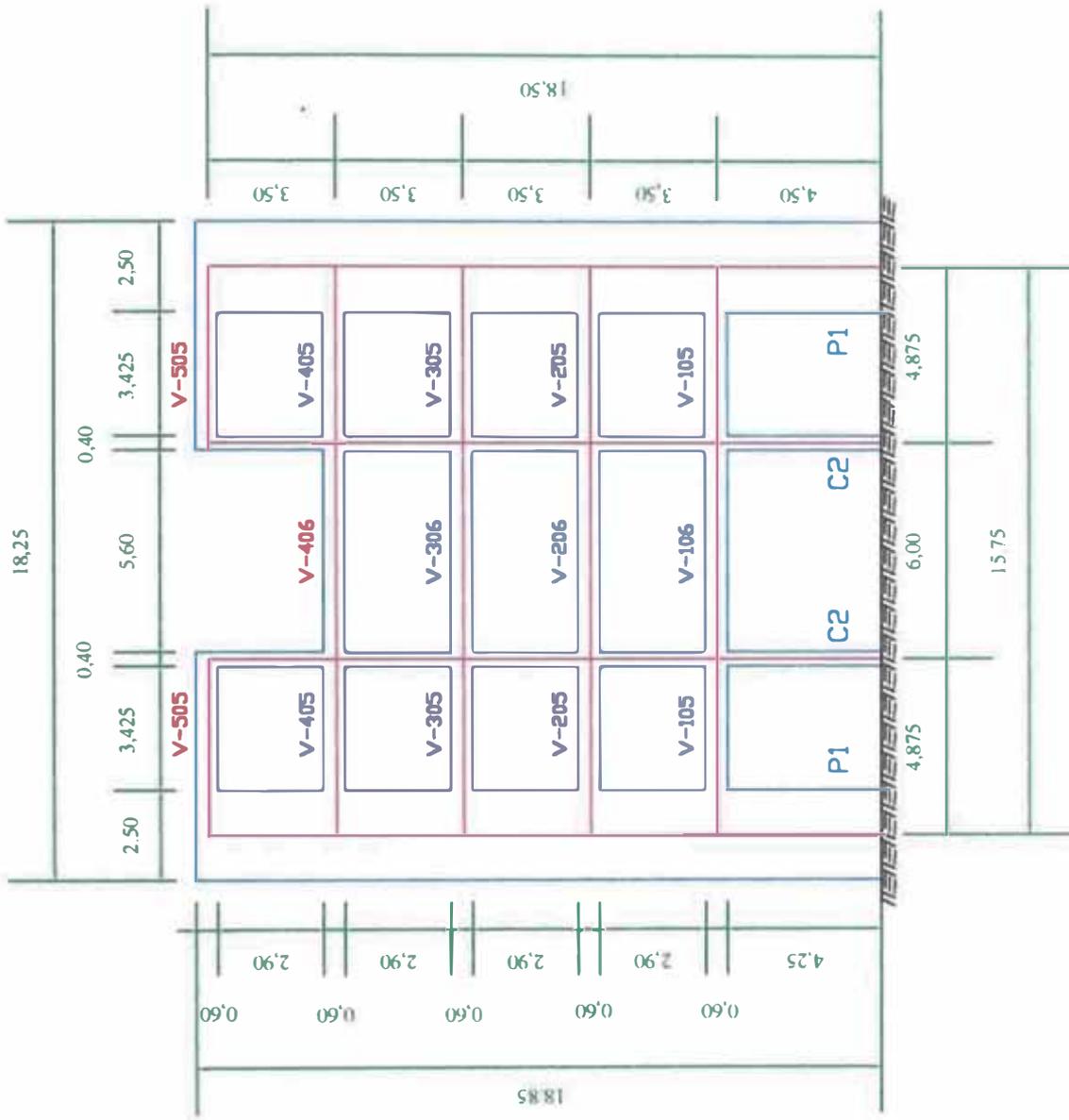
Cargas Permanentes [W_D]:

P.P. Viga	: 0.25 x 0.60 x 1.00 x 2.4	$\frac{\text{Ton}}{\text{m}^3}$	=	0.36	$\frac{\text{Ton}}{\text{m}}$	
P.P. Losa Aligerada	: 1.00 x 1.00 x 0.35	$\frac{\text{Ton}}{\text{m}^2}$	=	0.35	$\frac{\text{Ton}}{\text{m}}$	
P. Tabiquería	: 1.00 x 1.00 x 0.10	$\frac{\text{Ton}}{\text{m}^2}$	=	0.10	$\frac{\text{Ton}}{\text{m}}$	
P. Acabados	: 1.00 x 1.00 x 0.12	$\frac{\text{Ton}}{\text{m}^2}$	=	0.12	$\frac{\text{Ton}}{\text{m}}$	
W_D				=	0.93	$\frac{\text{Ton}}{\text{m}}$

Carga Viva o sobrecarga [W_L]:

S/C	: 1.00 x 1.00 x 0.15	$\frac{\text{Ton}}{\text{m}^2}$	=	0.15	$\frac{\text{Ton}}{\text{m}}$	
W_L				=	0.15	$\frac{\text{Ton}}{\text{m}}$

En la Fig. N° 10, se muestra el pórtico tipo I con las dimensiones de luces de las vigas y altura de entrepisos.



PORTICO TIPO 1 (EJES A Y C)

Fig. N° 10

3.2.2 Pórtico Tipo II (Eje B)

3.2.2.1 Niveles 1° a 4° :

Cargas Permanentes [W_D]:

P.P. Viga	: $0.30 \times 0.70 \times 1.00 \times 2.4 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^3} =$	$0.50 \frac{\text{Ton}}{\text{m}}$
P.P. Losa Aligerada	: $2.00 \times 1.00 \times 0.35 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2} =$	$0.70 \frac{\text{Ton}}{\text{m}}$
P. Tabiquería	: $2.00 \times 1.00 \times 0.18 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2} =$	$0.36 \frac{\text{Ton}}{\text{m}}$
P. Acabados	: $2.00 \times 1.00 \times 0.12 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2} =$	$0.24 \frac{\text{Ton}}{\text{m}}$
	$W_D =$	$1.80 \frac{\text{Ton}}{\text{m}}$

Carga Viva o sobrecarga [W_L]:

S/C	: $2.00 \times 1.00 \times 0.35 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2} =$	$0.70 \frac{\text{Ton}}{\text{m}}$
	$W_L =$	$0.70 \frac{\text{Ton}}{\text{m}}$

3.2.2.2 Nivel 5:

Cargas Permanentes [W_D]:

P.P. Viga	: $0.30 \times 0.70 \times 1.00 \times 2.4 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^3} =$	$0.50 \frac{\text{Ton}}{\text{m}}$
P.P. Losa Aligerada	: $2.00 \times 1.00 \times 0.35 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2} =$	$0.70 \frac{\text{Ton}}{\text{m}}$
P. Tabiquería	: $2.00 \times 1.00 \times 0.10 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2} =$	$0.20 \frac{\text{Ton}}{\text{m}}$
P. Acabados	: $2.00 \times 1.00 \times 0.12 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2} =$	$0.24 \frac{\text{Ton}}{\text{m}}$
	$W_D =$	$1.64 \frac{\text{Ton}}{\text{m}}$

Carga Viva o sobrecarga [W_L]:

S/C	: $2.00 \times 1.00 \times 0.15 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2} =$	$0.30 \frac{\text{Ton}}{\text{m}}$
	$W_L =$	$0.30 \frac{\text{Ton}}{\text{m}}$

En la Fig. N° 11, se muestran el pórtico tipo II con las dimensiones de luces de las vigas y altura de entrepisos.



PORTICO TIPO 2 (EJE B)

Fig. N° 11

3.2.3 Pórtico Tipo III (Ejes 1 y 4)

3.2.3.1 Niveles 1 a 4:

Cargas Permanentes [W_D]:

P.P. Viga	: $0.25 \times 0.60 \times 1.00 \times 2.4 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^3}$	=	$0.36 \frac{\text{Ton}}{\text{m}}$
P.P. Losa Aligerada	: $3.13 \times 1.00 \times 0.35 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2}$	=	$1.09 \frac{\text{Ton}}{\text{m}}$
P. Tabiquería	: $3.13 \times 1.00 \times 0.18 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^3}$	=	$0.56 \frac{\text{Ton}}{\text{m}}$
P. Acabados	: $3.13 \times 1.00 \times 0.12 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2}$	=	$0.38 \frac{\text{Ton}}{\text{m}}$
	W_D	=	$2.39 \frac{\text{Ton}}{\text{m}}$

Carga Viva o sobrecarga [S/C]:

S/C	: $3.13 \times 1.00 \times 0.35 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2}$	=	$1.09 \frac{\text{Ton}}{\text{m}}$
	W_L	=	$1.09 \frac{\text{Ton}}{\text{m}}$

3.2.3.2 Nivel 5:

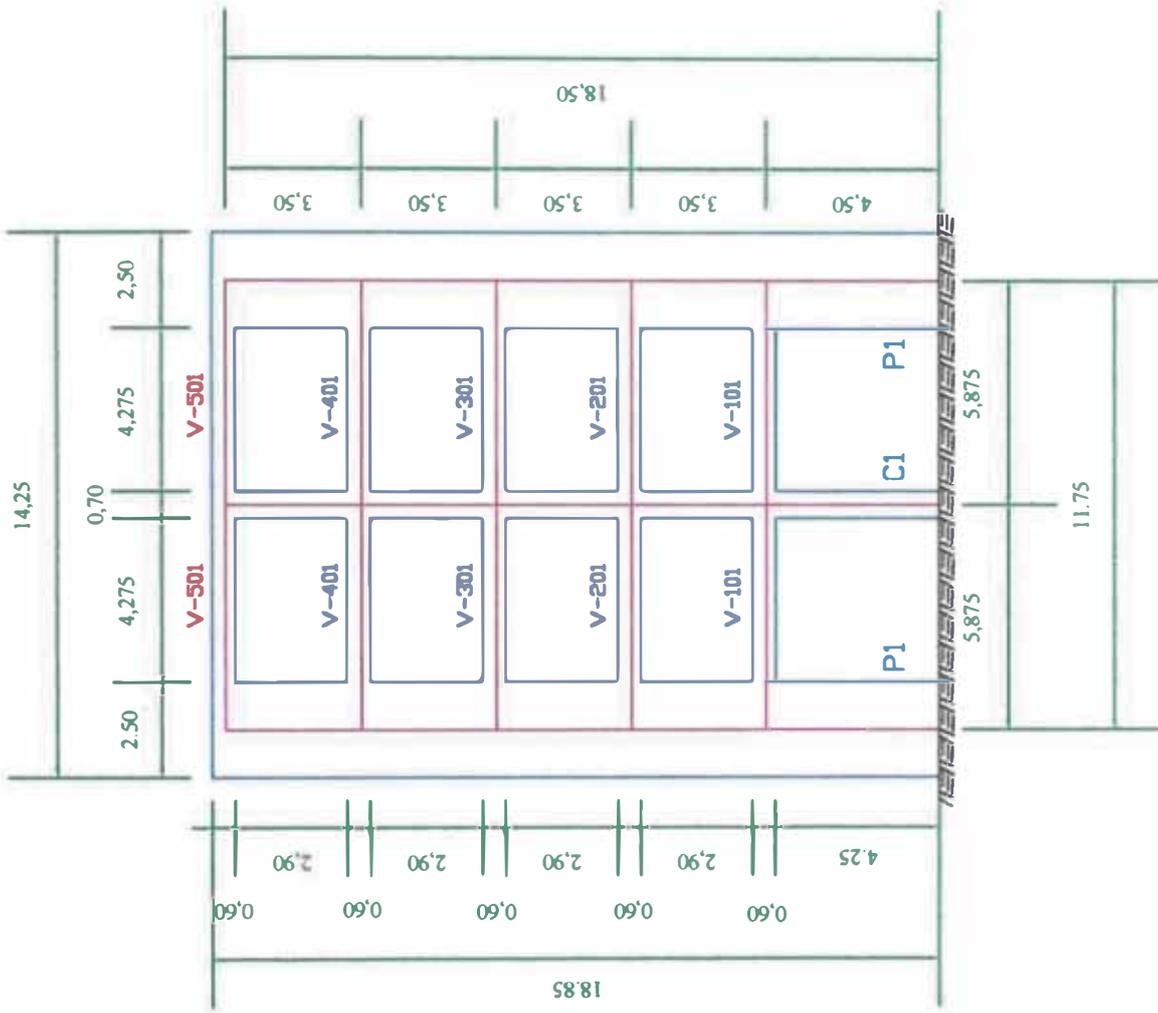
Cargas Permanentes [W_D]:

P.P. Viga	: $0.25 \times 0.60 \times 1.00 \times 2.4 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^3}$	=	$0.36 \frac{\text{Ton}}{\text{m}}$
P.P. Losa Aligerada	: $3.13 \times 1.00 \times 0.35 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2}$	=	$1.09 \frac{\text{Ton}}{\text{m}}$
P. Tabiquería	: $3.13 \times 1.00 \times 0.10 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2}$	=	$0.31 \frac{\text{Ton}}{\text{m}}$
P. Acabados	: $3.13 \times 1.00 \times 0.12 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2}$	=	$0.38 \frac{\text{Ton}}{\text{m}}$
	W_D	=	$2.14 \frac{\text{Ton}}{\text{m}}$

Carga Viva o sobrecarga [W_L]:

S/C	: $3.13 \times 1.00 \times 0.15 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2}$	=	$0.47 \frac{\text{Ton}}{\text{m}}$
	W_L	=	$0.47 \frac{\text{Ton}}{\text{m}}$

En la Fig. N° 12, se muestra el pórtico tipo III con las dimensiones de luces de las vigas y altura de entrepisos.



PORTICO TIPO 3 (EJES 1 Y 4)

Fig. N° 12

3.2.4 Pórtico Tipo IV (Ejes 2 y 3)

3.2.4.1 Niveles 1 a 4:

Cargas Permanentes [W_D]:

P.P. Viga	: $0.30 \times 0.70 \times 1.00 \times 2.4 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^3} =$	$0.50 \frac{\text{Ton}}{\text{m}}$
P.P. Losa Aligerada	: $6.00 \times 1.00 \times 0.35 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2} =$	$2.10 \frac{\text{Ton}}{\text{m}}$
P. Tabiquería	: $6.00 \times 1.00 \times 0.18 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^3} =$	$1.08 \frac{\text{Ton}}{\text{m}}$
P. Acabados	: $6.00 \times 1.00 \times 0.12 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2} =$	$0.72 \frac{\text{Ton}}{\text{m}}$
	$W_D =$	$4.40 \frac{\text{Ton}}{\text{m}}$

Carga Viva o sobrecarga [W_L]:

S/C	: $6.00 \times 1.00 \times 0.35 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2} =$	$2.10 \frac{\text{Ton}}{\text{m}}$
	$W_L =$	$2.10 \frac{\text{Ton}}{\text{m}}$

3.2.4.2 Nivel 5:

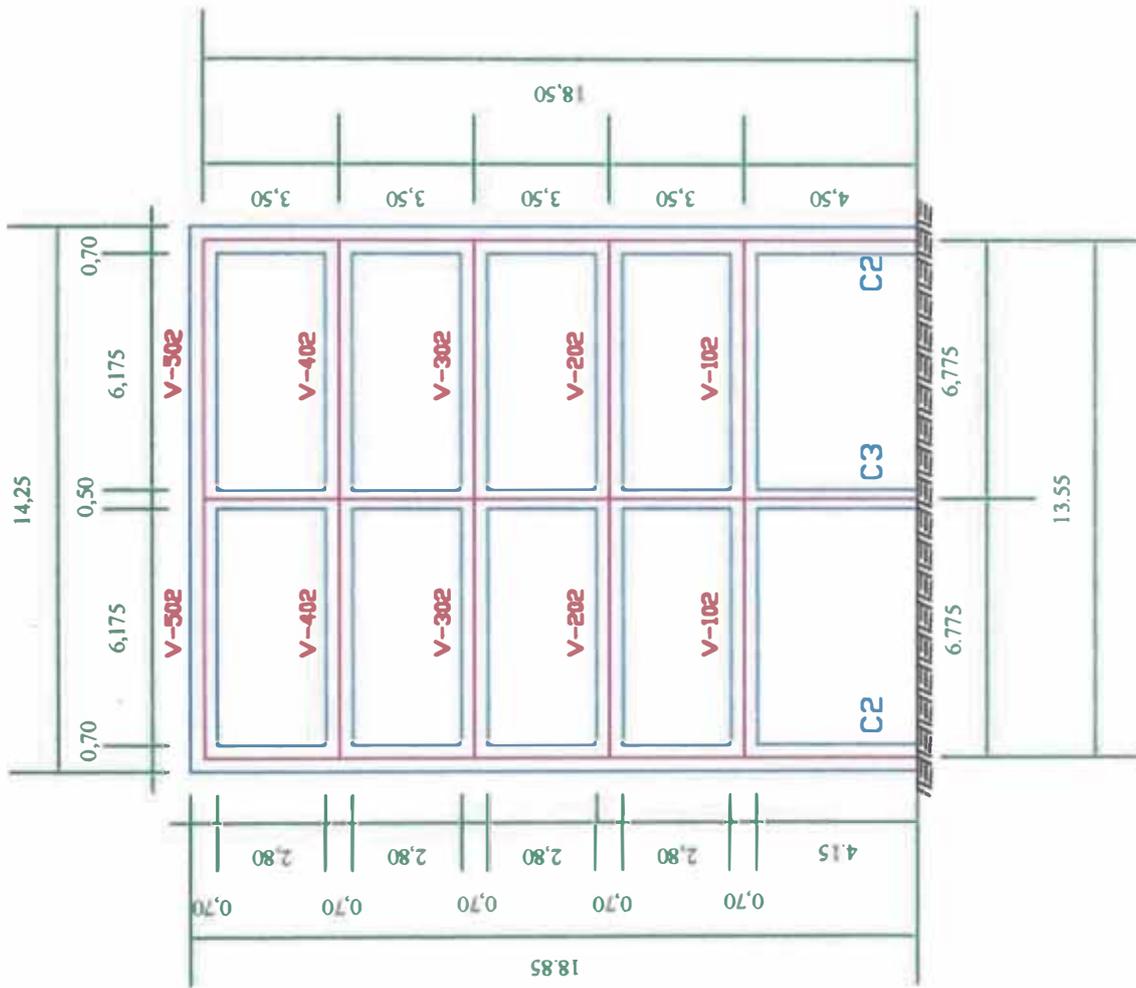
Cargas Permanentes [W_D]:

P.P. Viga	: $0.30 \times 0.70 \times 1.00 \times 2.4 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^3} =$	$0.50 \frac{\text{Ton}}{\text{m}}$
P.P. Losa Aligerada	: $6.00 \times 1.00 \times 0.35 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2} =$	$2.10 \frac{\text{Ton}}{\text{m}}$
P. Tabiquería	: $6.00 \times 1.00 \times 0.10 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2} =$	$0.60 \frac{\text{Ton}}{\text{m}}$
P. Acabados	: $6.00 \times 1.00 \times 0.12 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2} =$	$0.72 \frac{\text{Ton}}{\text{m}}$
	$W_D =$	$3.92 \frac{\text{Ton}}{\text{m}}$

Carga Viva o sobrecarga [W_L]:

S/C	: $6.00 \times 1.00 \times 0.15 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2} =$	$0.90 \frac{\text{Ton}}{\text{m}}$
	$W_L =$	$0.90 \frac{\text{Ton}}{\text{m}}$

En la Fig. N° 13, se muestra el pórtico tipo IV con las dimensiones de luces de las vigas y altura de entrepisos.



PORTICO TIPO 4 (EJES 2 Y 3)

Fig. Nº 13

3.3 Peso de la Edificación:

El peso (P), se calcula adicionando a la carga permanente y total de la Edificación un porcentaje de la carga viva o sobrecarga que se determina de la siguiente manera:

- En edificaciones de las categorías A y B, se toma el 50% de la carga viva.
- En azoteas y techos en general se tomará el 25% de la carga viva.

A continuación calcularemos el peso de la edificación:

QUINTO NIVEL	Peso	Área (m ²)	Long. (m)	Parcial (Kg)	Masa = Peso / g
Peso de Losa 5to Nivel	350	193.62	-	67767	
Peso de Viga V - X	2400	0.15	17.10	6156	
	2400	0.21	24.70	12449	
Peso de Viga V - Y	2400	0.15	13.70	4932	
	2400	0.21	16.60	8366	
Peso de Columnas	2400	6.93	1.75	29106	
Peso de Acabados	120	220.16	-	26419	
Peso de Tabiquería	100	220.16	-	22016	
25% Sobrecarga	37.5	220.16	-	8256	
Total				185467 Kg	18.93 Ton*seg2/m

CUARTO NIVEL	Peso	Área (m ²)	Long. (m)	Parcial (Kg)	Masa = Peso / g
Peso de Losa 4to Nivel	350	231.00	-	80850	
Peso de Viga V - X	2400	0.15	17.10	6156	
	2400	0.21	24.70	12449	
Peso de Viga V - Y	2400	0.15	24.90	8964	
	2400	0.21	16.60	8366	
Peso de Columnas	2400	6.93	3.50	58212	
Peso de Acabados	120	260.06	-	31207	
Peso de Tabiquería	180	260.06	-	46811	
50% Sobrecarga	175	260.06	-	45511	
Total				298526 Kg	30.46 Ton*seg2/m

TERCER NIVEL	Peso	Área (m ²)	Long. (m)	Parcial (Kg)	Masa = Peso / g
Peso de Losa 3er Nivel	350	231.00	-	80850	
Peso de Viga V - X	2400	0.15	17.10	6156	
	2400	0.21	24.70	12449	
Peso de Viga V - Y	2400	0.15	24.90	8964	
	2400	0.21	16.60	8366	
Peso de Columnas	2400	6.93	3.50	58212	
Peso de Acabados	120	260.06	-	31207	
Peso de Tabiquería	180	260.06	-	46811	
50% Sobrecarga	175	260.06	-	45511	
Total				298526 Kg	30.46 Ton*seg2/m

SEGUNDO NIVEL	Peso	Área (m2)	Long. (m)	Parcial (Kg)	Masa = Peso / g
Peso de Losa 2do Nivel	350	231.00	-	80850	
Peso de Viga V – X	2400	0.15	17.10	6156	
	2400	0.21	24.70	12449	
Peso de Viga V – Y	2400	0.15	24.90	8964	
	2400	0.21	16.60	8366	
Peso de Columnas	2400	6.93	3.50	58212	
Peso de Acabados	120	260.06	-	31207	
Peso de Tabiquería	180	260.06	-	46811	
50% Sobrecarga	175	260.06	-	45511	
Total				298526 Kg	30.46 Ton*seg2/m

PRIMER NIVEL	Peso	Área (m2)	Long. (m)	Parcial (Kg)	Masa = Peso / g
Peso de Losa 1er Nivel	350	231.00	-	80850	
Peso de Viga V – X	2400	0.15	17.10	6156	
	2400	0.21	24.70	12449	
Peso de Viga V – Y	2400	0.15	24.90	8964	
	2400	0.21	16.60	8366	
Peso de Columnas	2400	6.93	4.00	66528	
Peso de Acabados	120	260.06	-	31207	
Peso de Tabiquería	180	260.06	-	46811	
50% Sobrecarga	175	260.06	-	45511	
Total				306842 Kg	31.31 Ton*seg2/m

1387886 Kg

PESO Y MASA TOTAL = 1387.89 Ton 141.62 Ton*se2/m

En la Fig. N° 14, se muestra la elevación típica de la estructura y la distribución de las masas de los entrepisos.

ELEVACION DE ENTREPISOS Y MASAS

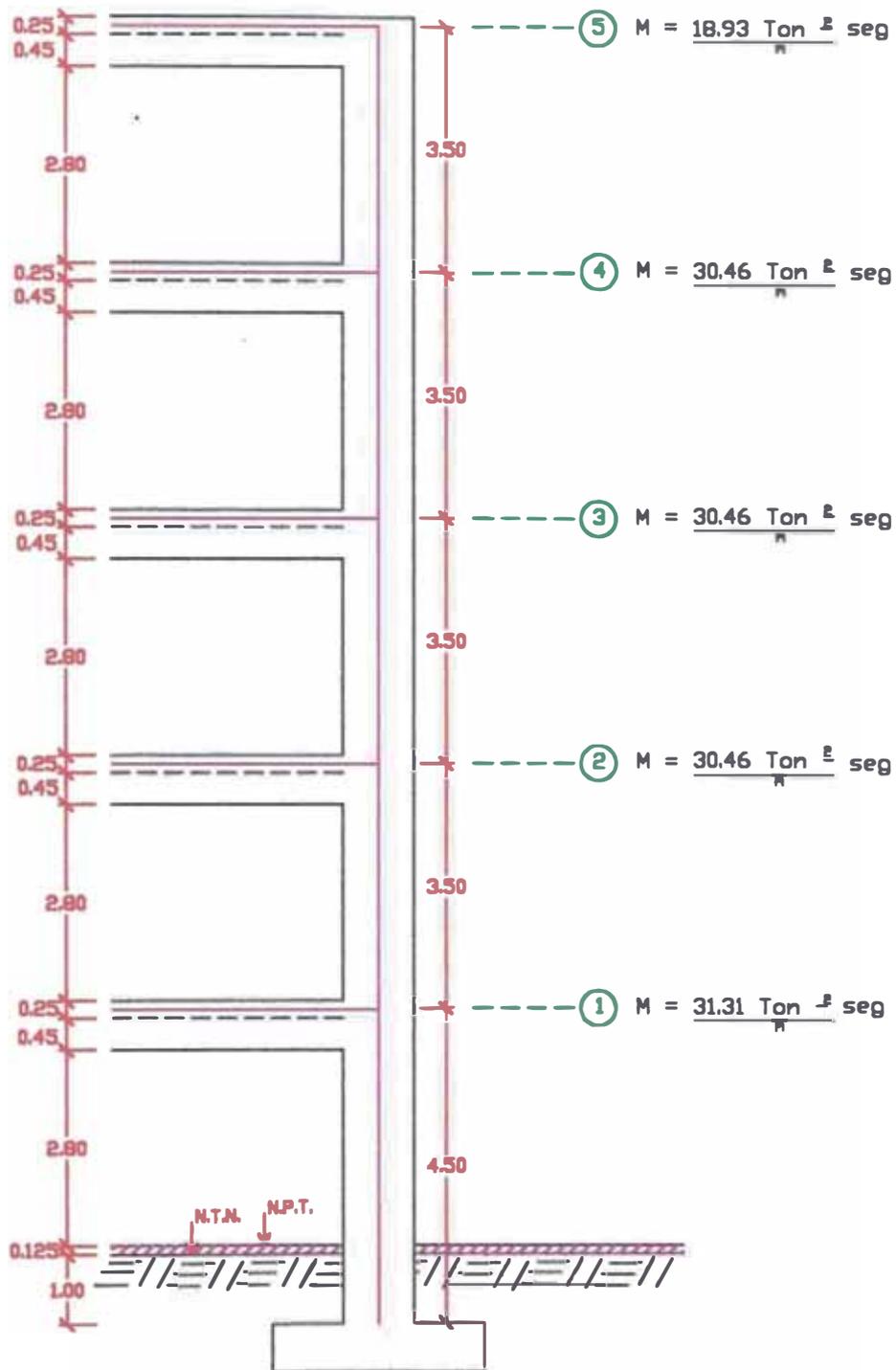


Fig. N° 14

Capítulo IV

Análisis Sísmico

4.1 Generalidades:

4.1.1 Introducción

Está reglamentado por la Norma Técnica de Edificación E.030 Diseño Sismorresistente, el cual establece los requisitos mínimos para que las edificaciones tengan un adecuado comportamiento sísmico con el fin de reducir el riesgo de vidas y daños materiales, y posibilitar que las edificaciones esenciales puedan seguir funcionando durante y después de un sismo.

Esta norma se aplica al diseño de todas las edificaciones nuevas, a la evaluación y reforzamiento de las edificaciones existentes y a la reparación de las edificaciones que resultaran dañadas por la acción de los sismos.

4.1.2 Filosofía del diseño sismorresistente

La norma establece que el proyecto y la construcción de edificaciones deben desarrollarse con la finalidad de garantizar un comportamiento que haga posible:

- a) Resistir sismos leves sin daño.
- b) Resistir sismos moderados considerando la posibilidad de daños estructurales leves
- c) Resistir sismos severos con posibilidad de daños estructurales importantes, evitando el colapso de la edificación.

4.1.3 De los planos y documentos del proyecto

Los planos, memoria descriptiva y especificaciones técnicas del proyecto estructural, deberán llevar la firma de un ingeniero civil colegiado, quien será el único autorizado para aprobar cualquier modificación a los mismos.

La memoria descriptiva y los planos del proyecto estructural deberán contener como mínimo la siguiente información:

- a) Sistema estructural sismorresistente.

- b) Parámetros para definir la fuerza sísmica o el espectro de diseño.
- c) Desplazamiento máximo del último nivel y el máximo desplazamiento relativo de entrepiso.

Los proyectos de edificaciones con más de 70 m de altura deberán estar respaldados con una memoria de datos y cálculos justificativos para su revisión y aprobación por la autoridad competente

4.2 Parámetros de Sitio:

4.2.1 Zonificación

El territorio nacional se considera dividido en tres zonas. La zonificación propuesta se basa en la distribución espacial de la sismicidad observada, las características generales de los movimientos sísmicos y la atenuación de éstos con la distancia epicentral, así como en información geotectónica.

A cada zona se asigna un factor Z según se indica en la tabla 1. Este factor se interpreta como la aceleración máxima del terreno con una probabilidad de 10% de ser excedida en 50 años.

TABLA N° 1 FACTORES DE ZONA	
ZONA	FACTOR DE ZONA - Z (g)
3	0.40
2	0.30
1	0.15

4.2.2 Condiciones geotécnicas

Para efectos de la norma sismorresistente, los perfiles de suelo se clasifican tomando en cuenta las propiedades mecánicas del suelo, el espesor del estrato, el periodo fundamental de vibración y la velocidad de propagación de la onda de corte. Los tipos de perfiles de suelos son cuatro, y se muestran en la tabla N° 2.

Debe considerarse el tipo de perfil que mejor describa las condiciones locales, utilizándose los correspondientes valores de T_p y S , que son el periodo fundamental de vibración del suelo y el factor de amplificación del suelo, dados en la Tabla N° 2

La norma recomienda que en los sitios donde las propiedades del suelo sean poco conocidas se podrá usar los valores correspondientes al perfil tipo S_3 . Sólo será necesario considerar un perfil tipo S_4 cuando los estudios geotécnicos así lo determinen.

Tabla N° 2 Parámetros del Suelo			
Tipo	Descripción	T_p (s)	S
S_1	Roca o suelos muy rígidos	0.4	1.0
S_2	Suelos intermedios	0.6	1.2
S_3	Suelos flexibles o con estratos de gran espesor	0.9	1.4
S_4	Condiciones excepcionales	*	*

(*) Los valores de T_p y S para este caso serán establecidos por el especialista, pero en ningún caso serán menores que los especificados para el perfil tipo S_3

4.2.3 Factor de Amplificación Sísmica

De acuerdo a las características de sitio, se define el factor de amplificación sísmica (C) por la siguiente expresión:

$$C = 2.5 \left(\frac{T_p}{T} \right)^{1.25} \quad C \leq 2.5$$

El coeficiente se interpreta como el factor de amplificación de la respuesta estructural respecto a la aceleración en el suelo.

4.3 Procedimientos de Análisis:

El análisis sísmico se realiza de diversas formas, sin embargo son dos los más usados frecuentemente, ellos son el método Análisis Estático y el método Análisis Dinámico.

Cualquier estructura puede ser diseñada usando los resultados de los análisis dinámicos.

Y sólo las estructuras clasificadas como regulares y de no más de 45 m. de altura podrán

analizarse mediante el procedimiento de fuerzas estáticas equivalentes.

Dado que las características del proyecto a evaluar, edificio de cinco niveles de 18.5 m de altura, de configuración estructural regular, cumple con los requisitos para hacer el análisis sísmico por el método estático, es que desarrollaremos a continuación dicho método. También desarrollaremos mas adelante el análisis dinámico.

4.3.1 Análisis Sísmico Seudo Tridimensional por Fuerzas Estáticas Equivalentes

Este método representa las solicitaciones sísmicas mediante un conjunto de fuerzas horizontales actuando en cada nivel de la edificación.

Procedimiento de Análisis:

4.3.1.1 Factor de zona:

El proyecto se ubica en la ciudad de Lima, que corresponde a una zona de mucha actividad sísmica:

Zona	Factor de Zona (Z)
3	0.4

4.3.1.2 Condiciones Geotécnicas:

La información que se tiene es que se trata de:

Perfil de suelo	Tipo S1
Periodo de vibración	T_p (s) = 0.4 s
Coefficiente S	S = 1.0

4.3.1.3 Periodo Fundamental:

El periodo fundamental para cada dirección se estimara con la siguiente expresión:

$$T = \frac{h_n}{C_t}$$

Donde: h_n = Altura total del edificio $\Rightarrow h_n = 18.5$ m.

$C_{t_x} = C_{t_y} = 45$, que de acuerdo a las normas este valor corresponde para edificios de concreto armado cuyos elementos sismorresistentes sean pórticos y las cajas de ascensores y escaleras.

Luego:
$$T = \frac{h_n}{C_t} = \frac{18.5}{45} = 0.41 \text{ s.}$$

4.3.1.4 Factor de amplificación sísmica:

Definida por la siguiente expresión:

$$C = 2.5 \left(\frac{T_p}{T} \right)^{1.25} ; \quad C \leq 2.5$$

Donde: T_p = Periodo fundamental de vibración del suelo. $T_p = 0.4 \text{ s}$
 T = Periodo fundamental de la estructura para cada dirección

Luego:
$$C = 2.5 \left(\frac{0.40}{0.41} \right)^{1.25} = 2.4$$

Pero a su vez debe cumplirse que: $C \leq 2.5 \Rightarrow C = 2.4$

4.3.1.5 Categoría de la Edificación:

En concordancia a las categorías indicadas en las normas sismorresistentes; el rubro Talleres corresponde a la **Categoría B** - Edificaciones Importantes; cuyo coeficiente de uso e importancia es $U = 1.3$

4.3.1.6 Sistema estructural:

La edificación corresponde a un Sistema Dual en el cual las fuerzas horizontales son resistidas por una combinación de pórticos y muros de concreto armado. La configuración estructural es del tipo regular.

Por lo tanto el Coeficiente de Reducción R a emplearse es el que corresponde a una estructura regular: $R_x = R_y = 10$

4.3.1.7 Fuerza cortante en la base:

La fuerza cortante total en la base de la estructura, correspondiente a la dirección considerada se determina por la siguiente expresión:

$$V = \frac{ZUSC}{R} P \dots(\beta) \quad \frac{C}{R} \geq 0.1$$

Donde:
$$\frac{C}{R} = \frac{C_x}{R_x} = \frac{C_y}{R_y} = \frac{2.40}{10} = 0.24 \geq 0.1 \quad Ok!$$

Luego reemplazando todos los valores obtenidos en la ecuación (β):

$$V = V_x = V_y = \frac{0.4 \times 1.3 \times 1.0 \times 2.40}{10} \times 1387.89 \text{ Ton} = 173.21 \text{ Ton}$$

4.3.1.8 Distribución de la fuerza sísmica en altura :

De acuerdo con la norma, si el periodo fundamental, T, es mayor que 0.7 segundos, una parte de la fuerza cortante V, denominada Fa, deberá aplicarse como fuerza concentrada en la parte superior de la estructura. Esta fuerza Fa se determinará mediante la expresión:

$$F_a = 0.07 T V \leq 0.15 V$$

Donde el período T en la expresión anterior será el mismo que el usado para la determinación de la fuerza cortante en la base.

El resto de la fuerza cortante, es decir V - Fa se distribuirá entre los distintos niveles, incluyendo el último, de acuerdo a la siguiente expresión:

$$F_i = \frac{P_i h_i}{\sum_{j=1}^n P_j h_j} (V - F_a)$$

Para el caso particular de mi proyecto : $T = 0.41 \text{ s} < 0.7 \text{ s} \Rightarrow F_a = 0$

En consecuencia la distribución de la Fuerza Sísmica en la altura estará dada por :

$$F_i = \frac{P_i h_i}{\sum_{j=1}^n P_j h_j} V$$

CUADRO N° 3

Piso	Altura (m)	Peso (Ton)	Peso x Altura	Fi (Ton)
5	18.5	185.47	3431.15	39.33
4	15.0	298.53	4477.89	51.33
3	11.5	298.53	3433.05	39.35
2	8.0	298.53	2388.21	27.37
1	4.5	306.84	1380.79	15.83
Total:		1387.89	15111.09	173.21

4.3.1.9 Efectos de Torsión:

De acuerdo con la norma, la fuerza en cada nivel (Fi) se supondrá actuando en el centro de masas del nivel respectivo, debiendo considerarse además el efecto de excentricidades accidentales, que para cada dirección de análisis dichas excentricidades (e) en cada nivel,

se considera como 0.10 veces la dimensión del edificio en la dirección perpendicular a la de aplicación de las fuerzas. Se muestra a continuación las excentricidades accidentales y los centros de masa en cada nivel del proyecto:

Piso	Centro de Masas		Excentricidades	
	x (m)	y (m)	Ehx (m)	Ehy (m)
5	7.00	9.00	1.425	1.825
4	7.00	9.00	1.425	1.825
3	7.00	9.00	1.425	1.825
2	7.00	9.00	1.425	1.825
1	7.00	9.00	1.425	1.825

4.3.1.10 Uso del programa A3se versión 1a Del Doctor Hugo Scaletti Farina:

Se hace uso de este programa para hacer el análisis sísmico lineal seudo – tridimensional de estructuras aporricadas de concreto armado mediante fuerzas estáticas equivalentes.

En el anexo N° 1, se presentan los resultados del programa A3se (método estático), de todo el sistema estructural sismorresistente de la edificación, en donde observamos que, con las mismas dimensiones de las vigas, columnas y placas los valores de las distorsiones de los entrepisos son mucho mayores que los valores de las distorsiones obtenidos por el método dinámico. Se verifica que el análisis sísmico estático es muy conservador, que para disminuir los valores de las distorsiones de los entrepisos, se tiene que aumentar las dimensiones de las vigas, columnas y placas, aumentando así el peso de la edificación resultando antieconómica.

4.3.2 Análisis Sísmico Seudo Tridimensional con Modelo Dinámico

El análisis dinámico de las edificaciones podrá realizarse mediante procedimientos de superposición espectral o por medio de análisis de tiempo – historia.

Para edificaciones convencionales podrá usarse el procedimiento de superposición espectral; y para edificaciones especiales deberá usarse un análisis de tiempo – historia.

En el presente informe utilizaremos el Análisis por Superposición Espectral.

Procedimiento de Análisis:

4.3.2.1 Modos de Vibración:

Los periodos naturales y modos de vibración podrán determinarse por un procedimiento de análisis que considere apropiadamente las características de rigidez y la distribución de las masas de la estructura. Se considerará 15 modos de vibración.

4.3.2.2 Aceleración Espectral:

Para cada una de las direcciones horizontales analizadas se utilizará un espectro inelástico de pseudo aceleraciones definido por:

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

Donde: Sa = Espectro de aceleraciones

g = Aceleración de la gravedad

Todos los términos de la formula son constantes, excepto el coeficiente sísmico “C”:

$$C = \left(\frac{T_p}{T} \right)^{1.25}, \quad C \leq 2.5$$

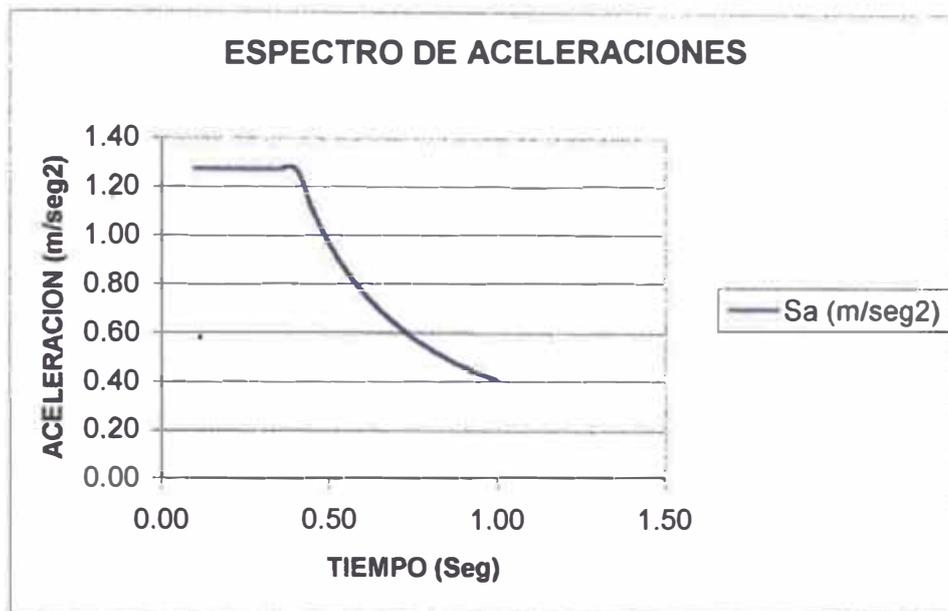
Donde: T_p= Periodo fundamental de vibración del suelo. T_p= 0.4 s

T= Periodo fundamental de la estructura para cada dirección

Dando valores a T, obtenemos el siguiente espectro de aceleraciones:

ESPECTRO DE ACELERACIONES

T(seg)	C	Sa (m/seg ²)
0.10	2.5	1.27
0.20	2.5	1.27
0.25	2.5	1.27
0.30	2.5	1.27
0.35	2.5	1.27
0.40	2.5	1.27
0.45	2.2	1.10
0.50	1.9	0.96
0.55	1.7	0.86
0.60	1.5	0.77
0.65	1.4	0.69
0.70	1.2	0.63
0.75	1.1	0.58
0.80	1.1	0.54
0.85	1.0	0.50
0.90	0.9	0.46
0.95	0.8	0.43
1.00	0.8	0.41



4.3.2.3 Criterios de Superposición:

Mediante los criterios de superposición que se indican, se podrá obtener la respuesta máxima esperada (r) tanto para las fuerzas internas en los elementos componentes de la estructura, como para los parámetros globales del edificio como fuerza cortante en la base, cortantes de entrepiso, momentos de volteo, desplazamientos totales y relativos de entrepiso.

La respuesta máxima elástica esperada (r) correspondiente al efecto conjunto de los diferentes modos de vibración empleados (r_i) se determina usando la siguiente expresión:

$$r = 0.25 \sum_{i=1}^m |r_i| + 0.75 \sqrt{\sum_{i=1}^m r_i^2}$$

Alternativamente, la respuesta máxima podrá estimarse mediante la combinación cuadrática completa de los valores calculados para cada modo.

4.3.2.4 Fuerza Cortante Mínima en la Base:

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

Si fuera necesario incrementar el cortante para cumplir los mínimos señalados, se deberán escalar proporcionalmente todos los otros resultados obtenidos, excepto los desplazamientos.

4.3.2.5 Masas e Inercia Rotacional (J_o):

En el Anexo 9 vemos las plantas típicas de la edificación del 1° al 4° piso y del 5° piso en donde se determina los valores correspondientes de J (rigidez torsional) y A (área de planta); el peso de la edificación lo obtenemos del capítulo III y determinamos el siguiente cuadro:

Nivel	Peso (Ton)	Masa = Peso / g	Jo = J x m / A
5	185.47	18.93	887.07
4	298.53	30.46	1360.88
3	298.53	30.46	1360.88
2	298.53	30.46	1360.88
1	306.84	31.31	1398.86

4.3.2.6 Uso del programa A3s versión 1.5d Del Doctor Hugo Scaletti Farina:

Se hace uso de este programa para hacer el análisis sísmico lineal pseudo – tridimensional de estructuras apertadas de concreto armado mediante superposición modal espectral. Mediante este análisis se determina las dimensiones de las vigas, columnas y placas, que conforman la edificación, las cuales tienen que ser capaces de dar rigidez a toda la estructura frente a solicitaciones sísmicas y cumplir con las distorsiones de los entrepisos

los cuales tienen que ser menores a: $\frac{\Delta_i}{he_i} \leq 0.007$

Se hizo el análisis de la estructura en forma iterativa tanto por rigidez como por resistencia, hasta determinar las dimensiones óptimas de los elementos estructurales.

El sistema estructural sismorresistente final del proyecto se mostró en las Fig. N° 7 y N° 8, la cual se encuentra conformada por 4 placas en forma de L de 2.50 m. de longitud en cada lado por 0.25 m. de espesor, ubicadas en las esquinas del edificio; 6 columnas rectangulares de 0.40 x 0.70 m ubicadas en los extremos de los pórticos principales y secundarios y 2 columnas centrales de 0.50 x 0.50 m. Las vigas principales (Ejes 2 y 3) y la viga secundaria (Eje B) son de 0.30 x 0.70 m, y las vigas perimetrales (vigas principales y secundarias) son de 0.25 x 0.60 m.

Tal como se mencionó anteriormente, a esta misma configuración estructural se le hizo el análisis estático (aplicación del programa A3se), verificándose que los desplazamientos relativos de entrepiso no cumplen con lo que dispone la norma sismorresistente, es por ello que se procedió a hacer el análisis dinámico que nos muestra el comportamiento real de la estructura en conjunto, frente a solicitaciones sísmicas.

Una cualidad importante del programa **A3s versión 1.5d** (método dinámico), es que se pueden ingresar directamente los cortantes mínimos en la base para cada una de las direcciones consideradas en el análisis, que en éste caso por tratarse de una estructura regular es el 80% del valor calculado por el método estático; el programa considera que si fuera necesario incrementar el cortante para cumplir los mínimos señalados, hace la acción de escalar proporcionalmente todos los resultados obtenidos, excepto los desplazamientos.

$$V_{[\text{Estático}]} = V_x = V_y = 173.21 \text{ Ton}$$

$$V_{[\text{mínimo}]} = 0.80 \times 173.21 \text{ Ton} = 138.57 \text{ Ton}$$

$$V_{[\text{mínimo}]} = 138.57 \text{ Ton (valor que se ingresa en el programa A3s).}$$

4.3.2.7 Análisis de resultados:

Está en concordancia con los desplazamientos laterales permisibles, que indica la norma sismorresistente.

El máximo desplazamiento relativo de entrepiso para estructuras de concreto armado debe ser:

$$\frac{\Delta_i}{h_{e_i}} \leq 0.007$$

siendo por lo tanto el desplazamiento lateral máximo admisible de:
 $\Delta_i = h_{e_i} \times 0.007 = 3.50 \text{ m} \times 0.007 = 0.0245 \text{ m}.$

En el anexo N° 2, se presentan los resultados del programa A3s (método dinámico), de todo el sistema estructural sismorresistente de la edificación, en donde observamos nos muestra los desplazamientos, distorsiones, fuerzas concentradas y cortantes en cada nivel, tanto para la estructura en el contexto global como para cada uno de los pórticos que la constituyen en las dos direcciones de análisis.

En el análisis sísmico nos interesa los máximos desplazamientos relativos de entrepiso. Ello se calcula multiplicando por R los resultados obtenidos del análisis lineal y elástico con las solicitaciones sísmicas reducidas. A continuación se presenta dichos valores extraídos del Anexo N° 2 y se verifica que cumplen con los desplazamientos laterales máximos permisibles.

DESPLAZAMIENTO RELATIVO DE ENTREPISOS
Respuesta Sísmica - Análisis Dinámico - A3s vs. 1.5d

Efectos Globales

Sismo en la dirección X							
Nivel	Altura (h)	Desplazamiento	Distorsión	Coefficiente Reducción	Desplazamiento relat. entrepiso	Máximo desp. relat. Entrepiso	Conformidad
5	3.5	0.01016	0.00223	10	0.0064	0.007	Ok
4	3.5	0.00797	0.00238	10	0.0068	0.007	Ok
3	3.5	0.00574	0.00236	10	0.0067	0.007	Ok
2	3.5	0.00345	0.00206	10	0.0059	0.007	Ok
1	4.5	0.00141	0.00141	10	0.0031	0.007	Ok

Sismo en la dirección Y							
Nivel	Altura (h)	Desplazamiento	Distorsión	Coefficiente Reducción	Desplazamiento relat. entrepiso	Máximo desp. relat. Entrepiso	Conformidad
5	3.5	0.01029	0.00228	10	0.0065	0.007	Ok
4	3.5	0.00804	0.00242	10	0.0069	0.007	Ok
3	3.5	0.00578	0.00238	10	0.0068	0.007	Ok
2	3.5	0.00348	0.00207	10	0.0059	0.007	Ok
1	4.5	0.00142	0.00142	10	0.0032	0.007	Ok

Efectos en los Pórticos

Pórtico tipo I (Ejes A y C) - Sismo en la dirección Y							
Nivel	Altura (h)	Desplazamiento	Distorsión	Coefficiente Reducción	Desplazamiento relat. entrepiso	Máximo desp. relat. Entrepiso	Conformidad
5	3.5	0.01029	0.00228	10	0.0065	0.007	Ok
4	3.5	0.00804	0.00241	10	0.0069	0.007	Ok
3	3.5	0.00578	0.00238	10	0.0068	0.007	Ok
2	3.5	0.00348	0.00207	10	0.0059	0.007	Ok
1	4.5	0.00142	0.00142	10	0.0032	0.007	Ok

Pórtico tipo II (Eje B) - Sismo en la dirección Y							
Nivel	Altura (h)	Desplazamiento	Distorsión	Coefficiente Reducción	Desplazamiento relat. entrepiso	Máximo desp. relat. Entrepiso	Conformidad
5	3.5	0.01029	0.00228	10	0.0065	0.007	Ok
4	3.5	0.00804	0.00241	10	0.0069	0.007	Ok
3	3.5	0.00578	0.00238	10	0.0068	0.007	Ok
2	3.5	0.00348	0.00207	10	0.0059	0.007	Ok
1	4.5	0.00142	0.00142	10	0.0032	0.007	Ok

Pórtico tipo III (Ejes 1 y 4) - Sismo en la dirección X							
Nivel	Altura (h)	Desplazamiento	Distorsión	Coefficiente Reducción	Desplazamiento relat. entrepiso	Máximo desp. relat. Entrepiso	Conformidad
5	3.5	0.01016	0.00223	10	0.0064	0.007	Ok
4	3.5	0.00797	0.00238	10	0.0068	0.007	Ok
3	3.5	0.00574	0.00236	10	0.0067	0.007	Ok
2	3.5	0.00345	0.00206	10	0.0059	0.007	Ok
1	4.5	0.00141	0.00141	10	0.0031	0.007	Ok

Pórtico tipo IV (Ejes 2 y 3) - Sismo en la dirección X							
Nivel	Altura (h)	Desplazamiento	Distorsión	Coefficiente Reducción	Desplazamiento relat. entrepiso	Máximo desp. relat. Entrepiso	Conformidad
5	3.5	0.01016	0.00223	10	0.0064	0.007	Ok
4	3.5	0.00797	0.00238	10	0.0068	0.007	Ok
3	3.5	0.00574	0.00236	10	0.0067	0.007	Ok
2	3.5	0.00345	0.00206	10	0.0059	0.007	Ok
1	4.5	0.00141	0.00141	10	0.0031	0.007	Ok

Para el Análisis Sísmico, el sistema estructural ha sido definido como un **Sistema Dual**, en el cual las fuerzas horizontales son resistidas por una combinación de pórticos y muros de concreto armado. La norma técnica de edificación E-030 Diseño Sismorresistente indica que en este tipo de sistemas estructurales, los pórticos deben ser diseñados para tomar por lo menos el 25% de la fuerza cortante en la base. Bajo esta condición se analiza los resultados de la fuerza cortante asimilada por cada uno de los pórticos al actuar el sismo tanto en la dirección X como en la dirección Y.

Se presenta a continuación el resumen de los resultados de la aplicación del programa A3s versión 1.5d referente a la fuerza cortante basal que toma cada pórtico; resultados extraídos del Anexo N° 2.

FUERZA CORTANTE BASAL EN LOS PORTICOS

EN LA DIRECCION Y		
Pórtico Tipo I (Eje A) (Pórtico con placas en los extremos)		
Elemento	Corte en la base del elemento (Ton)	Corte en la base del pórtico (Ton)
Columna 1	31.819	66.504
Columna 2	1.433	
Columna 3	1.433	
Columna 4	31.819	
Pórtico Tipo I (Eje C) (Pórtico con placas en los extremos)		
Elemento	Corte en la base del elemento (Ton)	Corte en la base del pórtico (Ton)
Columna 1	31.819	66.504
Columna 2	1.433	
Columna 3	1.433	
Columna 4	31.819	
Pórtico Tipo II (Eje B) (Pórtico con únicamente columnas)		
Elemento	Corte en la base del elemento (Ton)	Corte en la base del pórtico (Ton)
Columna 1	1.060	5.680
Columna 2	1.780	
Columna 3	1.780	
Columna 4	1.060	
Corte Total actuante en dirección Y = 138.69 Toneladas		
Pórticos	Cortante basal	Porcentaje (%)
VA + VC	133.008 Toneladas	95.90
VB	5.680 Toneladas	4.10
Total	138.688 Toneladas	100.00

EN LA DIRECCION X		
Pórtico Tipo III (Eje 1) (Pórtico con placas en los extremos)		
Elemento	Corte en la base del elemento (Ton)	Corte en la base del pórtico (Ton)
Columna 1	30.480	63.711
Columna 2	2.751	
Columna 3	30.480	
Pórtico Tipo III (Eje 4) (Pórtico con placas en los extremos)		
Elemento	Corte en la base del elemento (Ton)	Corte en la base del pórtico (Ton)
Columna 1	30.480	63.711
Columna 2	2.751	
Columna 3	30.480	
Pórtico Tipo IV (Eje 2) (Pórtico con únicamente columnas)		
Elemento	Corte en la base del elemento (Ton)	Corte en la base del pórtico (Ton)
Columna 1	1.915	5.620
Columna 2	1.790	
Columna 3	1.915	
Pórtico Tipo IV (Eje 3) (Pórtico con únicamente columnas)		
Elemento	Corte en la base del elemento (Ton)	Corte en la base del pórtico (Ton)
Columna 1	1.915	5.620
Columna 2	1.790	
Columna 3	1.915	
Corte Total actuante en dirección X = 138.662 Toneladas		
Pórticos	Cortante basal	Porcentaje (%)
V1 + V4	127.422 Toneladas	91.89
V2 + V3	11.240 Toneladas	8.11
Total	138.662 Toneladas	100.00

En los cuadros de resúmenes anteriores se observa lo siguiente:

Respuesta sísmica de la estructura en dirección Y

Los pórticos en los ejes A y C con placas en los extremos toman en conjunto el 95.90% de la fuerza cortante basal.

Mientras que el pórtico en el eje B (sin placas), toma el 4.10% de la fuerza cortante basal.

Respuesta sísmica de la estructura en dirección X

Los pórticos en los ejes 1 y 4 con placas en los extremos toman en conjunto el 91.89% de la fuerza cortante basal.

Mientras que los pórticos en los ejes 2 y 3 (sin placas), toman en conjunto el 8.11% de la fuerza cortante basal.

Para cumplir la indicación de la Norma Técnica E-0.30 Diseño Sismorresistente, referente a que en un **Sistema estructural Dual**, los pórticos deben ser diseñados para tomar por lo menos el 25% de la fuerza cortante en la base, amplificaremos el espectro de aceleraciones por un factor que se obtiene de la siguiente manera:

Pórticos	% Fuerza cortante basal	Factor de amplificación
Pórtico B	4.10 %	$\frac{25.0}{4.10} = 6.10$
Pórtico 2 + Pórtico 3	8.11 %	$\frac{25.0}{8.11} = 3.08$

Habiendo obtenido los factores de amplificación del espectro de aceleraciones, se hacen dos corridas más para la base de datos del programa A3s, amplificando en cada una de las corridas el espectro de aceleraciones con cada uno de los factores de amplificación obtenidas en el cuadro anterior, esta acción permite obtener las reales solicitaciones sísmicas a las que estará expuesta el pórtico de eje B en la dirección Y y los pórticos de los ejes 2 y 3 en la dirección X.

En resumen, para efectos del Análisis estructural y posterior diseño, las solicitaciones sísmicas para cada uno de los elementos estructurales, se obtuvo haciendo tres corridas del programa A3s:

En la primera corrida (sin amplificar el espectro), se verifica la conformidad en los desplazamientos y distorsiones en cada nivel de la estructura, por lo tanto se concluye que las secciones de los elementos estructurales son conformes por rigidez; obteniéndose además, las solicitaciones sísmicas para los elementos de los pórticos de ejes A, C, 1 y 4. (Ver Anexo N° 2).

En la segunda corrida (espectro amplificado con el factor = 6.10), se obtiene las solicitaciones sísmicas para los elementos del pórtico de eje B, (mayores a los obtenidos en la primera corrida). No se considera las solicitaciones de los demás pórticos.

En el **Anexo N° 3** se muestra la base de datos correspondiente y las solicitaciones sísmicas para los elementos estructurales del eje B.

En la tercera corrida (espectro amplificado con el factor = 3.08), se obtiene las solicitaciones sísmicas para los elementos de los pórticos de ejes 2 y 3, (mayores a los obtenidos en la primera corrida). No se considera las solicitaciones de los demás pórticos.

En el **Anexo N° 4** se muestra la base de datos correspondiente y las solicitaciones sísmicas para los elementos estructurales de los ejes 2 y 3.

Todos este conjunto de resultados de las solicitaciones sísmicas en todos los elementos de la estructura, obtenidos de la aplicación del programa A3s se condensan en un solo archivo (archivo de transferencia), para luego ser usados en la aplicación del programa **A2e versión 1.2** del Dr. Hugo Scaletti Farina, al hacer el Análisis estructural de la estructura en conjunto para cargas sísmicas y cargas de gravedad.

El archivo de transferencia que reúne todo el conjunto de resultados mencionados en el párrafo anterior son simplemente valores numéricos y se presenta en el **Anexo N° 5**.

CAPITULO V

Análisis Estructural

En el Análisis Estructural se obtienen las fuerzas internas que aparecen en cada uno de los elementos del Sistema Estructural como respuesta a las acciones externas que actúan en la estructura en conjunto. Estas acciones externas actuantes son las cargas horizontales (cargas de sismo y/o cargas de viento) y las cargas verticales (cargas permanentes y sobrecargas).

Para el Análisis Estructural de la Edificación se usara el **programa A2e versión 1.2** del Dr. Hugo Scaletti Farina. Este programa tiene la particularidad de modelar perfectamente estructuras aporticadas con muros de corte.

Otra ventaja que ofrece el programa es que recoge en forma automática los resultados obtenidos del análisis sísmico (aplicación del programa A3s), correspondiente al conjunto de fuerzas internas que se dan en cada uno de los elementos: vigas, columnas y placas; esto se da a través de un archivo de transferencia generado durante la ejecución del programa A3s.

Por consiguiente, sólo se ingresa en la base de datos del programa A2e las cargas verticales (cargas permanentes y sobrecargas) actuantes en la estructura. En el capítulo III se obtuvieron el metrado de las cargas permanentes y sobrecargas.

El programa A2e, calcula la carga permanente que corresponde al peso propio de los elementos verticales llámese columnas o placas; por lo tanto no es necesario metrar el peso de dichos elementos.

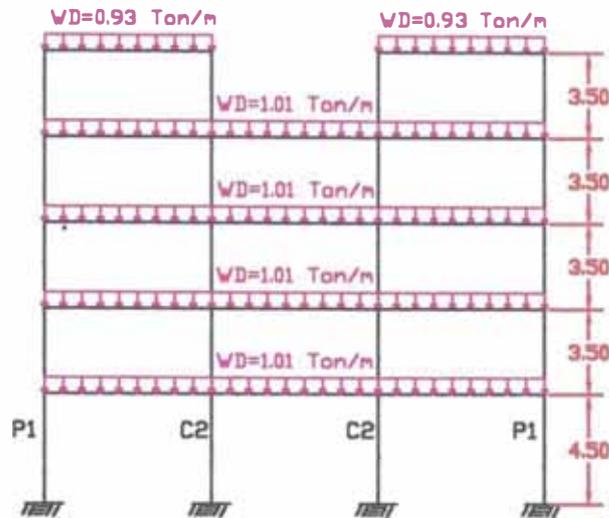
En la base de datos del programa A2e se ingresan las cargas verticales cargando a las vigas de cada uno de los pórticos, el cual se representa mediante cargas distribuidas en la longitud de la viga.

La base de datos y el reporte de resultados de la aplicación del programa **A2e** se presenta en el **Anexo N° 6**.

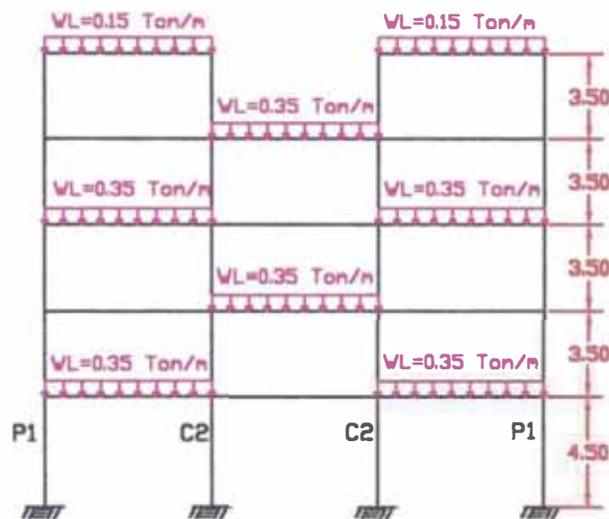
A continuación se presentan en las Figuras N° 15, 16, 17 y 18 la distribución (damero) de cargas permanentes y sobrecargas que considera el programa A2e para cada uno de los cuatro tipos de pórticos.

ESQUEMA DE SISTEMAS DE CARGAS DE GRAVEDAD
PORTICO TIPO I - PORTICOS EJES A Y C

CARGA MUERTA (D)



CARGA VIVA (L1)



CARGA VIVA (L2)

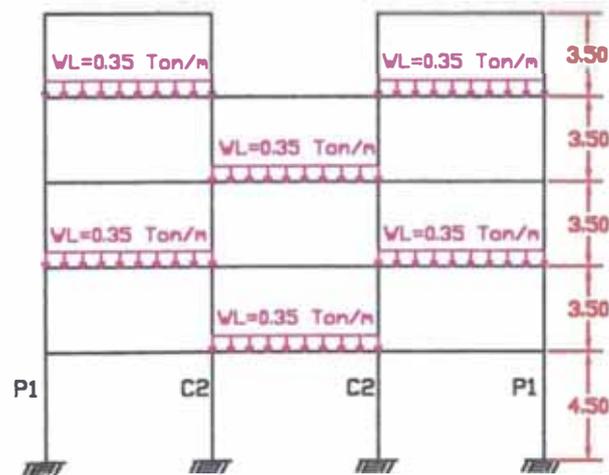
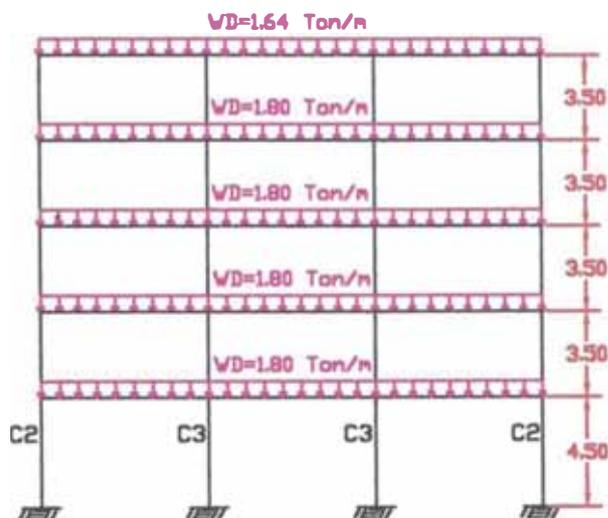


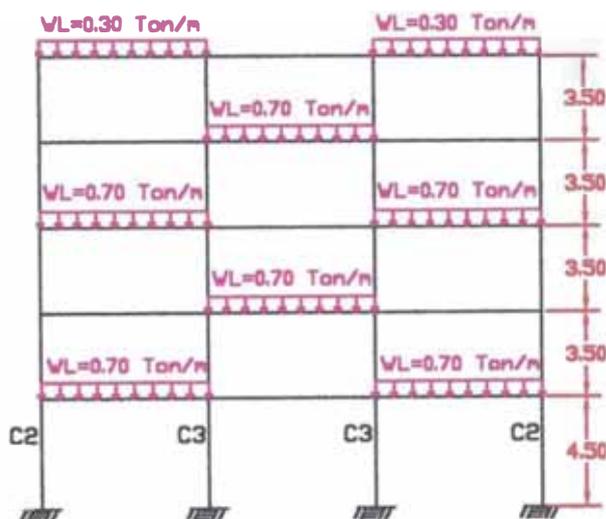
Fig. N° 15

ESQUEMA DE SISTEMAS DE CARGAS DE GRAVEDAD PORTICO TIPO II - PORTICO EJE B

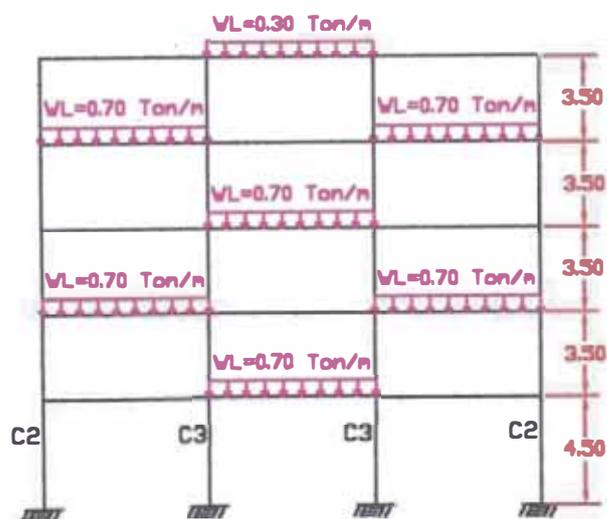
CARGA MUERTA (D)



CARGA VIVA (L1)



CARGA VIVA (L2)

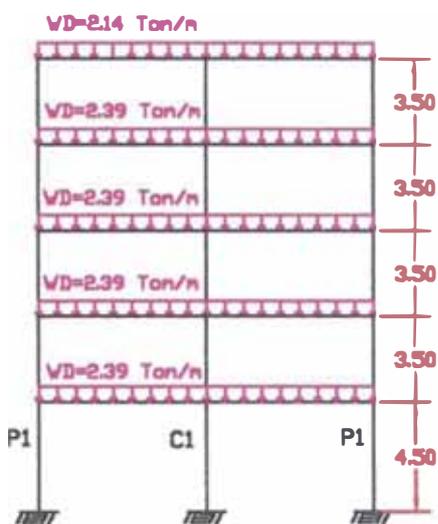


Fla. Nº 16

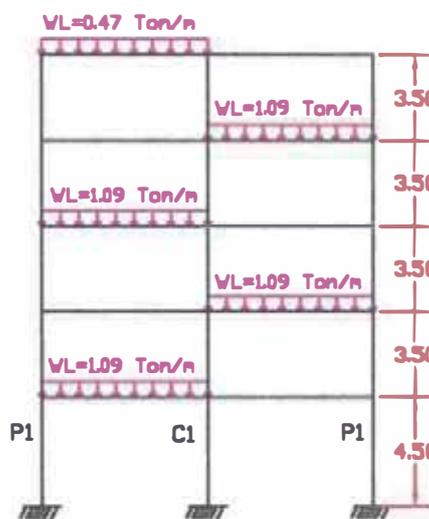
ESQUEMA DE SISTEMAS DE CARGAS DE GRAVEDAD

PORTICO TIPO III - PORTICOS EJES 1 Y 4

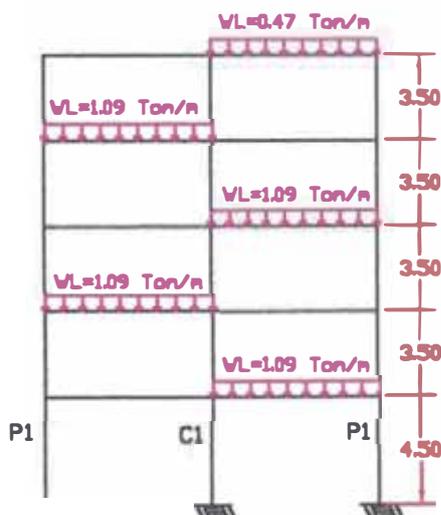
CARGA MUERTA (D)



CARGA VIVA (L1)



CARGA VIVA (L2)



CARGA VIVA (L3)

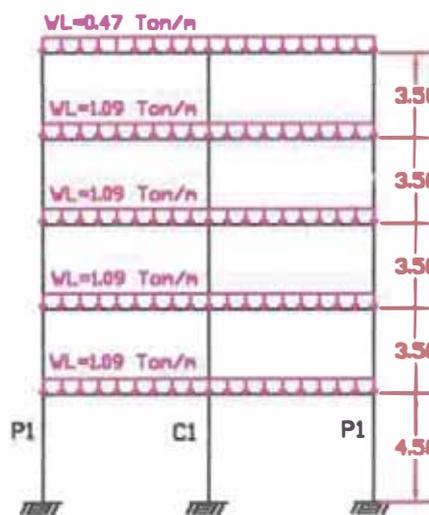
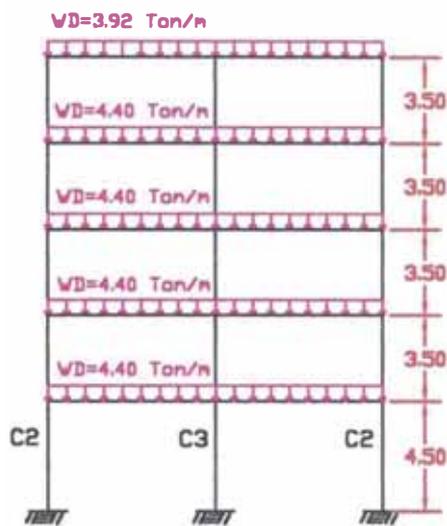


Fig. Nº 17

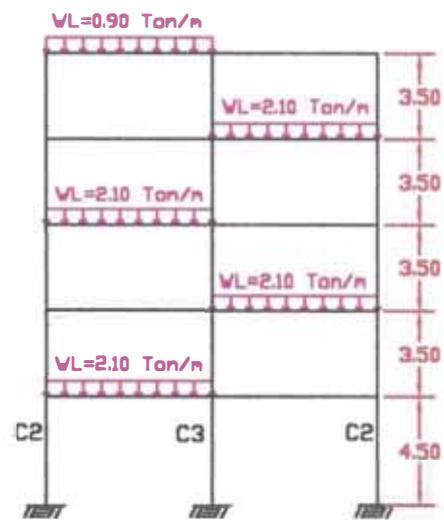
ESQUEMA DE SISTEMAS DE CARGAS DE GRAVEDAD

PORTICO TIPO IV - PORTICOS EJES 2 Y 3

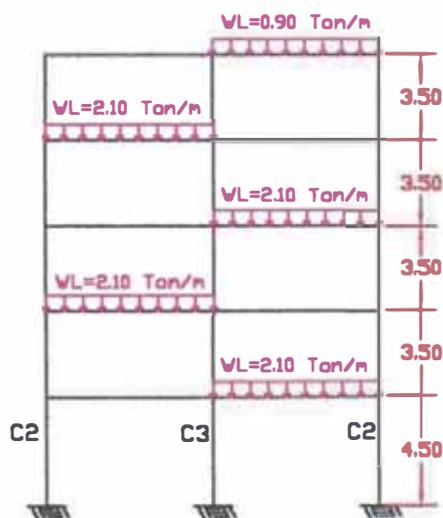
CARGA MUERTA (D)



CARGA VIVA (L1)



CARGA VIVA (L2)



CARGA VIVA (L3)

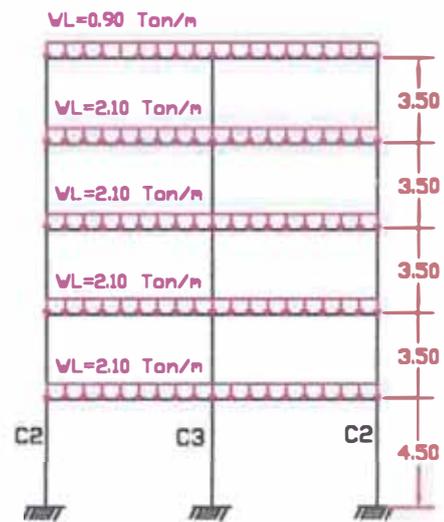


Fig. N° 18

CAPITULO VI

Diseño de Elementos Estructurales

6.1 Generalidades.-

El diseño estructural consiste en determinar las dimensiones y características de los elementos de una estructura para que esta cumpla una cierta función con un grado de seguridad razonable, comportándose además satisfactoriamente una vez en condiciones de servicio. Definiendo entonces una estructura como un sistema o conjunto de partes que se combinan en forma ordenada para cumplir una función dada.

Debido a esto es necesario conocer las relaciones que existen entre las características de los elementos de una estructura, las solicitaciones que deben soportar y los efectos que dichas solicitaciones producen en la estructura (acción – respuesta de la estructura).

Las acciones en una estructura son las solicitaciones a las que pueda estar sometida, tales como, peso propio, cargas vivas, aceleraciones de sismo, asentamientos, presiones de vientos. La respuesta de una estructura, es su comportamiento bajo una acción determinada, puede expresarse como deformación, agrietamiento, vibración, durabilidad.

Desde luego la respuesta es función de las características de la estructura.

Para todas las combinaciones posibles de acciones y características de una estructura, se poseerá base racional para establecer un método de diseño. Este tendrá por objeto determinar las características que deberá tener una estructura para que al estar sometida a ciertas acciones, su comportamiento o respuesta sea aceptable desde los puntos de vista de seguridad frente a la falla y de utilidad en condiciones de servicio.

En la actualidad existen, básicamente, dos métodos de diseño en concreto armado: diseño elástico o por cargas de servicio y diseño plástico o resistencia última (método a la rotura). El código del ACI en su edición de 1995 presenta los dos métodos de diseño. Sin embargo, da mayor énfasis al diseño a la rotura, al cual el código denomina método de diseño por resistencia.

En el presente informe, el método de diseño que se utilizará para los elementos estructurales, es el **método plástico o resistencia última (método a la rotura)**.

6.2 Diseño por el método plástico o resistencia última (método a la rotura).-

El diseño por rotura se fundamenta en que las secciones de los miembros de las estructuras se diseñan tomando en cuenta las deformaciones inelásticas para alcanzar la resistencia máxima, o sea el concreto trabajando a su máxima resistencia y el acero en cedencia, por lo tanto, se estima mejor la capacidad de carga del elemento estructural.

Algunas de las ventajas de este procedimiento son:

- 1.- El diseño por rotura permite controlar el modo de falla de una estructura compleja considerando la resistencia última de las diversas partes del sistema. Algunos elementos se diseñan con menor margen de seguridad que otros para inducir su falla primero.
- 2.- Permite obtener un diseño mas eficiente, considerando la distribución de esfuerzos que se presenta dentro del rango inelástico.
- 3.- Este método no utiliza el módulo de elasticidad del concreto, el cual es variable con la carga. Esto evita introducir imprecisiones en torno a éste parámetro.
- 4.- El método de diseño a la rotura permite evaluar la ductilidad de la estructura.
- 5.- Este procedimiento permite usar coeficientes de seguridad distintos para los diferentes tipos de carga.

La desventaja de usar este método es que sólo se basa en criterios de resistencia. Sin embargo, es necesario garantizar que las condiciones de servicio sean óptimas, es decir, que no se presenten deflexiones excesivas, ni agrietamientos críticos. Con la mejora en la calidad del concreto y la obtención de secciones cada vez menores, se tiende a perder rigidez e incrementar las deflexiones y el ancho de fisuras. Por ello, es conveniente usar este método en combinación con otros procedimientos para verificar el adecuado comportamiento de las piezas bajo cargas de servicio.

6.2.1 Factores de Seguridad.-

El código del ACI introduce el factor de seguridad en el diseño a través de dos mecanismos: **amplificación** de las cargas de servicio y **reducción** de la resistencia teórica del elemento estructural.

6.2.1.1 Factores de amplificación de cargas.-

Las cargas de servicio se estiman haciendo uso de los códigos, reglamentos o normas, que en este caso se ha empleado las cargas citadas en el Reglamento Nacional de Construcciones. La carga última de diseño es la suma de las diversas cargas actuantes en la estructura afectadas por un factor de amplificación. Este factor tiene el propósito de

dar seguridad adecuada contra un aumento en las cargas de servicio más allá de las especificadas en el diseño para que sea sumamente improbable la falla. Los factores de carga también ayudan a asegurar que las deformaciones bajo las cargas de servicio no sean excesivas.

Los factores de cargas son distintos para diversos tipos de cargas debido a que, por ejemplo, es menos probable que la carga muerta de una estructura se exceda a la considerada en el diseño, a que la carga viva si ocurra, por esto su factor de amplificación es menor. La carga máxima de la estructura debe ser igual por lo menos a la suma de cada carga de servicio multiplicada por su factor respectivo de carga.

De acuerdo a las normas de cargas del RNC, la carga W_u necesaria para la carga muerta D y la carga viva L calculada o legalmente especificada, esta debe ser por lo menos igual a:

$$W_u = 1.5 * D + 1.8 * L$$

Si debe incluirse en el proyecto la resistencia a los efectos de las cargas de sismo, la carga W_u necesaria se considerará igual a :

$$W_u = 1.25 * (D + L \pm S)$$

En los casos en que la carga viva sea nula, la carga W_u necesaria se considerara igual a:

$$W_u = 0.9 * D \pm 1.25 * S$$

Las expresiones que permiten determinar la carga última se denominan combinaciones de cargas. De acuerdo a las solicitaciones que actúan sobre un elemento, se propone un juego de combinaciones. Debe de evaluarse cada una de ellas y desarrollar el diseño haciendo uso de las solicitaciones más críticas.

El **programa A2e** hace uso de las combinaciones de cargas propuestas en el ACI 318-83. Simultáneamente a la amplificación de las cargas de servicio, el código propone la reducción de la resistencia teórica de los elementos de concreto armado como un medio para incrementar el factor de seguridad del diseño.

6.2.1.2 Factores de reducción de capacidad.-

Los factores de reducción de capacidad ϕ se proporcionan para tomar en cuenta inexactitudes en el cálculo y fluctuaciones en la resistencia del material, en la mano de obra y en las dimensiones.

Le resistencia confiable de la sección a utilizar en los diseños se considera como la resistencia teórica multiplicada por ϕ , donde este valor depende de la importancia de las cantidades variables.

La resistencia calculada de los elementos debe reducirse de acuerdo con el código ACI, así como de acuerdo al código Peruano, mediante los factores de reducción ϕ para obtener una estimación conservadora de la resistencia disponible, a continuación se presenta los factores ϕ de reducción de carga para diversas sollicitaciones propuestos por el código, que además se emplea en el presente trabajo:

<u>Tipo de Esfuerzo</u>	<u>Factor ϕ de reducción</u>
* Flexión pura.....	0.90
* Tracción y flexo-tracción	0.90
* Compresión y flexo-compresión	
Para miembros con refuerzo en espiral.....	0.75
Para otro tipo de miembros.....	0.70
* Corte y torsión	0.85
* Aplastamiento del concreto.....	0.70
* Concreto simple	0.65

En el caso de flexo-compresión, es posible incrementar el factor de reducción cuando predomina la flexión. De otro lado, en regiones de alto riesgo sísmico existen también provisiones adicionales en torno a estos factores.

6.3.- Diseño de Losas Aligeradas.-

6.3.1.- Generalidades.-

Las losas aligeradas 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, los cuales se muestran en el siguiente cuadro:

Material	# de huecos	Ancho (cm)	Largo (cm)	Altura (cm)
Arcilla	8	30	30	12
			25	15
Arcilla	4	30	30	20
			25	

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

Para el diseño de losas aligeradas con ladrillos, el peso propio de la losa se puede estimar empleando la siguiente tabla:

Altura de la losa (cm)	Peso de losa (kg/m ²)
17 (12 + 5)	250
20 (15 + 5)	300
25 (20 + 5)	350
30 (25 + 5)	400

Las losas aligeradas se calculan por viguetas.

El código ACI, especifica que las losas aligeradas deben cumplir con los siguientes requerimientos:

- 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 viga.
- El espaciamiento libre entre los nervios o viguetas será como máximo 75 cm.
- Si la losa tiene embebidas tuberías, su espesor deberá ser por lo menos 2.5 cm. mayor que el diámetro exterior de los tubos.
- En las losas nervadas en una dirección el refuerzo perpendicular a los nervios o viguetas deberá cumplir 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.
- Las losas aligeradas más usadas son de 20 y 25 cm. con un espesor de losa de 5 cm. y un ancho de viga de 10 cm. Por cuestiones constructivas, es aconsejable no colocar mas de dos varillas de acero por viga. Por otro lado, no es conveniente emplear refuerzo en compresión en estos elementos pues al ser poco peraltados, su efectividad es casi nula.
- Se debe de colocar refuerzo mínimo por temperatura en la dirección perpendicular a las viguetas.

6.3.2.- Procedimiento de diseño de la Losa Aligerada.-

El análisis de las losas aligeradas se efectúa como vigas continuas, aplicando cualquier método de cálculo apropiado para estos casos. En el presente informe se utilizará las hojas de cálculo **Análisis de Vigas y Pórticos Simples** del Dr. Hugo Scaletti Farina, las cuales se muestran en el Anexo N° 7. Dichas hojas de cálculo nos muestran resultados de momentos flectores, el acero requerido por flexión y las fuerzas cortantes a lo largo de cada tramo de las viguetas. Entonces nos queda verificar que estos momentos no superen los máximos momentos resistentes de la sección, así como también las fuerzas cortantes que ocurren no superen la fuerza cortante máxima que debe tomar el concreto.

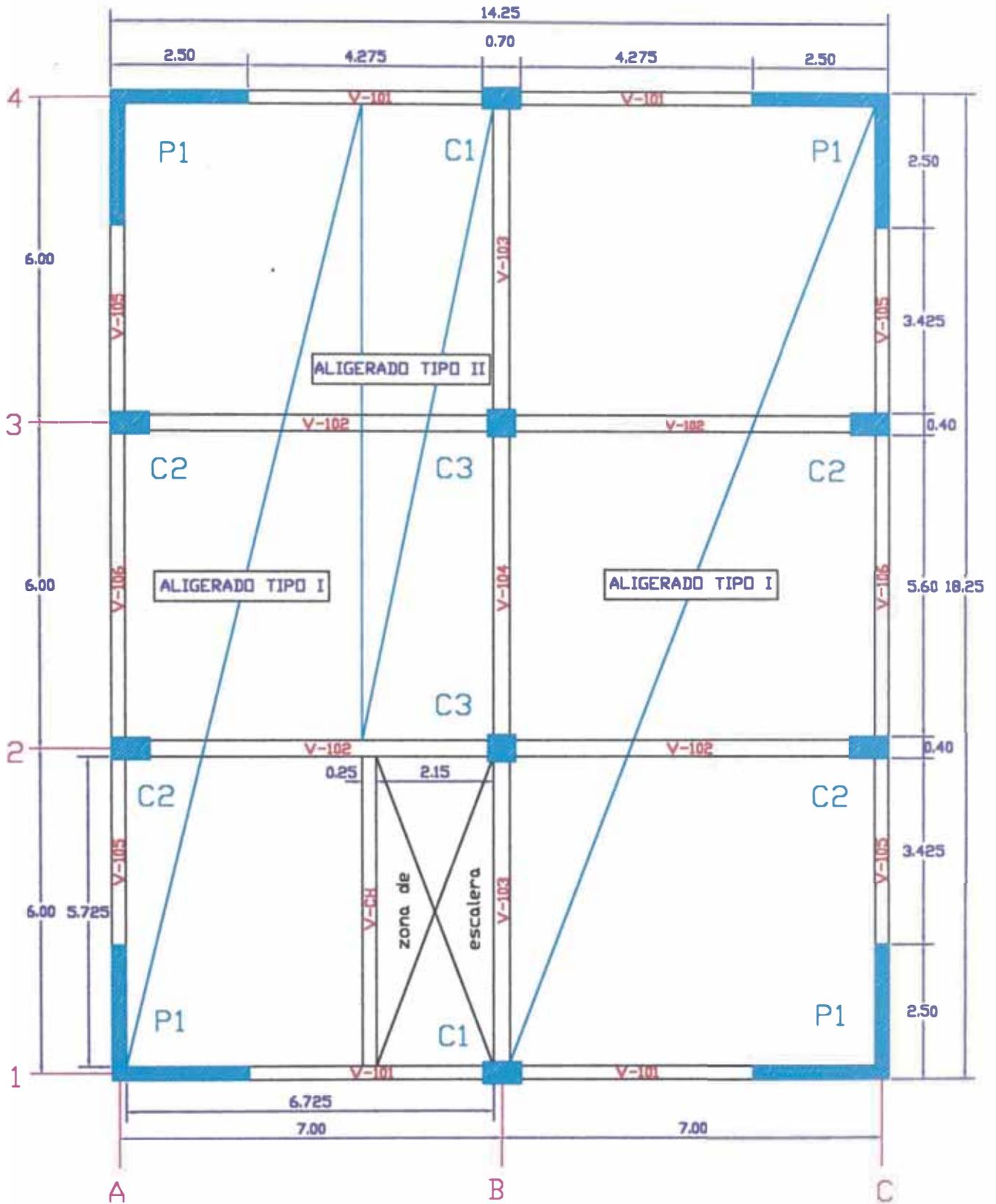
En las figuras 19 y 20 se muestran los cinco tipos de aligerados que se presentan en la estructura en general.

En el capítulo II, Predimensionamiento de elementos estructurales, se determinó el peralte de la losa aligerada igual a $h=0.25m$. y en el capítulo III, Metrado de cargas, se determinó las cargas de diseño por vigueta que a continuación se presentan:

RESUMEN DE CARGAS PARA ALIGERADOS

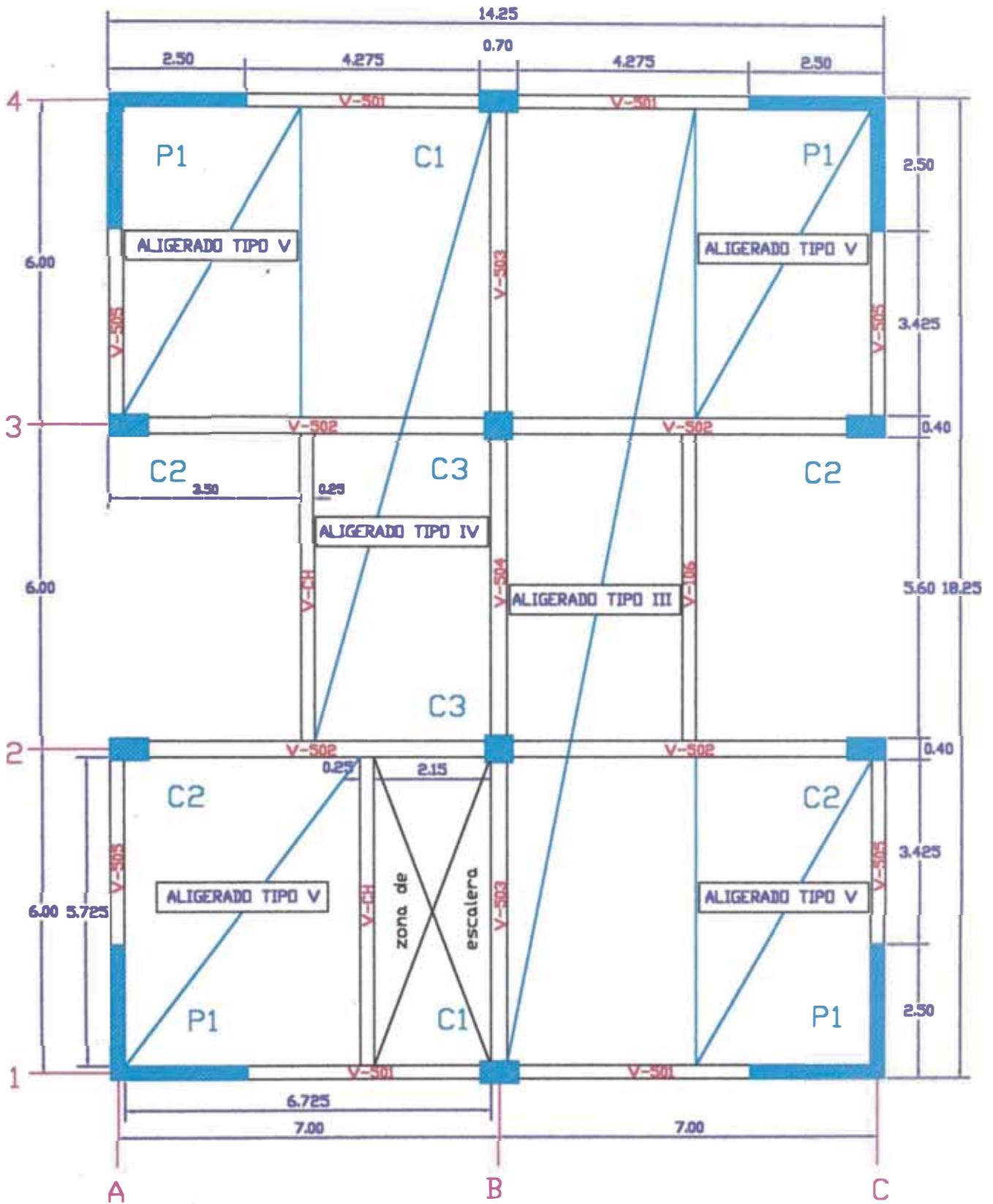
Nivel	h (m)	W _D (Ton/m)	W _L (Ton/m)
1° al 4°	0.25	0.26	0.14
5°	0.25	0.23	0.06

Estos datos se ingresan en las hojas de cálculo, **Análisis de Vigas y Pórticos Simples** del Dr. Hugo Scaletti Farina.



PLANTA DE LAS LOSAS ALIGERADAS DEL 1º AL 4º NIVEL

Fig. Nº 19



PLANTA DE LAS LOSAS ALIGERADAS DEL 5º NIVEL

Fig. Nº 20

6.3.3.- Máximos momentos resistentes en la sección.-**Momento Positivo.-**

Datos:

$$\begin{aligned} b &= 40\text{cm.} & f'c &= 210 \text{ kg/cm}^2 \\ d &= 22\text{cm.} & fy &= 4200 \text{ kg/cm}^2 \end{aligned}$$

Hacemos uso de la expresión:

$$Mto_{\text{máx}} = \Phi f'c b d^2 \omega (1 - 0.59\omega) \quad \dots\dots(\alpha)$$

$$\omega_{\text{máx}} = \rho_{\text{máx}} \frac{fy}{f'c} \quad \dots\dots(\beta)$$

$$\rho_{\text{máx}} = 0.75\rho_b \quad \dots\dots(\gamma)$$

$$\rho_b = 0.85\beta_1 \frac{f'c}{fy} \frac{6000}{(6000 + fy)} \quad \dots\dots(\theta)$$

Reemplazando datos en las ecuaciones θ , γ , β se tiene:

$$\rho_b = 0.0213;$$

$$\rho_{\text{máx}} = 0.75 \times 0.0213 = 0.0160$$

$$\omega_{\text{máx}} = 0.0160 \times \frac{4200}{210} = 0.320$$

Luego en la expresión (α) tenemos:

$$Mto_{\text{máx}+} = 0.9 \times 0.21 \frac{\text{Ton}}{\text{cm}^2} \times 0.40\text{m} \times (22 \text{ cm})^2 \times 0.320 \times (1 - 0.59 \times 0.320) = 9.48 \text{ Ton} \times \text{m}$$

Momento Negativo.-

Datos:

$$\begin{aligned} b &= 10\text{cm.} & f'c &= 210 \text{ kg/cm}^2 \\ d &= 22\text{cm.} & fy &= 4200 \text{ kg/cm}^2 \end{aligned}$$

Hacemos uso de la expresión (α):

$$Mto_{\text{máx}-} = 0.9 \times 0.21 \frac{\text{Ton}}{\text{cm}^2} \times 0.10\text{m} \times (22 \text{ cm})^2 \times 0.320 \times (1 - 0.59 \times 0.320) = 2.37 \text{ Ton} \times \text{m}$$

6.3.4.- Corte Máximo en la sección de losa aligerada.-

El esfuerzo cortante que toma el concreto no debe exceder de $0.53\sqrt{f'c} b_w d$; Sin embargo, si las recomendaciones del código del ACI mencionadas anteriormente son satisfechas, la resistencia al corte del concreto se incrementa en un 10% pues es posible la redistribución de la sobrecarga entre viguetas adyacentes.

En consecuencia el esfuerzo cortante máximo que puede tomar el concreto en una vigueta será:

$$V_c = V_v = \phi \times 1.1 \times 0.53 \sqrt{f'c} b_w d$$

$$V_c = 0.85 \times 1.1 \times 0.53 \sqrt{210} (10) \times 0.10 \text{m} \times 0.22 \text{m} = 1.58 \text{ Ton}$$

Si aún así la resistencia al corte del concreto no es suficiente para resistir las cargas aplicadas, se tiene que ensanchar las viguetas en una cierta longitud, los cuales se determinan de la siguiente manera:

Longitud de ensanche (X) :

$$V_u - W * X = V_c \quad \rightarrow \quad X = \frac{V_u - V_c}{W}$$

Nuevo ancho (b') :

$$V_u = V_c = U_c * b' * d \quad \rightarrow \quad b' = \frac{V_u}{U_c * d}$$

Con estas nuevas dimensiones, se contrarresta el esfuerzo cortante.

6.3.5.- Verificación y comentario de resultados de las hojas de cálculo.-**a) Losa Aligerada tipo I.-**

Observando los resultados de las hojas de cálculo mostrados en el Anexo N° 7, vemos que los momentos positivos y negativos máximos que se presentan en las secciones de las viguetas, son menores que los momentos resistentes máximos de la sección determinado en 6.3.3. Por lo tanto los aceros obtenidos son los correctos. Sin embargo, a la hoja de cálculo habría que complementarlo con el cálculo de los momentos negativos en los extremos ya que no lo presenta:

Se usará los coeficientes de diseño del ACI para calcular el momento negativo en los

extremos de cada losa, correspondiéndole el coeficiente de $\frac{1}{24} * W_u * l_n^2$

Determinación de la carga última para las losas del 1° al 4° nivel:

$$W_u = 1.5 \cdot W_D + 1.8 \cdot W_L$$

$$W_u = 1.5 \cdot 0.26 + 1.8 \cdot 0.14 = 0.642 \text{ Ton/m.}$$

Luego:

$$M_{to(-)} = \frac{1}{24} W_u l_n^2 = \frac{1}{24} (0.642) \times 5.725^2 = 0.877 \text{ Ton} - m$$

El refuerzo que le corresponde es:

$$- A_s = \frac{M_u}{\phi f_y \left(d - \frac{a}{2} \right)} \dots (1) \quad a = \frac{A_s f_y}{0.85 f' c b} \dots (2)$$

Partimos con un valor de $a = d/5$

$$- A_s = \frac{0.877 \text{ Ton} - m}{0.9 \times 4.2 \frac{\text{Ton}}{\text{cm}^2} (0.22\text{m} \times 0.9)} = 1.17 \text{ cm}^2 \quad a = \frac{1.17 \times 4.2}{0.85 \times 0.21 \times 10} = 2.75 \text{ cm}$$

Luego, con $a = 2.75\text{cm.}$, reemplazamos en la ecuación (1)

$$- A_s = \frac{0.877 \text{ Ton} - m}{0.9 \times 4.2 \frac{\text{Ton}}{\text{cm}^2} (0.22\text{m} - 0.0275 / 2)} = 1.12 \text{ cm}^2$$

De igual manera, para la losa aligerada del 5° nivel:

$$W_u = 1.5 \cdot 0.23 + 1.8 \cdot 0.06 = 0.453 \text{ Ton/m}$$

Siguiendo el mismo procedimiento anterior se obtiene

$$-A_s = 0.78 \text{ cm}^2.$$

Por lo tanto usar **1 ϕ 1/2"** (Refuerzo negativo en los extremos de los cinco tipos de aligerados).

Con respecto al esfuerzo cortante que toma el concreto, vemos que en las secciones que corresponde a los apoyos interiores, la resistencia al corte no es suficiente, por lo tanto se tiene que ensanchar las viguetas:

Del Anexo N° 7 obtenemos el máximo esfuerzo cortante que se presenta en las viguetas, que es igual a $V_u = 2.24 \text{ Ton}$. Luego determinamos la longitud de ensanche y el nuevo ancho de vigueta:

Longitud de ensanche:

$$X = \frac{V_u - V_c}{W_u} \quad \rightarrow \quad X = \frac{2.24\text{Ton} - 1.58\text{Ton}}{0.642\text{Ton/m}} = 1.00\text{m}$$

Nuevo ancho:

$$b' = \frac{V_u}{U_c * d} \quad \rightarrow \quad b' = \frac{2.24}{0.85 * 1.1 * 0.53 * \sqrt{210 * 10} * .22} = 0.15\text{m} = 15\text{cm}$$

Luego con las dimensiones determinadas, la resistencia al esfuerzo cortante del concreto en los apoyos, se incrementa a $V_c = 2.37$ Ton. Así como también los momentos resistentes se incrementan a $M_c = 3.56$ Ton x m

En la Fig. N° 21 se muestran las dimensiones de longitud de ensanche y el nuevo ancho de las viguetas.

b) Losa Aligerada tipo II.-

Los momentos positivos máximos que se presentan son menores que los momentos resistentes máximos de la sección y los momentos negativos máximos que se presentan en los apoyos son mayores que los momentos resistentes máximos de la sección, pero con las dimensiones de longitud de ensanche y el nuevo ancho determinados para la losa tipo I, los momentos de la sección resultan mayores a los momentos negativos. Por lo tanto los aceros obtenidos son los correctos.

Con respecto al esfuerzo cortante, vemos que en el apoyo interior, la resistencia al corte que toma el concreto no es suficiente. Pero con las dimensiones de longitud de ensanche y el nuevo ancho de viguetas determinados anteriormente para la losa tipo I, vemos que el corte del concreto es mayor que el corte que se presenta en los apoyos.

c) Losa Aligerada tipo III.-

Los momentos positivos y negativos máximos que se presentan son menores que los momentos resistentes máximos de la sección, en igual forma, se observa que la resistencia al corte que toma el concreto es suficiente para resistir las cargas aplicadas.

d) Losa Aligerada tipo IV.-

Los momentos positivos y negativos máximos que se presentan son menores que los momentos resistentes máximos de la sección, en igual forma, se observa que la resistencia al corte que toma el concreto es suficiente para resistir las cargas aplicadas.

e) Losa Aligerada tipo V.-

Las acciones ocurrentes son similares al de la losa aligerada tipo III y tipo IV.

La disposición y detalle del refuerzo longitudinal en las viguetas se muestran en las Fig. N° 22, 23 y 24.

6.3.6.- Refuerzo por contracción y temperatura.-

Las estructuras de extensión considerable, como las losas, están sometidas a esfuerzos altos generados por la contracción de fragua y los cambios de temperatura, los que tienden a ocasionar agrietamientos pronunciados. Para evitar este fenómeno se requiere de una cierta cantidad de refuerzo, denominado comúnmente refuerzo de temperatura.

En las losas armadas en una dirección, el refuerzo principal por flexión hace las veces de refuerzo de temperatura en la dirección en que está colocado. Sin embargo, en la dirección perpendicular, es necesario disponer acero exclusivamente con este fin.

Para losas con refuerzo grado 60 o malla electrosoldada con límites de esfuerzo de fluencia de 4200 kg/cm²: El refuerzo de temperatura recomendado por el código ACI, es igual a:

$$A_{st} = 0.0018 \times b \times t$$

Donde: b: ancho de la losa

 t: peralte de la losa

El Reglamento Nacional de Construcciones indica que el refuerzo por contracción y temperatura debe de colocarse a una separación menor o igual a 5 veces el espesor de la losa sin exceder de 45 cm.

Cálculo del acero de temperatura.-

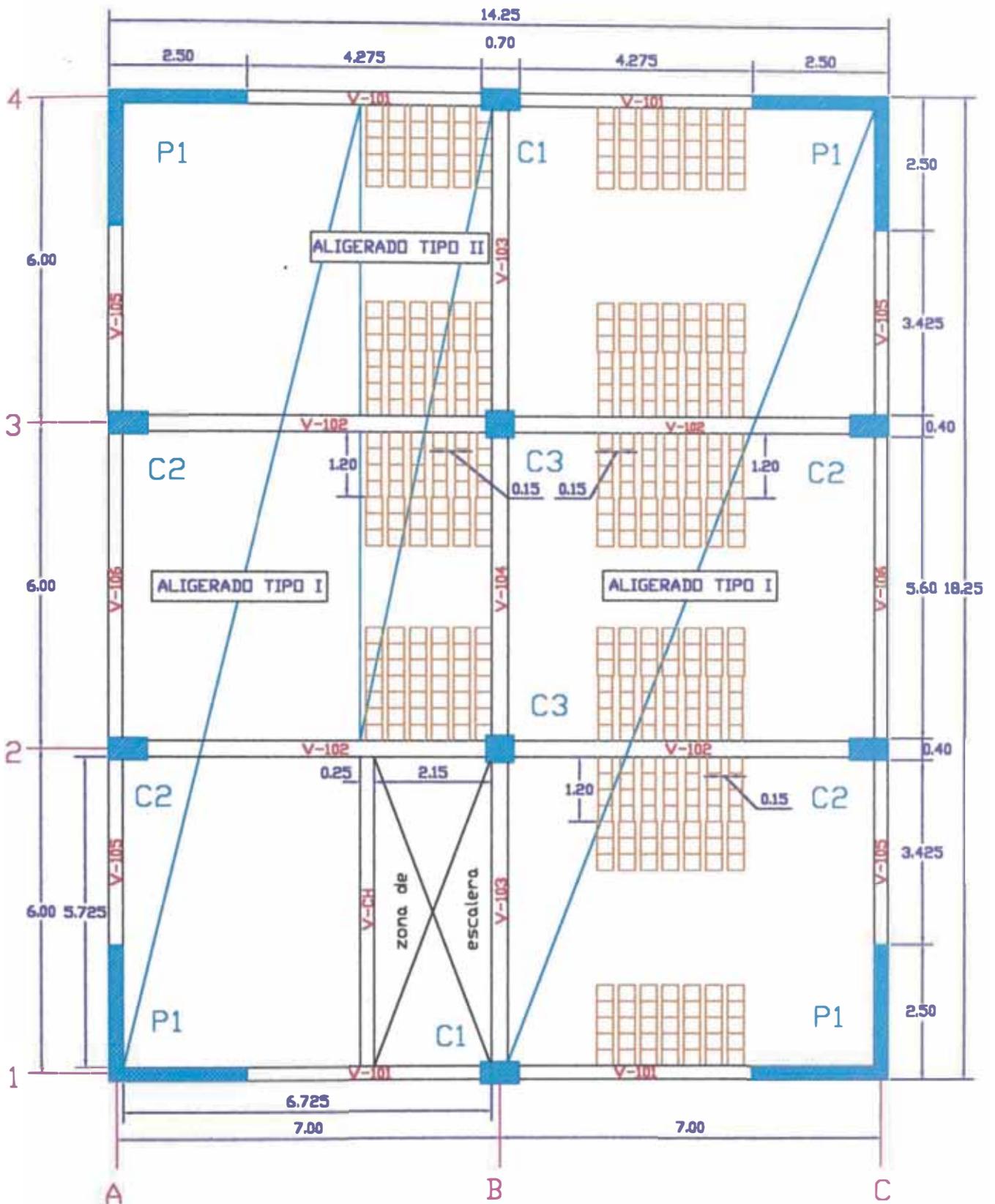
Para una losa de 5 cm. de espesor y un ancho de 1.0 m se tiene:

$$A_{st} = 0.0018 \times b \times t = 0.0018 \times 100 \times 5 = 0.90 \text{ cm}^2$$

$$s \leq 5t = 5 \times 5 = 25 \text{ cm}$$

$$s \leq 45 \text{ cm}$$

Por lo tanto se recomienda usar: $\phi \frac{1}{4}'' @ .25 \text{ m}$.

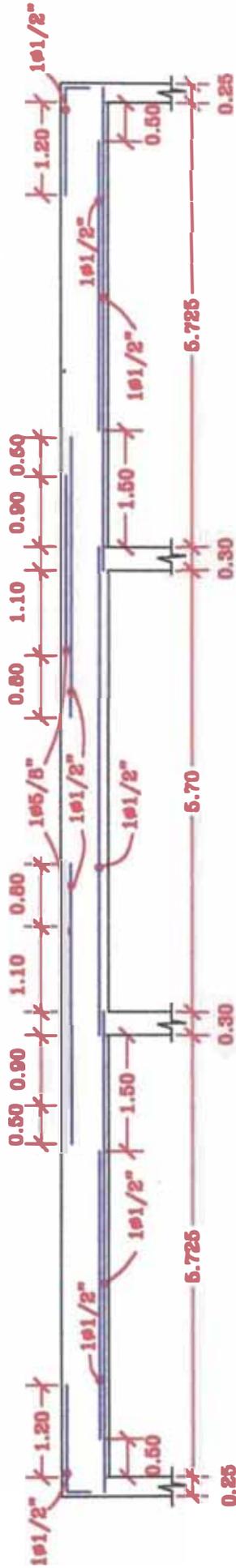


DETALLE DE ENSANCHE DE VIGUETAS EN APOYOS CENTRALES DE LAS LOSAS ALIGERADAS TIPO I Y II

Fig. N° 21

REFUERZO EN LOSAS ALIGERADAS

ALIGERADO TIPO I (e=0.25m) DEL 1° AL 4° NIVEL



ALIGERADO TIPO II (e=0.25m) DEL 1° AL 4° NIVEL

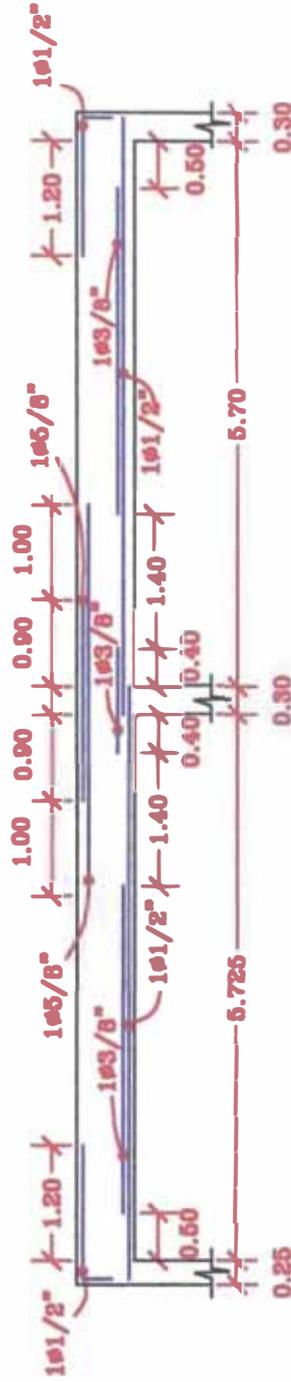
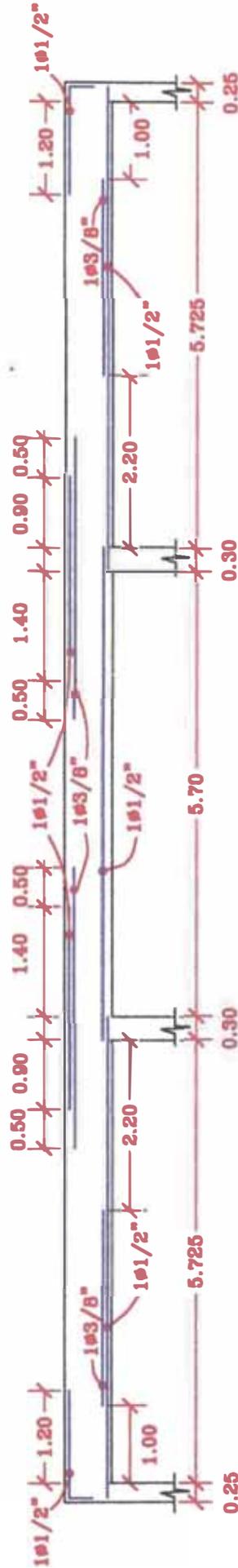


Fig. N° 22

REFUERZO EN LOSAS ALIGERADAS

ALIGERADO TIPO III (e=0.25m) DEL 5° NIVEL



ALIGERADO TIPO IV (e=0.25m) DEL 5° NIVEL

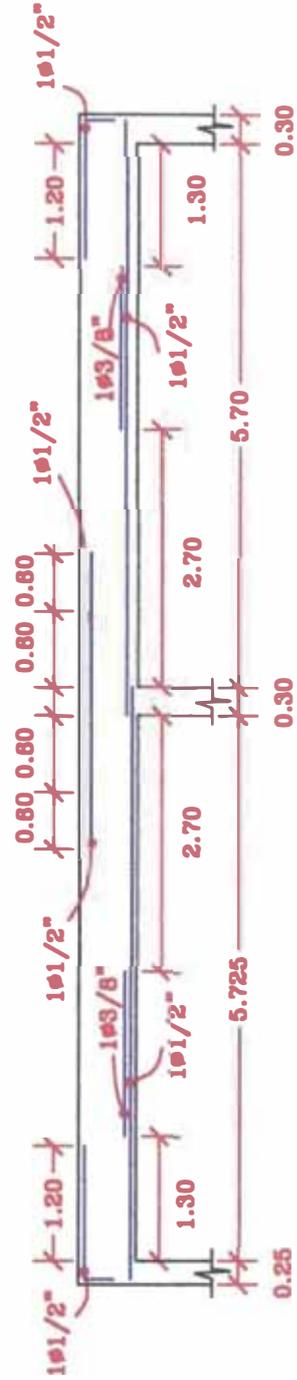


Fig. N° 23

REFUERZO EN LOSAS ALIGERADAS

ALIGERADO TIPO V (e=0.25m) DEL 5° NIVEL

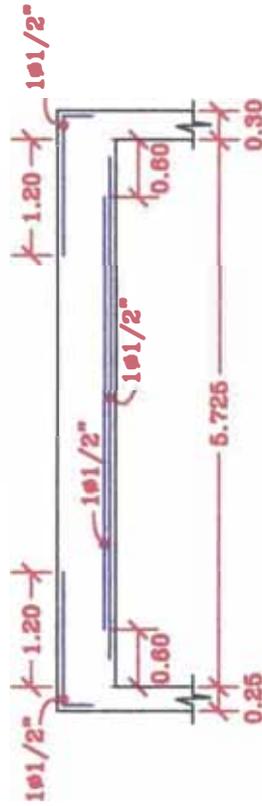


Fig. N° 24

6.4.- Diseño de Vigas.-

6.4.1.- Diseño por flexión.-

Para el diseño de vigas dúctiles especiales, se ha considerado los siguientes requisitos generales, mencionados anteriormente en la etapa del predimensionamiento:

Para vigas de sección $b \times h$

- $f_y \leq 4200 \text{ kg/cm}^2$; ya que se pueden deformar más sin pérdida de su capacidad estática.
- $210 \text{ kg/cm}^2 \leq f_c \leq 280 \text{ kg/cm}^2$; porque retrasa el aplastamiento del concreto.
- $b \geq 25\text{cm}$
- $b/h \geq 0.3$
- $l_n \geq 4h$

6.4.2.- Cuantías de Refuerzo.-

Para todas las secciones de momento positivo y negativo se tiene:

$$\rho_{\min} = \frac{14}{f_y} = \frac{14}{4200} = 0.0033 \quad \dots\dots(\gamma)$$

$$\rho_{\min} = 0.80 \frac{\sqrt{f_c}}{f_y} = 0.80 \times \frac{\sqrt{210}}{4200} = 0.0028 \quad \dots\dots(\alpha)$$

$$\rho_{\max} = 0.75 \rho_b \quad \dots\dots(\beta)$$

$$\rho_b = 0.85 \beta_1 \frac{f_c}{f_y} \frac{6000}{6000 + f_y} \quad \dots\dots(\theta)$$

Reemplazando datos en las ecuaciones β y θ para $f_c = 210 \text{ kg/cm}^2$, $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$ y $\beta_1=0.85$ se tiene:

$$\rho_b = 0.0213;$$

$$\rho_{\max} = 0.75 \times 0.0213 = \mathbf{0.0160}.$$

La estructura que se esta analizando, presenta dos tipos de secciones en las vigas, las cuales son de $0.25 \times 0.60\text{m}$ y $0.30 \times 0.70\text{m}$; para cada una de ellas se calcula los aceros mínimos y máximos, así como las solicitaciones resistentes máximas que pueden soportar dichas secciones, para finalmente verificar que los momentos flectores y fuerzas cortantes, producidos por las fuerzas externas, los cuales se obtienen de la aplicación del programa A2e versión 1.2., sean menores a las capacidades resistentes de las secciones.

A continuación se procede a calcular las capacidades resistentes máximas de cada una de las secciones.

6.4.2.1.- VIGAS DE 0.25 x 0.60m.-

Se encuentran en el pórtico tipo I (pórticos de ejes A y C) y pórtico tipo III (pórticos de ejes 1 y 4).

- **Acero mínimo en la sección:**

$$A_{s\min} = \rho_{\min}bd = 0.0033 \times 25 \times 54 = 4.46 \text{ cm}^2$$

- **Acero máximo en la sección:**

$$A_{s\max} = \rho_{\max}bd = 0.016 \times 25 \times 54 = 21.60 \text{ cm}^2$$

- **Momento resistente máximo en la sección:**

Hacemos uso de la expresión:

$$M_{to\ \max} = \Phi f'c b d^2 \omega (1 - 0.59\omega) \quad \dots\dots(\alpha)$$

$$\omega_{\max} = \rho_{\max} \frac{fy}{f'c} \quad \dots\dots(\beta)$$

$$\omega_{\max} = 0.016 \times \frac{4200}{210} = 0.32$$

Luego en la expresión (α) tenemos:

$$M_{to\ \max} = 0.9 \times 0.21 \frac{\text{Ton}}{\text{cm}^2} \times 0.25\text{m} \times (54 \text{ cm})^2 \times 0.32 \times (1 - 0.59 \times 0.32) = 35.77 \text{ Ton} \times \text{m}$$

El momento resistente obtenido, es el máximo momento que puede soportar la sección de viga sin usar acero en compresión ($d=54\text{cm}$).

6.4.2.2.- VIGAS DE 0.30 x 0.70m.-

Se encuentran en el pórtico tipo II (pórtico de eje B) y pórtico tipo IV (pórticos de ejes 2 y 3).

- **Acero mínimo en la sección:**

$$A_{s\min} = \rho_{\min}bd = 0.0033 \times 30 \times 64 = 6.34 \text{ cm}^2$$

Acero máximo en la sección:

$$A_{s\max} = \rho_{\max}bd = 0.016 \times 30 \times 64 = 30.72 \text{ cm}^2$$

Momento resistente máximo en la sección:

Hacemos uso de la expresión:

$$M_{to \text{ máx}} = \Phi f'c b d^2 \omega (1 - 0.59\omega) \quad \dots\dots(\alpha)$$

$$\omega_{\text{máx}} = \rho_{\text{máx}} \frac{f_y}{f'c} \quad \dots\dots(\beta)$$

$$\omega_{\text{máx}} = 0.016 \times \frac{4200}{210} = 0.32$$

Luego en la expresión (α) tenemos:

$$M_{to \text{ máx} + -} = 0.9 \times 0.21 \frac{\text{Ton}}{\text{cm}^2} \times 0.30 \text{m} \times (64 \text{cm})^2 \times 0.32 \times (1 - 0.59 \times 0.32) = 60.29 \text{ Ton} \times \text{m}$$

De la misma forma que el caso anterior, éste momento es el momento resistente máximo que puede soportar la sección de viga sin usar acero en compresión, (d=64cm).

6.4.3.- Diseño por corte.-

Se sabe que la resistencia nominal al corte en una sección cualquiera, es la suma de las resistencias aportadas por el concreto y por el acero de refuerzo:

$$V_n = V_c + V_s$$

Y en todas las secciones deberá cumplirse:

$$V_u = \phi V_n$$

El máximo esfuerzo cortante que se presenta en un elemento de viga, se encuentra ubicada entre la cara de apoyo y una sección ubicada a una distancia “d” de ella, entonces las secciones situadas en este tramo se diseñarán para un cortante último igual al correspondiente a la sección ubicada a “d” del apoyo.

6.4.3.1.- Cortante máximo que toma el concreto V_c .-

El corte máximo que toma el concreto en elementos sometidos a flexión esta dado por:

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

Para la viga de **0.25 x 0.60 m.** se tiene:

$$V_c = 0.85 \times 0.53 \sqrt{210} (10) \times 0.25 \text{m} \times 0.54 \text{m} = 8.81 \text{ Ton}$$

Para la viga de **0.30 x 0.70 m.** se tiene:

$$V_c = 0.85 \times 0.53 \sqrt{210} (10) \times 0.30 \text{m} \times 0.64 \text{m} = 12.53 \text{ Ton}$$

6.4.3.2.-Requerimientos mínimos de refuerzo transversal.-

El refuerzo mínimo sugerido por el código ACI debe colocarse siempre que:

$$\frac{1}{2} \phi V_c \leq V_u \leq \phi V_c \text{ y es igual a: } A_{v\min} = 3.5 \frac{b_w s}{f_y} \quad \dots(\alpha)$$

donde:

s: Separación del refuerzo transversal

Av: Area del acero transversal provisto para resistir corte.

6.4.3.3.- Aporte máximo del refuerzo transversal a la resistencia al corte.-

El refuerzo longitudinal tiene una cuantía máxima que no debe superarse para garantizar el comportamiento dúctil del elemento. Del mismo modo, el refuerzo transversal tiene una limitación similar que busca evitar la falla del concreto comprimido, ubicado en el extremo superior de las fisuras diagonales, antes de la fluencia del acero transversal.

El código del ACI recomienda que:

$$V_s \leq 2.1 \sqrt{f'c} b d \quad \dots\dots (\gamma)$$

En caso que se requiera un aporte mayor del refuerzo transversal es necesario incrementar las dimensiones de la sección del elemento o aumentar la resistencia del concreto.

A continuación se calcula la magnitud del aporte máximo del refuerzo transversal a la resistencia al corte:

Para la viga de **0.25 x 0.60m**:

$$\text{En la ecuación } (\gamma): \quad V_s \leq 2.1 \sqrt{210} \times 25 \times 54 \times 10 = 41.08 \text{ Ton}$$

Para la viga de **0.30 x 0.70m**:

$$\text{En la ecuación } (\gamma): \quad V_s \leq 2.1 \sqrt{210} \times 30 \times 64 \times 10 = 58.43 \text{ Ton}$$

Con estos valores, se verifica que los cortes que toma el refuerzo transversal de las vigas en general, calculados mas adelante, no alcanzan al aporte máximo del refuerzo transversal. Por consiguiente, no hay la necesidad de incrementar las dimensiones de la sección del elemento o aumentar la resistencia del concreto.

6.4.4.- Verificación y comentario de resultados del programa A2e.-

Los resultados de la aplicación del Programa A2e, se encuentran en el Anexo N° 6, en el cual se muestran, para todas las vigas, los datos de las envolventes de momentos flectores y fuerzas cortantes, así como la cantidad de acero requerida longitudinalmente y el refuerzo transversal correspondiente, indicando el espaciamiento. El programa esta considerando para el refuerzo transversal fierro ϕ 3/8" de diámetro.

Se presentan los resultados de los máximos esfuerzos que soportan las vigas en los cuatro tipos de pórticos. Para ello se ha elegido de cada uno de los cuatro tipos de pórtico, las vigas que soportan las máximas solicitaciones. Estas vigas que soportan los máximos esfuerzos se dan en el tercer y cuarto nivel del edificio, debiéndose esto a la incidencia de las fuerzas sísmicas.

En los resultados del programa A2e, se observa que los momentos actuantes que se obtienen, son menores a los momentos resistentes máximos que pueden soportar las secciones de vigas correspondientes, así mismo se verifica que el aporte del refuerzo transversal a la resistencia al corte es menor que el aporte máximo del refuerzo transversal; por lo tanto no hay la necesidad de incrementar las secciones de las vigas, por lo tanto se puede decir que las secciones de estos elementos son conformes tanto por rigidez como por resistencia.

6.4.4.1.- Diseño de vigas 0.25 x 0.60m del Pórtico tipo I (Pórticos de Ejes A y C).-

A continuación, se presenta el cuadro de resultados de la aplicación del programa A2e para las vigas que soportan las máximas solicitaciones en los pórticos de ejes A y C, las cuales se presentan en el nivel 3 y está constituida por tres tramos:

a).- Diseño por flexión.-

Los parámetros mínimo y máximo son:

Sección de viga : .25 x .60 m

$$A_{\text{smín}} = 4.46 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{smáx}} = 21.60 \text{ cm}^2$$

$$M_{\text{to máx}} = 35.77 \text{ Ton-m}$$

Observando los resultados, vemos que los momentos actuantes son menores que el máximo momento resistente de la sección. Con las áreas de acero (refuerzo longitudinal) que reporta el programa A2e determinamos las varillas de acero con sus respectivos diámetros, las cuales van a contribuir para resistir las solicitaciones que se presentan en las secciones de las vigas.

Envoltentes de Momentos, Fuerzas Cortantes y Refuerzo en los Pórticos de Ejes A y C**Viga 1 (V-305), nivel 3 (0.25 x 0.60m)**

X (m)	Mmax (Tonxm)	Mmin (Tonxm)	Vmax (Ton)	Vmin (Ton)	Assup (cm2)	Asinf (cm2)	Vu (Ton)	Vc (Ton)	Vs (Ton)	Se # 3 (cm)
1.25	16.592	-19.849	12.458	-7.937	10.73	8.8	12.46	8.81	3.65	27
1.59	13.82	-15.671	11.941	-8.248	8.27	7.23	11.94	8.81	3.13	27
1.94	10.941	-11.669	11.424	-8.560	6.03	5.64	11.42	8.81	2.61	27
2.28	7.956	-8.023	10.908	-8.871	4.50	4.50	10.91	8.81	2.10	27
2.62	4.976	-4.505	10.391	-9.182	2.99	3.31	10.39	8.81	1.58	27
2.96	1.976	-1.169	9.874	-9.494	0.77	1.30	9.87	8.81	1.06	27
3.31	2.567	-1.763	9.491	-9.805	1.16	1.69	9.81	8.81	1.00	27
3.65	5.684	-5.183	9.180	-10.226	3.46	3.80	10.23	8.81	1.42	27
3.99	8.624	-8.728	8.869	-10.742	4.50	4.50	10.74	8.81	1.93	27
4.33	11.483	-12.397	8.557	-11.259	6.43	5.93	11.26	8.81	2.45	27
4.68	14.361	-16.190	8.246	-11.776	8.57	7.53	11.78	8.81	2.97	27

Viga 2 (V-306), nivel 3 (0.25 x 0.60m)

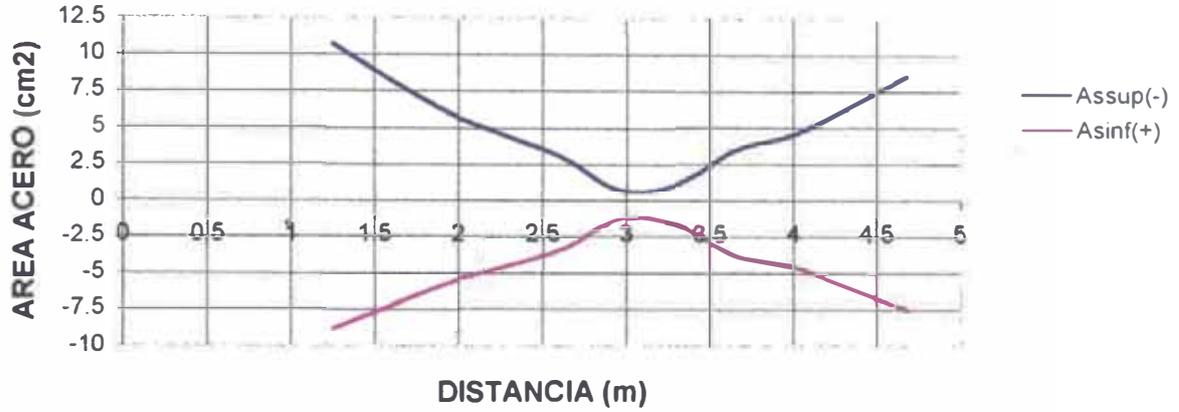
X (m)	Mmax (Tonxm)	Mmin (Tonxm)	Vmax (Ton)	Vmin (Ton)	Assup (cm2)	Asinf (cm2)	Vu (Ton)	Vc (Ton)	Vs (Ton)	Se # 3 (cm)
0.20	4.592	-10.222	6.588	0.000	5.25	3.05	6.59	8.81	0.00	27
0.76	4.522	-6.769	5.744	-0.379	4.50	3.01	5.74	8.81	0.00	27
1.32	4.238	-3.947	4.899	-0.888	2.62	2.81	4.90	8.81	0.00	27
1.88	4.096	-1.882	4.054	-1.397	1.24	2.72	4.05	8.81	0.00	30
2.44	3.482	-0.102	3.209	-1.906	0.07	2.30	3.21	8.81	0.00	30
3.0	3.403	0.000	2.415	-2.415	0.00	2.25	2.42	8.81	0.00	30
3.56	3.482	-0.102	1.906	-3.209	0.07	2.30	3.21	8.81	0.00	30
4.12	4.096	-1.882	1.397	-4.054	1.24	2.72	4.05	8.81	0.00	30
4.68	4.238	-3.947	0.888	-4.899	2.62	2.81	4.90	8.81	0.00	27
5.24	4.522	-6.769	0.379	-5.744	4.50	3.01	5.74	8.81	0.00	27
5.80	4.592	-10.222	0.000	-6.588	5.25	3.05	6.59	8.81	0.00	27

Viga 3 (V-305), nivel 3 (0.25 x 0.60m)

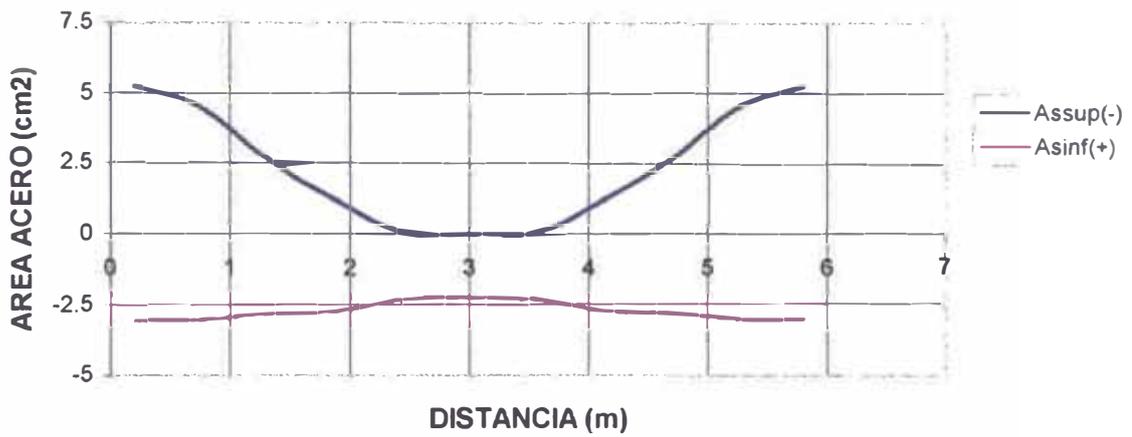
X (m)	Mmax (Tonxm)	Mmin (Tonxm)	Vmax (Ton)	Vmin (Ton)	Assup (cm2)	Asinf (cm2)	Vu (Ton)	Vc (Ton)	Vs (Ton)	Se # 3 (cm)
0.20	14.361	-16.190	11.776	-8.246	8.57	7.53	11.78	8.81	2.97	27
0.54	11.483	-12.397	11.259	-8.557	6.43	5.93	11.26	8.81	2.45	27
0.89	8.624	-8.728	10.742	-8.869	4.50	4.50	10.74	8.81	1.93	27
1.23	5.684	-5.183	10.226	-9.180	3.46	3.80	10.23	8.81	1.42	27
1.57	2.567	-1.763	9.805	-9.491	1.16	1.69	9.81	8.81	1.00	27
1.91	1.976	-1.169	9.494	-9.874	0.77	1.30	9.87	8.81	1.06	27
2.26	4.976	-4.505	9.182	-10.391	2.99	3.31	10.39	8.81	1.58	27
2.60	7.956	-8.023	8.871	-10.908	4.50	4.50	10.91	8.81	2.10	27
2.94	10.941	-11.669	8.560	-11.424	6.03	5.64	11.42	8.81	2.61	27
3.28	13.82	-15.671	8.248	-11.941	8.27	7.23	11.94	8.81	3.13	27
3.63	16.592	-19.849	7.937	-12.458	10.73	8.80	12.46	8.81	3.65	27

ENVOLVENTE DE ACEROS DE REFUERZOS

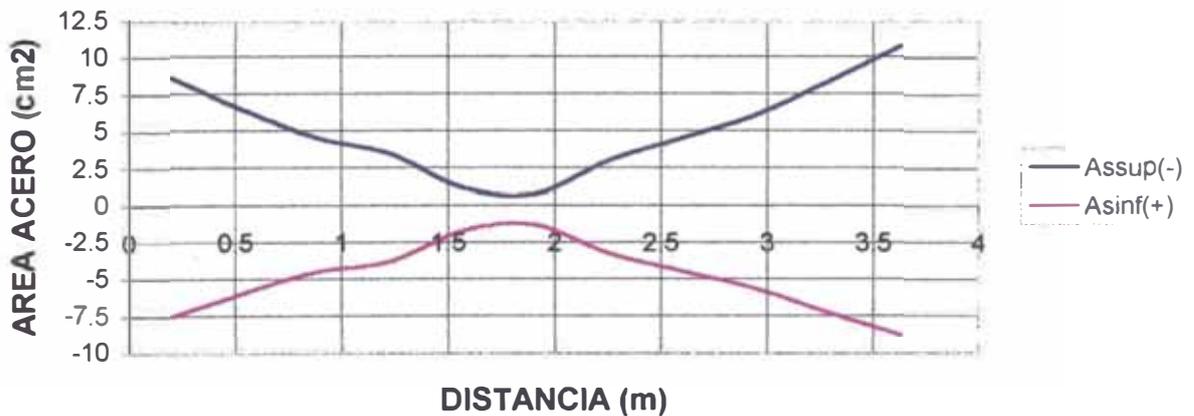
PORTICO TIPO I - VIGA 1 (0.25x0.60) - NIVEL 3



PORTICO TIPO I - VIGA 2 (0.25x0.60) - NIVEL 3



PORTICO TIPO I - VIGA 3 (0.25x0.60) - NIVEL 3



Criterios que se ha tomado en consideración para la determinación de puntos de corte del refuerzo positivo y negativo:

Las varillas de refuerzo deben ser cortadas en las secciones en donde ya no son requeridas por solicitaciones de flexión. Para visualizar los puntos de corte se ha utilizado, del programa A2e, los reportes de los aceros correspondientes a los diagramas de momentos flectores, presentándose las gráficas de Acero vs. Distancia para cada una de las vigas que se va a diseñar, y que permite de manera rápida ubicar los puntos teóricos de corte del refuerzo longitudinal.

Las varillas de refuerzo deben tener una longitud de anclaje adecuada, para garantizar que pueda alcanzar el esfuerzo de fluencia, en los puntos de máximo esfuerzo, bajo esta condición se presenta en el siguiente cuadro las longitudes de anclajes para las varillas típicas en concordancia con el tipo de concreto que se emplea:

LONGITUD DE ANCLAJE DEL REFUERZO EN TENSION

Barra N°	Db (cm)	f'c=210 (Kg/cm2)	f'c=280 (Kg/cm2)	f'c=350 (Kg/cm2)
3	0.952	42	36	32
4	1.270	56	48	43
5	1.588	70	60	54
6	1.905	84	72	65
8	2.540	140	119	107
11	3.580	197	168	150

Para la ubicación de los puntos de corte reales de las varillas, se ha tomado en cuenta las recomendaciones del código ACI:

Para Acero Positivo.- Se toma en cuenta los siguientes criterios y se elige el que aporte mayor longitud:

- El acero debe extenderse d ó $12d_b$, el que sea mayor, más allá del punto donde teóricamente es requerido.
- El acero debe extenderse a partir del punto donde está más esforzado una longitud igual a su longitud de anclaje.

Para Acero Negativo.- Las longitudes de anclaje serán las consideradas para el acero positivo, sin embargo deben incrementarse por el factor correspondiente a varillas superiores, que típicamente es el factor 1.3.

El código recomienda que el refuerzo longitudinal no sea cortado en zona de tensión de lo contrario es necesario proveer al elemento de refuerzo transversal adicional en

estas zonas para contrarrestar la concentración de esfuerzos que se genera. En estos casos, lo más práctico es extender el refuerzo más allá del punto de inflexión.

b).- Diseño por corte.-

En el cuadro de resultados se observa la variación del corte que actúa en la sección de concreto, el corte máximo que toma el concreto y el corte que toma el refuerzo transversal a lo largo de cada tramo de viga.

En cada tramo se analiza dos zonas:

Zona de confinamiento.-

Está comprendida entre la cara de apoyo de la viga hasta una distancia $2h$ en cada extremo. La zona de confinamiento en ésta viga es: $2h = 2 \times 0.60\text{m} = 1.20\text{m}$.

En el cuadro de resultados se observa que el cortante último en la zona de confinamiento generado por las fuerzas externas, es mayor que el máximo cortante resistente del concreto, y el aporte del refuerzo transversal a la resistencia al corte en la zona de confinamiento es;

En la cara de apoyo $V_s = 3.65 \text{ Ton}$

A una distancia 0.69 $V_s = 2.61 \text{ Ton}$

A la distancia $d = .54$ $V_s = 2.84 \text{ Ton}$ (Corte diseño)

Espaciamiento de estribos :

$$S = \frac{\phi * A_v * F_y * d}{V_s}$$

$$S = \frac{0.85 * 2 * 0.71 * 4.2 * 54}{2.84} = 96\text{cm}$$

Se esta considerando estribos cerrados de 2 ramas de $\phi 3/8''$.

También hay restricciones en el espaciamiento del refuerzo transversal en la zona de confinamiento, que aseguran una capacidad de ductilidad alta, las cuales son:

$$s \leq \begin{cases} \frac{d}{4} = \frac{54}{4} = 13.50 \text{ cm.} \\ 8\phi_{\text{menor}} = 8 \times 1.59 = 12.72 \text{ cm.} \\ 24\phi_{\text{estribo}} = 24 \times 0.95 = 22.80 \text{ cm.} \\ 30 \text{ cm.} \end{cases}$$

Por lo tanto se recomienda usar en la zona de confinamiento: **Estribos $\phi 3/8''$ 1@ .05, 9@ .13**

Zona no confinada.-

Corresponde a la zona fuera de la longitud de confinamiento ($\text{zona} \geq 2h$), en el cuadro de resultados se observa que el aporte del refuerzo transversal a la resistencia al corte en la zona no confinada es pequeña, el cual se presenta a continuación:

$$V_s = 1.84 \text{ Ton}$$

Espaciamiento de estribos

$$S = \frac{\phi * A_v * F_y * d}{V_s}$$

$$S = \frac{0.85 * 2 * 0.71 * 4.2 * 54}{1.84} = 149 \text{ cm}$$

Se esta considerando estribos cerrados de 2 ramas de $\phi 3/8''$.

También hay restricciones en el espaciamiento del refuerzo transversal en la zona no confinada, que aseguran una capacidad de ductilidad alta, que indica donde no se requiera estribos de confinamiento el espaciamiento debe ser:

$$s \leq \frac{d}{2} = \frac{54}{2} = 27 \text{ cm.}$$

Por lo tanto se recomienda usar en la zona no confinada: **Estribos $\phi 3/8'' @ .25$**

Finalmente en cada uno de los tramos usar estribos:

$\phi 3/8''$ 1@.05, 9@.13, Rto. @.25 en c/ extremo.

En la Fig. N° 25, se muestra el detalle del refuerzo longitudinal y transversal de los tres tramos de las vigas.

6.4.4.2.-Diseño de vigas 0.30 x 0.70m del Pórtico tipo II (Pórtico de Eje B).-

A continuación, se presenta el cuadro de resultados de la aplicación del programa A2e para las vigas que soportan las máximas solicitaciones en el pórtico de eje B, las cuales se presentan en el nivel 4 y está constituida por tres tramos:

Envoltorios de Momentos, Fuerzas Cortantes y Refuerzo en el Pórtico de Eje B**Viga 1 (V-403), nivel 4 (0.30 x 0.70m)**

X (m)	Mmax (Tonxm)	Mmin (Tonxm)	Vmax (Ton)	Vmin (Ton)	Assup (cm2)	Asinf (cm2)	Vu (Ton)	Vc (Ton)	Vs (Ton)	Se # 3 (cm)
0.20	54.887	-63.790	27.874	-15.953	28.98	25.29	27.87	12.53	15.34	14.1
0.75	45.785	-48.847	26.328	-16.853	22.79	21.52	26.33	12.53	13.80	15.7
1.31	36.184	-35.705	24.782	-17.752	16.41	16.66	24.78	12.53	12.25	17.7
1.87	27.170	-23.062	23.236	-18.651	10.17	12.13	23.24	12.53	10.71	20.2
2.42	17.370	-10.919	21.689	-19.550	6.18	7.53	21.69	12.53	9.16	23.6
2.98	6.984	0.000	20.535	-20.449	0.00	3.91	20.54	12.53	8.01	27.0
3.53	13.876	-7.210	19.636	-21.592	4.04	6.40	21.59	12.53	9.06	23.9
4.09	23.766	-19.306	18.737	-23.138	8.41	10.50	23.14	12.53	10.61	20.4
4.64	32.799	-31.901	17.838	-24.684	14.47	14.92	24.68	12.53	12.15	17.8
5.19	42.315	-45.128	16.938	-26.230	21.25	19.92	26.23	12.53	13.70	15.8
5.75	51.465	-60.113	16.039	-27.776	27.46	23.87	27.78	12.53	15.25	14.2

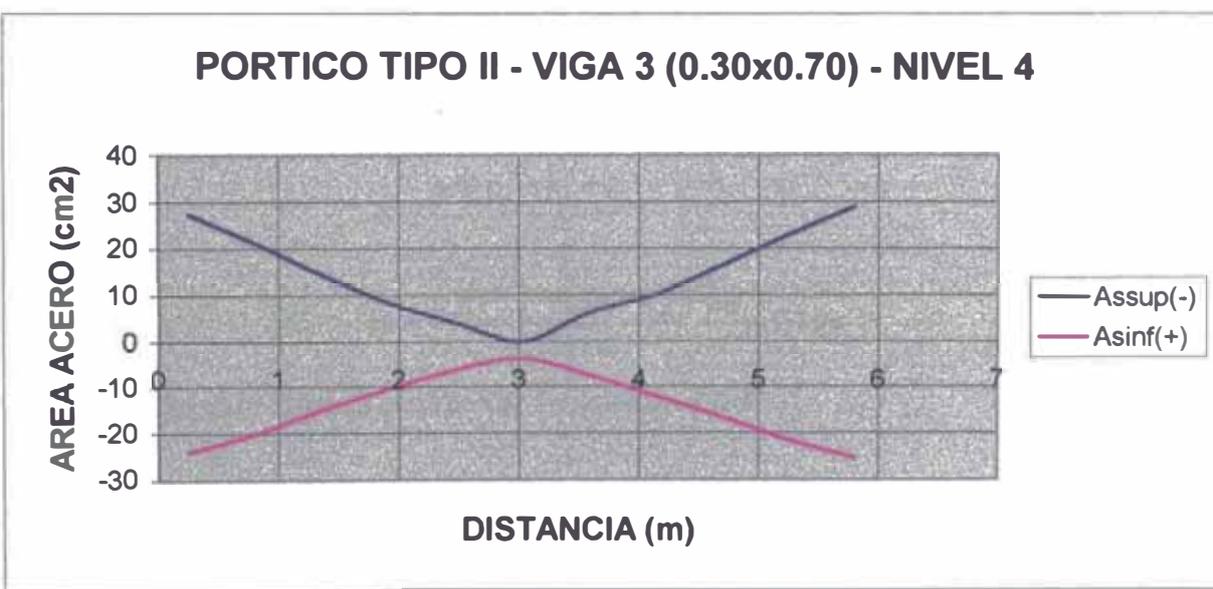
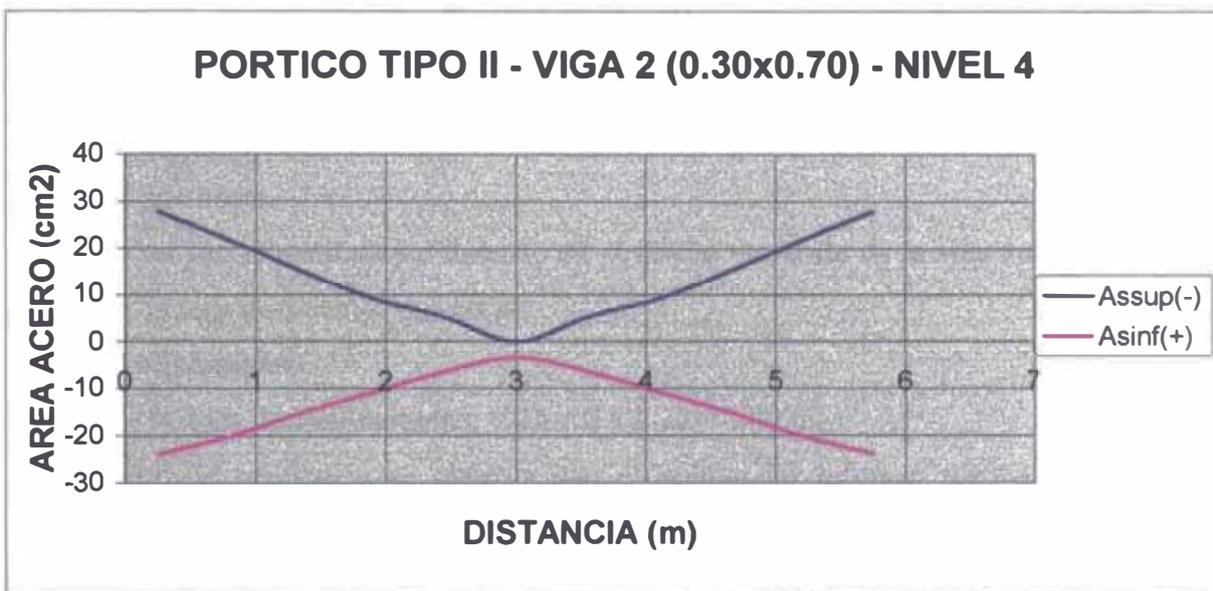
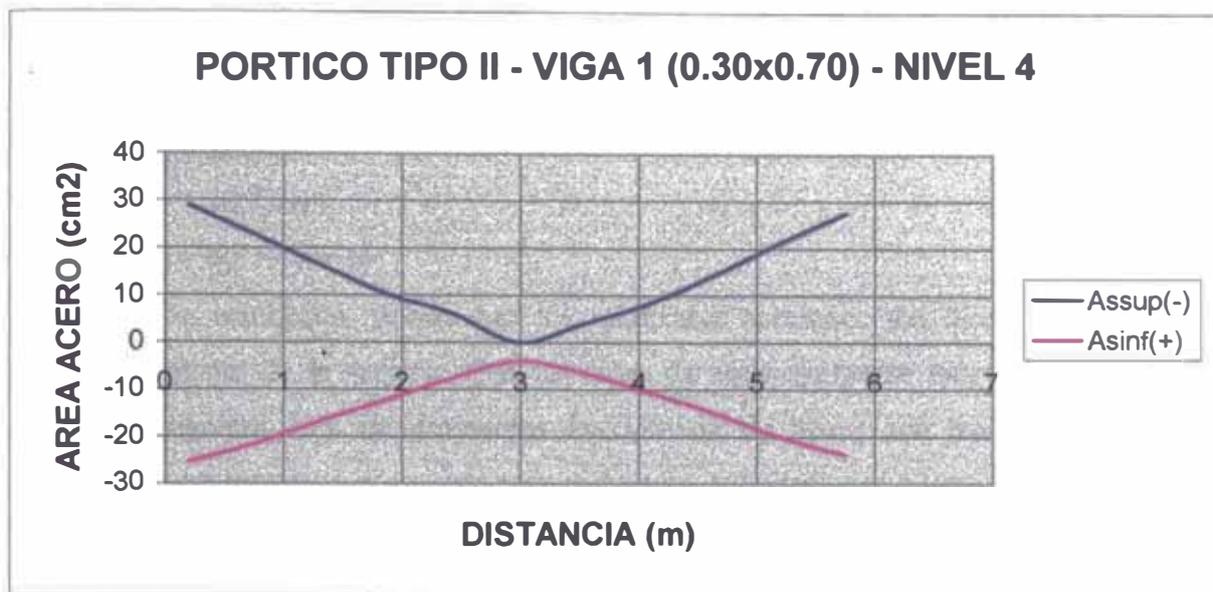
Viga 2 (V-404), nivel 4 (0.30 x 0.70m)

X (m)	Mmax (Tonxm)	Mmin (Tonxm)	Vmax (Ton)	Vmin (Ton)	Assup (cm2)	Asinf (cm2)	Vu (Ton)	Vc (Ton)	Vs (Ton)	Se # 3 (cm)
0.25	51.592	-61.288	27.443	-15.751	27.94	23.92	27.44	12.53	14.91	14.5
0.80	42.683	-46.615	25.911	-16.642	21.86	20.13	25.91	12.53	13.38	16.2
1.35	33.284	-33.399	24.379	-17.533	15.23	15.17	24.38	12.53	11.85	18.3
1.90	24.395	-21.068	22.847	-18.424	9.23	10.80	22.85	12.53	10.32	21.0
2.45	14.779	-9.330	21.314	-19.315	5.26	6.40	21.31	12.53	8.78	24.6
3.00	6.130	0.000	20.206	-20.206	0.00	3.42	20.21	12.53	7.68	28.2
3.55	14.779	-9.330	19.315	-21.314	5.26	6.40	21.31	12.53	8.78	24.6
4.10	24.395	-21.068	18.424	-22.847	9.23	10.80	22.85	12.53	10.32	21.0
4.65	33.284	-33.399	17.533	-24.379	15.23	15.17	24.38	12.53	11.85	18.3
5.20	42.683	-46.615	16.642	-25.911	21.86	20.13	25.91	12.53	13.38	16.2
5.75	51.592	-61.288	15.751	-27.444	27.94	23.92	27.44	12.53	14.91	14.5

Viga 3 (V-403), nivel 4 (0.30 x 0.70m)

X (m)	Mmax (Tonxm)	Mmin (Tonxm)	Vmax (Ton)	Vmin (Ton)	Assup (cm2)	Asinf (cm2)	Vu (Ton)	Vc (Ton)	Vs (Ton)	Se # 3 (cm)
0.25	51.465	-60.113	27.776	-16.039	27.46	23.87	27.78	12.53	15.25	14.2
0.81	42.315	-45.128	26.230	-16.938	21.25	19.92	26.23	12.53	13.70	15.8
1.36	32.799	-31.901	24.684	-17.838	14.47	14.92	24.68	12.53	12.15	17.8
1.91	23.766	-19.306	23.138	-18.737	8.41	10.50	23.14	12.53	10.61	20.4
2.47	13.876	-7.210	21.592	-19.636	4.04	6.40	21.59	12.53	9.06	23.9
3.03	6.984	0.000	20.449	-20.535	0.00	3.91	20.54	12.53	8.01	27.0
3.58	17.370	-10.919	19.550	-21.689	6.18	7.53	21.69	12.53	9.16	23.6
4.14	27.170	-23.062	18.651	-23.236	10.17	12.13	23.24	12.53	10.71	20.2
4.69	36.184	-35.705	17.752	-24.782	16.41	16.66	24.78	12.53	12.25	17.7
5.24	45.785	-48.847	16.853	-26.328	22.79	21.52	26.33	12.53	13.80	15.7
5.80	54.887	-63.790	15.953	-27.874	28.98	25.29	27.87	12.53	15.34	14.1

ENVOLVENTE DE ACEROS DE REFUERZOS



a).- Diseño por flexión.-

Los parámetros mínimo y máximo son:

Sección de viga : .30 x .70 m.

$$A_{s\text{mín}} = 6.34 \text{ cm}^2$$

$$A_{s\text{máx}} = 30.72 \text{ cm}^2$$

$$M_{\text{to máx}} = 60.29 \text{ Ton-m}$$

Observando los resultados, vemos que los momentos actuantes son menores que el momento resistente de la sección. Con las áreas de acero (refuerzo longitudinal) que reporta el programa A2e determinamos las varillas de acero con sus respectivos diámetros, las cuales van a contribuir para resistir las sollicitaciones que se presentan en las secciones de las vigas. A su vez se verifica, que la viga trabaja adecuadamente en toda su longitud.

La disposición y detallado del refuerzo longitudinal se obtiene siguiendo los criterios descritos en el diseño de las vigas del pórtico tipo I (Pórticos de Ejes A y C).

b).- Diseño por corte.-

Se sigue el mismo procedimiento descrito en el diseño por corte de la viga anterior. En cada tramo de viga analizamos dos zonas:

Zona de confinamiento.-

Longitud de la zona de confinamiento = $2h = 2 \times 0.70 = 1.40 \text{ m}$.

En el cuadro de resultados se observa que el aporte del refuerzo transversal a la resistencia al corte en la zona de confinamiento es:

En la cara de apoyo $V_s = 15.34 \text{ Ton}$

A una distancia 1.11 $V_s = 12.25 \text{ Ton}$

A la distancia $d=.64$ $V_s = 13.56 \text{ Ton}$ (Corte de diseño)

Espaciamiento de estribos

$$S = \frac{\phi * A_v * F_y * d}{V_s}$$

$$S = \frac{0.85 * 2 * 0.71 * 4.2 * 64}{13.56} = 24 \text{ cm}$$

Se esta considerando estribos cerrados de 2 ramas de $\phi 3/8''$.

También hay restricciones en el espaciamiento del refuerzo transversal en la zona de confinamiento, que aseguran una capacidad de ductilidad alta, las cuales son:

$$s \leq \begin{cases} \frac{d}{4} = \frac{64}{4} = 16.00 \text{ cm.} \\ 8\phi_{\text{menor}} = 8 \times 1.91 = 15.28 \text{ cm.} \\ 24\phi_{\text{estribo}} = 24 \times 0.95 = 22.80 \text{ cm.} \\ 30 \text{ cm.} \end{cases}$$

Por lo tanto se recomienda usar en la zona de confinamiento: **Estribos ϕ 3/8" 1@ .05, 9@ .15**

Zona no confinada.-

Corresponde a la zona fuera de la longitud de confinamiento ($\text{zona} \geq 2h$), en el cuadro de resultados se observa que el aporte del refuerzo transversal a la resistencia al corte en la zona no confinada es:

$$V_s = 11.46 \text{ Ton}$$

Espaciamiento de estribos :

$$S = \frac{\phi * A_v * F_y * d}{V_s}$$

$$S = \frac{0.85 * 2 * 0.71 * 4.2 * 64}{11.46} = 28 \text{ cm}$$

Se esta considerando estribos cerrados de 2 ramas de ϕ 3/8".

También hay restricciones en el espaciamiento del refuerzo transversal en la zona no confinada, que aseguran una capacidad de ductilidad alta, que indica donde no se requiera estribos de confinamiento el espaciamiento debe ser:

$$s \leq \frac{d}{2} = \frac{64}{2} = 32 \text{ cm.}$$

Por lo tanto se recomienda usar en la zona no confinada: **Estribos ϕ 3/8" @ .25**

Finalmente en cada uno de los tramos usar estribos:

ϕ 3/8" 1@.05, 9@.15, Rto. @.25 en c/ extremo.

En la Fig. N° 26, se muestra el detalle del refuerzo longitudinal y transversal de los tres tramos de las vigas, el cual muestra el diseño de las vigas de mayores solicitaciones.

DETALLES DE VIGAS

VIGAS TÍPICAS DEL PORTICO TIPO II (EJE B)

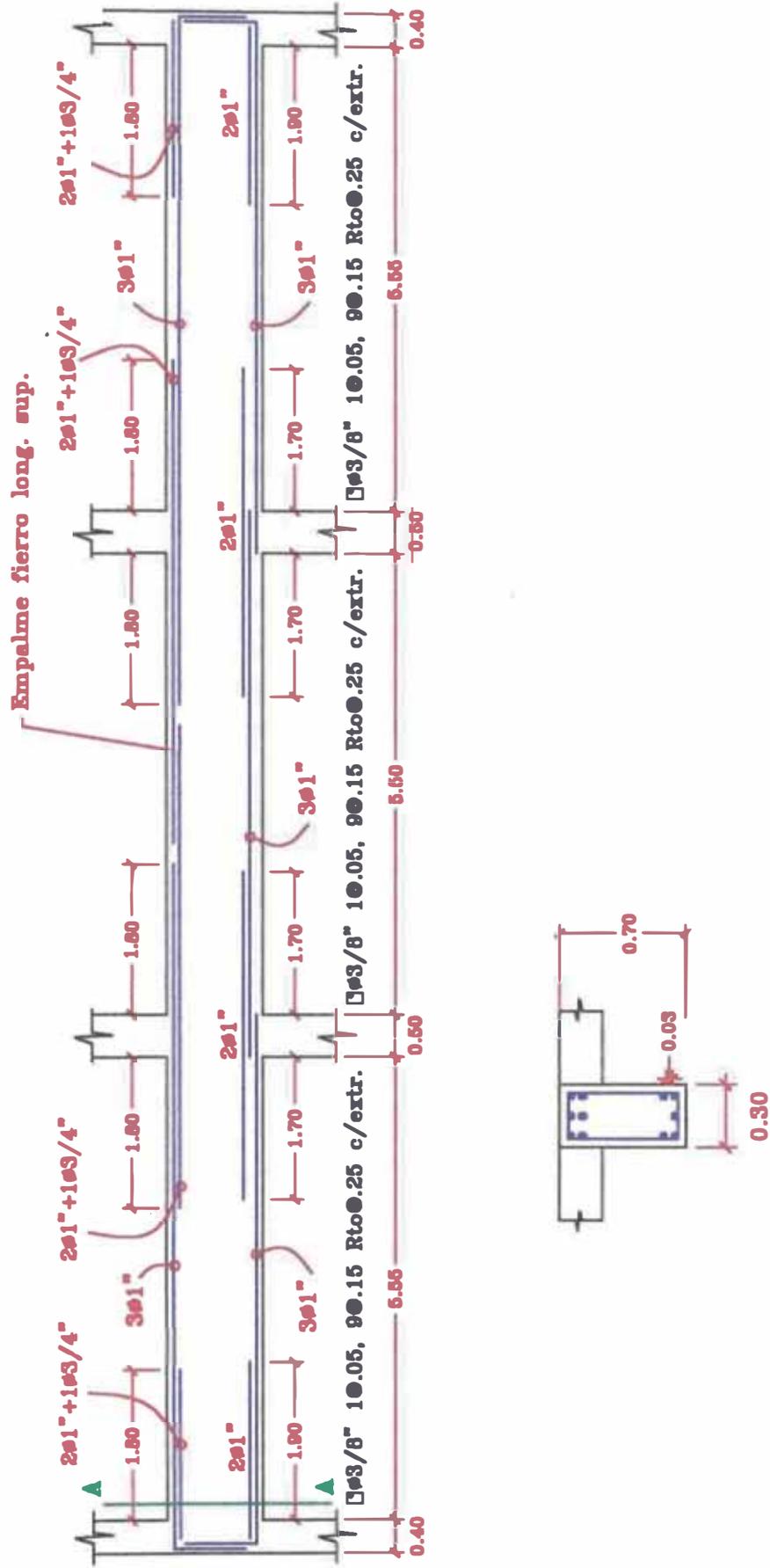


Fig. N° 26

Sección A-A

6.4.4.3.- Diseño de vigas 0.25 x 0.60m del Pórtico tipo III (Pórticos de Ejes 1 y 4).-

A continuación, se presenta el cuadro de resultados de la aplicación del programa A2e para las vigas que soportan las máximas solicitaciones en los pórticos de ejes 1 y 4, las cuales se presentan en el nivel 3 y está constituida por dos tramos:

Envoltorios de Momentos, Fuerzas Cortantes y Refuerzo en los Pórticos de Ejes 1 y 4**Viga 1 (V-301), nivel 3 (0.25 x 0.60m)**

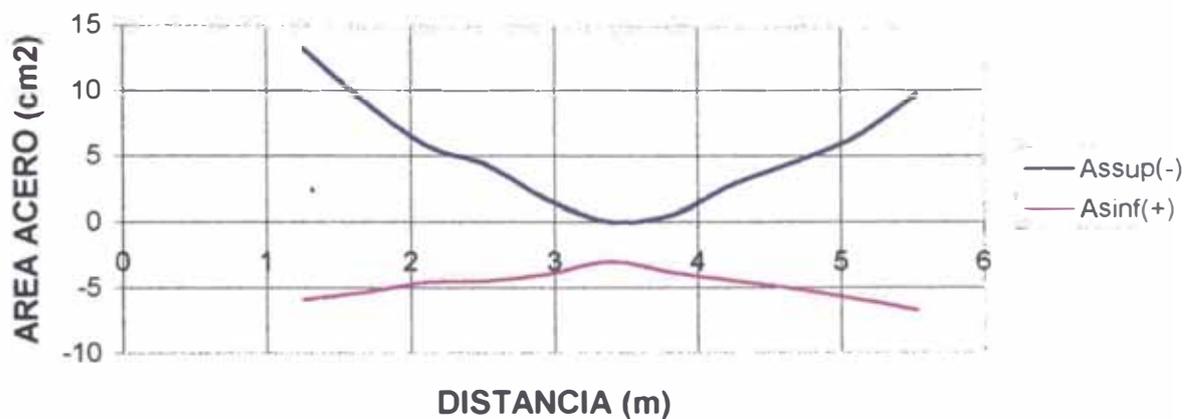
X (m)	Mmax (Tonxm)	Mmin (Tonxm)	Vmax (Ton)	Vmin (Ton)	Assup (cm ²)	Asinf (cm ²)	Vu (Ton)	Vc (Ton)	Vs (Ton)	Se # 3 (cm)
1.25	11.445	-23.874	16.526	-2.020	13.22	5.91	16.53	8.81	7.72	23.7
1.68	10.384	-17.177	14.857	-2.939	9.14	5.34	14.86	8.81	6.05	27
2.11	8.931	-11.193	13.188	-3.859	5.77	4.56	13.19	8.81	4.38	27
2.53	7.389	-6.389	11.519	-4.778	4.28	4.50	11.52	8.81	2.71	27
2.96	5.901	-2.443	9.849	-5.698	1.61	3.95	9.85	8.81	1.04	27
3.39	4.486	0.000	8.180	-6.617	0.00	2.98	8.18	8.81	-0.63	27
3.82	5.761	-0.814	6.932	-7.681	0.53	3.85	7.68	8.81	-1.13	27
4.24	8.188	-4.233	6.012	-9.350	2.81	4.50	9.35	8.81	0.54	27
4.67	9.901	-8.045	5.093	-11.019	4.50	5.08	11.02	8.81	2.21	27
5.10	11.393	-12.436	4.173	-12.689	6.46	5.88	12.69	8.81	3.88	27
5.53	12.981	-18.217	3.254	-14.358	9.75	6.76	14.36	8.81	5.55	27

Viga 2 (V-301), nivel 3 (0.25 x 0.60m)

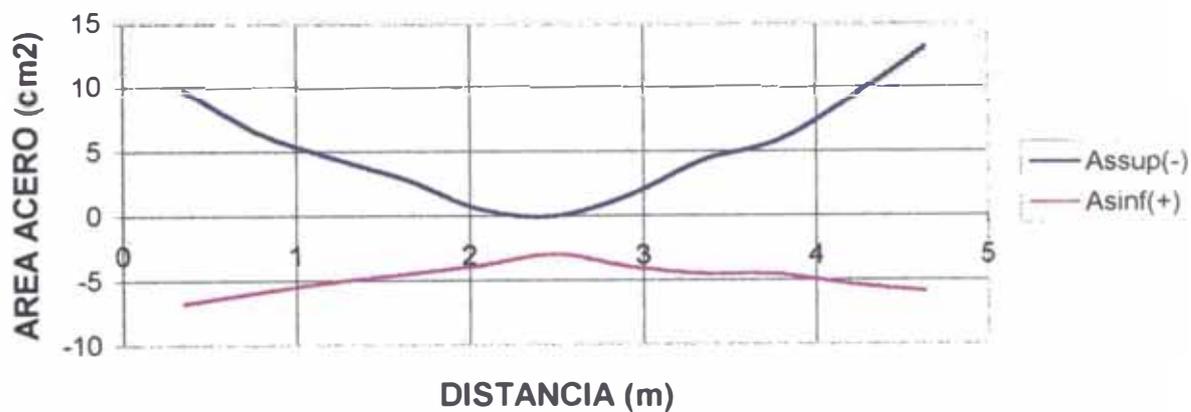
x (m)	Mmax (Tonxm)	Mmin (Tonxm)	Vmax (Ton)	Vmin (Ton)	Assup (cm ²)	Asinf (cm ²)	Vu (Ton)	Vc (Ton)	Vs (Ton)	Se # 3 (cm)
0.35	12.981	-18.217	14.358	-3.254	9.75	6.76	14.36	8.81	5.55	27
0.78	11.393	-12.436	12.689	-4.173	6.46	5.88	12.69	8.81	3.88	27
1.21	9.901	-8.045	11.019	-5.093	4.50	5.08	11.02	8.81	2.21	27
1.63	8.188	-4.233	9.350	-6.012	2.81	4.50	9.35	8.81	0.54	27
2.06	5.761	-0.814	7.681	-6.932	0.53	3.85	7.68	8.81	0.00	27
2.49	4.486	0.000	6.617	-8.180	0.00	2.98	6.61	8.81	0.00	27
2.92	5.901	-2.443	5.698	-9.849	1.61	3.95	5.90	8.81	1.04	27
3.34	7.389	-6.389	4.778	-11.519	4.28	4.50	7.39	8.81	2.71	27
3.77	8.931	-11.193	3.859	-13.188	5.77	4.56	8.93	8.81	4.38	27
4.20	10.384	-17.177	2.939	-14.857	9.14	5.34	10.38	8.81	6.05	27
4.63	11.445	-23.874	2.020	-16.526	13.22	5.91	11.45	8.81	7.72	23.7

ENVOLVENTE DE ACEROS DE REFUERZOS

PORTICO TIPO III - VIGA 1 (0.25x0.60) - NIVEL 3



PORTICO TIPO III - VIGA 2 (0.25x0.60) - NIVEL 3



a).- Diseño por flexión.-

Los parámetros mínimo y máximo son:

$$\text{Sección de viga : } .25 \times .60 \text{ m}$$

$$A_{s\text{min}} = 4.46 \text{ cm}^2$$

$$A_{s\text{máx}} = 21.60 \text{ cm}^2$$

$$M_{\text{to máx}} = 35.77 \text{ Ton-m}$$

Observando los resultados, vemos que los momentos actuantes son menores que el momento resistente de la sección. Con las áreas de acero (refuerzo longitudinal) que reporta el programa A2e determinamos las varillas de acero con sus respectivos diámetros, las cuales van a contribuir para resistir las sollicitaciones que se presentan en las secciones de las vigas. A su vez se verifica, que la viga trabaja adecuadamente en toda su longitud.

La disposición y detallado del refuerzo longitudinal se obtiene siguiendo los criterios ya mencionados, cabe señalar que el refuerzo longitudinal se ciñe estrictamente a los requisitos que aseguran una capacidad de ductilidad alta para todas las secciones críticas de vigas.

b).- Diseño por corte.-

Siguiendo el mismo procedimiento que los casos anteriores. En cada tramo de viga analizamos dos zonas:

Zona de confinamiento.-

Longitud de la zona de confinamiento = $2h = 2 \times 0.60 = 1.20 \text{ m}$.

En el cuadro de resultados se observa que el aporte del refuerzo transversal a la resistencia al corte en la zona de confinamiento es:

$$\text{En la cara de apoyo} \quad V_s = 7.72 \text{ Ton}$$

$$\text{A una distancia } 0.86 \quad V_s = 4.38 \text{ Ton}$$

$$\text{A la distancia } d = .54 \quad V_s = 5.62 \text{ Ton (Corte de diseño)}$$

Espaciamiento de estribos

$$S = \frac{\phi * A_v * F_y * d}{V_s}$$

$$S = \frac{0.85 * 2 * 0.71 * 4.2 * 54}{5.62} = 49 \text{ cm}$$

Se esta considerando estribos cerrados de 2 ramas de $\phi 3/8''$.

También hay restricciones en el espaciamiento del refuerzo transversal en la zona de confinamiento, que aseguran una capacidad de ductilidad alta, las cuales son:

$$s \leq \begin{cases} \frac{d}{4} = \frac{54}{4} = 13.50 \text{ cm.} \\ 8\phi_{\text{menor}} = 8 \times 1.59 = 12.72 \text{ cm.} \\ 24\phi_{\text{estribo}} = 24 \times 0.95 = 22.80 \text{ cm.} \\ 30 \text{ cm.} \end{cases}$$

Por lo tanto se recomienda usar en la zona de confinamiento: **Estribos ϕ 3/8" 1@ .05, 9@ .13**

Zona no confinada.-

Corresponde a la zona fuera de la longitud de confinamiento (zona $\geq 2h$), en el cuadro de resultados se observa que el aporte del refuerzo transversal a la resistencia al corte en la zona no confinada es:

$$V_s = 3.02 \text{ Ton}$$

Espaciamiento de estribos :

$$S = \frac{\phi * A_v * F_y * d}{V_s}$$

$$S = \frac{0.85 * 2 * 0.71 * 4.2 * 54}{3.02} = 91 \text{ cm}$$

Se esta considerando estribos cerrados de 2 ramas de ϕ 3/8".

También hay restricciones en el espaciamiento del refuerzo transversal en la zona no confinada, que aseguran una capacidad de ductilidad alta, que indica donde no se requiera estribos de confinamiento el espaciamiento debe ser:

$$s \leq \frac{d}{2} = \frac{54}{2} = 27 \text{ cm.}$$

Por lo tanto se recomienda usar en la zona no confinada: **Estribos ϕ 3/8" @ .25**

Finalmente en cada uno de los tramos usar estribos:

ϕ 3/8" 1@.05, 9@.13, Rto. @.25 en c/ extremo.

En la Fig. N° 27, se muestra el detalle del refuerzo longitudinal y transversal de los dos tramos de las vigas.

DETALLES DE VIGAS

VIGAS TÍPICAS DEL PORTICO TIPO III (EJES 1 Y 4)

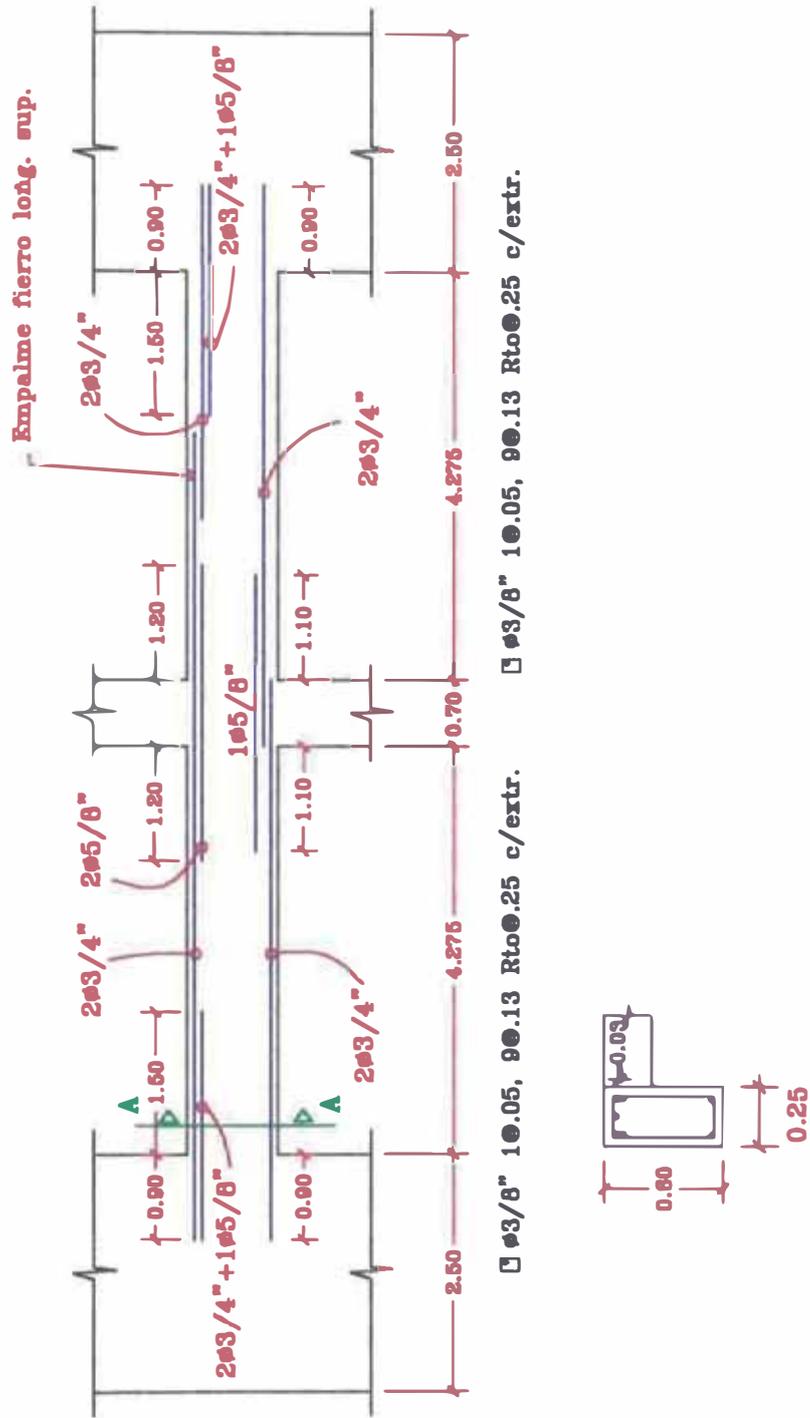


Fig. N° 27

6.4.4.4.- Diseño de vigas 0.30 x 0.70m del Pórtico tipo IV (Pórticos de Ejes 2 y 3).-

A continuación, se presenta el cuadro de resultados de la aplicación del programa A2e para las vigas que soportan las máximas solicitaciones en los pórticos de ejes 2 y 3, las cuales se presentan en el nivel 4 y está constituida por dos tramos:

Envolventes de Momentos, Fuerzas Cortantes y Refuerzo en los Pórticos de Ejes 2 y 3**Viga 1 (V-402), nivel 4 (0.30 x 0.70m)**

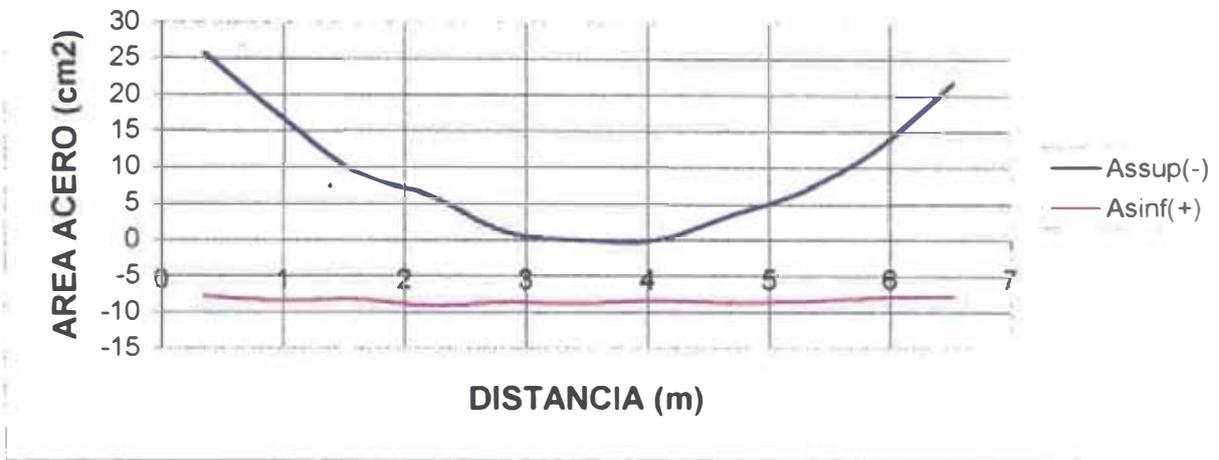
x (m)	Mmax (Tonxm)	Mmin (Tonxm)	Vmax (Ton)	Vmin (Ton)	Assup (cm ²)	Asinf (cm ²)	Vu (Ton)	Vc (Ton)	Vs (Ton)	Se # 3 (cm)
0.35	17.932	-55.945	33.775	0.000	25.73	7.78	33.78	12.53	21.25	10.2
0.97	19.135	-37.008	28.721	0.000	17.09	8.34	28.72	12.53	16.19	13.4
1.59	18.827	-21.346	24.209	-1.723	9.36	8.19	24.21	12.53	11.68	18.5
2.20	20.614	-10.865	19.696	-4.168	6.15	9.02	19.70	12.53	7.17	30.0
2.82	19.708	-2.145	15.183	-6.614	1.19	8.60	15.18	12.53	2.65	30.0
3.44	20.015	0.000	10.671	-9.064	0.00	8.74	10.67	12.53	0.00	30.0
4.06	19.102	0.000	7.809	-13.058	0.00	8.32	13.06	12.53	0.53	30.0
4.67	19.796	-6.079	5.364	-17.571	3.40	8.64	17.57	12.53	5.04	30.0
5.29	19.418	-16.079	2.919	-22.083	6.94	8.47	22.08	12.53	9.55	22.7
5.91	18.185	-28.695	0.474	-26.596	12.88	7.90	26.60	12.53	14.07	15.4
6.52	17.721	-46.510	0.000	-31.109	21.82	7.69	31.11	12.53	18.58	11.6

Viga 2 (V-402), nivel 4 (0.30 x 0.70m)

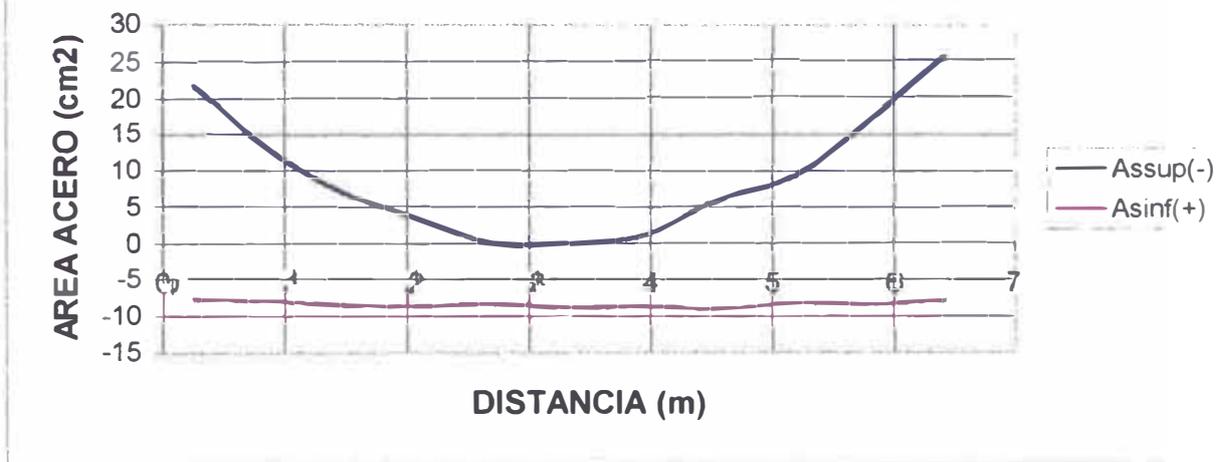
x (m)	Mmax (Tonxm)	Mmin (Tonxm)	Vmax (Ton)	Vmin (Ton)	Assup (cm ²)	Asinf (cm ²)	Vu (Ton)	Vc (Ton)	Vs (Ton)	Se # 3 (cm)
0.25	17.721	-46.51	31.109	0.000	21.82	7.69	31.11	12.53	18.58	11.6
0.87	18.185	-28.695	26.596	-0.474	12.88	7.90	26.60	12.53	14.07	15.4
1.49	19.418	-16.079	22.083	-2.919	6.94	8.47	22.08	12.53	9.55	22.7
2.10	19.796	-6.079	17.571	-5.364	3.40	8.64	17.57	12.53	5.04	30.0
2.72	19.102	0.000	13.058	-7.809	0.00	8.32	13.06	12.53	0.53	30.0
3.34	20.015	0.000	9.064	-10.671	0.00	8.74	10.67	12.53	-1.86	30.0
3.96	19.708	-2.145	6.614	-15.183	1.19	8.60	15.18	12.53	2.65	30.0
4.57	20.614	-10.865	4.168	-19.696	6.15	9.02	19.70	12.53	7.17	30.0
5.19	18.827	-21.346	1.723	-24.209	9.36	8.19	21.21	12.53	8.68	18.5
5.81	19.135	-37.008	0.000	-28.721	17.09	8.34	28.72	12.53	16.19	13.4
6.42	17.932	-55.945	0.000	-33.775	25.73	7.78	33.78	12.53	21.25	10.2

ENVOLVENTE DE ACEROS DE REFUERZOS

PORTICO TIPO IV - VIGA 1 (0.30x0.70) - NIVEL 4



PORTICO TIPO IV - VIGA 2 (0.30x0.70) - NIVEL 4



a).- Diseño por flexión.-

Los parámetros mínimo y máximo son:

Sección de viga : .30 x .70 m

$$A_{s\text{mín}} = 6.34 \text{ cm}^2$$

$$A_{s\text{máx}} = 30.72 \text{ cm}^2$$

$$M_{\text{to máx}} = 60.29 \text{ Ton-m}$$

Observando los resultados, vemos que los momentos actuantes son menores que el momento resistente de la sección. Con las áreas de acero (refuerzo longitudinal) que reporta el programa A2e determinamos las varillas de acero con sus respectivos diámetros, las cuales van a contribuir para resistir las sollicitaciones que se presentan en las secciones de las vigas. A su vez se verifica, que la viga trabaja adecuadamente en toda su longitud.

La disposición y detallado del refuerzo longitudinal se obtiene siguiendo los criterios ya mencionados, cabe señalar que el refuerzo longitudinal se ciñe estrictamente a los requisitos que aseguran una capacidad de ductilidad alta para todas las secciones críticas de vigas.

b).- Diseño por corte.-

Siguiendo el mismo procedimiento que los casos anteriores. En cada tramo de viga analizamos dos zonas:

Zona de confinamiento.-

Longitud de la zona de confinamiento = $2h = 2 \times 0.70 = 1.40 \text{ m}$.

En el cuadro de resultados se observa que el aporte del refuerzo transversal a la resistencia al corte en la zona de confinamiento es:

En la cara de apoyo $V_s = 21.25 \text{ Ton}$

A una distancia 1.24 $V_s = 11.68 \text{ Ton}$

A la distancia $d=.64$ $V_s = 16.31 \text{ Ton}$ (Corte de diseño)

Espaciamiento de estribos :

$$S = \frac{\phi * A_v * F_y * d}{V_s}$$

$$S = \frac{0.85 * 2 * 0.71 * 4.2 * 64}{16.31} = 20 \text{ cm}$$

Se esta considerando estribos cerrados de 2 ramas de $\phi 3/8''$.

También hay restricciones en el espaciamiento del refuerzo transversal en la zona de confinamiento, que aseguran una capacidad de ductilidad alta, las cuales son:

$$s \leq \begin{cases} \frac{d}{4} = \frac{64}{4} = 16.00 \text{ cm.} \\ 8\phi_{\text{menor}} = 8 \times 1.91 = 15.28 \text{ cm.} \\ 24\phi_{\text{estribo}} = 24 \times 0.95 = 22.80 \text{ cm.} \\ 30 \text{ cm.} \end{cases}$$

Por lo tanto se recomienda usar en la zona de confinamiento: **Estribos ϕ 3/8" 1@ .05, 9@ .15**

Zona no confinada.-

Corresponde a la zona fuera de la longitud de confinamiento (zona $\geq 2h$), en el cuadro de resultados se observa que el aporte del refuerzo transversal a la resistencia al corte en la zona no confinada es:

$$V_s = 10.59 \text{ Ton}$$

Espaciamiento de estribos

$$S = \frac{\phi * A_v * F_y * d}{V_s}$$

$$S = \frac{0.85 * 2 * 0.71 * 4.2 * 64}{10.59} = 31 \text{ cm}$$

Se esta considerando estribos cerrados de 2 ramas de ϕ 3/8".

También hay restricciones en el espaciamiento del refuerzo transversal en la zona no confinada, que aseguran una capacidad de ductilidad alta, que indica donde no se requiera estribos de confinamiento el espaciamiento debe ser:

$$s \leq \frac{d}{2} = \frac{64}{2} = 32 \text{ cm.}$$

Por lo tanto se recomienda usar en la zona no confinada: **Estribos ϕ 3/8" @ .30**

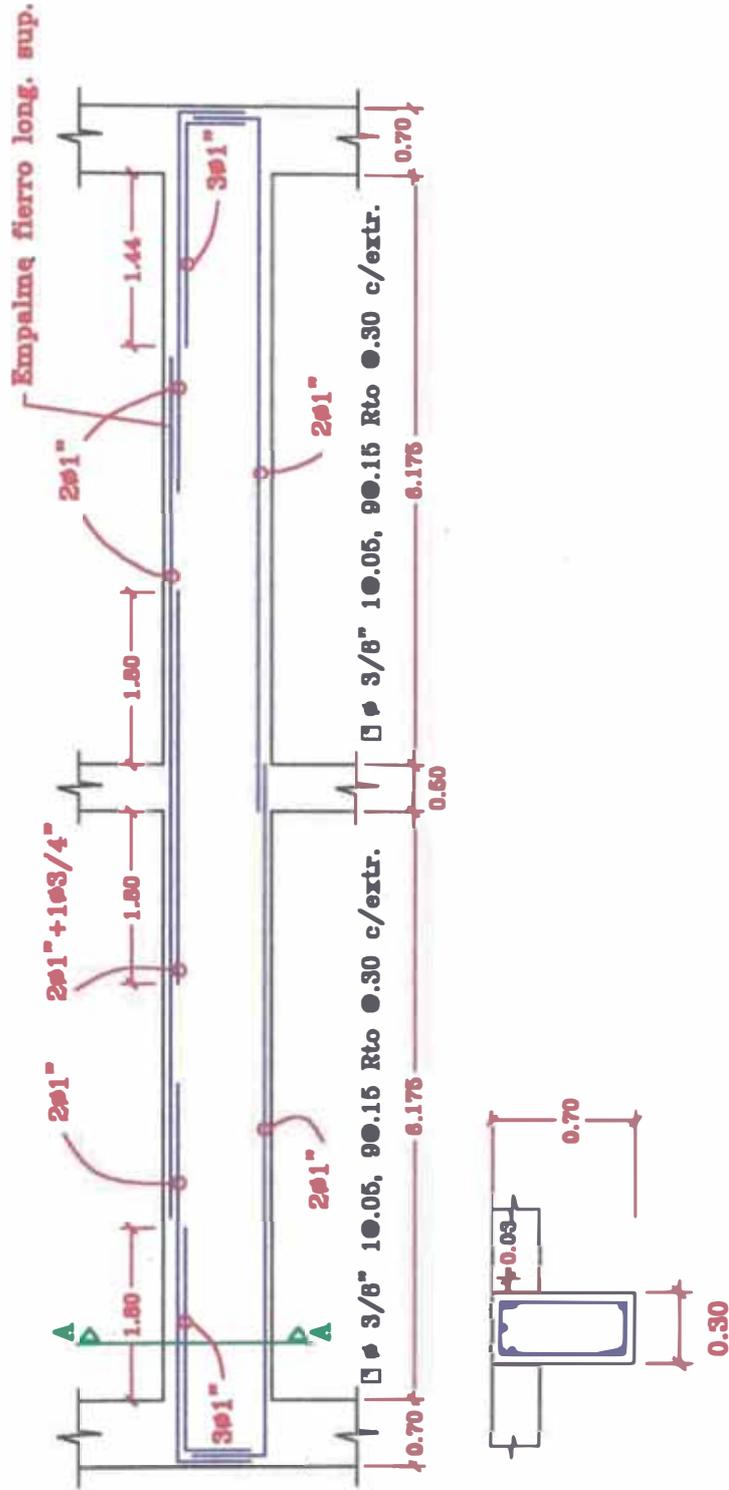
Finalmente en cada uno de los tramos usar estribos:

ϕ 3/8" 1@.05, 9@.15, Rto. @.30 en c/ extremo.

En la Fig. N° 28, se muestra el detalle del refuerzo longitudinal y transversal de los dos tramos de las vigas.

DETALLES DE VIGAS

VIGAS TÍPICAS DEL PORTICO TIPO IV (EJES 2 Y 3)



Sección A-A

Fig. N° 28

6.5.- Diseño de Columnas.-

6.5.1.- Generalidades.-

Las columnas son los miembros verticales a compresión de los marcos estructurales, que sirven para apoyar a las vigas cargadas. Transmiten las cargas de los pisos superiores hasta la planta baja y después al suelo, a través de la cimentación. Puesto que las columnas son elementos a compresión, la falla de una columna en un lugar crítico puede causar el colapso progresivo de los pisos concurrentes y el colapso total de la estructura completa.

El reglamento del ACI requiere que en el diseño de miembros a compresión se utilicen factores de reducción de resistencia Φ , considerablemente menores que los factores Φ para la flexión, o el cortante.

Los principios de la compatibilidad de esfuerzos y deformaciones que se aplicaron en el análisis y diseño de vigas, se aplican de igual forma a las columnas. Sin embargo se introduce un factor nuevo: la adición de una fuerza axial externa a los momentos flexionantes que actúan en la sección crítica; en consecuencia, es necesario hacer un ajuste a las ecuaciones de equilibrio de fuerzas y momentos que se desarrollaron para las vigas, con el objeto de tomar en cuenta a la compresión y a la flexión combinada.

En el caso de las vigas, la cantidad de refuerzo se controla para obtener el comportamiento de falla dúctil. En el caso de las columnas, ocasionalmente dominará la carga axial; por lo que no se puede evitar un comportamiento de falla por compresión para los casos en que existe una relación grande de carga axial / momento flexionante.

Como en el caso de las vigas, la resistencia de las columnas se calcula con los principios básicos siguientes:

Existe una distribución lineal de las deformaciones en la sección transversal de la columna.

No hay deslizamiento entre el acero y concreto (esto es, la deformación en el acero y en el concreto en contacto es la misma).

Para el propósito de los cálculos de la resistencia, la deformación máxima permisible del concreto en la falla es igual a 0.003cm/cm.

La resistencia en tracción del concreto es despreciable y no se considera en los cálculos.

6.5.2.- Consideraciones de diseño.-

Para el diseño de columnas dúctiles especiales, se ha tenido en cuenta las siguientes consideraciones:

6.5.2.1.- Dimensionamiento,-

Se ha seguido con las consideraciones mencionados anteriormente en la etapa de predimensionamiento, las cuales son:

a) $h_0/D \geq 4$

b) $n = \frac{P_s}{f'c b D} < \frac{1}{3}$

c) $D_{\min} = 30 \text{ cm}$

d) $\frac{D_{\text{menor}}}{D_{\text{mayor}}} \geq 0.4$

6.5.2.2.- Cuantías y Traslapes.-

La cuantía de refuerzo longitudinal en elementos sometidos a flexión y carga axial no debe ser inferior a 0.01 ni superior a 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.

Los traslapes sólo son permitidos dentro de la mitad central de la columna y éstos son proporcionados como empalmes a tracción. Esto se debe a la probabilidad que existe que el recubrimiento de concreto se desprenda en los extremos del elemento haciendo que estos empalmes se tornen inseguros. Sino satisface lo anterior, se tendrá que considerar refuerzo por confinamiento.

El Reglamento ACI-99 considera para zonas muy sísmicas que en cada nudo, la suma de las capacidades últimas en flexión de las columnas sean por lo menos igual a 1.2 veces la suma de las capacidades últimas de las vigas que concurren a las caras del nudo, y si alguna columna no cumple con ésta condición debe de llevar refuerzo transversal de confinamiento en toda su longitud.

6.5.2.3.- Refuerzo transversal.-

El Reglamento Nacional de Construcciones considera que:

a) Debe colocarse en ambos extremos del elemento estribos cerrados sobre una longitud l_0 medida desde la cara del nudo (zona de confinamiento) que no sea menor que:

- Un sexto de la luz libre del elemento.
- La máxima dimensión de la sección transversal del elemento.
- 45 cm.

Estos estribos tendrán un espaciamiento que no deben exceder del menor de los siguientes valores:

- Un cuarto de la dimensión más pequeña de la sección transversal del elemento.
- 10 cm.

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

b) El espaciamiento del refuerzo transversal fuera de la zona de confinamiento, no deberá de exceder lo siguiente:

- 6 veces el diámetro de la barra longitudinal de menor diámetro.
- 15 cm.
- La mitad de la dimensión más pequeña de la sección transversal del elemento.

En la Fig. N° 29 se muestran todas las consideraciones sobre la disposición del refuerzo transversal en toda la longitud de la columna, de acuerdo a lo mencionado anteriormente.

CONSIDERACIONES DE COLUMNAS DUCTILES

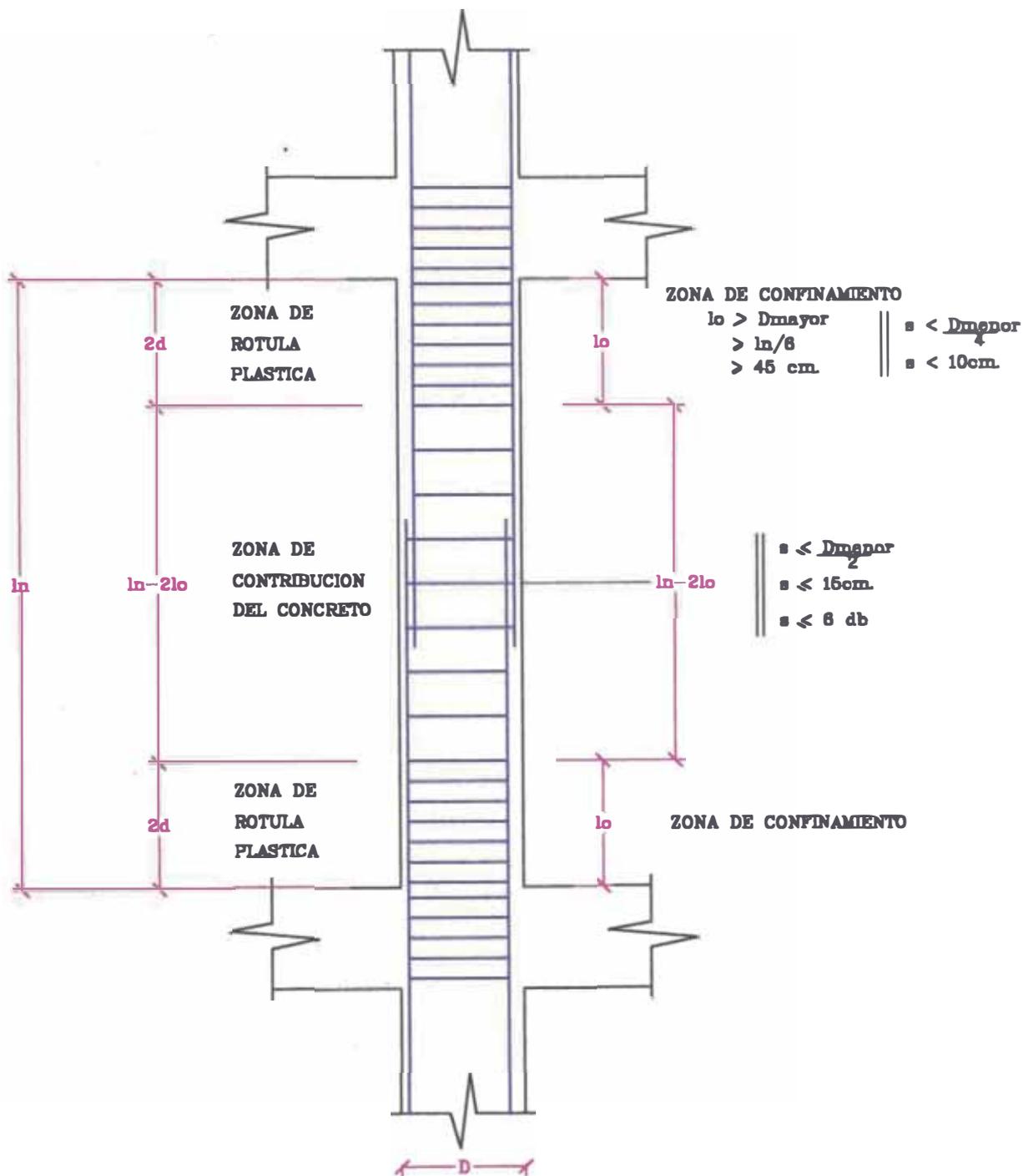


Fig. N° 29

Recomendaciones del ACI para refuerzo transversal en columnas confinadas.-

El ACI recomienda para garantizar la existencia de ductilidad en las columnas las siguientes consideraciones:

Quantía volumétrica mínima en espiral o estribos circulares.-

$$\rho_{smin} = 0.45 \left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right) \frac{f'_c}{f_y} \geq 0.12 \frac{f'_c}{f_y} \quad \dots\dots (a)$$

Refuerzo por confinamiento.-

$$A_{sh} = 0.30 \left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right) s hc \frac{f'_c}{f_y} \quad \dots\dots (\beta)$$

$$A_{sh} = 0.09 s hc \frac{f'_c}{f_y} \quad \dots\dots (\gamma)$$

Las expresiones β y γ permiten determinar el espaciamiento “s” de estribos en la zona de confinamiento donde:

A_{sh} = Area total del refuerzo transversal en la dirección de análisis.

hc = Ancho del núcleo de concreto confinado por el acero medido centro a centro de los estribos exteriores.

A_{ch} = Area del núcleo de concreto confinado por el acero.

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

S = espaciamiento del refuerzo transversal.

En la Fig. N° 30 se ilustran éstos parámetros para la determinación del área de refuerzo transversal de confinamiento en columnas.

DEFINICION DE PARAMETROS DE CONFINAMIENTO

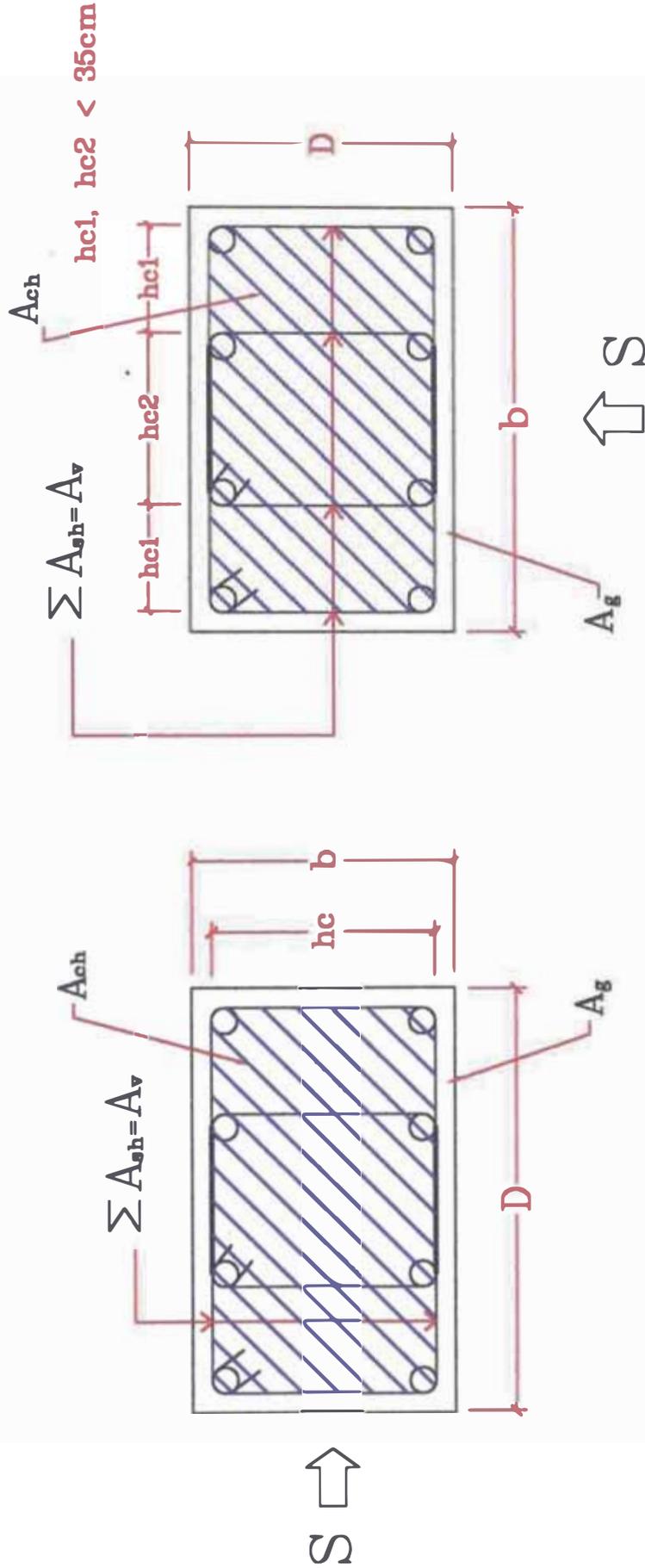


Fig. N° 30

6.5.3.- Procedimiento de diseño de Columnas.-

Para el diseño de columnas dúctiles especiales, se ha tomado los resultados de la aplicación del programa A2e correspondientes a columnas, las cuales se presentan en el Anexo N° 6, el programa ejecuta 11 combinaciones de cargas (carga viva, carga muerta y cargas de sismo) para cada columna y cada nivel de la estructura, empleando como factores de amplificación los estipulados en el ACI-318-83. También el programa, nos presenta para cada combinación, el momento último, la carga axial última y la fuerza cortante última que se da en todas las columnas.

Debido a que las columnas están sujetas a cargas axiales y momentos flectores actuando en la dirección X como en la dirección Y, se presenta un estado de flexo compresión biaxial en dichas columnas. Para ver estos momentos, vamos a los resultados del programa A2e. Los resultados se dan por cada tipo de pórtico, entonces los momentos actuantes en las columnas alrededor del eje X (M_x) se dan en los resultados de pórticos tipo I (pórticos de ejes A y C) y pórtico tipo II (pórtico de eje B); mientras que los momentos actuantes en las columnas alrededor del eje Y (M_y) se dan en los resultados de pórticos tipo III (pórticos de ejes 1 y 4) y pórticos tipo IV (pórticos de ejes 2 y 3).

Hasta el momento, las secciones de las columnas son óptimas con respecto al análisis sísmico, es decir son conformes por rigidez (control desplazamientos); lo que se verá ahora, es su conformidad por resistencia, se verificará su capacidad para resistir el efecto actuante de cargas de gravedad en combinación con cargas sísmicas amplificadas respectivamente.

En el presente informe, el procedimiento de diseño de columnas que se utilizará, es obteniendo los **diagramas de interacción** de las secciones de las columnas, las cuales son la representación gráfica de las combinaciones de carga axial – momento flector que generan la falla de una sección. El diagrama de interacción nos representa todas las combinaciones de falla y por consiguiente constituye una descripción completa de la capacidad resistente de una sección. Todos los puntos dentro del diagrama de interacción representan combinaciones carga axial-momento flector que pueden ser resistidas por la sección. Los puntos fuera del diagrama, son combinaciones que ocasionan la falla.

Para generar los diagramas de interacción de las secciones de las columnas, se hará el uso del programa **PCACOL versión 2.30**, el cual nos permite de manera rápida y práctica obtener la disposición del refuerzo longitudinal mas adecuado para las secciones de las columnas ya definida en el análisis sísmico. A continuación se presenta el cuadro de datos de las solicitaciones críticas de momento máximo–carga axial y momento–carga

axial máximo, los cuales se encuentran dentro del diagrama de interacción generado para cada tipo de columna.

MOMENTOS Y CARGAS AXIALES MAXIMOS

Columna C1 0.40 x 0.70 (Columna extremo pórtico secundario)						
Nivel	Combinación	Mux (Ton-m)	Pu (Ton)	Mux (Kn-m)	Pu (Kn)	Referencia
1	4	26.266	115.924	257.407	1136.055	Pórtico de eje B
1	6	26.578	121.076	260.464	1186.545	Pórtico de eje B
2	6	34.597	99.430	339.051	974.414	Pórtico de eje B
Nivel	Combinación	Muy (Ton-m)	Pu (Ton)	Muy (Kn-m)	Pu (Kn)	Referencia
1	3	5.043	135.466	49.421	1327.567	Pórticos de ejes 1 y 4
1	9	16.878	95.257	165.404	933.519	Pórticos de ejes 1 y 4
5	4	19.190	13.095	188.062	128.331	Pórticos de ejes 1 y 4

Columna C2 0.40 x 0.70 (Columna extremo pórtico principal)						
Nivel	Combinación	Mux (Ton-m)	Pu (Ton)	Mux (Kn-m)	Pu (Kn)	Referencia
1	4	7.560	64.610	74.088	633.178	Pórticos de ejes A y C
1	6	7.712	68.933	75.578	675.543	Pórticos de ejes A y C
2	6	9.741	54.461	95.462	533.718	Pórticos de ejes A y C
Nivel	Combinación	Muy (Ton-m)	Pu (Ton)	Muy (Kn-m)	Pu (Kn)	Referencia
1	3	12.825	188.971	125.685	1851.916	Pórticos de ejes 2 y 3
1	4	37.101	148.537	363.590	1455.663	Pórticos de ejes 2 y 3
2	6	43.402	134.192	425.340	1315.082	Pórticos de ejes 2 y 3

Columna C3 0.50 x 0.50 (Columna central)						
Nivel	Combinación	Mux (Ton-m)	Pu (Ton)	Mux (Kn-m)	Pu (Kn)	Referencia
1	3	3.952	131.748	38.730	1291.130	Pórtico de eje B
1	6	35.374	94.729	346.665	928.344	Pórtico de eje B
2	6	43.356	74.004	424.889	725.239	Pórtico de eje B
Nivel	Combinación	Muy (Ton-m)	Pu (Ton)	Muy (Kn-m)	Pu (Kn)	Referencia
1	3	10.207	340.225	100.029	3334.205	Pórticos de ejes 2 y 3
1	6	26.040	239.384	255.192	2345.963	Pórticos de ejes 2 y 3
2	4	27.373	156.452	268.255	1533.230	Pórticos de ejes 2 y 3

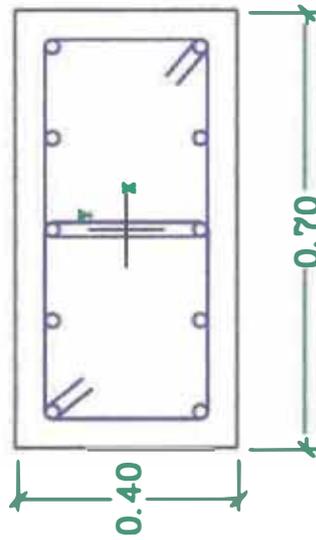
En el Anexo N° 8, se presentan los diagramas de interacción con la disposición del refuerzo (fierros) longitudinal obtenidos para cada una de las columnas.

6.5.4.- Refuerzo longitudinal.-

En los diagramas de interacción (Anexo N° 8), se observa, que la capacidad resistente de las tres columnas utilizadas en la estructura, es conforme. El detalle de las secciones de las columnas y la disposición del refuerzo longitudinal y transversal, se muestran en la Fig. N° 31.

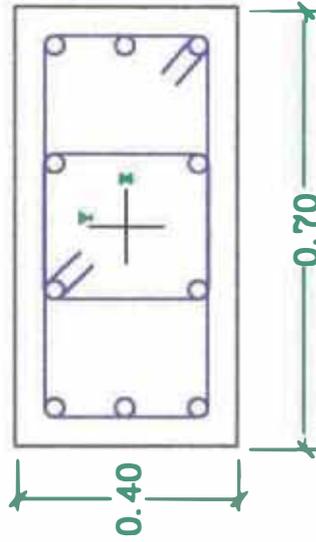
SECCIONES DE COLUMNAS

COLUMNNA EXTREMA
PORTICO SECUNDARIO
C-1



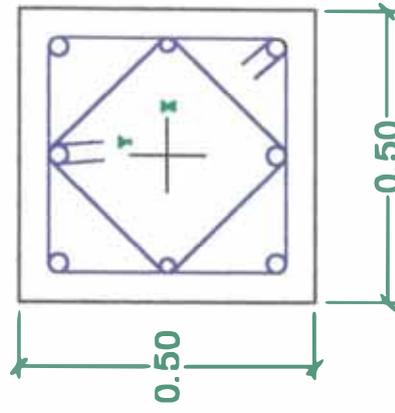
10 ϕ 1" (1.82%)

COLUMNNA EXTREMA
PORTICO PRINCIPAL
C-2



10 ϕ 3/4" (1.01%)

COLUMNNA CENTRAL
C-3



6 ϕ 1 3/8" + 2 ϕ 1" (2.82%)

Fig. N° 31

6.5.5.- Refuerzo transversal.-**6.5.5.1.- Columna Extrema Pórtico Secundario C1 (0.40 x 0.70).-**

La longitud de la zona de confinamiento es:

$$l_o \geq \begin{cases} D_{mayor} = 70 \text{ cm} \\ \frac{h_n}{6} = \frac{280}{6} = 47 \text{ cm.} \\ 45 \text{ cm} \end{cases}$$

=> Longitud de la zona de confinamiento: $l_o = 70 \text{ cm}$

Siguiendo las recomendaciones del ACI se determina el espaciamiento en la zona de confinamiento:

$$\rho_{smín} = 0.45 \left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right) \frac{f'_c}{f_y} \geq 0.12 \frac{f'_c}{f_y} \quad \dots\dots (\alpha)$$

$$\rho_{smín} = 0.45 \left(\frac{40 \times 70}{31 \times 61} - 1 \right) \frac{210}{4200} \geq 0.12 \times \frac{210}{4200}$$

$$\rho_{smín} = 0.011 \geq 0.006 \quad \text{Es conforme.}$$

Cuando el sismo actúa en dirección X:

$$h_c = \left[40 - 2 \left(4 + \frac{0.95}{2} \right) \right] = 31.05 \text{ cm.}$$

Luego usando las expresiones:

$$A_{sh} = 0.30 \left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right) s h_c \frac{f'_c}{f_y} \quad \dots\dots (\beta)$$

$$A_{sh} = 0.09 s h_c \frac{f'_c}{f_y} \quad \dots\dots (\gamma)$$

En la expresión (β):

$$2 \times 0.71 = 0.30 \left(\frac{40 \times 70}{31 \times 61} - 1 \right) (s) 31.05 \times \frac{210}{4200} \quad \Rightarrow \quad \mathbf{s = 6.34 \text{ cm.}}$$

Usando la expresión (γ) se tiene:

$$2 \times 0.71 = 0.09 (s) \times 31.05 \times \frac{210}{4200} \quad \Rightarrow \quad \mathbf{s = 10.16 \text{ cm}}$$

Cuando el sismo actúa en dirección Y:

$$h_c = \left[70 - 2 \left(4 + \frac{0.95}{2} \right) \right] / 2 = 30.52 \text{ cm.}$$

Luego usando las expresiones β y γ :

En la expresión (β):

$$4 \times 0.71 = 0.30 \left(\frac{40 \times 70}{31 \times 61} - 1 \right) (s) 30.52 \times \frac{210}{4200} \Rightarrow s = 12.91 \text{ cm.}$$

Usando la expresión (γ) se tiene:

$$4 \times 0.71 = 0.09 (s) \times 30.52 \times \frac{210}{4200} \Rightarrow s = 20.68 \text{ cm}$$

Además en la zona de confinamiento:

$$s_{\text{máx}} \leq \frac{D_{\text{menor}}}{4} = \frac{40}{4} = 10 \text{ cm.}$$

$$s_{\text{máx}} \leq 10 \text{ cm.}$$

En ésta zona usar: estribos $\phi 3/8''$: 1 @ .05, 10 @ .07

Fuerza Cortante que toma el concreto.- Usamos la siguiente expresión:

$$V_c = \phi \times 0.53 \sqrt{f'c} b d \left(1 + 0.0071 \frac{N_u}{A_g} \right) \dots\dots(\theta)$$

Determinación de N_u :

$$P_{n \text{ máx}} = 0.80 (0.85 f'c (A_g - A_{st}) + A_{st} f_y)$$

$$P_{n \text{ máx}} = 0.80 (0.85 f'c (A_g) + A_{st} f_y)$$

$$P_{n \text{ máx}} = 0.80 (0.85 \times 21 \times (40 \times 70) + 10 \times 5.07 \times 4.2) = 570.192 \text{ Ton.}$$

$$P_{u \text{ máx}} = \phi P_{n \text{ máx}} = 0.70 \times 570.192 = 399.134 \text{ Ton.}$$

Luego en la expresión (θ) se tiene:

Cuando el sismo actúa en dirección X: (d = 64cm)

$$V_c = 0.85 \times 0.53 \sqrt{210} \times 40 \times 64 \left(1 + 0.0071 \times \frac{399134}{40 \times 70} \right) = 33627 \text{ Kg} = 33.63 \text{ Ton.}$$

Cuando el sismo actúa en dirección Y: (d = 34cm)

$$V_c = 0.85 \times 0.53 \sqrt{210} \times 70 \times 34 \left(1 + 0.0071 \times \frac{399134}{40 \times 70} \right) = 31263 \text{ Kg} = 31.26 \text{ Ton.}$$

A continuación se presenta las fuerzas cortantes actuantes máximas que ocurren en la columna C1 (Columna extrema del pórtico secundario), los cuales se han obtenido de los resultados del programa A2e (Anexo N° 6):

Columna	V _{ux} (Ton)	V _{nx} (Ton)	V _{uy} (Ton)	V _{ny} (Ton)
C1	10.49	12.34	19.45	22.88

Diseño por cortante en los extremos de la columna (zona de confinamiento).-

Se analiza en la dirección más desfavorable. En esta zona no se toma en cuenta la contribución del concreto. Del cuadro anterior y los resultados, observamos que el corte que toma el concreto es mucho mayor que los cortes externos actuantes en ambas direcciones. Por lo tanto no hay exigencia de diseño por esfuerzo cortante, por consiguiente se hace uso de las consideraciones de diseño para columnas dúctiles, en conformidad a ello se recomienda usar:

Estribos $\phi 3/8''$: 1 @ .05, 10 @ .07 en cada extremo

Diseño por cortante en la parte central.-

En esta zona se toma en cuenta la contribución del concreto; se hace uso de la siguiente

expresión:
$$s = \frac{A_v f_y d}{V_n - V_c}$$

Del cuadro anterior y los resultados, vemos que $V_c = 33.63 \text{ Ton} > V_n = 22.88 \text{ Ton}$, por lo tanto en esta zona la exigencia de diseño por corte es despreciable, en consecuencia se toma las consideraciones para columnas dúctiles, que son las siguientes:

$$s_{\text{máx}} \leq \begin{cases} 6d_b (\text{longitunal}) = 6 \times 2.54 = 15.24 \text{ cm.} \\ 15 \text{ cm} \\ \frac{D_{\text{menor}}}{2} = \frac{40}{2} = 20 \text{ cm.} \end{cases}$$

Finalmente la distribución de estribos en la columna C1 es:

$\phi 3/8''$: 1 @ .05, 10 @ .07, Rto @ .15 en cada extremo.

6.5.5.2.- Columna Extrema Pórtico Principal C2 (0.40 x 0.70).-

Longitud de la zona de confinamiento:

$$l_o \geq \begin{cases} D_{mayor} = 70 \text{ cm} \\ \frac{h_n}{6} = \frac{280}{6} = 47 \text{ cm.} \\ 45 \text{ cm} \end{cases}$$

=> Longitud de la zona de confinamiento: $l_o = 70 \text{ cm.}$

Haciendo uso de las recomendaciones del ACI se determina el espaciamiento de estribos en la zona de confinamiento:

$$\rho_{s \min} = 0.45 \left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right) \frac{f'_c}{f_y} \geq 0.12 \frac{f'_c}{f_y} \quad \dots\dots(\alpha)$$

$$\rho_{s \min} = 0.45 \left(\frac{40 \times 70}{31 \times 61} - 1 \right) \frac{210}{4200} \geq 0.12 \times \frac{210}{4200}$$

$$\rho_{\min} = 0.011 \geq 0.006 \quad \text{Es conforme.}$$

Cuando el sismo actúa en dirección X:

$$h_c = \left[40 - 2 \left(4 + \frac{0.95}{2} \right) \right] = 31.05 \text{ cm.}$$

Luego usando las expresiones:

$$A_{sh} = 0.30 \left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right) s h_c \frac{f'_c}{f_y} \quad \dots\dots(\beta)$$

$$A_{sh} = 0.09 s h_c \frac{f'_c}{f_y} \quad \dots\dots(\gamma)$$

En la expresión (β):

$$2 \times 0.71 = 0.30 \left(\frac{40 \times 70}{31 \times 61} - 1 \right) (s) 31.05 \times \frac{210}{4200} \quad \Rightarrow \quad s = 6.34 \text{ cm.}$$

Usando la expresión (γ) se tiene:

$$2 \times 0.71 = 0.09 (s) \times 31.05 \times \frac{210}{4200} \quad \Rightarrow \quad s = 10.16 \text{ cm}$$

Cuando el sismo actúa en dirección Y:

$$h_c = \left[70 - 2 \left(4 + \frac{0.95}{2} \right) \right] / 3 = 20.35 \text{ cm.}$$

Luego usando las expresiones β y γ :

En la expresión (β):

$$4 \times 0.71 = 0.30 \left(\frac{40 \times 70}{31 \times 61} - 1 \right) (s) 20.35 \times \frac{210}{4200} \Rightarrow s = 19.35 \text{ cm.}$$

Usando la expresión (γ) se tiene:

$$4 \times 0.71 = 0.09 (s) \times 20.35 \times \frac{210}{4200} \Rightarrow s = 31.01 \text{ cm}$$

Además en la zona de confinamiento:

$$s_{\text{máx}} \leq \frac{D_{\text{menor}}}{4} = \frac{40}{4} = 10 \text{ cm.}$$

$$s_{\text{máx}} \leq 10 \text{ cm.}$$

En ésta zona usar: estribos $\phi 3/8$ " : 1 @ .05, 10 @ .07

Fuerza Cortante que toma el concreto.- Se usa la expresión:

$$V_c = \phi \times 0.53 \sqrt{f'c} b d \left(1 + 0.0071 \frac{Nu}{Ag} \right) \dots (\theta)$$

Considerando Nu la carga axial máxima que puede tomar el elemento, entonces tenemos:

$$P_{n \text{ máx}} = 0.80 (0.85 f'c (Ag - A_{st}) + A_{st} f_y)$$

$$P_{n \text{ máx}} = 0.80 (0.85 f'c (Ag) + A_{st} f_y)$$

$$P_{n \text{ máx}} = 0.80 (0.85 \times 21 \times (40 \times 70) + 10 \times 2.85 \times 4.2) = 495.6 \text{ Ton.}$$

$$P_{u \text{ máx}} = \phi P_{n \text{ máx}} = 0.70 \times 495.6 = 346.92 \text{ Ton.}$$

Luego en la expresión (θ) se tiene:

Cuando el sismo actúa en dirección X: $d = 64 \text{ cm.}$

$$V_c = 0.85 \times 0.53 \sqrt{210} \times 40 \times 64 \left(1 + 0.0071 \times \frac{346920}{40 \times 70} \right) = 31415 \text{ Kg} = 31.42 \text{ Ton.}$$

Cuando el sismo actúa en dirección Y: $d = 34 \text{ cm.}$

$$V_c = 0.85 \times 0.53 \sqrt{210} \times 70 \times 34 \left(1 + 0.0071 \times \frac{346920}{40 \times 70} \right) = 29206 \text{ Kg} = 29.21 \text{ Ton.}$$

A continuación se presenta las fuerzas cortantes actuantes máximas que ocurren en la columna C2 (Columna extrema del pórtico principal), los cuales se han obtenido de los resultados del programa A2e (Anexo N° 6):

Columna	V _{ux} (Ton)	V _{nx} (Ton)	V _{uy} (Ton)	V _{ny} (Ton)
C2	21.32	25.08	6.28	7.39

Del cuadro anterior y los resultados, observamos que el corte que toma el concreto es mucho mayor que los cortes externos actuantes en ambas direcciones. Por lo tanto no hay exigencia de diseño por esfuerzo cortante, por consiguiente se hace uso de las consideraciones de diseño para columnas dúctiles, en conformidad a ello se recomienda usar:

- **En la zona de confinamiento:**

Estribos: $\phi 3/8$ " : 1 @.05, 10 @.07 en cada extremo.

- **En la zona fuera de la longitud de confinamiento:**

$$s_{\text{máx}} \leq \begin{cases} 6d_b (\text{longitudinal}) = 6 \times 1.91 = 11.46 \text{ cm.} \\ 15 \text{ cm} \\ \frac{D_{\text{menor}}}{2} = \frac{40}{2} = 20 \text{ cm.} \end{cases}$$

Finalmente la distribución de estribos en la columna C2 es:

$\phi 3/8$ " : 1 @.05, 10 @.07, Rto @.125 en cada extremo.

6.5.5.3.- Columna Central C3 (0.50 x 0.50).- En primer lugar se procede a definir la longitud de confinamiento:

$$l_o \geq \begin{cases} D_{\text{mayor}} = 50 \text{ cm} \\ \frac{h_n}{6} = \frac{280}{6} = 47 \text{ cm.} \\ 45 \text{ cm} \end{cases}$$

=> Longitud de la zona de confinamiento: $l_o = 50 \text{ cm.}$

Haciendo uso de las recomendaciones del ACI procedemos a determinar el espaciamiento del refuerzo transversal en la zona de confinamiento:

$$\rho_{min} = 0.45 \left(\frac{Ag}{Ach} - 1 \right) \frac{f'c}{fy} \geq 0.12 \frac{f'c}{fy} \quad \dots\dots(\alpha)$$

$$\rho_{min} = 0.45 \left(\frac{50 \times 50}{41 \times 41} - 1 \right) \frac{210}{4200} \geq 0.12 \times \frac{210}{4200}$$

$$\rho_{min} = 0.011 \geq 0.006 \quad \text{Es conforme.}$$

$$h_c = 50 - 2 \left(4 + \frac{0.95}{2} \right) = 41.05 \text{ cm.}$$

Luego usando las expresiones:

$$Ash = 0.30 \left(\frac{Ag}{Ach} - 1 \right) s hc \frac{f'c}{fy} \quad \dots\dots(\beta)$$

$$Ash = 0.09 s hc \frac{f'c}{fy} \quad \dots\dots(\gamma)$$

En la expresión (β):

$$4 \times 0.71 = 0.30 \left(\frac{50 \times 50}{41 \times 41} - 1 \right) (s) 41.05 \times \frac{210}{4200} \quad \Rightarrow \quad \mathbf{s = 9.47 \text{ cm.}}$$

Usando la expresión (γ) se tiene:

$$4 \times 0.71 = 0.09 (s) 41.05 \times \frac{210}{4200} \quad \Rightarrow \quad \mathbf{s = 15.37 \text{ cm}}$$

Además en la zona de confinamiento:

Se tiene límites en el espaciamiento de estribos:

$$s_{máx} \leq \frac{D_{menor}}{4} = \frac{50}{4} = 12.50 \text{ cm.}$$

$$s_{máx} \leq 10 \text{ cm.}$$

Por lo tanto, en ésta zona se recomienda usar:

Estribos $\phi 3/8''$: 1 @.05, 5 @.10

Fuerza Cortante que toma el concreto.- En elementos sometidos a compresión axial, corte y flexión, el agrietamiento disminuye y por lo tanto existe una mayor área para resistir el corte. La expresión para determinar el corte que toma el concreto en este tipo de elementos es:

$$Vc = \phi \times 0.53 \sqrt{f'c} b d \left(1 + 0.0071 \frac{Nu}{Ag} \right) \quad \dots\dots(\theta)$$

Donde N_u es la fuerza axial mayorada que actúa sobre el elemento y es positiva cuando es de compresión, y A_g es el área bruta de la sección de concreto.

Considerando N_u la carga axial máxima en compresión que puede tomar el elemento, entonces tenemos:

$$P_{n \text{ máx}} = 0.80 (0.85 f'c (A_g - A_{st}) + A_{st} f_y)$$

$$P_{n \text{ máx}} = 0.80 (0.85 f'c (A_g) + A_{st} f_y)$$

$$P_{n \text{ máx}} = 0.80 (0.85 \times 21 \times (50 \times 50) + (6 \times 10.06 + 2 \times 5.1) \times 4.2) = 594.082 \text{ Ton.}$$

$$P_{u \text{ máx}} = \phi P_{n \text{ máx}} = 0.70 \times 594.082 = 415.857 \text{ Ton.}$$

Luego en la expresión (θ) se tiene:

$$V_c = 0.85 \times 0.53 \sqrt{210} \times 50 \times 44 \left(1 + 0.0071 \times \frac{415857}{50 \times 50} \right) = 31325 \text{ Kg} = 31.33 \text{ Ton.}$$

A continuación se presenta las fuerzas cortantes actuantes máximas que ocurren en la columna C3 (columna central), los cuales se han obtenido de los resultados del programa A2e (Anexo N° 6):

Columna	V_{ux} (Ton)	V_{ux} (Ton)	V_{uy} (Ton)	V_{uy} (Ton)
C3	16.84	19.81	32.18	37.86

Lo que se observa es que el corte que toma el concreto en la dirección X es mayor que el corte externo actuante en la columna, pero en la dirección Y el corte del concreto es menor que el corte externo actuante, por lo tanto se tiene que diseñar la columna por esfuerzo cortante.

Diseño por cortante en los extremos de la columna .-

Se analiza en la dirección más desfavorable. En esta zona no se toma en cuenta la contribución del concreto, por lo tanto el requerimiento de estribos está dado por la expresión:

$$s = \frac{A_v f_y d}{V_n} = \frac{4 \times 0.71 \times 4.2 \times 44}{37.86} = 13.86 \text{ cm.}$$

Por lo tanto con la distribución de los estribos determinados anteriormente, se cumple con el espaciamiento calculado.

Por lo tanto se recomienda usar: estribos $\phi 3/8''$: 1 @.05, 5 @.10

Diseño por cortante en la parte central.- En esta zona se toma en cuenta la contribución del concreto; se hace uso de la expresión:

$$s = \frac{A_v f_y d}{V_n - V_c} = \frac{4 \times 0.71 \times 4.2 \times 44}{37.86 - 31.33} = 80.36 \text{ cm.}$$

También se debe tomar en cuenta las siguientes consideraciones para columnas dúctiles, para colocar los estribos en la parte central:

$$s_{m\acute{a}x} \leq \begin{cases} 6d_b (\text{longitunal}) = 6 \times 2.54 = 15.24 \text{ cm.} \\ 15 \text{ cm} \\ \frac{D_{menor}}{2} = \frac{50}{2} = 25 \text{ cm..} \end{cases}$$

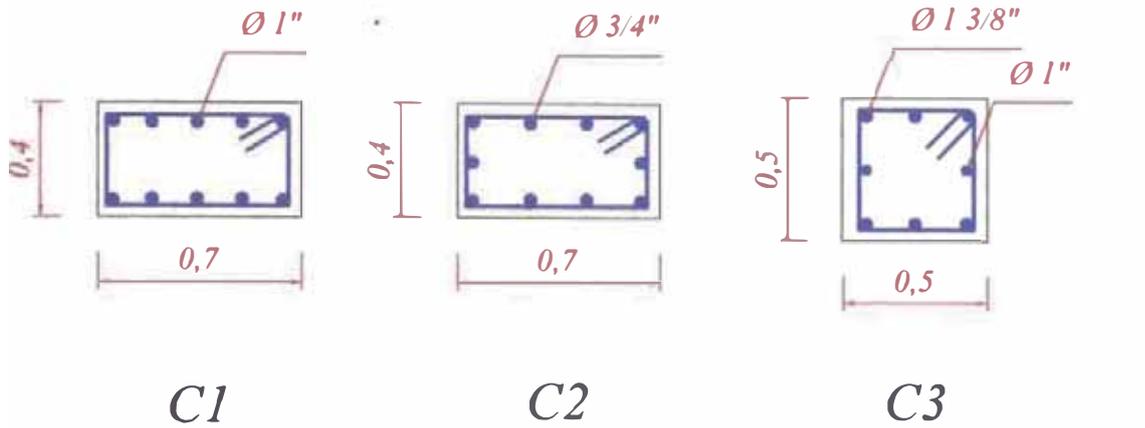
Finalmente la distribución de estribos en la columna C3 es:

ϕ3/8": 1 @.05, 5 @.10, Rto @.15 en cada extremo.

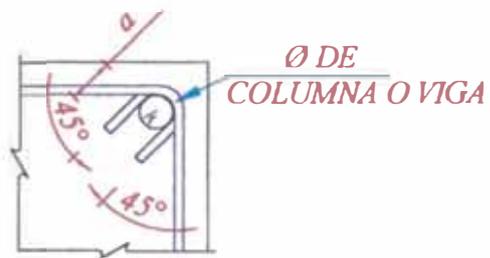
De los resultados, se observa que las exigencias de diseño por corte en las columnas son mínimas, ello indica que sólo la resistencia al corte del concreto es capaz de resistir los efectos de las fuerzas cortantes actuantes. Esto se debe a que los elementos verticales que absorben en mayor proporción las fuerzas de corte son las placas, mucho más que lo que toman las columnas.

En la Fig. N° 32 , se presenta un cuadro de resumen del diseño de las columnas.

DETALLES DE COLUMNAS



ϕ	r	a
1/4"	2 cm	10 cm
3/8"	3 cm	15 cm



CUADRO DE COLUMNAS		
C1	C2	C3
$10 \phi 1"$	$10 \phi 3/4"$	$6 \phi 1 3/8" + 2 \phi 1"$
$\square \phi 3/8" 1@0.05, 10@0.07, R@0.15$	$\square \phi 3/8" 1@0.05, 10@0.07, R@0.125$	$\square \phi 3/8" 1@0.05, 5@0.10, R@0.15$

Fig. N° 32

6.6.- Diseño de muros de corte.-

Los muros estructurales o de corte, llamados comúnmente placas, se caracterizan porque a parte de resistir las cargas verticales, resisten cargas horizontales paralelas a la cara del muro, las cuales generan importante esfuerzos cortantes en la estructura.

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

6.6.1.- Espesores de muros.-

Los muros no tienen restricciones en cuanto a sus dimensiones, sin embargo debe tenerse presente las siguientes consideraciones:

El dimensionamiento se debe de hacer teniendo especial consideración los esfuerzos de compresión en los extremos y su resistencia al pandeo.

El espesor mínimo para los muros de corte es de 10 cm.

En el caso de muros de corte coincidentes con muros exteriores de sótano, el espesor mínimo será de 20 cm.

6.6.2.- Refuerzo mínimo en muros.-

El código del ACI define un refuerzo mínimo para controlar el agrietamiento de la estructura.

Refuerzo mínimo vertical

- Para varillas menores o igual que # 5, $f_y \geq 4200 \text{ kg/cm}^2$ $A_{v \text{ min}} = 0.0012bh$
- Para cualquier otro tipo de varilla $A_{v \text{ min}} = 0.0015bh$

Refuerzo mínimo horizontal

- Para varillas menores o igual que # 5, $f_y \geq 4200 \text{ kg/cm}^2$ $A_{h \text{ min}} = 0.0020bh$
- Para cualquier otro tipo de varilla $A_{h \text{ min}} = 0.0025bh$

El refuerzo horizontal mínimo indicado es válido para muros cuyas juntas están espaciadas 7m ó menos. Si el espaciamiento es mayor, los mínimos serán los indicados en la siguiente tabla:

Distancia entre juntas	Refuerzo mínimo
7 - 9 m	0.0026bh
9 - 12 m	0.0030bh
12 - 15 m	0.0035bh
15 - 20 m	0.0040bh

Consideraciones:

- El espaciamiento del refuerzo horizontal y vertical no será mayor que tres veces el espesor del muro ni mayor que 45 cm.
- El acero vertical no necesita estribos laterales si la cuantía vertical < 0.01 o si este refuerzo no trabaja a compresión.
- Si $h \geq 25$ cm. el refuerzo horizontal y vertical debe de distribuirse en dos capas.

6.6.3.- Compresión y flexo-compresión en muros de C.A. .-

La resistencia a carga vertical ϕP_{nw} 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:

$$\phi P_{nw} = 0.55 \phi f'_c A_g \left(1 - \left(\frac{kl_c}{32h} \right) \right) \dots\dots\dots(6.5.1)$$

donde:

ϕ = 0.70 (La sollicitación es de flexocompresión)

l_c = Altura libre del muro

A_g = Area de la sección transversal del muro

K = factor de altura efectiva.

Tipo de Muro	Condiciones de Apoyo	k
Muro apoyado arriba y Abajo	Si uno de los apoyos tiene el giro restringido	0.80
	Si ambos apoyos tiene el giro restringido	1.00
Muro con apoyos que admite desplazamiento Relativo	Si ambos apoyos tienen desplazamiento relativo	2.00

El espesor mínimo a usarse en la expresión (6.5.1) será 1/25 de su altura o su longitud, la que sea menor pero no menos de 10 cm.

6.6.4.- Esfuerzos cortantes generados por cargas paralelas a la cara del muro .-

6.6.4.1.- Resistencia del concreto al corte.-

Cuando la carga actúa en el plano del muro, la resistencia del concreto al corte se determina a través de las siguientes expresiones:

$$V_c = 0.88 \sqrt{f'c} h d + \frac{N_u d}{4 l_w} \dots\dots\dots(6.5.2)$$

$$V_c = \left(0.16 \sqrt{f'c} + \frac{l_w (0.33 \sqrt{f'c} + 0.2 \frac{N_u}{l_w h})}{\frac{M_u}{V_u} - \frac{l_w}{2}} \right) h d \dots\dots\dots(6.5.3)$$

donde:

- N_u : Carga axial amplificada en el muro, positiva si es de compresión y negativa si es de tracción.
- M_u : Momento flector amplificado en la sección analizada.
- V_u : Fuerza cortante amplificada en la sección analizada.
- d : Peralte efectivo del muro, se estima como: $d = 0.8l_w$
- l_w : Longitud del muro.
- h : espesor del muro.

Conforme el término $\frac{M_u}{V_u} - \frac{l_w}{2}$ va disminuyendo, la relación (6.5.2) controla la

resistencia del concreto.

El código del ACI recomienda que la resistencia del concreto al corte entre el apoyo y la sección ubicada al valor menor entre $l_w/2$ y $h_w/2$ deberá considerarse para el cálculo en dicha sección.

6.6.5.- Resistencia nominal máxima del muro.-

El código ACI indica que la resistencia nominal máxima del muro esta dado por:

$$V_n = 2.7 \sqrt{f'c} h d \dots\dots\dots(6.5.4)$$

El refuerzo por corte en muros esta compuesto por varillas verticales y horizontales, para ello se tiene las siguientes consideraciones:

- Si: $V_u \leq \frac{\phi V_c}{2}$, se considera el refuerzo mínimo considerado anteriormente.
- Si: $\frac{\phi V_c}{2} < V_u \leq \phi V_c$, la cuantía mínima del refuerzo horizontal será 0.0025 y el espaciamiento del acero será menor que: $\frac{l_w}{5}, 3h, 45cm$
- Si: $V_u > \phi V_c$, el área de acero horizontal se determina de la siguiente forma:

$$A_{vh} = \frac{(V_u - \phi V_c) s_2}{\phi f_y d} \quad \dots\dots\dots(6.5.5)$$

Siendo A_{vh} el área del refuerzo horizontal en una franja del muro de ancho s_2 .
Debe verificarse que no sea menor que el mínimo definido en el párrafo anterior.

La cuantía del refuerzo vertical, ρ_v , respecto a una sección bruta horizontal, deberá cumplir:

$$\rho_v \geq 0.0025 + 0.5 \left(2.5 - \frac{h_w}{l_w} \right) (\rho_h - 0.0025) \quad \dots\dots\dots(6.5.6)$$

La cuantía vertical mínima será 0.0025, pero no necesita ser mayor que el requerido por refuerzo horizontal, su espaciamiento no excederá $\frac{l_w}{3}, 3h, 45cm$

El acero vertical requerido por corte es adicional al requerido por flexocompresión.

En los muros cuya relación altura / longitud es pequeña la condición crítica de diseño es el corte. Por el contrario, si esta relación es grande, la flexión gobierna el diseño.

En los muros bajos, el refuerzo vertical por corte es el más efectivo, mientras que en los altos, ocurre a la inversa.

Esta condición se refleja en la relación (6.5.6) donde para $\frac{h_w}{l_w} < 0.5$ la cuantía de

refuerzo vertical y horizontal es la misma. En caso que $\frac{h_w}{l_w} > 2.5$, la cuantía de

refuerzo vertical es mínima.

6.6.6.- Consideraciones de diseño de muros dúctiles.-

Muros esbeltos: $\frac{h_w}{l_w} \geq 2$

Comportamiento similar a una viga en voladizo.

Momentos grandes en la base del muro: Formación de rótulas plásticas en una longitud (0.5d a 1.0d).

Fuerzas cortantes significativas: fisuramiento por tracción diagonal.

- Muros cortos: $\frac{h_w}{l_w} < 2$

Cargas verticales relativamente pequeñas

Requerimientos menores por flexión (momentos de volteo).

La fuerza cortante significativa: fisuramiento por tracción diagonal.

- **Refuerzos en muros estructurales**

$$\rho_n \geq 0.0025$$

$$\rho_v \geq 0.0025$$

$$\text{Si } V_u \geq 0.53 \sqrt{f'c} A_{cv} \dots\dots\dots(6.5.7)$$

entonces se pondrá dos capas de refuerzo o más.

$$\text{Para muros bajos: } \frac{h_w}{l_w} < 2 \Rightarrow \rho_v \geq \rho_h$$

- **Espaciamientos máximos**

Horizontal : 45 cm.

Vertical : 45 cm.

- **Resistencia al cortante de muros estructurales**

$$V_n = A_{cv} (\alpha_c \sqrt{f'c} + \rho_n f_y) \dots\dots\dots(6.5.8)$$

$$\alpha_c = 0.80 \text{ para } \frac{h_w}{l_w} \leq 1.5$$

$$\alpha_c = 0.53 \text{ para } \frac{h_w}{l_w} \geq 2.0$$

Para valores $\frac{h_w}{l_w}$ entre 1.5 y 2.0, se interpolará linealmente los valores de α_c .

6.6.7.- Procedimiento de diseño de muros de corte.-

Nos remitimos al Anexo N° 6 para extraer las máximas combinaciones de fuerzas externas de diseño (factorizados) que van a soportar los muros (placa en forma de L). Las cuales se van a diseñar en forma independiente para cada dirección de los ejes X e Y.

A continuación se presenta las combinaciones de mayores fuerzas actuantes en cada ala de las placas en L:

Placa P1 0.25 x 2.50 – dirección Y					
Nivel	Combinación	Mux(Ton-m)	Pu(Ton)	Vu(Ton)	Referencia
1	10	329.40	72.31	45.17	Pórticos ejes A y C

Placa P1 0.25 x 2.50 – dirección X					
Nivel	Combinación	Muy(Ton-m)	Pu(Ton)	Vu(Ton)	Referencia
1	10	321.64	89.33	42.37	Pórticos ejes 1 y 4

Para cada una de las direcciones se diseñara a continuación:

1).- En el eje Y se tiene:

$$P_u = 72.31 \text{ Ton}$$

$$M_u = 329.40 \text{ Ton-m}$$

$$V_u = 45.17 \text{ Ton}$$

$$f'_c = 210 \text{ kg/cm}^2$$

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

Diseño por compresión.-

Se hace uso de la expresión (6.5.1) para determinar la resistencia del muro de concreto a la compresión:

$$\phi P_{nw} = 0.55 \phi f'_c A_g \left(1 - \left(\frac{kl_c}{32h} \right) \right)$$

$$\phi P_{nw} = 0.55 \times 0.70 \times 210 \times 25 \times 250 \left(1 - \left(\frac{1 \times 350}{32 \times 25} \right) \right) = 284238.28 \text{ kg}$$

$$\phi P_{nw} = 284.24 \text{ Ton} > P_u = 72.31 \text{ Ton}$$

El muro no requiere refuerzo por compresión.

Diseño por flexión.-

El peralte efectivo de la sección se estima como:

$$d = 0.80 \times 2.5 = 2.00 \text{ m.}$$

Se debe verificar que el muro se pueda diseñar como un elemento esbelto, lo cual depende de la relación entre el peralte efectivo y su altura.

$$\frac{d}{h} = \frac{2.00}{18.5} = 0.11 < 0.4$$

Por lo tanto el muro se puede diseñar como un elemento esbelto. Haciendo uso de la expresión:

$$M_u = \phi f'c b d^2 \rho \frac{fy}{f'c} \left(1 - 0.59 \rho \frac{fy}{f'c} \right) \dots\dots(\alpha)$$

donde: $b = 25 \text{ cm.}$

reemplazando valores en la expresión (α) se tiene:

$$\rho = 0.0095$$

$$A_s = \frac{0.95}{100} \times 25 \times 200 = 47.50 \text{ cm}^2$$

Se colocará **10 ϕ 1"** en cada extremo del muro.

Diseño por corte.-

a).- En principio, se verifica que la fuerza cortante en el elemento no sea mayor que la máxima permitida, dado por la ecuación (6.5.4)

$$V_{n \text{ máx}} = 2.7 \sqrt{f'c} h d$$

$$V_{n \text{ máx}} = 2.7 \sqrt{210} \times 25 \times 200 = 195634 \text{ kg}$$

$$\frac{V_u}{\phi} = \frac{45166}{0.85} = 53136 \text{ kg} < V_{n \text{ máx}} = 195634 \text{ kg}$$

La sección de la placa: 0.25×2.50 es conforme.

b).- Se verifica si se requiere refuerzo en dos capas.

Se necesita refuerzo en dos capas si:

$$V_u \geq 0.53 \sqrt{f'c} A_{cv}$$

$$\text{Vemos que: } V_u = 45.17 \text{ Ton} < 0.53 \sqrt{210} (10) (0.25) (2.50) = 48.00 \text{ Ton} \quad \text{ó}$$

$$h \geq 25 \text{ cm}$$

Por lo tanto, se necesita refuerzo en dos capas.

c).- La resistencia al corte aportada por el concreto en la sección ubicada a $l_w/2$ de la base (menor que $h_w/2$) es determinada a través de las expresiones (6.5.2) y (6.5.3)

$$V_c = 0.88 \sqrt{210} \times 25 \times 200 + \frac{72309 \times 200}{4 \times 250} = 78224 \text{ kg}$$

$$V_c = \left(0.16 \sqrt{210} + \frac{250 \times (0.33 \sqrt{210} + 0.2 \frac{72309}{250})}{\frac{329402 \times 100}{45166} - \frac{250}{2}} \right) 25 \times 200 = 26293 \text{ kg}$$

Consideramos la resistencia al corte más desfavorable:

$$\Rightarrow V_c = 26.29 \text{ Ton}$$

d).- La resistencia al corte que debe ser aportada por el acero es:

$$V_s = V_n - V_c = \frac{45.17}{0.60} - 26.29 = 48.99 \text{ Ton}$$

El valor de ϕ para cortante es de 0.85. Sin embargo, en forma conservadora se tomará

$$\phi = 0.60$$

Para el refuerzo horizontal requerido usaremos $\phi 3/8$ ", cuyo espaciamiento está dado por:

$$s = \frac{A_v f_y d}{V_s} = \frac{2 \times 0.71 \times 4.2 \times 200}{48.99} = 24.35 \text{ cm.}$$

La cuantía provista es:

$$\rho_{\text{provista}} = \frac{1.42}{24.35 \times 25} = 0.0023 < 0.0025 \quad \text{No es conforme}$$

e).- Refuerzo longitudinal y transversal requerido en el muro. **Requerimiento mínimo de cuantía.**

$$\rho_h = \frac{A_{sv}}{A_{cv}} = \rho_n \geq 0.0025$$

Espaciamiento máximo = 45 cm. ó 3h (el menor)

$$A_{cv}/m = (100)(25) = 2500 \text{ cm}^2/m$$

El área de acero mínimo en cada dirección por cada metro de muro es:

$$A_{s \text{ min}} = \rho_n \times A_{cv} = 0.0025 \times 2500 = 6.25 \text{ cm}^2 / m$$

Usando $\phi 3/8'' \Rightarrow A_s = 2 \times 0.71 = 1.42 \text{ cm}^2$

$$s = \frac{A_s}{A_{s/m}} = \frac{1.42 \text{ cm}^2}{6.25 \text{ cm}^2 / m} = 0.23 \text{ m.} < 0.45 \text{ m. Es conforme}$$

Considerar $\phi 3/8'' @ 0.20 \text{ m.}$ en dos capas para el refuerzo horizontal.

$$\Rightarrow \rho_h = \frac{1.42}{20 \times 25} = 0.0028 > 0.0025 \text{ Es conforme}$$

f).- El refuerzo vertical del muro se determina a través de la expresión (6.5.6)

$$\rho_v \geq 0.0025 + 0.5 \left(2.5 - \frac{18.5}{2.50} \right) (0.0028 - 0.0025) = 0.0018 < 0.0025$$

Por lo tanto se recomienda usar el refuerzo longitudinal mínimo:

$\phi 3/8'' @ 0.20 \text{ m.}$ en dos capas para el **refuerzo vertical.**

En la Fig. N° 33 se muestra el refuerzo provisto para el muro diseñado.

2).- En el eje X se tiene:

$$P_u = 89.33 \text{ Ton}$$

$$M_u = 321.64 \text{ Ton-m}$$

$$V_u = 42.37 \text{ Ton}$$

$$f'_c = 210 \text{ kg/cm}^2$$

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

Siguiendo el mismo procedimiento anterior se diseña la placa correspondiente al ala en la dirección X, obteniéndose la misma distribución de refuerzo que en el caso anterior, ya que las solicitaciones externas tienen casi el mismo orden de magnitud, ellos son:

- a).- Diseño por compresión.- No requiere refuerzo.
- b).- Diseño por flexión.- Usar 10 ϕ 1" en c/ extremo del muro.
- c).- Diseño por corte.-
 - Refuerzo horizontal en dos capas: ϕ 3/8" @ 0.20 m.
 - Refuerzo vertical en dos capas: ϕ 3/8" @ 0.20 m.

En la Fig. N° 33, se muestra la disposición del refuerzo de la placa en L y los elementos de confinamiento.

DISTRIBUCION DE REFUERZO DE LA PLACA EN "L"

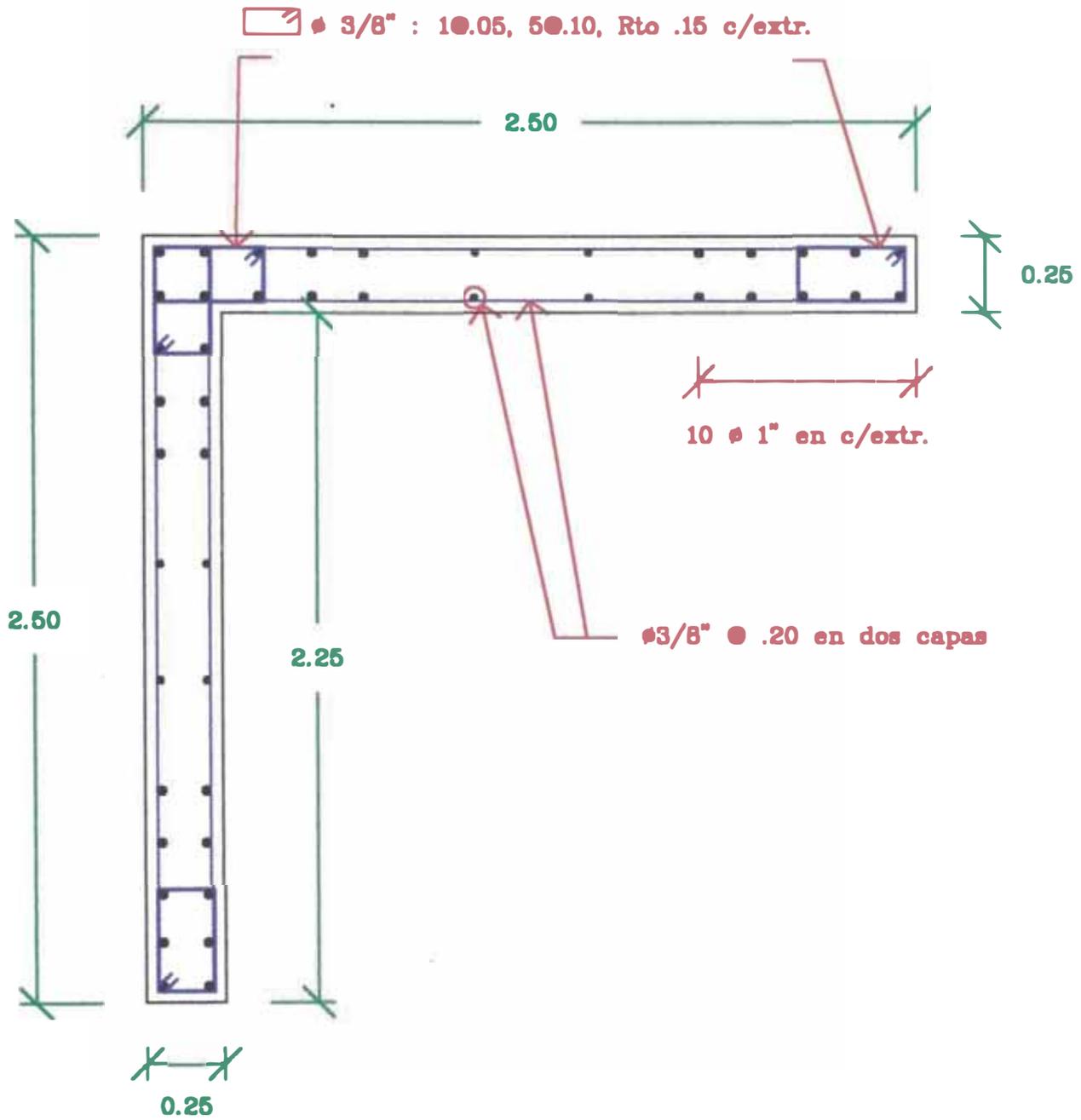


Fig. N° 33

6.7.- Diseño de Cimentaciones Superficiales (Zapatas).-

6.7.1.- Generalidades.-

El diseño de cimentaciones de concreto armado es un problema que no ofrece dificultades, tanto las Normas de Concreto Armado E.060 del Perú y las Normas ACI 318 de USA especifican la manera de llevar a cabo su dimensionamiento y diseño de refuerzo.

El problema consiste en determinar la presión de contacto entre el terreno y cimentación, los esfuerzos de tracción diagonal, los esfuerzos de punzonamiento y los momentos de flexión.

En el presente informe se dan las pautas a seguir para el caso de cimentaciones rígidas (zapatas aisladas, zapatas combinadas y zapatas conectadas).

6.7.2.- Solución de Cimentaciones Superficiales.-

6.7.2.1.- Dimensionamiento en planta.-

El área de contacto entre las cimentaciones y el terreno se determina en función a las cargas no amplificadas (de servicio). Si por efecto de flexión en la zapata, ésta tendiera a levantarse sobre el terreno, no se deberán considerar esfuerzos de tracción y el equilibrio de fuerzas deberá establecerse considerando que las reacciones del terreno sólo son de compresión.

La Norma E.060 indica que el valor de la presión admisible de la resistencia del terreno podrá incrementarse en 30%, salvo indicación contraria en el estudio de suelos, para los estados de carga en que intervengan las fuerzas de sismo o viento.

6.7.2.2.- Dimensionamiento en altura.-

Generalmente la altura de la cimentación está gobernada por el requerimiento de longitud de anclaje en compresión del refuerzo longitudinal de la columna o por los esfuerzos de corte por punzonamiento en la zapata. También deberá verificarse los esfuerzos por tracción diagonal (corte).

6.7.2.3.- Diseño del refuerzo.-

En cimentaciones aisladas es conveniente que todos los esfuerzos de corte sean tomados únicamente por el concreto, de esta manera, el único refuerzo es el que corresponde al requerido para tomar los momentos de flexión.

En las vigas de conexión de cimentaciones conectadas o en cimentaciones continuas, es posible de acuerdo a la magnitud de las fuerzas de corte, utilizar estribos por tracción diagonal.

6.7.2.4.- Transferencia de esfuerzos.-

La transferencia de esfuerzos de la columna a la cimentación, cuando no se producen tracciones en la interfase entre columna y zapata, se puede lograr mediante uno de los caminos siguientes:

Sin refuerzo

En este caso, el esfuerzo último de aplastamiento ($f_{au} = P_u/A_g$) deberá ser menor que el permisible (Φf_{an}), donde “ P_u ” es la carga última actuante, “ A_g ” el área de la sección transversal de la columna y $\Phi = 0.70$, “ f_{an} ” deberá tomarse como el menor de los valores siguientes:

$$a) \quad 0.85\phi f'_c \quad (f'_c = \text{de la columna})$$

$$b) \quad 0.85\phi f'_c \sqrt{\frac{A_c}{A_z}} \quad (f'_c = \text{de la zapata})$$

donde:

$$\frac{A_c = \text{área de la columna}}{A_z = \text{área de la zapata}} \leq 4$$

Con refuerzo

En este caso, el refuerzo de acero longitudinal de la columna que pasa a través de la junta entre ella y la zapata deberá ser capaz de transmitir toda la fuerza de compresión que exceda a la resistencia de aplastamiento del concreto evaluada según el punto anterior ($f_{au} \leq \Phi f_{an}$).

Es importante señalar que la práctica seguida en el Perú, es la de introducir el íntegro del refuerzo de la columna dentro de la zapata, en este caso el reforzamiento cubre holgadamente los esfuerzos y por consiguiente se hace innecesario la verificación de los esfuerzos de aplastamiento, salvo el caso de columnas prefabricadas que han sido estructuradas de manera que el refuerzo no pase a la zapata.

A continuación presentamos las cargas axiales y momentos flectores que actúan en los tres tipos de columnas y las placas, las cuales han sido obtenidas de los resultados del programa A2e (Anexo N° 6), con lo cual procedemos a diseñar las cimentaciones superficiales (zapatas).

RESUMEN DE CARGAS AXIALES Y MOMENTOS EN COLUMNAS					
COLUMNA	SECCION m ²	PD Ton	PL Ton	MSX Ton x m	MSY Ton x m
C1	0.70 x 0.40	64.45	21.55	14.14	9.04
C2	0.70 x 0.40	87.18	32.33	3.82	17.37
C3	0.50 x 0.50	153.20	61.35	21.58	10.97
P1 - X	2.50 x 0.25	70.48	17.60	0.00	219.30
P1 - Y	0.25 x 2.50	70.48	17.60	225.80	0.00

6.7.3.- Diseño de la Cimentación (Zapata) Aislada correspondiente a la columna C3:

Datos generales:

Del terreno:

Capacidad portante del terreno $\sigma_t = 4.0 \text{ kg/cm}^2$

Peso específico promedio (suelo y concreto): $\gamma_p = 2200 \text{ kg/m}^3$

$S/C_{\text{piso}} = 400 \text{ Kg/cm}^2$

De la columna C3:

Sección 50 cm x 50 cm

Refuerzo 6 varillas # 11 + 2 varillas # 8

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

Cargas que transmite la columna:

$P_D = 153.20 \text{ Ton.}$

$P_L = 61.35 \text{ Ton.}$

$M_{SX} = 21.58 \text{ Ton x m.}$

$M_{SY} = 10.97 \text{ Ton x m.}$

De la zapata:

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

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

Dimensionamiento de la Zapata:**Planta.-**

La zapata en análisis, se encuentra sometida a la acción de flexión biaxial (momentos en el eje X como en el eje Y), y parte del refuerzo de la columna que sostiene podría estar en tensión.

El esfuerzo neto del terreno es

$$\sigma_n = \sigma_t - h_p \gamma_p - S/C_{\text{piso}}$$

$$\sigma_n = 40 - 1.40 \times 2.20 - 0.40 = 36.52 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2}$$

Verifiquemos la excentricidad de la carga en ambas direcciones:

$$e_x = \frac{M_y}{P} = \frac{10.97}{153.20 + 61.35} = 0.051 \text{ m.}$$

$$e_y = \frac{M_x}{P} = \frac{21.58}{153.20 + 61.35} = 0.100 \text{ m.}$$

Aproximemos las dimensiones de la cimentación usando:

$$A_z = \frac{P_D + P_L}{\sigma_n} = \frac{153.20 + 61.35}{36.52} = 5.87 \text{ m}^2$$

Por lo tanto, se tiene: S x T = 2.40 x 2.40 m²

Siendo:

“S” dimensión de la cimentación perpendicular a la dirección de análisis.

“T” dimensión de la cimentación paralela a la dirección de análisis.

Con las dimensiones aproximadas se verifica que:

$$e_x = 0.051 \text{ m} < \frac{T}{6} = \frac{2.40}{6} = 0.40 \text{ m}$$

$$e_y = 0.100 \text{ m} < \frac{T}{6} = \frac{2.40}{6} = 0.40 \text{ m}$$

Con lo cual, se ve que la carga excéntrica de compresión actúa en la región del “núcleo central de la sección rectangular”, de tal modo que no se presentan esfuerzos de tracción en ninguno de los puntos de la sección.

Las dimensiones de la cimentación es mayor a las dimensiones aproximadas, la cual se determina mediante tanteos y utilizando la siguiente expresión:

$$\sigma_t S = q_1 = \frac{P}{T} + \frac{6 M_y}{T^2} + \frac{6 M_x}{T S}$$

Estimando una dimensión igual a: $T = 2.40$ m, entonces la otra resulta:

$$\sigma_1 S = \frac{214.55}{2.40} + \frac{6 \times 10.97}{2.40^2} + \frac{6 \times 21.58}{2.40 \times S}$$

$$\sigma_1 S = 89.40 + 11.43 + \frac{53.95}{S}$$

$$36.52 \times S = 89.40 + 11.43 + \frac{53.95}{S}$$

$$36.52 \times S^2 - 100.83 S - 53.95 = 0$$

Resolviendo la ecuación:

$$S_1 = 3.22; \quad S_2 = -0.46$$

$$\text{Segundo tanteo:} \quad T = 2.80 \quad \Rightarrow \quad S = 2.80$$

Por lo tanto: la sección de la cimentación aislada que se adapta a éste caso de mínimas excentricidades es una zapata cuadrada de:

$$\mathbf{S \times T = 2.80 \times 2.80 \text{ m}}$$

Altura.-

Por requerimientos de longitud de anclaje en compresión del refuerzo longitudinal de la columna, se tiene que la altura de la zapata debe ser mayor a:

$$l_{db} = 0.08 d_b \frac{f_y}{\sqrt{f'_c}}$$

La columna C3, cuenta con varillas # 11, entonces sustituyendo valores en la ecuación anterior, se tiene:

$$d_b = 3.49 \text{ cm.}$$

$$f'_c = 210 \text{ kg/cm}^2$$

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

$$l_{db} = 0.08 \times 3.49 \times 4200 / \sqrt{210} = 80 \text{ cm.}$$

$$\text{Además debe cumplirse} \quad l_{db} \geq 0.004 d_b f_y$$

$$l_{db} \geq 0.004 \times 3.49 \times 4200 = 59 \text{ cm.}$$

Por lo tanto, se considerará una altura de:

$$\mathbf{h = 80 + 10 = 90 \text{ cm.}}$$

En la Fig. N° 34, se muestra en detalle la disposición de la cimentación en elevación y planta.

ZAPATA AISLADA DE COLUMNA C3 (Z-1)

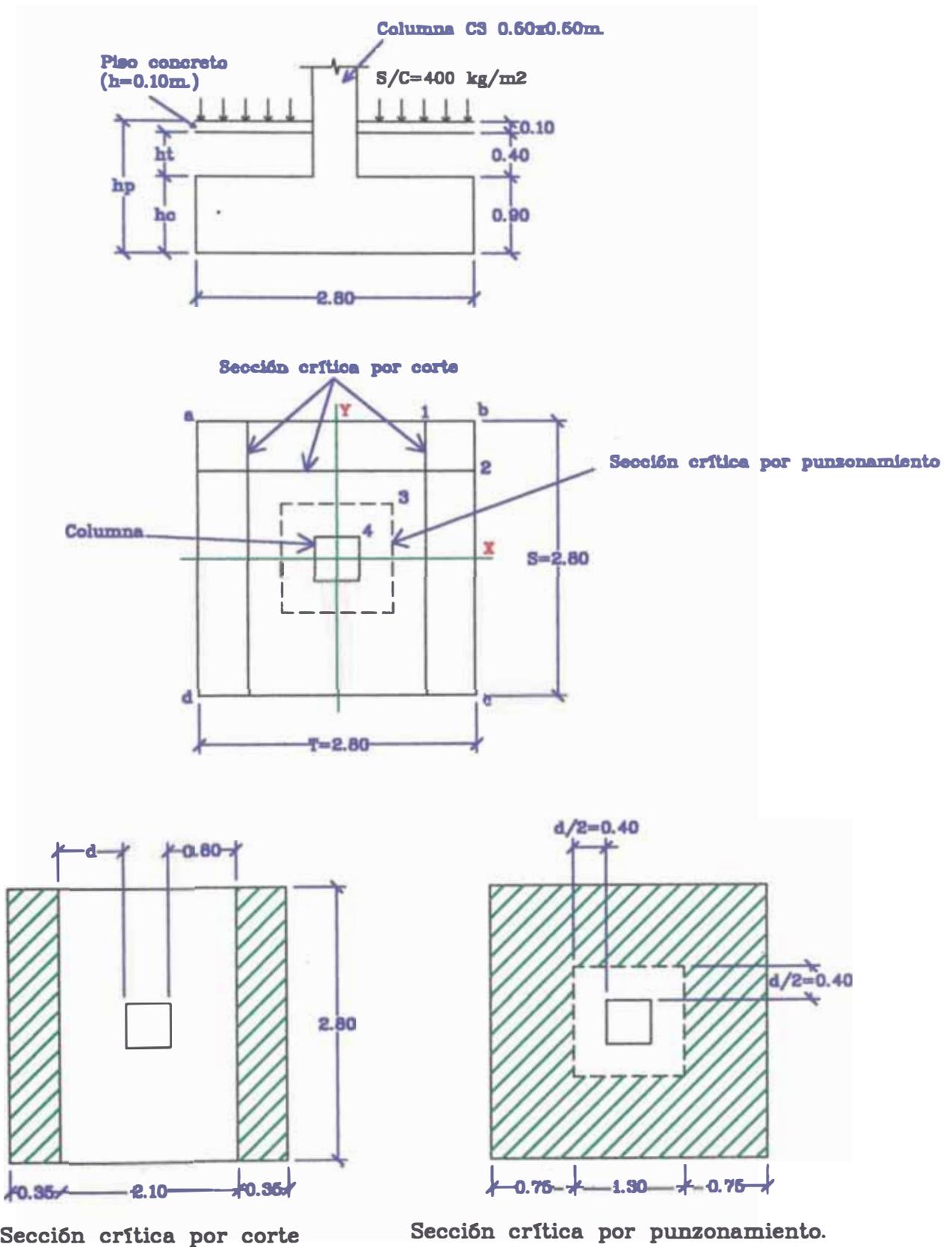


Fig. N° 34

Reacción amplificada del suelo:

La reacción amplificada del suelo es:

$$\sigma_{sm} = \frac{1.5 \times 153.20 + 1.8 \times 61.35}{153.20 + 61.35} \sigma_{sn} = 1.59 \sigma_{sn}$$

donde σ_{sn} son los esfuerzos en el terreno y esta dado por la expresión:

$$\sigma_{sn} = \frac{P}{A} \pm \frac{M_Y}{I_Y} X \pm \frac{M_X}{I_X} Y$$

$$\sigma_{sn} = \frac{153.20 + 61.35}{2.80 \times 2.80} \pm \frac{10.97}{5.12} X \pm \frac{21.58}{5.12} Y$$

$$\sigma_{sn} = 27.37 \pm 2.14 X \pm 4.21 Y \quad \dots\dots\dots(\alpha)$$

La expresión (α) determina las presiones en cualquier punto de la zapata. A continuación se determina las presiones en las esquinas de la zapata aislada. (De la Fig. N° 34)

$$\sigma_{sna} = 27.37 - 2.14 \times 1.40 + 4.21 \times 1.40 = 30.27 \text{ ton/m}^2 < \sigma_n = 36.52 \text{ ton/m}^2 \quad \text{Ok!}$$

$$\sigma_{snb} = 27.37 + 2.14 \times 1.40 + 4.21 \times 1.40 = 36.26 \text{ ton/m}^2 < \sigma_n = 36.52 \text{ ton/m}^2 \quad \text{Ok!}$$

$$\sigma_{snc} = 27.37 + 2.14 \times 1.40 - 4.21 \times 1.40 = 24.47 \text{ ton/m}^2 < \sigma_n = 36.52 \text{ ton/m}^2 \quad \text{Ok!}$$

$$\sigma_{snd} = 27.37 - 2.14 \times 1.40 - 4.21 \times 1.40 = 18.48 \text{ ton/m}^2 < \sigma_n = 36.52 \text{ ton/m}^2 \quad \text{Ok!}$$

La reacción amplificada del suelo ($1.59\sigma_{sn}$) se utiliza para el cálculo de los esfuerzos en la cimentación y para la determinación del refuerzo.

Verificación por Cortante:

La fuerza cortante aplicada (V_u), se determinará a una distancia $d = 80\text{cm}$ con respecto a la cara de la columna y será igual a la resultante de la reacción amplificada del suelo que actúa fuera de la sección crítica.

En la dirección X:

Con respecto a la Fig. N° 34, se tiene:

$$\sigma_{snl} = 27.37 + 2.14 \times 1.05 + 4.21 \times 1.40 = 35.51 \text{ ton/m}^2 < \sigma_n = 36.52 \text{ ton/m}^2 \quad \text{Ok!}$$

$$\text{Luego: } V_u = 1.59x\left(\frac{36.26 + 35.51}{2}\right)x0.35x2.80 = 55.92 \text{ Ton}$$

La resistencia del concreto al corte por flexión es:

$$V_c = 0.85x0.53\sqrt{210}x2.80x0.80x10 = 146.24 \text{ Ton} > V_u = 55.92 \text{ Ton/m}^2 \quad \text{Ok!}$$

- **En la dirección Y:**

Con respecto a la Fig. N° 34, se tiene:

$$\sigma_{m2} = 27.37 + 2.14x1.40 + 4.21x1.05 = 34.79 \text{ ton/m}^2 < \sigma_n = 36.52 \text{ ton/m}^2 \quad \text{Ok!}$$

$$\text{Luego: } V_u = 1.59x\left(\frac{36.26 + 34.79}{2}\right)x0.35x2.80 = 55.36 \text{ Ton}$$

La resistencia del concreto al corte por flexión es:

$$V_c = 0.85x0.53\sqrt{210}x2.80x0.80x10 = 146.24 \text{ Ton} > V_u = 55.36 \text{ Ton} \quad \text{Ok!}$$

Verificación por Punzonamiento.-

La sección crítica se encuentra ubicada a una distancia igual a $d/2$ con respecto a la cara de la columna. El corte aplicado (V_u) será la resultante de la presión amplificada del suelo aplicada en la zona achurada mostrada en la Fig N° 34:

Usando primero la expresión (α) tenemos:

$$\sigma_{m3} = 27.37 + 2.14x0.65 + 4.21x0.65 = 31.50 \text{ ton/m}^2 < \sigma_n \quad \text{Ok!}$$

Por punzonamiento, la fuerza cortante aplicada es:

$$V_u = 1.59x[36.26x2.80x2.80 - 31.50x1.30x1.30] = 367.36 \text{ Ton.}$$

La resistencia del concreto al corte por punzonamiento es igual al menor valor determinado por las siguientes expresiones:

$$V_c \leq 0.27\left(2 + \frac{4}{\beta_c}\right)\sqrt{f'c} b_o d \quad \text{.....}(\beta)$$

$$V_c \leq 1.1\sqrt{f'c} b_o d \quad \text{.....}(\delta)$$

Donde:

V_c : Resistencia del concreto al corte.

β_c : Cociente de la dimensión mayor de la columna entre la dimensión menor.

b_o : Perímetro de la sección crítica.

Cálculo de los parámetros:

$$b_o = (0.50+0.80) \times 4 = 5.2 \text{ m.}$$

$$\beta_c = 50/50 = 1.0$$

Evaluando en las expresiones β y δ :

$$V_c \leq 0.85 \times 0.27 \left(2 + \frac{4}{1} \right) \sqrt{210} \times 5.2 \times 0.80 \times 10 = 830.11 \text{ Ton.}$$

$$V_c \leq 0.85 \times 1.1 \sqrt{210} \times 5.2 \times 0.80 \times 10 = 563.66 \text{ Ton.} > V_u \quad \text{Ok!}$$

Refuerzo longitudinal por flexión:

En la Fig. N° 35, se muestra la distribución de esfuerzos en la cimentación, con lo cual determinamos el momento flector en la cara de la columna:

$$M_u = \left(\frac{W_b + W_4}{2} \right) l_v b (l_v - X) \quad \dots\dots(\gamma) \quad \text{Donde:}$$

$$X = \frac{l_v}{3} \left(\frac{W_b + 2W_4}{W_b + W_4} \right) \text{ Es C.G. de la carga distribuida en forma trapezoidal.}$$

W_b y W_4 son las reacciones amplificadas máximas.

$$W_b = 1.59 \sigma_{smb} \text{ ton/m}^2 \quad \text{y} \quad W_4 = 1.59 \sigma_{sm4} \text{ ton/m}^2$$

$$\sigma_{smb} = 27.37 + 2.14 \times 1.40 + 4.21 \times 1.40 = 36.26 \text{ ton/m}^2$$

$$\sigma_{sm4} = 27.37 + 2.14 \times 0.25 + 4.21 \times 0.25 = 28.96 \text{ ton/m}^2$$

$$W_b = 1.59 \times 36.26 = 57.65 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2} \quad \text{y} \quad W_4 = 1.59 \times 28.96 = 46.05 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2}$$

Además se tiene que:

$$l_v = 1.15 \text{ m. y } b = 2.80 \text{ m}$$

$$X = \frac{1.15}{3} \left(\frac{57.65 + 2 \times 46.05}{57.65 + 46.05} \right) = 0.55 \text{ m}$$

Reemplazando valores en (γ) tenemos:

$$M_u = \left(\frac{57.65 + 46.05}{2} \right) \times 1.15 \times 2.80 (1.15 - 0.55) = 100.17 \text{ Ton} \times \text{m}$$

$$A_s = \frac{M_u}{\phi f_y \left(d - \frac{a}{2} \right)} = \frac{100.17 \times 100}{0.9 \times 4.2 \times 0.9 \times 80} = 36.81 \text{ cm}^2$$

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85 f'_c b} = \frac{36.81 \times 4.2}{0.85 \times 2.1 \times 280} = 3.09 \text{ cm.}$$

$$A_s = 33.78 \text{ cm}^2 \quad a = 2.84 \text{ cm.}$$

Verificación de $A_{s \text{ mín}}$:

$$A_{s \text{ mín}} = \rho_{\text{temp}} b d = 0.0018 \times 280 \times 80 = 40.32 \text{ cm}^2.$$

Vemos que: $A_s < A_{s \text{ mín}}$

Por lo tanto:

$$A_s = 40.32 \text{ cm}^2 \Rightarrow n = \frac{40.32}{2.85} = 14.15 \approx 14$$

$$s = \frac{2.80 - 2r - \phi}{n - 1} = \frac{2.80 - 0.15 - 0.019}{14 - 1} = 0.20 \text{ m.}$$

Se recomienda usar: 14 $\phi 3/4''$ @ 0.20 m.

En la dirección transversal:

$$A_{sT} = A_s \times \frac{2.80}{2.80} = A_s$$

Por lo tanto usar: 14 $\phi 3/4''$ @ 0.20 m.

Longitud de desarrollo del refuerzo: En este caso la sección crítica para la longitud de desarrollo es la misma que la sección crítica para flexión.

Longitud disponible (l_d) para cada barra:

$$l_d = l_v - r$$

$$l_d = 1.15 - 0.075 = 1.075$$

Para barras en tracción y $\phi \leq N^\circ 11$ se tiene que:

$$l_d = 0.06 A_b \frac{f_y}{\sqrt{f'_c}}$$

$$l_d = 0.06 \times 2.85 \times \frac{4200}{\sqrt{210}} = 49.6 \text{ cm.} \quad \text{A su vez debe cumplirse:}$$

$$l_d \geq 0.0057 d_b f_y = 0.0057 \times 1.91 \times 4200 = 45.7 \text{ cm.} \quad \text{Es conforme.}$$

$$l_d \geq 30 \text{ cm.} \quad \text{Es conforme.}$$

En la Fig. N° 35 se muestra el detallado final de la zapata diseñada.

ZAPATA AISLADA DE COLUMNA C3 (Z-1)

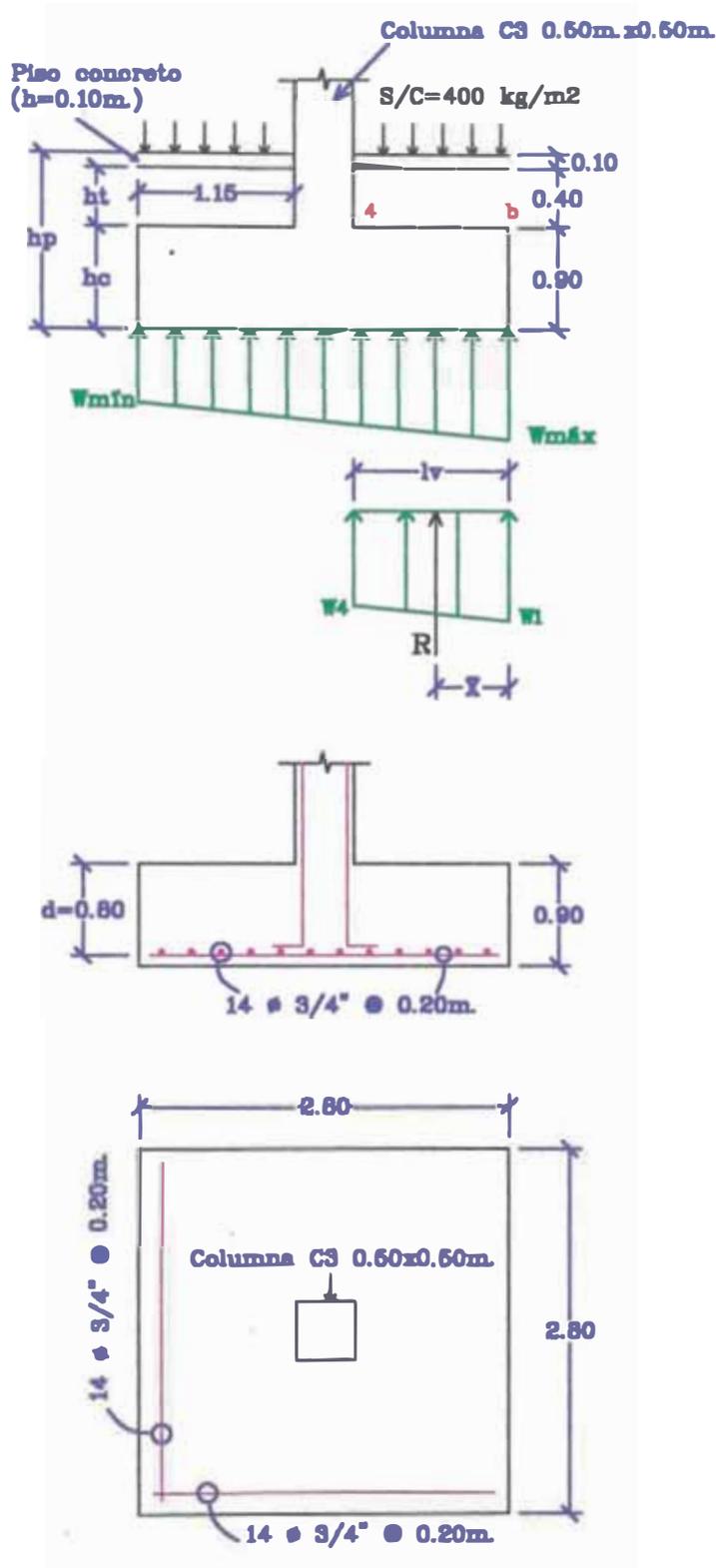


Fig. N° 35

6.7.4.- Diseño de la Cimentación (Zapata) Combinada correspondiente a la Columna C2 y la Placa P1-Y.-

Datos generales:

Del terreno:

Capacidad portante del terreno

$$\sigma_t = 4.0 \text{ kg/cm}^2$$

Peso específico promedio (suelo y concreto)

$$\gamma_p = 2200 \text{ kg/m}^3$$

$$S/C_{\text{piso}} = 400 \text{ Kg/cm}^2$$

De la columna C2:

Sección 70 cm x 40 cm

Refuerzo 10 varillas # 6.

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

Cargas que transmite la columna:

$$P_D = 87.18 \text{ Ton.}$$

$$P_L = 32.33 \text{ Ton.}$$

$$M_{SX} = 3.82 \text{ Ton x m.}$$

$$M_{SY} = 17.37 \text{ Ton x m.}$$

De la Placa P1-Y:

Sección 25 cm x 250 cm

Refuerzo varillas # 8.

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

Cargas que transmite la Placa:

$$P_D = 70.48 \text{ Ton.}$$

$$P_L = 17.60 \text{ Ton.}$$

$$M_{SX} = 225.80 \text{ Ton x m.}$$

De la zapata:

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

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

Dimensionamiento de la Zapata :

Planta.-

El esfuerzo neto del terreno es :

$$\sigma_n = \sigma_t - h_p \gamma_p - S/C_{\text{piso}}$$

$$\sigma_n = 40 - 1.40 \times 2.20 - 0.4 = 36.52 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2}$$

Aproximando las dimensiones de la cimentación usando:

$$A_z = \frac{P_T}{\sigma_n} = \frac{P_{D1} + P_{L1} + P_{D2} + P_{L2}}{\sigma_n} = \frac{70.48 + 17.60 + 87.18 + 32.33}{36.52} = 5.68 \text{ m}^2$$

Además, la zapata combinada se debe dimensionar para que la resultante de las cargas pase por su centro de gravedad.

De la Fig. N° 36 se tiene:

$$207.59x(X_o) = 88.08x1.25 + 225.80 + 119.51x6.10 + 3.82$$

$$X_o = 5.15 \implies T = 2X_o = 10.30 \text{ m.} \implies l_v = 4.00 \text{ m.}$$

Con el valor de $T = 10.30 \text{ m}$, la zapata trabaja solo a compresión. (Carga resultante sin excentricidad).

Entonces:

$$S = \frac{A_z}{T} = \frac{5.68}{10.30} = 0.55 \text{ m.}$$

Con la longitud del volado $l_v = 4.00 \text{ m}$, vemos que la zapata combinada interfiere a la zapata de la columna lateral. Optimicemos la longitud del volado haciendo: $l_v = 1.60 \text{ m}$.

Entonces se tiene: $T = 2.50 + 3.40 + 0.40 + 1.60 = 7.90 \text{ m}$.

Con ésta reducción en la dimensión mayor de la zapata verifiquemos la excentricidad:

$$e = x_o - \frac{T}{2} = 5.15 - \frac{7.90}{2} = 1.20 \text{ m.}$$

$$e = 1.20 < \frac{T}{6} = \frac{7.90}{6} = 1.32 \text{ m. (carga axial en el núcleo central de la cimentación).}$$

Los esfuerzos de compresión y flexión están dados por:

$$\sigma_n S = q_{1,2} = \frac{P_T}{T} \pm \frac{6 P_T e}{T^2}$$

$$\sigma_n S = q_{1,2} = \frac{207.59}{7.90} \pm \frac{6 \times 207.59 \times 1.20}{7.90^2}$$

$$q_1 = 50.23 \text{ To n/m} \quad q_2 = 2.33 \text{ To n/m}$$

Con la mayor presión (q_1) procedemos a calcular el nuevo ancho de la zapata combinada.

$$q_1 = 50.23 \text{ To n/m} = \sigma_n S$$

$$S = \frac{q_1}{\sigma_n} = \frac{50.23}{36.52} = 1.40 \text{ m.}$$

Por lo tanto, se tiene: $S \times T = 1.40 \times 7.90 \text{ m}^2$

Verificando que la presión máxima no exceda la capacidad portante neta del terreno:

$$\sigma_{1,2} = \frac{P_T}{S T} \pm \frac{6 P_T e}{S T^2}$$

$$\sigma_{1,2} = \frac{207.59}{1.40 \times 7.90} \pm \frac{6 \times 207.59 \times 1.20}{1.40 \times 7.90^2}$$

$$\sigma_1 = 35.88 \text{ Ton/m}^2 < \sigma_n = 36.52 \text{ Ton/m}^2 \text{ Es conforme.}$$

$$\sigma_2 = 1.66 \text{ Ton/m}^2 < \sigma_n = 36.52 \text{ Ton/m}^2 \text{ Es conforme.}$$

Reacción amplificada del suelo:

La reacción amplificada del suelo es:

$$q_{smu} = \frac{1.5 \times (87.18 + 70.48) + 1.8 \times (32.33 + 17.60)}{87.18 + 70.48 + 32.33 + 17.60} = 1.57 q_{sn}$$

donde q_{sn} son los esfuerzos en el terreno y esta dado por la expresión:

$$q_{sn} = \frac{P_T}{T} \pm \frac{6 P_T e}{T^2}; \text{ las cuales han sido calculados anteriormente:}$$

$$q_{máx} = q_1 = 50.23 \text{ Ton/m}$$

$$q_{mín} = q_2 = 2.33 \text{ Ton/m}$$

Finalmente, la reacción amplificada del suelo ($1.57 q_{sn}$) son los mostrados a continuación y se utiliza para el cálculo de los esfuerzos en la cimentación y para la determinación del refuerzo.

Reacción amplificada del suelo por unidad de longitud:

$$q_{snu1} = 1.57 \times 50.23 = 78.86 \text{ Ton/m}$$

$$q_{snu2} = 1.57 \times 2.33 = 3.66 \text{ Ton/m}$$

Reacción amplificada del suelo por unidad de área:

$$q_{snu1} = 1.57 \times 35.88 = 56.33 \text{ Ton/m}^2$$

$$q_{snu2} = 1.57 \times 1.66 = 2.61 \text{ Ton/m}^2$$

Altura.-

La altura de la zapata combinada se puede determinar conservadoramente mediante la siguiente expresión:

$$h = 0.11 l_n \sqrt{W_{NU}} \quad \text{donde:}$$

l_n : Luz libre entre elementos verticales en (m.).

W_{NU} : Reacción neta por unidad de área en (kg/cm^2)

Reemplazando en la expresión anterior se tiene:

$$h = 0.11 \times 3.40 \sqrt{5.63} = 0.89 \text{ m.}$$

$$h = 0.90 \text{ m..}$$

$$d = 90 - \left(7.50 + \frac{2.54}{2} \right) = 81.23 \text{ cm.}$$

También debe verificarse que la altura de la zapata debe ser mayor a la longitud de anclaje en compresión del refuerzo de la placa o columna, y esta dado por la siguiente expresión:

$$l_{db} = 0.08 d_b \frac{f_y}{\sqrt{f'_c}}$$

La placa P1, cuenta con varillas # 8, entonces sustituyendo valores en la ecuación anterior, se tiene:

$$d_b = 2.54 \text{ cm.}$$

$$f'_c = 210 \text{ kg}/\text{cm}^2$$

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

$$l_{db} = 0.08 \times 2.54 \times 4200 / \sqrt{210} = 58.89 \text{ cm.} < 90 \text{ cm} \quad \text{Es conforme}$$

$$\text{Además debe cumplirse : } l_{db} \geq 0.004 d_b f_y$$

$$l_{db} \geq 0.004 \times 2.54 \times 4200 = 42.67 \text{ cm.} \quad \text{Es conforme}$$

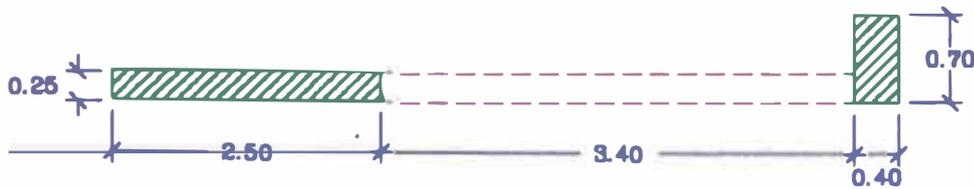
De los resultados anteriores, se considerará una altura igual a:

$$\mathbf{h = 90 \text{ cm.}}$$

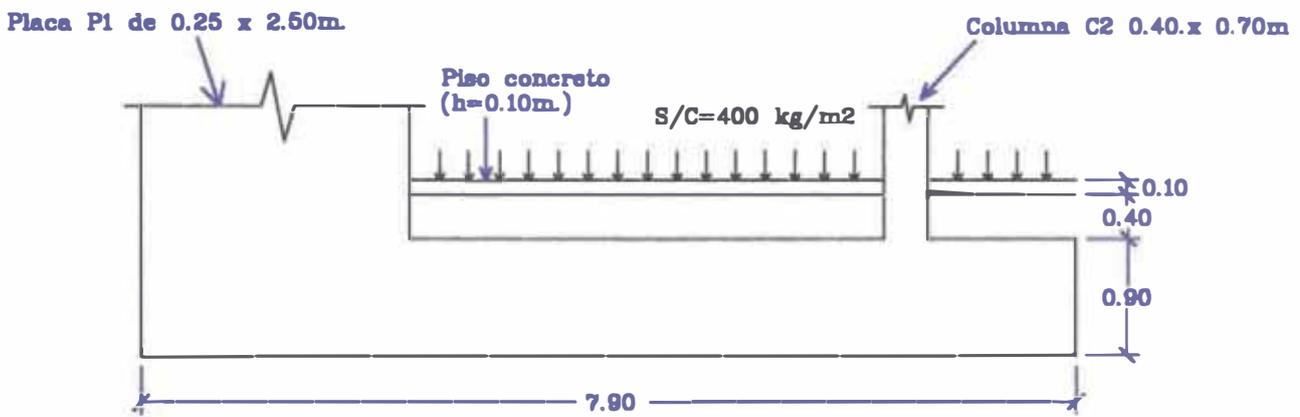
En las Fig. N° 36 y N° 37, se muestran la disposición en planta y elevación de la cimentación combinada, y la distribución de presiones en la dirección mayor de la zapata combinada así como también se muestra el diagrama de fuerza cortante respectivamente.

ZAPATA COMBINADA COLUMNA C2 Y PLACA P1 (ZC-1)

EJES A y C



PLANTA



ELEVACION

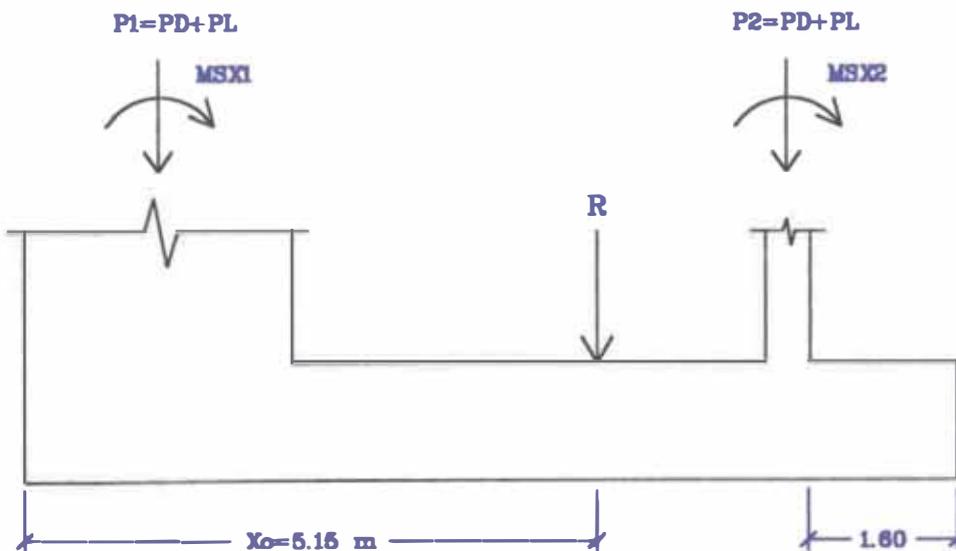
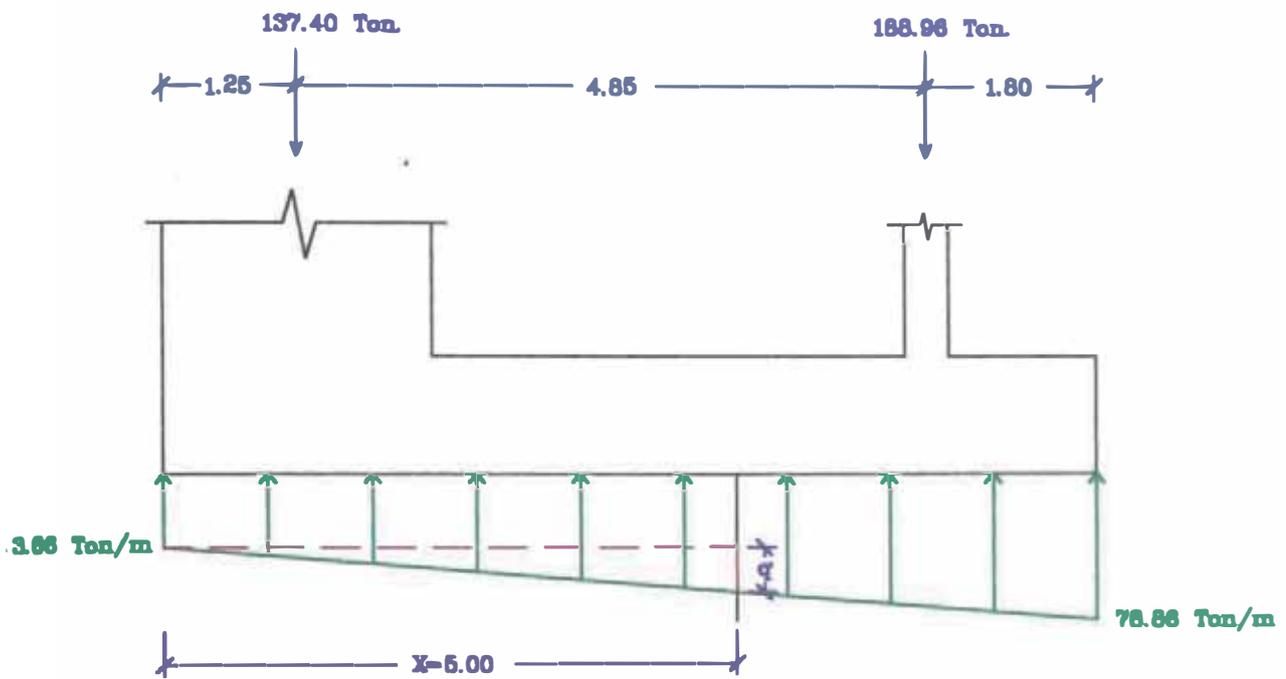


Fig. N° 36

ZAPATA COMBINADA COLUMNA C2 Y PLACA P1 (ZC-1)



DISTRIBUCION DE PRESIONES EN LA ZAPATA COMBINADA

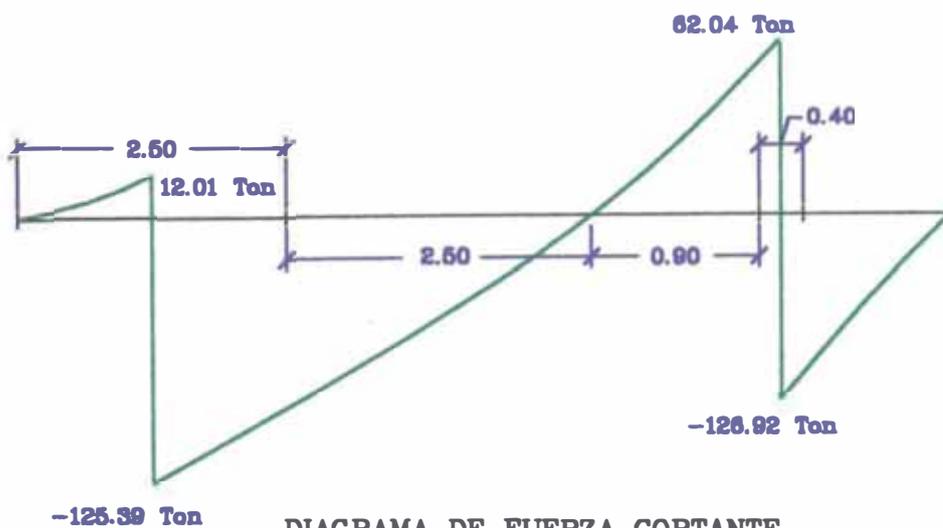


DIAGRAMA DE FUERZA CORTANTE

Fig. N° 37

Verificación por Cortante:

En la placa, considerando $d = 80\text{cm}$ y en concordancia con la Fig. N° 37:

$$V_{d1} = -137.40 + 3.66 \times 3.30 + 31.41 \times 3.30 / 2 = -73.00 \text{ Ton.}$$

En la columna la fuerza cortante última es:

$$V_{d2} = -137.40 + 3.66 \times 7.10 + 67.58 \times 7.10 / 2 - 188.96 = -60.47 \text{ Ton.}$$

La resistencia del concreto al corte por flexión es:

$$V_c = 0.85 \times 0.53 \sqrt{210} \times 1.40 \times 0.80 \times 10 = 73.12 \text{ Ton} > V_{d1} > V_{d2} \quad \text{Es conforme!}$$

Verificación por Punzonamiento.-

La sección crítica se ubica a $d/2$ de la cara de la placa y/o columna. Sin embargo se puede considerar conservadoramente que V_u es igual a la carga de la placa y/o columna. Luego se tiene:

En la placa:

$$V_{u1} = 1.57 \times (70.48 + 17.60) = 138.29 \text{ Ton.}$$

$$V_c \leq 0.85 \times 1.1 \sqrt{210} \times 6.85 \times 0.80 \times 10 = 742.50 \text{ Ton.} > V_u \quad \text{Ok!}$$

En la columna:

$$V_{u1} = 1.57 \times (87.18 + 32.33) = 187.63 \text{ Ton.}$$

$$V_c \leq 0.85 \times 1.1 \sqrt{210} \times 3.65 \times 0.80 \times 10 = 395.64 \text{ Ton.} > V_u \quad \text{Ok!}$$

Refuerzo longitudinal por flexión:

Para el diseño del refuerzo paralelo a la mayor dimensión de la zapata combinada se hace uso de la Fig. N° 37, de donde:

Sección de momento máximo: $V_x = 0$

$$V_x = -137.40 + 3.66X + \frac{q'X}{2} = 0$$

Donde además se tiene: $\frac{q'}{X} = \frac{78.86 - 3.66}{7.90} \Rightarrow q' = 9.52X$

$$V_x = -137.40 + 3.66X + 4.76X^2 = 0 \quad \mathbf{X = 5.00 \text{ m.}}$$

$$M_{m\acute{a}x} = -137.40(X - 1.25) + 3.66X\left(\frac{X}{2}\right) + 4.76X^2\left(\frac{X}{3}\right)$$

Evaluando para $X = 5.00$ $M_{m\acute{a}x} = -271.17 \text{ Ton} \times \text{m}$

$M_{m\acute{a}x} = -271.17 \text{ Ton} \times \text{m}$ corresponde al **refuerzo superior.**

$$A_s = \frac{M_u}{\phi f_y \left(d - \frac{a}{2} \right)} = \frac{271.17 \times 100}{0.9 \times 4.2 \times 0.9 \times 80} = 99.64 \text{ cm}^2$$

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85 f'_c b} = \frac{99.64 \times 4.2}{0.85 \times 21 \times 140} = 16.75 \text{ cm}$$

$$A_s = 100.20 \text{ cm}^2 \quad a = 16.84 \text{ cm.}$$

Verificación de $A_{s \text{ mín}}$:

$$A_{s \text{ mín}} = \rho_{\text{temp}} b d = 0.0018 \times 140 \times 80 = 20.16 \text{ cm}^2.$$

Se comprueba que: $A_s \gg A_{s \text{ mín}}$ Por lo tanto hay conformidad.

Por lo tanto:

$$A_s = 100.20 \text{ cm}^2 \Rightarrow n = \frac{100.20}{9.58} = 10$$

$$s = \frac{1.40 - 2r - \phi}{n - 1} = \frac{1.40 - 0.15 - 0.035}{10 - 1} = 0.15 \text{ m.}$$

Se recomienda usar: **10 ϕ 1 3/8" @ 0.15 m.**

Refuerzo inferior:

Este se da en el volado de la zapata el cual es:

$$M = +94.45 \text{ Ton} \times \text{m}$$

$$A_s = \frac{M_u}{\phi f_y \left(d - \frac{a}{2} \right)} = \frac{94.45 \times 100}{0.9 \times 4.2 \times 0.9 \times 80} = 34.70 \text{ cm}^2$$

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85 f'_c b} = \frac{34.70 \times 4.2}{0.85 \times 21 \times 140} = 5.83 \text{ cm.}$$

$$A_s = 32.40 \text{ cm}^2 \quad a = 5.42 \text{ cm.}$$

También se verifica que:

$$A_s > A_{s \text{ mín}} = 20.16 \text{ cm}^2.$$

$$A_s = 32.40 \text{ cm}^2 \Rightarrow n = \frac{32.40}{5.10} = 6.35 \approx 7$$

$$s = \frac{1.40 - 2r - \phi}{n - 1} = \frac{1.40 - 0.15 - 0.025}{7 - 1} = 0.20 \text{ m.}$$

Se recomienda usar: **7 ϕ 1" @ 0.20 m.**

Diseño en dirección transversal:

El refuerzo longitudinal paralelo a la menor dimensión de la cimentación se calcula considerando que a cada columna le corresponde una porción de la zapata. La parte de la zapata que corresponde a cada una de ellas es la limitada por su borde más cercano y la sección de fuerza cortante nula. Ver Fig. N° 38. También el Código del ACI recomienda distribuir el acero calculado en una franja limitada por las secciones verticales paralelas a la cara de la columna a $d/2$ de ésta, y en el resto de la zapata acero adicional al doble del espaciamiento. A continuación se muestra el procedimiento:

Debajo de la placa el acero se distribuye en una franja de $250+80/2 = 290$ cm. de ancho.

El momento de diseño es igual a:

$$M_u = 0.50 \times 56.33 \times 5.00 \times 0.575^2 = 46.56 \text{ Ton } x \text{ m}$$

$$A_s = \frac{M_u}{\phi f_y \left(d - \frac{a}{2} \right)} = \frac{46.56 \times 100}{0.9 \times 4.2 \times 0.9 \times 80} = 17.10 \text{ cm}^2$$

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85 f'_c b} = \frac{17.10 \times 4.2}{0.85 \times 21 \times 290} = 1.38 \text{ cm.}$$

$$A_s = 15.52 \text{ cm}^2 \quad a = 1.26 \text{ cm.}$$

Verificación de $A_{s \text{ min}}$:

$$A_{s \text{ min}} = \rho_{\text{temp}} b d = 0.0018 \times 290 \times 80 = 41.76 \text{ cm}^2.$$

Vemos que: $A_{\text{min}} \gg A_s$

Por lo tanto:

$$A_s = 41.76 \text{ cm}^2 \Rightarrow n = \frac{41.76}{2.85} = 14.65 \approx 15$$

$$s = \frac{2.90 - 2r - \phi}{n - 1} = \frac{2.90 - 0.15 - 0.0191}{15 - 1} = 0.20 \text{ m.}$$

Bajo la placa se recomienda usar: **15 ϕ 3/4" @ 0.20 m.**

Debajo de la columna C2, el acero se distribuye en una franja de $40+80=120$ cm. de ancho. El momento es:

$$M_u = 0.50 \times 56.33 \times 2.90 \times 0.575^2 = 27.00 \text{ Ton } x \text{ m}$$

$$A_s = \frac{M_u}{\phi f_y \left(d - \frac{a}{2} \right)} = \frac{27.00 \times 100}{0.9 \times 4.2 \times 0.9 \times 80} = 9.92 \text{ cm}^2$$

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85 f'_c b} = \frac{9.92 \times 4.2}{0.85 \times 2.1 \times 120} = 1.95 \text{ cm.}$$

$$A_s = 9.04 \text{ cm}^2 \quad a = 1.77 \text{ cm.}$$

Verificación de A_s mín:

$$A_{s \text{ mín}} = \rho_{\text{temp}} b d = 0.0018 \times 120 \times 80 = 17.28 \text{ cm}^2.$$

Se comprueba que: $A_s < A_{s \text{ mín}}$.

Por lo tanto:

$$A_s = 17.28 \text{ cm}^2 \Rightarrow n = \frac{17.28}{2.85} = 6.06 \approx 6$$

$$s = \frac{1.20 - 2r - \phi}{n - 1} = \frac{1.20 - 0.15 - 0.0191}{6 - 1} = 0.20 \text{ m.}$$

Bajo la columna C2 se recomienda usar: **6 ϕ 3/4" @ 0.20 m.**

Observación: La cantidad de refuerzo obtenido bajo la columna C2 en la dirección transversal no será determinante, dado que al hacer el análisis en la dirección perpendicular (Cimentación conectada) será el caso más desfavorable en el cual se requiere 12 ϕ 3/4" @ 0.20 m.

El detallado final del refuerzo se muestra en la Fig. N° 38

Longitud de desarrollo del refuerzo.-

Se analiza en forma similar al desarrollado para la zapata aislada Z-1.

Longitud disponible (l_d) para cada barra:

$$l_d = l_v - r$$

$$l_d = 0.575 - 0.075 = 0.50 \text{ m}$$

Para barras en tracción y $\phi \leq N^\circ 11$ se tiene que:

$$l_d = 0.06 A_b \frac{f_y}{\sqrt{f'_c}} \quad \text{Expresión general}$$

Para la barra # 6 se tiene:

$$l_d = 0.06 \times 2.85 \times \frac{4200}{\sqrt{210}} = 49.6 \text{ cm.} \quad \text{A su vez debe cumplirse:}$$

$l_d \geq 0.0057 d_b f_y = 0.0057 \times 1.91 \times 4200 = 45.7 \text{ cm}$. Es conforme.

$l_d \geq 30 \text{ cm}$. Es conforme.

En la Fig. N° 38 se visualiza que las longitudes de los volados de la zapata combinada, debajo de la placa P1 son mayores que las longitudes de anclaje calculadas en el párrafo anterior para la barra # 6, por lo tanto las barras podrán colocarse rectas.

También vemos que las longitudes de los volados de la zapata combinada, debajo de la columna C2, en la parte externa es mayor que la longitud de anclaje, pero en la parte interna es menor, pero al hacer el análisis en la dirección perpendicular (Cimentación conectada) la longitud del volado va a ser mayor que la longitud de anclaje para la barra # 6, por lo tanto las barras podrán colocarse rectas..

6.7.5.- Diseño de la Cimentación (Zapata) Conectada correspondiente a la Columna C2 y C3.-

Datos generales:

Del terreno:

Capacidad portante del terreno $\sigma_t = 4.0 \text{ kg/cm}^2$

Peso específico promedio (suelo y concreto) $\gamma_p = 2200 \text{ kg/m}^3$

$S/C_{\text{piso}} = 400 \text{ Kg/cm}^2$

De la columna C2:

Sección : 70 cm x 40 cm

Refuerzo : 10 varillas # 6.

Concreto : $f_c = 210 \text{ kg/cm}^2$

Cargas que transmite la columna:

$P_D = 87.18 \text{ Ton.}$

$P_L = 32.33 \text{ Ton.}$

$M_{SX} = 3.82 \text{ Ton x m.}$

$M_{SY} = 17.37 \text{ Ton x m.}$

De la zapata:

Concreto : $f_c = 210 \text{ kg/cm}^2$

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

Dimensionamiento de la Zapata exterior :

La zapata para la columna C2 está diseñada, formando parte de la zapata combinada ZC-1, diseñada anteriormente. En ésta ocasión se va a conectar la zapata de la columna C2 con la zapata aislada de la columna C-3, con la finalidad de eliminar: el momento alrededor del eje Y que se presenta en la columna C2 ($M_{SY} = 17.37 \text{ Ton x m}$).

Dado que la zapata ZC-1 está diseñada, queda verificar el diseño de la porción de zapata que corresponde a la columna C2, cuando las cargas actuantes inciden en la dirección X.(dirección C2-C3). En la Fig. N° 39 se muestra la disposición en planta de la cimentación conectada.

Planta.-

La zapata exterior aislada para la columna C2 puede ser asumida eficientemente como:

S x T = 1.85 x 3.60 m

Verificándose dicha suposición con:

La capacidad portante neta del terreno es

$$\sigma_n = \sigma_t - h_p \gamma_p - S/C$$

$$\sigma_n = 40 - 1.40 \times 2.2 - 0.4 = 36.52 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2}$$

Aproximemos las dimensiones de la cimentación usando:

$$A_z = 1.20 \times \frac{P_{C2}}{\sigma_n} = 1.20 \times \frac{P_D + P_L}{\sigma_n} = 1.20 \times \frac{87.18 + 32.33}{36.52} = 3.93 \text{ m}^2$$

Por lo tanto, para la zapata exterior se tiene:

$$\mathbf{S \times T = 1.85 \times 3.60 \text{ m}}$$

Antes de rediseñar la zapata exterior, se procederá a dimensionar la viga de cimentación y determinar sus cargas de diseño. El momento y la fuerza cortante, sin amplificar, que debe resistir la viga es:

$$M = M_s$$

$$M = 17.37 \text{ Ton-m}$$

$$V = 119.51 \text{ Ton.}$$

A su vez, la carga de la columna interior va a reducirse por la presencia de la viga de cimentación. Sin embargo, ésta disminución se desprecia lo cual está del lado de la seguridad.

Diseño de la viga de cimentación:

El predimensionamiento lo hacemos con las expresiones:

$$h = \frac{l_1}{7} ; \quad b = \frac{P_1}{31 l_1} \geq \frac{h}{2} \quad \text{donde:}$$

l_1 : Espaciamiento entre la columna interior y exterior.

P_1 : Carga total de servicio de la columna exterior.

Por consiguiente, de la Fig. N° 39 se tiene:

$$h = \frac{l_1}{7} = \frac{6.20}{7} = 0.89 \text{ m.}$$

$$b = \frac{P_1}{31 l_1} = \frac{119.51}{31 \times 6.20} = 0.62 \text{ m.} \quad b \geq \frac{h}{2} = \frac{0.90}{2} = 0.45 \text{ m.}$$

Usar: **0.60 x 0.90 m.**

El momento flector y la fuerza cortante amplificados son:

$$M_u = 1.25 \times 17.37 = 21.71 \text{ Ton} - m$$

$$V_u = \frac{21.71}{6.80} = 3.19 \text{ Ton.}$$

$$d = 90 - \left(5 + 0.95 + \frac{2.54}{2}\right) = 82.78 \text{ cm.}$$

$$A_s = \frac{M_u}{\phi f_y \left(d - \frac{a}{2}\right)} = \frac{21.71 \times 100}{0.9 \times 4.2 \times 0.9 \times 83} = 7.69 \text{ cm}^2$$

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85 f'c b} = \frac{7.69 \times 4.2}{0.85 \times 21 \times 60} = 3.02 \text{ cm.}$$

$$A_s = 7.05 \text{ cm}^2 \quad a = 2.76 \text{ cm.}$$

Verificación de $A_{s \text{ min}}$:

$$A_{s \text{ min}} = \frac{14}{f_y} b d = \frac{14}{4200} \times 60 \times 83 = 16.60 \text{ cm}^2$$

$$A_{s \text{ min}} = 0.80 \times \frac{\sqrt{f'c}}{f_y} b d = 0.80 \times \frac{\sqrt{210}}{4200} \times 60 \times 83 = 13.75 \text{ cm}^2$$

Vemos que: $A_s < A_{s \text{ min}}$

Por lo tanto:

$$A_s = 16.60 \text{ cm}^2 \Rightarrow n = \frac{16.60}{5.1} = 4$$

Se recomienda usar: **4 ϕ 1"**

Refuerzo inferior:

Debe distribuirse acero mínimo en la parte inferior de la viga para resistir los esfuerzos que se pudieran producir por asentamientos diferenciales.

Este acero mínimo es:

$$A_s^+ = \frac{A_s^-}{3} \approx \frac{A_s^-}{2} \geq A_{s \text{ min}}$$

$$A_s^+ = \frac{A_s^-}{2} = \frac{16.60}{2} = 8.80 < A_{s \text{ min}} = 16.60 \text{ cm}^2$$

$$A_s^+ = 16.60 \text{ cm}^2$$

Se recomienda usar: **4 ϕ 1"**

Resistencia al corte aportada por el concreto:

Está dado por la expresión:

$$V_c = 0.85 \times 0.53 \sqrt{210} \times 60 \times 83 \times 10 = 32.51 \text{ Ton.}$$

$$V_c = 32.51 \text{ Ton} > V_u = 3.19 \text{ Ton.}$$

Se colocarán estribos mínimos a todo lo largo de la viga para absorber esfuerzos que se puedan presentar por asentamientos diferenciales. El refuerzo transversal mínimo está dado por estribos #3 @ 0,30 m.

El detalle de refuerzo en la viga de conexión se muestra en la Fig. N° 39.

Diseño de la zapata exterior:

El diseño de la zapata exterior se efectúa siguiendo el mismo procedimiento presentado en los diseños anteriores el cual se resume tal como sigue:

Reacción amplificada del suelo.-

$$W_{NU} = \frac{1.5 \times 87.18 + 1.8 \times 32.33}{1.85 \times 3.60} = 28.37 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2}$$

Corte por punzonamiento.-

$$V_u = 28.37 \times (3.60 \times 1.85 - 1.50 \times 1.20) = 137.88 \text{ Ton.}$$

$$\phi V_c = 0.85 \times 1.06 \times \sqrt{210} \times 5.40 \times 80 \times 10 = 564.05 \text{ Ton} > V_u \quad \text{Es conforme.}$$

$$b_o = 2 \times (150 + 120) = 540 \text{ cm.}$$

Corte por flexión.-

$$V_u = 28.37 \times (1.60 - 0.80) \times 1.85 = 41.99 \text{ Ton.}$$

$$\phi V_c = 0.85 \times 0.53 \times \sqrt{210} \times 1.85 \times 0.80 \times 10 = 96.62 \text{ Ton.} > V_u \quad \text{Es conforme.}$$

Refuerzo paralelo a la dirección mayor.-

$$M_u = 0.5 \times 28.37 \times 1.85 \times 1.60^2 = 67.18 \text{ Ton} - \text{m}$$

$$A_s = \frac{M_u}{\phi f_y \left(d - \frac{a}{2} \right)} = \frac{67.18 \times 100}{0.9 \times 4.2 \times 0.9 \times 80} = 24.68 \text{ cm}^2$$

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85 f'_c b} = \frac{24.68 \times 4.2}{0.85 \times 21 \times 185} = 3.14 \text{ cm.}$$

$$A_s = 22.66 \text{ cm}^2 \quad a = 2.88 \text{ cm.}$$

Verificación de A_s mín:

$$A_{s \text{ mín}} = \rho_{\text{temp}} b d = 0.0018 \times 185 \times 80 = 26.64 \text{ cm}^2.$$

Se comprueba que: $A_s < A_{s \text{ mín}}$

Por lo tanto:

$$A_s = 26.64 \text{ cm}^2 \Rightarrow n = \frac{26.64}{2.85} = 9$$

$$s = \frac{1.85 - 2r - \phi}{n - 1} = \frac{1.85 - 0.15 - 0.0191}{9 - 1} = 0.20 \text{ m.}$$

Se recomienda usar: $9 \phi 3/4'' @ 0.20 \text{ m.}$

Sin embargo para esta misma zona, el refuerzo equivalente obtenido por flexión en el sentido longitudinal al diseñar la zapata combinada correspondiente a la columna C2, fue de $7 \phi 1'' @ 0.20 \text{ m}$, de entre los dos diseños elegimos el segundo, por ser en que nos da mayor seguridad.

Refuerzo paralelo a la dirección menor.-

$$M_u = 0.5 \times 28.37 \times 3.6 \times 0.575^2 = 16.88 \text{ Ton} - \text{m}$$

$$A_s = \frac{M_u}{\phi f_y \left(d - \frac{a}{2} \right)} = \frac{16.88 \times 100}{0.9 \times 4.2 \times 0.9 \times 80} = 6.20 \text{ cm}^2$$

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85 f' c b} = \frac{6.20 \times 4.2}{0.85 \times 21 \times 360} = 0.41 \text{ cm.}$$

$$A_s = 6.00 \text{ cm}^2 \quad a = 0.36 \text{ cm.}$$

Verificación de A_s mín:

$$A_{s \text{ mín}} = \rho_{\text{temp}} b d = 0.0018 \times 360 \times 80 = 51.84 \text{ cm}^2.$$

Se comprueba que: $A_s < A_{s \text{ mín}}$

Por lo tanto:

$$A_s = 51.84 \text{ cm}^2 \Rightarrow n = \frac{51.84}{2.85} = 18$$

$$s = \frac{3.60 - 2r - \phi}{n - 1} = \frac{3.60 - 0.15 - 0.0191}{18 - 1} = 0.20 \text{ m.}$$

Se recomienda usar: 18 ϕ 3/4" @ 0.20 m.

Observación.- La zapata es rectangular y el refuerzo se debe concentrar debajo de la columna en una franja de ancho igual a la menor dimensión de la zapata. La fracción de refuerzo que debe ubicarse en ésta región está determinada por la siguiente expresión:

$$\frac{\text{Re fuerza debajo de la columna}}{\text{Re fuerza total}} = \frac{2}{\beta + 1} = \frac{2}{\frac{360}{185} + 1} = 0.68$$

β : cociente del lado mayor de la zapata entre el lado menor

El acero restante se distribuye en el resto de la cimentación, pero cuidando que no sea menor que el refuerzo mínimo.

El área de acero debajo de la columna es:

$$A_s = 0.68 \times 51.84 = 35.25 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 35.25 \text{ cm}^2 \Rightarrow n = \frac{35.25}{2.85} = 12$$

Por lo tanto se colocarán 12 varillas # 6 en la franja central de la zapata y 3 varillas # 6 en cada uno de los volados. Sin embargo; para ésta misma zona, el refuerzo equivalente obtenido, al diseñar la zapata combinada, el cual corresponde al calculado en la dirección transversal en la porción de cimentación de la columna C2, fue de 6 ϕ 3/4" @ 0.20m. De entre los dos diseños, elegimos el primero, por ser el que presta mayor seguridad.

El detallado final de refuerzo en la zapata exterior se muestra en Fig. N° 39.

ZAPATA CONECTADA ENTRE COLUMNAS C2 Y C3

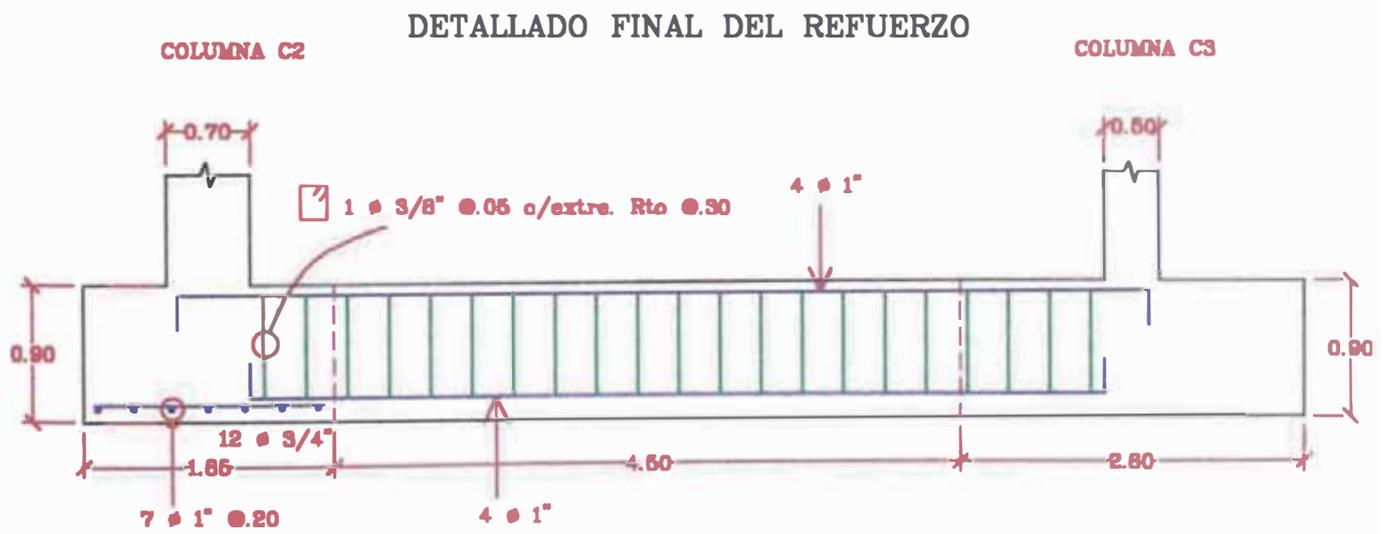
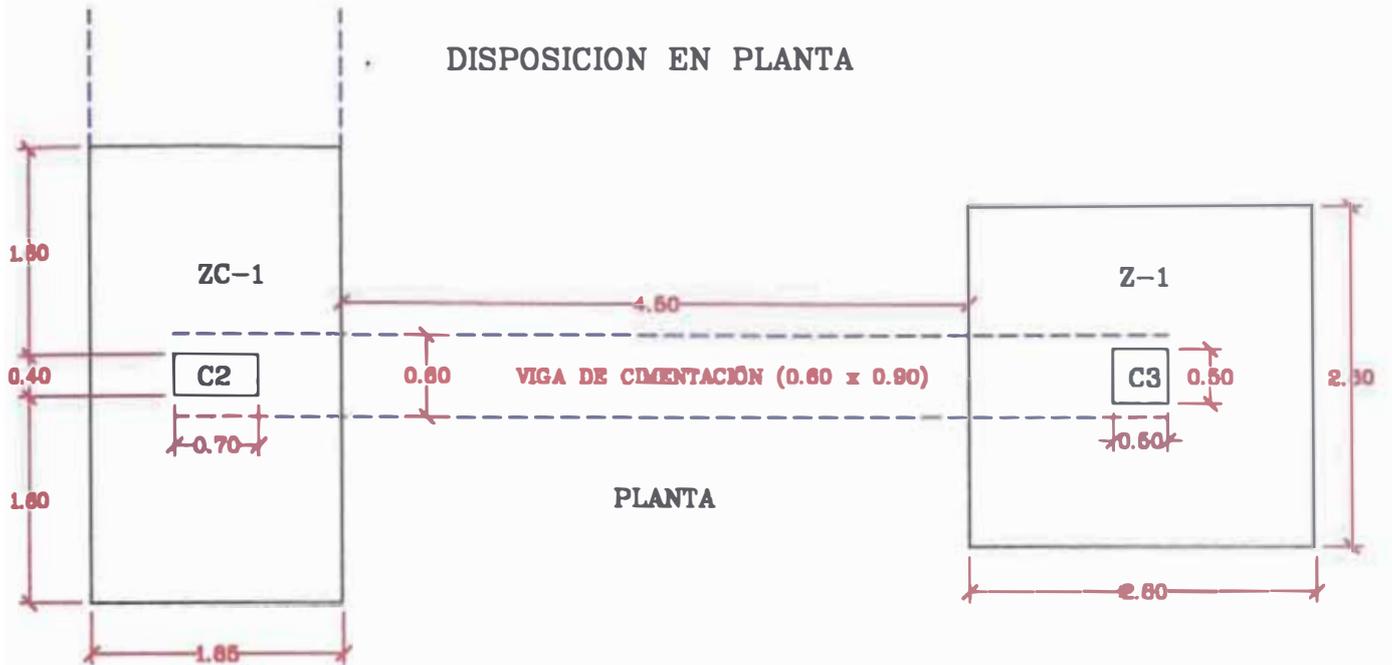


Fig. N° 39

CONCLUSIONES

De los resultados, observamos que los muros de corte ayudan a controlar en forma importante las deformaciones que se puedan producir en las estructuras, evitando los desplazamientos mayores de la estructura que se puedan producir en caso de sismo.

El comportamiento de una estructura frente a sollicitaciones sísmicas, depende de sus propias características como también de las características del movimiento.

En general se busca que los elementos estructurales no fallen por fuerza cortante, sino que tengan una falla dúctil, es decir por flexión.

Diseñar una estructura para resistir la totalidad de los esfuerzos generados por un movimiento sísmico no es económico. Por ello, actualmente se prefiere reducir la carga de diseño y garantizar la capacidad de la estructura para disipar energía. Esta solución, aunque más económica, implica que la estructura se comportará dentro del rango plástico y que por lo tanto, se esperan daños en ella pero no de magnitud suficiente para llevarla al colapso.

Las edificaciones aporricadas de concreto armado pueden ser diseñadas para resistir movimientos sísmicos severos. Las columnas deben ser más fuertes que las vigas de manera que las acciones inelásticas se desarrollen en las secciones críticas de viga, de manera de evitar el colapso de las columnas y puedan soportar los pisos sobre ellas.

Todos los miembros deben tener refuerzo continuo en cada caso y estribos cerrados a espaciamiento pequeño, especialmente en los extremos de vigas y columnas con el fin de proporcionar confinamiento y evitar fallas por fuerza cortante.

En el diseño de vigas, la cantidad de refuerzo se controla para obtener el comportamiento de falla dúctil. Mientras que en el caso de las columnas, ocasionalmente dominará la carga axial; por lo que no se puede evitar un comportamiento de falla por compresión para los casos en que existe una relación grande de carga axial-momento flexionante, tal como ocurre con la columna C3; en tanto que en la columna C1 ocurre un

comportamiento de falla por flexión, existiendo una relación grande de momento flector-carga axial.

En los sistemas estructurales de tipo **dual**, se ha verificado que los pórticos constituidos por placas absorben prácticamente el 90% de la fuerza sísmica en la dirección analizada; en éste sentido, la norma técnica E-030 Diseño sismorresistente, prevé correctamente que los pórticos deben ser diseñados para tomar por lo menos el 25% de la fuerza cortante en la base.

La estructura analizada es de 5 niveles, por lo tanto en el análisis sísmico se usó la totalidad de formas de modo que es igual a 15.

Los periodos obtenidos en el análisis sísmicos son:

- por el método estático $T = 0.41$ seg.
- por el método dinámico $T = 0.60$ seg.

Las cuantías obtenidas en las columnas son mayores al 1%, llegándose a obtener la mayor cuantía igual a 2.82% en la columna central (C3).

Si bien los programas de computo, son unas importantes herramientas para el cálculo y diseño de estructuras, 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 lo tanto siempre será de mayor importancia el criterio y la experiencia del diseñador para utilizar e interpretar adecuadamente los resultados de los cálculos.

BIBLIOGRAFIA

Tesis de grado : Estudio del factor de reducción por ductilidad en la respuesta sísmica en pórticos con placas

Autor: Zavala Toledo Carlos Alberto.

Informe de Ingeniería Análisis estático dinámico y diseño sismorresistente de un pórtico de concreto armado con muros de corte.

Autor: Riofrío Vargas, Adolfo Alberto.

Informe de Ingeniería Criterios de estructuración para un sistema de pórticos y placas.

Autor: Vargas Pasapera Nelly

Informe de Ingeniería Análisis estático dinámico y diseño sismorresistente de un pórtico de concreto armado con muros de corte.

Autor: Torres Limache Paula Cristina.

Diseño de Estructuras de Concreto Armado

Autores: Teodoro E. Harmsen.

J. Paola Mayorca.

Reglamento Nacional de Construcciones – CAPECO

Normas Peruanas de Estructuras - ACI

Separatas y Apuntes de Clase del Curso: Titulación Profesional por la modalidad de actualización de conocimientos – 2000