

**UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERÍA
FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL**



**CONSTRUCCIÓN DE NUEVAS UNIDADES DE ATENCIÓN
DEL HOSPITAL SAN JOSE DE CHINCHA
ANÁLISIS COMPARATIVO ENTRE ALBAÑILERÍA CONFINADA
Y SISTEMA APORTICADO**

INFORME DE SUFICIENCIA

Para Optar el Título Profesional de:

INGENIERO CIVIL

FIDEL AMERICO ARGUEDAS ESCOBEDO

Lima – Perú

2008

*A mis padres Arístides e Inés, a
Fidel, Ameco, Ariana y a mi
esposa Lourdes.*

ÍNDICE

RESUMEN.....	4
LISTA DE CUADROS.....	5
LISTA DE FIGURAS.....	6
LISTA DE SIMBOLOS.....	7

Introducción.....	9
-------------------	---

Capítulo I INFORMACION DEL PROYECTO

1.1 Antecedentes.....	10
1.2 Justificación.....	10
1.3 Planteamiento del Problema.....	10
1.4 Objetivos.....	11
1.5 Marco Teórico.....	11

Capítulo II SISTEMA DE ALBANILERIA CONFINADA

2.1 Descripción del Edificio.....	12
2.2 Predimensionamiento de los elementos estructurales	12
2.3 Diseño Sismoresistente	16

Capítulo III SISTEMA APORTICADO

3.1 Descripción del Proyecto	
3.2 Predimensionamiento de los Elementos Estructurales	
3.2.1 Losa Aligerada.....	29
3.2.2 Vigas.....	29
3.2.3 Columnas.....	35
3.3 Diseño Sismoresistente	
3.3.1 Parámetros de Sitio.....	42
3.3.2 Categoría de la Edificación.....	43
3.3.3 Configuración Estructural.....	44
3.3.4 Categoría, Sistema Estructural y Regularidad de la Edificación.....	46

3.3.5	Coeficiente de Reducción de Fuerza Sísmica.....	47
3.3.6	Procedimiento de Análisis.....	48
3.3.7	Peso de la Edificación.....	48
3.3.8	Fuerza Cortante en la Base.....	52
3.3.9	Distribución de la Fuerza Sísmica en Altura.....	52
3.3.10	Dimensiones de Columnas, Losas y Zapatas.....	53
3.3.11	Combinaciones y Envolventes de Carga.....	53
3.3.12	Límites en el Desplazamiento Lateral de Entrepiso.....	57
3.3.13	Diseño de la Cimentación.....	57

Capítulo IV ANALISIS COMPARATIVO ENTRE LOS SISTEMAS

ESTRUCTURALES

4.1	Comparación de costos entre partidas similares.....	61
4.2	Comparación de Rendimientos.....	61
4.3	Comparación entre los Recursos a utilizar.....	61

Conclusiones.....	63
Recomendaciones.....	63
Bibliografía.....	65
Anexos.....	67

RESUMEN

Para la elaboración de un expediente técnico a nivel de estudios definitivos es necesario realizar el correspondiente Perfil, de acuerdo a la legislación vigente, en el marco del SNIP, cuya normatividad es reciente, siendo escasa la información referida a la interpretación de la norma en cuanto a que los estudios de perfil requieren más de una alternativa de solución respecto a la tecnología en el sistema constructivo, partiendo del modelo estructural a tomar en cuenta, siendo necesario establecer, si para el proyecto en mención, puede ser necesario considerar dichas alternativas como solución al problema.

LISTA DE CUADROS

CUADRO N° 01	Densidad de Muros en ejes x e y
CUADRO N° 02	Análisis por Cargas Admisibles: Esfuerzos Actuantes – Esfuerzos Admisibles
CUADRO N° 03	Cálculo del Peso de la Edificación
CUADRO N° 04	Distribución de la Fuerza Cortante en Altura
CUADRO N° 05	Datos Geométricos y Aporte de Rigideces de cada Muro en X e Y
CUADRO N° 06	Cortantes de Traslación V_{tras}
CUADRO N° 07	Cálculo del Centro de Rigidez X_{cr} , Y_{cr} Y DE MASA G_x , G_y
CUADRO N° 08	Cálculo del Momento Polar de Inercia “J”
CUADRO N° 09	Cortantes de Diseño Finales
CUADRO N° 10	Control de Desplazamientos Relativos ($f'_m = 65 \text{ kg/cm}^2$; $E_m = 500 f'_m$)
CUADRO N° 11	Predimensionamiento de vigas en primer y segundo nivel
CUADRO N° 12	Cortantes en “X” e “Y”
CUADRO N° 13	Peso de la Edificación
CUADRO N° 14	Pesos de los Entrepisos
CUADRO N° 15	Cargas de Servicio – Reacción Neta del Terreno
CUADRO N° 16	Dimensionamiento y Verificación por Cortante
CUADRO N° 17	Diseño por Flexión
CUADRO N° 18	Comparación de Costos de Estructuras – Sistema Albañilería y Pórticos

LISTA DE FIGURAS

FIG. N° 01	Planta Típica de Albañilería, Niveles 1 y 2
FIG. N° 02	Planta Típica Pórticos
FIG. N° 03	Planta Típica de Columna y Zapata

LISTA DE SIMBOLOS

h	altura del muro (m)
t	espesor efectivo del muro (m)
$f'm$	resistencia a la compresión axial de la albañilería
F_a	Esfuerzo Axial Máximo
X_{cr}, Y_{cr}	Centro de Rigidez
g_{ix}	Centro de gravedad del Muro "i" respecto al eje X
G_x, G_y	Centro de Gravedad del Piso
e_x, e_y	Excentricidad Real
$e_{accx},$	
e_{accy}	Excentricidad Accidental
e_{tix}, e_{tiy}	Excentricidad Total
M_{tix}, M_{tiy}	Momento por Torsión
K_{ix}	Rigidez por Corte y Flexión del Muro i en la dirección X
E_m	Modulo de Elasticidad de la Albañilería
J	Momento Polar de Inercia
x'	Distancia entre el CG del muro y el CG del Piso
D_i	Desplazamiento Lateral de entrepiso
W_u	Carga por unidad de área en kg/cm^2 .
L_n	Longitud libre.
B	Dimensión transversal tributaria. (Ancho tributario)
α	Coefficiente de momento
W_D	Carga Muerta
W_L	Carga Viva
h_n	Altura libre de columna
n	Indice de Aplastamiento
D	dimensión de la sección en la dirección del análisis sísmico de la columna (m)
d	La otra dimensión de la sección de la columna (m)
P	Carga Total que soporta la columna (kg)
T_p	Es el período que define la plataforma del espectro para el tipo de suelo considerado.

S	Factor de suelo.
Vi	Cortante de la columna i (kg)
Ec	Modulo de Elasticidad del concreto (kg/cm ²)
Fi	Fuerza horizontal en el nivel "i"
Pi	Peso del nivel "i".
V	Fuerza cortante en la base de la estructura
CM	Cargas Muertas
CV	Cargas Vivas
CS	Cargas de Sismo

INTRODUCCION

En el presente Informe se desarrollarán dos sistemas estructurales, el de albañilería confinada y el sistema de pórticos, para la edificación de un pabellón hospitalario. Se establecerá el sistema de mínimo costo para desarrollar el diseño correspondiente.

Será utilizada la normatividad vigente, como la Norma Técnica de Edificaciones E.020 Cargas, E.030 Diseño Sismoresistente-2003, la Norma Técnica de Edificación E-060 de Concreto Armado y la E.070 de Albañilería.

En el Capítulo I se presenta un resumen informativo del proyecto, consistente en los antecedentes, la justificación y planteamiento del problema, definiéndose los objetivos y tomando como base el marco teórico.

En el Capítulo II se resumirá el Modelamiento, diseño sismoresistente y evaluación de costos del sistema de albañilería confinada propuesto.

En el Capítulo III se desarrollará el Sistema Aporticado con el modelamiento estructural, predimensionamiento de los elementos para zonas sísmicas, se definirán los parámetros de sitio, categoría de la edificación. Se hace una evaluación sobre la configuración estructural, esto es, la regularidad en altura como son: piso blando, irregularidades de masa, geometría vertical, discontinuidad, así como la verificación de la regularidad en Planta, como son: irregularidades torsionales, esquinas entrantes, entre otros. Consecuentemente, se establece normativamente la categoría, el Sistema Estructural y regularidad de la edificación a adoptar. Una vez definido el sistema estructural, se define el coeficiente de Reducción respectivo. Se establece el procedimiento de análisis, mediante el uso del programa ETABS 9.0, estableciéndose para ello, la geometría de los elementos estructurales, el peso de la edificación, fuerza cortante en la base y distribución en altura, ubicación del CG, torsión accidental, combinaciones de carga y control del desplazamiento lateral de entrepisos. Se realiza el diseño de los elementos estructurales.

Finalizando este capítulo se establecen los costos para establecer la comparación.

En el Capítulo IV se establecen mediante cuadros, las respectivas comparaciones entre los sistemas propuestos.

CAPITULO I

INFORMACION DEL PROYECTO

1.1 Antecedentes

El proyecto está ubicado en la ciudad de Chincha, en una zona de alta sismicidad, tanto en su intensidad como en su frecuencia. El funcionamiento del Hospital "San José" de Chincha, se inicia a partir del 30 de julio del año 1912, en un terreno de sembrío, cedido por la Parroquia de Santo Domingo de Guzmán de Chincha Alta, cuyas construcciones de muros y paredes fueron a base de barro y adobe, con muros de 4.0 mts. de altura, mientras que los techos fueron contruidos a base de madera.

El área total del terreno es 32,685.80 m², ubicado en Chincha Alta. Entre los años 1980 y 1983, se efectuaron construcciones de material noble comprendiendo un área de 4,927.39 m² y cerco perimétrico de 716.66 ml., diseñados para un primer piso.

Asimismo, para la elaboración del expediente técnico a nivel de estudios definitivos es necesario realizar el correspondiente Perfil, de acuerdo a la legislación vigente, en el marco del SNIP, cuya normatividad es reciente, siendo escasa la información referida a la interpretación de la norma en cuanto a que los estudios de perfil requieren más de una alternativa de solución respecto a la tecnología en el sistema constructivo, a partir del modelo estructural diferenciado, siendo necesario establecer si para el proyecto en mención puede ser necesario considerar dichas alternativas como solución al problema.

1.2 Justificación

Al tratarse de alternativas que requieren la determinación de su costo, fundamentalmente necesario en los estudios de perfil o etapa de Pre inversión, es importante establecer cuál sistema es el más económico, y por consiguiente, considerar la diferencia de éstas como alternativas del perfil.

1.3 Planteamiento del Problema

Establecer si en una edificación típica y convencional se justifica o no, considerar como alternativas de solución, la tecnología del proceso constructivo tales como la albañilería confinada y el sistema aporticado. Se plantea hacer comparaciones desde el punto de vista económico a fin de establecer el mínimo costo, por lo que se presentan una serie de alternativas, tales como el adobe estructural,

sistema aporticado, sistema dual, albañilería armada, albañilería confinada, entre otros.

1.4 Objetivos

- Establecer o tomar la decisión, en cuanto a alternativas de solución en el estudio de perfil, a partir del sistema de menor costo entre los modelos estructurales de albañilería confinada y el sistema dual (aporticado – muros estructurales).
- Establecer relaciones entre costos de partidas similares entre los sistemas propuestos.
- Establecer otros tipos de comparaciones como los rendimientos, personal necesario, calidad del personal, materiales, etc.

1.5 Marco Teórico

El sistema de albañilería confinada será diseñada por métodos racionales establecidos por la mecánica y resistencia de materiales, determinándose los esfuerzos por cargas muertas, vivas, sismos, vientos, excentricidades de las cargas, asentamientos diferenciales. El análisis sísmico contemplará la Norma Técnica de Edificación E.030 Diseño Sismo Resistente. Los elementos de concreto armado se regirá por la Norma Técnica de Edificación E.060.

En el Sistema aporticado se tomará en cuenta los requisitos y exigencias para el análisis, diseño, materiales, acordes con este sistema estructural. El análisis sísmico contemplará la Norma Técnica de Edificación E.030 Diseño Sismo Resistente. Los elementos de concreto armado se regirá por la Norma Técnica de Edificación E.060.

CAPITULO II SISTEMA DE ALBAÑILERIA CONFINADA

2.1 Descripción del Edificio

El edificio consta de 02 plantas y se considerará la albañilería confinada, por ser común la utilización de este sistema en la zona del proyecto. La figura N° 1 muestra la planta típica de la edificación, notándose los muros portantes enumerados, considerados en ambos ejes.

2.2 Predimensionamiento de los Elementos Estructurales

El comportamiento de esta estructura dependerá fundamentalmente de la forma del edificio, de su simetría en planta y elevación, de la distribución de su masa y los elementos resistentes, así como de su simplicidad de transmitir al terreno las cargas sísmicas, en ambas direcciones.

2.2.1 Predimensionamiento de los Muros Portantes

A fin de evitar que se presenten grietas en la parte central de los muros, ante una sollicitación sísmica, la distancia máxima entre columnas de amarre debe ser menor o igual al doble de la altura entre la viga solera y el sobrecimiento o losa del primer nivel. Asimismo, los muros son los elementos estructurales que proporcional rigidez y resistencia deseada.

2.2.1.a Predimensionamiento por Densidad Mínima de Muros

Se tiene que la densidad mínima de muros portantes a reforzar en cada dirección del edificio es:

$$\frac{\text{Area de Corte de los Muros Reforzados}}{\text{Area en Planta}} > \frac{\sum L t}{A_p} \geq \frac{Z.U.S.N}{56}, \text{ donde:}$$

L = longitud total de muros

t = espesor efectivo del muro

Z, U, S = factores definidos en el 3.3.1 y 3.3.2. (Z= 0.4; U = 1.5; S = 1.2)

N = número de pisos de la edificación.

El área abierta considerada en el centro del diafragma, por motivo de iluminación natural, es:

$$A_a = 7.85 \times 5.70\text{m} = 44.75\text{m}^2.$$

El área neta total es $A_t = (28.95 \times 18.05) - (3.17 \times 14.05 + 1.18 \times 10.8 + 1.18 \times 4.30) - 44.75$
 $= 415.44 \text{ m}^2$

Reemplazando:

$$\sum (L t) / A_p \geq (0.4 \times 1.5 \times 1.2 \times 2) / 56 = 0.0257$$

Si $t = 0.13$ y $A_p = 415.44 \text{ m}^2 \rightarrow \sum L = 0.0257 \times 415.44 / 0.13 = 82.13 \text{ m}$

O en su defecto $\sum (L_{x,y} \cdot t_{x,y}) = 10.68 \text{ m}^2$

En la figura N° 1 se presentan la disposición de los muros portantes considerados.

Se resume en el cuadro N°1, este dimensionamiento.

Se observa que en la dirección X se tiene:

$$\sum L_x \cdot t = 17.61 \text{ m}^2 > 10.68$$

y $\sum L_y \cdot t = 18.14 \text{ m}^2 > 10.68$

Asimismo, se ha temido cuidado en dar densidades similares en ambos sentidos.

2.2.1.b. Predimensionamiento por espesor efectivo de Muros

Se tiene, en zona sísmica:

$$t \geq \frac{h}{20} , \text{ donde:}$$

t = espesor del muro

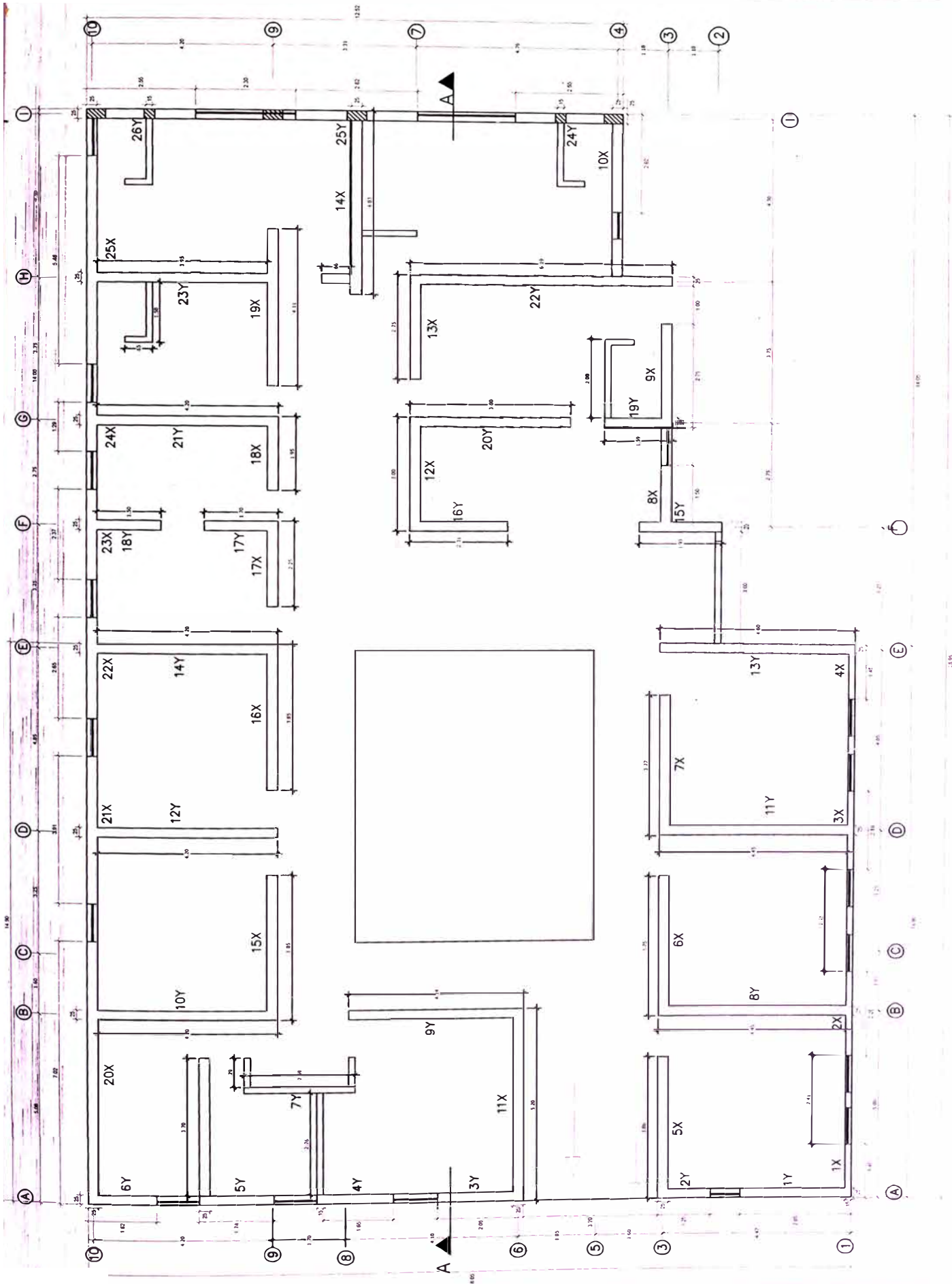
h = altura libre del muro.

$$\rightarrow t \geq 2.6/20 = 13.0 \text{ cm}$$

2.2.2.c Predimensionamiento por espesor de cada Muro por Esfuerzo Admisible debido a Carga Axial

De acuerdo a la Norma E.070 de Albañilería, la expresión para calcular la sollicitación por carga vertical traducido en esfuerzo vertical, es:

$$F_a = 0.20 f'_m \left[1 - \left(\frac{h}{35 t} \right)^2 \right] , \text{ donde:}$$



PLANTA TIPICA ALBAÑILERIA, NIVELES 1 Y 2

Fig 01

CUADRO N° 01: DENSIDAD DE MUROS EN EJES X e Y

MURO	L DIRECCION X			MURO	L DIRECCION Y		
	t=13cm	t=23cm	L . t		t=13cm	t=23cm	L . t
1X	1.45		0.189	1Y		2.65	0.610
2X	2.26		0.294	2Y		1.25	0.288
3X	2.10		0.273	3Y		2.05	0.472
4X	1.45		0.189	4Y		1.65	0.380
5X		3.86	0.888	5Y		1.74	0.400
6X		3.75	0.863	6Y		1.62	0.373
7X		3.77	0.867	7Y		2.59	0.596
8X		1.50	0.345	8Y		4.45	1.024
9X		2.75	0.633	9Y		4.14	0.952
10X		2.62	0.603	10Y		4.20	0.966
11X		5.20	1.196	11Y		4.45	1.024
12X		3.00	0.690	12Y		4.20	0.966
13X		2.75	0.633	13Y		4.60	1.058
14X		4.58	1.053	14Y		4.20	0.966
15X		3.85	0.886	15Y		1.93	0.444
16X		3.85	0.886	16Y		2.31	0.531
17X		2.25	0.518	17Y		1.70	0.391
18X		1.95	0.449	18Y		1.50	0.345
19X		4.11	0.945	19Y		1.59	0.366
20X		7.02	1.615	20Y		3.80	0.874
21X		3.91	0.899	21Y		4.20	0.966
22X		2.65	0.610	22Y		6.19	1.424
23X		2.37	0.545	23Y		3.95	0.909
24X		1.29	0.297	24Y		2.55	0.587
25X		5.46	1.256	25Y		2.82	0.649
				26Y		2.55	0.587
	$\Sigma L_x \cdot t = 17.617$				$\Sigma L_y \cdot t = 18.1424$		

h = altura del muro (m)

t = espesor efectivo del muro (m)

$f' m$ = resistencia a la compresión de la albañilería

Reemplazando:

Para $h = 2.60 \text{ m}$ y $t = 0.13\text{m}$ → $F_a = 0.1347 f' m$

Y $t = 0.23\text{m}$ → $F_a = 0.179 f' m$

La Norma limita en promedio, el esfuerzo admisible a compresión axial a 15%.

2.3 Diseño Sismorresistente

La filosofía de diseño de la Norma E.070 Albañilería, establece el método de resistencia requerida con criterios de desempeño, esto es, soportar sismos moderados, dentro de la respuesta elástica e incursiones inelásticas ante sismos severos, pero con resistencia al corte mayor igual al producido por éstos, de manera de limitar el nivel de daños y con reparaciones de bajo costo. Asimismo, el presente análisis se realizará por métodos elásticos y con sismo moderado, con un coeficiente de reducción de 6.

2.3.1 Análisis Por Carga Vertical

Las cargas verticales son las de servicio PD + PL. En cada muro se evalúa las cargas actuantes según el área tributaria.

Se determina los esfuerzos actuantes de la carga axial vertical (f_a), en función al predimensionamiento establecido en el ítem 2.2.2.c.

Se determina el esfuerzo admisible por carga vertical F_a .

El esfuerzo actuante deberá ser menor al esfuerzo admisible, $f_a < F_a$. En caso contrario, se aumenta el espesor efectivo del muro en estudio.

Los valores a tomar en cuenta son:

Peso de la albañilería (kg/m ³)	:	1,800
Nº de Pisos	:	2
Peso del aligerado (kg/m ²)	:	300
Peso de acabados (kg/m ²)	:	100
Peso del concreto (kg/m ³)	:	2,400
Altura del Muro (m)	:	2.60
Sobrecarga (kg/m ²):		
Consultorios	:	300

Corredores	:	400
Techo	:	200
f'm (kg/cm ²)	:	65
ladrillo	:	King Kong industrial de arcilla (mortero 1:4)

En el cuadro N° 02 se presenta el resumen del análisis por carga vertical de los muros.

2.3.2. Análisis por Carga Horizontal

2.3.2.a Cálculo del Peso Total del Edificio

Los valores a tomar en cuenta son:

Peso de albañilería	:	1,800 kg/m ²
Longitud de Muros Portantes en la dirección "X":		
para t = 0.13m	:	7.26 m
para t = 0.23 m	:	72.49 m
Longitud de Muros Portantes en la dirección "Y":		
para t = 0.23 m	:	78.88 m
Altura del muro (h _m)	:	2.40 m
Longitud de muros no portantes	:	22.08 m
Longitud de alféizares	:	22.04 m
Altura de alfeizar (h _a)	:	1.00 m
N° de pisos	:	4
Peso de aligerado	:	300 kg/m ²
Peso de acabados	:	100 kg/m ²
Area techada	:	415.44 m ²
Sobrecarga 1° nivel:		
Consultorios	:	300 kg/m ²
Pasadizos	:	400 kg/m ²
Sobrecarga 2° nivel	:	200 kg/m ²

En el cuadro N° 3 se presenta el resumen del peso de la estructura.

2.3.2.b Cálculo de la Fuerza Cortante en la Base del Edificio

Se tienen los siguientes valores:

Z, U, S = factores definidos en el 3.3.1 y 3.3.2. (Z= 0.4; U = 1.5; S = 1.2)

CUADRO N° 02: ANALISIS POR CARGAS ADMISIBLES: ESFUERZOS ACTUANTES - ESFUERZOS ADMISIBLES

MURO	Espe sor	Area	Peso pr.	Peso alig	Peso acat	Total C.	Total C.	Esfuerzo Act.	Esfuerzo Act.	Esfuerzo Act.	Esfuerzo Adm.
	t	Tributaria	muros	e =0.20	alig.	Muerta PD	viva PL	por Carga M.	por Carga Viva	Total (f _a)	F _a
	(m)	(m ²)	(kg)	(kg)	(kg)	(kg)	(kg)	f _D (kg/cm ²)	f _L (kg/cm ²)	(kg/cm ²)	$0.2f_m(1-(h/35t)^2)$
1X	0,13	0,725	1.216,8	435	145	1.796,8	362,5	1,38	0,28	1,66	8,76
2X	0,13	1,00	1.216,8	600	200	2.016,8	500	1,55	0,38	1,94	8,76
3X	0,13	1,00	1.216,8	600	200	2.016,8	500	1,55	0,38	1,94	8,76
4X	0,13	1,00	1.216,8	600	200	2.016,8	500	1,55	0,38	1,94	8,76
5X	0,23	2,00	2.152,8	1200	400	3.752,8	1000	1,63	0,43	2,07	11,64
6X	0,23	2,00	2.152,8	1200	400	3.752,8	1000	1,63	0,43	2,07	11,64
7X	0,23	2,00	2.152,8	1200	400	3.752,8	1000	1,63	0,43	2,07	11,64
8X	0,23	1,00	2.152,8	600	200	2.952,8	500	1,28	0,22	1,50	11,64
9X	0,23	1,00	2.152,8	600	200	2.952,8	500	1,28	0,22	1,50	11,64
10X	0,23	1,00	2.152,8	600	200	2.952,8	500	1,28	0,22	1,50	11,64
11X	0,23	2,00	2.152,8	1200	400	3.752,8	1000	1,63	0,43	2,07	11,64
12X	0,23	2,00	2.152,8	1200	400	3.752,8	1000	1,63	0,43	2,07	11,64
13X	0,23	2,00	2.152,8	1200	400	3.752,8	1000	1,63	0,43	2,07	11,64
14X	0,23	2,00	2.152,8	1200	400	3.752,8	1000	1,63	0,43	2,07	11,64
15X	0,23	2,00	2.152,8	1200	400	3.752,8	1000	1,63	0,43	2,07	11,64
16X	0,23	2,00	2.152,8	1200	400	3.752,8	1000	1,63	0,43	2,07	11,64
17X	0,23	2,00	2.152,8	1200	400	3.752,8	1000	1,63	0,43	2,07	11,64
18X	0,23	2,00	2.152,8	1200	400	3.752,8	1000	1,63	0,43	2,07	11,64
19X	0,23	2,00	2.152,8	1200	400	3.752,8	1000	1,63	0,43	2,07	11,64
20X	0,23	1,00	2.152,8	600	200	2.952,8	500	1,28	0,22	1,50	11,64
21X	0,23	1,00	2.152,8	600	200	2.952,8	500	1,28	0,22	1,50	11,64
22X	0,23	1,00	2.152,8	600	200	2.952,8	500	1,28	0,22	1,50	11,64
23X	0,23	1,00	2.152,8	600	200	2.952,8	500	1,28	0,22	1,50	11,64
24X	0,23	1,00	2.152,8	600	200	2.952,8	500	1,28	0,22	1,50	11,64
25X	0,23	1,00	2.152,8	600	200	2.952,8	500	1,28	0,22	1,50	11,64
2DO NIVEL											
1Y	0,23	2,50	2.152,8	1500	500	4.152,8	1250	1,81	0,54	2,35	11,64
2Y	0,23	2,50	2.152,8	1500	500	4.152,8	1250	1,81	0,54	2,35	11,64
3Y	0,23	2,50	2.152,8	1500	500	4.152,8	1250	1,81	0,54	2,35	11,64
4Y	0,23	2,50	2.152,8	1500	500	4.152,8	1250	1,81	0,54	2,35	11,64
5Y	0,23	2,50	2.152,8	1500	500	4.152,8	1250	1,81	0,54	2,35	11,64
6Y	0,23	2,50	2.152,8	1500	500	4.152,8	1250	1,81	0,54	2,35	11,64
7Y	0,23	2,50	2.152,8	1500	500	4.152,8	1250	1,81	0,54	2,35	11,64
8Y	0,23	4,90	2.152,8	2940	980	6.072,8	2450	2,64	1,07	3,71	11,64
9Y	0,23	3,50	2.152,8	2100	700	4.952,8	1750	2,15	0,76	2,91	11,64
10Y	0,23	4,90	2.152,8	2940	980	6.072,8	2450	2,64	1,07	3,71	11,64
11Y	0,23	4,85	2.152,8	2910	970	6.032,8	2425	2,62	1,05	3,68	11,64
12Y	0,23	4,85	2.152,8	2910	970	6.032,8	2425	2,62	1,05	3,68	11,64
13Y	0,23	3,925	2.152,8	2355	785	5.292,8	1962,5	2,30	0,85	3,15	11,64
14Y	0,23	4,05	2.152,8	2430	810	5.392,8	2025	2,34	0,88	3,23	11,64
15Y	0,23	1,50	2.152,8	900	300	3.352,8	750	1,46	0,33	1,78	11,64
16Y	0,23	3,00	2.152,8	1800	600	4.552,8	1500	1,98	0,65	2,63	11,64
17Y	0,23	3,00	2.152,8	1800	600	4.552,8	1500	1,98	0,65	2,63	11,64
18Y	0,23	3,00	2.152,8	1800	600	4.552,8	1500	1,98	0,65	2,63	11,64
19Y	0,23	3,25	2.152,8	1950	650	4.752,8	1625	2,07	0,71	2,77	11,64
20Y	0,23	3,25	2.152,8	1950	650	4.752,8	1625	2,07	0,71	2,77	11,64
21Y	0,23	3,25	2.152,8	1950	650	4.752,8	1625	2,07	0,71	2,77	11,64
22Y	0,23	4,025	2.152,8	2415	805	5.372,8	2012,5	2,34	0,88	3,21	11,64
23Y	0,23	4,03	2.152,8	2415	805	5.372,8	2012,5	2,34	0,88	3,21	11,64
24Y	0,23	2,15	2.152,8	1290	430	3.872,8	1075	1,68	0,47	2,15	11,64
25Y	0,23	2,15	2.152,8	1290	430	3.872,8	1075	1,68	0,47	2,15	11,64
26Y	0,23	2,15	2.152,8	1290	430	3.872,8	1075	1,68	0,47	2,15	11,64

CUADRO N° 03 - CALCULO DEL PESO DE LA EDIFICACION

PISO	Peso de Muros Portantes	Peso de Muros no Portantes	Peso de alfeizares	Peso de losa Aligerada	Peso de acabados	Total carga Muerta D	Total carga Viva L	Peso Total P = D + L
1	167,352	10,333	3,967	124,632	41,544	347,828	135,018	482,846
2	167,352	10,333	3,967	124,632	0	306,284	83,088	389,372
<hr/>								
	334,703	20,667	7,934	249,264	41,544	654,113	218,106	872,219

CUADRO N° 04 - DISTRIBUCION DE LA FUERZA CORTANTE EN ALTURA

PISO	P_i	h_i	$P_i h_i$	$\frac{P_i h_i}{\sum P_i h_i}$	F_i	V_i
2	389,372	5.6	2,180,485	0.617	161,519	161,519
1	482,846	2.8	1,351,970	0.383	100,147	261,666
$\sum =$	872,219		3,532,454		261,666	

$$R = 6$$

$$T_p = 0.6 \text{ (de 3.3.1.b)}$$

$$h_n = 2.6 + 0.20 + 2.6 + 0.20 \text{ m} = 5.60 \text{ m}$$

$$C_T = 60 \text{ para estructuras de mampostería}$$

De donde:

$$T = h_n / C_T = 5.6 / 60 = 0.093$$

$$C = 2.5 (T_p / T) = 2.5 (0.6 / 0.093) = 16.12$$

$$C = 2.5; \text{ pues } C \leq 2.5$$

Además:

$$C/R \geq 0.125$$

$$C/R = 2.5 / 6 = 0.417, \text{ cumple.}$$

La Fuerza cortante en la base será:

$$V = (ZUCS / R) \cdot P = 0.4 \times 1.5 \times 2.5 \times 1.2 / 6 \cdot P = 0.30 P$$

$$\text{Del cuadro N}^\circ 3 \text{ } P = 872,219 \text{ kg}$$

$$\rightarrow V = 261,670 \text{ kg}$$

En el cuadro N° 04 se presenta la distribución de la Fuerza Cortante en altura.

2.3.2.c Distribución de la Fuerza Cortante en cada Muro

A fin de distribuir la fuerza cortante por muro, se debe calcular la rigidez que aporta cada muro en cada dirección, en función a su altura, longitud y espesor.

Se presentan en el Cuadro N° 05 los datos geométricos (altura, dimensiones en cada eje) y la rigidez que aporta cada muro para cada dirección de análisis.

En el cuadro N° 06 se calculan los cortantes de traslación de cada muro y nivel y el porcentaje que absorbe respecto del total de cada nivel.

En el cuadro N° 07 se calculan el centro de rigidez y centro de masa de la edificación para ambos niveles.

Se obtienen las siguientes coordenadas:

$$\text{Centro de Rigidez:} \quad X_{cr} = 14.57\text{m}; \quad Y_{cr} = 12.33\text{m};$$

$$\text{Centro de Gravedad:} \quad G_x = 14.07\text{m}; \quad G_y = 10.90\text{m}.$$

2.3.2.d Momento de Torsión por Excentricidad Real y Accidental

Del ítem anterior se establece la excentricidad real como sigue:

CUADRO N° 05: DATOS GEOMETRICOS Y APOORTE DE RIGIDECES DE CADA MURO EN X e Y

MURO	h	D _x	D _y	g _x	g _y	K _x /E _m		K _y /E _m	
						D _y /(4(h/D _x) ³ +3(h/D _x))		D _x /(4(h/D _y) ³ +3(h/D _y))	
1X	2.6	1.45	0.13	0.725	0.075	0.004571	0.000045		
2X	2.6	2.26	0.13	7.53	0.075	0.013624	0.000070		
3X	2.6	2.10	0.13	9.92	0.075	0.011499	0.000066		
4X	2.6	1.45	0.13	14.175	0.075	0.004571	0.000045		
5X	2.6	3.86	0.23	1.93	4.475	0.070919	0.000664		
6X	2.6	3.75	0.23	6.955	4.475	0.067386	0.000645		
7X	2.6	3.77	0.23	11.685	4.475	0.068027	0.000649		
8X	2.6	1.50	0.23	18.775	4.475	0.008836	0.000258		
9X	2.6	2.75	0.23	22.025	4.475	0.036996	0.000473		
10X	2.6	2.62	0.23	27.64	5.655	0.033400	0.000451		
11X	2.6	5.20	0.23	2.6	7.92	0.115000	0.000895		
12X	2.6	3.00	0.23	19.4	10.415	0.044198	0.000516		
13X	2.6	2.75	0.23	23.275	10.415	0.036996	0.000473		
14X	2.6	4.58	0.23	26.535	11.775	0.094462	0.000788		
15X	2.6	3.85	0.23	6.88	15.825	0.070597	0.000662		
16X	2.6	3.85	0.23	12.975	15.825	0.070597	0.000662		
17X	2.6	2.25	0.23	17.025	15.825	0.023862	0.000387		
18X	2.6	1.95	0.23	19.925	15.825	0.017060	0.000336		
19X	2.6	4.11	0.23	23.755	15.825	0.079026	0.000707		
20X	2.6	7.02	0.23	3.51	17.925	0.174994	0.001208		
21X	2.6	3.91	0.23	9.975	17.925	0.072532	0.000673		
22X	2.6	2.65	0.23	14.255	17.925	0.034220	0.000456		
23X	2.6	2.37	0.23	17.765	17.925	0.026830	0.000408		
24X	2.6	1.29	0.23	20.595	17.925	0.005928	0.000222		
25X	2.6	5.46	0.23	24.965	17.925	0.123623	0.000939		
1Y	2.6	0.23	2.65	0.125	1.325	0.000456	0.034220		
2Y	2.6	0.23	1.25	0.125	3.97	0.000215	0.005446		
3Y	2.6	0.23	2.05	0.125	8.825	0.000353	0.019222		
4Y	2.6	0.23	1.65	0.125	11.72	0.000284	0.011287		
5Y	2.6	0.23	1.74	0.125	14.56	0.000299	0.012901		
6Y	2.6	0.23	1.62	0.125	17.24	0.000279	0.010772		
7Y	2.6	0.23	2.59	3.085	13.085	0.000446	0.032587		
8Y	2.6	0.23	4.45	5.08	2.3	0.000766	0.090174		
9Y	2.6	0.23	4.14	5.08	9.87	0.000712	0.080004		
10Y	2.6	0.23	4.20	5.08	15.825	0.000723	0.081965		
11Y	2.6	0.23	4.45	9.93	2.3	0.000766	0.090174		
12Y	2.6	0.23	4.20	9.93	15.825	0.000723	0.081965		
13Y	2.6	0.23	4.60	14.78	2.3	0.000791	0.095123		
14Y	2.6	0.23	4.20	14.78	15.825	0.000723	0.081965		
15Y	2.6	0.23	1.93	18.03	4.135	0.000332	0.016642		
16Y	2.6	0.23	2.31	18.03	9.385	0.000397	0.025330		
17Y	2.6	0.23	1.70	18.03	14.45	0.000292	0.012171		
18Y	2.6	0.23	1.50	18.03	17.175	0.000258	0.008836		
19Y	2.6	0.23	1.59	20.78	5.145	0.000274	0.010270		
20Y	2.6	0.23	3.80	20.78	8.64	0.000654	0.068989		
21Y	2.6	0.23	4.20	20.78	15.825	0.000723	0.081965		
22Y	2.6	0.23	6.19	24.53	7.445	0.001065	0.147766		
23Y	2.6	0.23	3.95	24.53	15.825	0.000680	0.073826		
24Y	2.6	0.23	2.55	28.825	6.805	0.000439	0.031512		
25Y	2.6	0.23	2.82	28.825	11.79	0.000485	0.038977		
26Y	2.6	0.23	2.55	28.825	16.775	0.000439	0.031512		
$\Sigma k/E_m =$						1.323326	1.288299		

CUADRO N° 06: CORTANTES DE TRASLACION V_{tras}

MURO	CORTANTES DE TRASL. "X"				CORTANTES DE TRASL. "Y"			
	1° Nivel $V_x = 261,666$ kg		2° Nivel $V_x = 161,519$ kg		1° Nivel $V_y = 261,666$ kg		2° Nivel $V_y = 161,519$ kg	
	$V_{tras}=V_x(K_{ix}/\sum K_{ix})$	% Absorc.	$V_{tras}=V_x(K_{ix}/\sum K_{ix})$	% Absorc.	$V_{tras}=V_y(K_{iy}/\sum K_{iy})$	% Absorc.	$V_{tras}=V_y(K_{iy}/\sum K_{iy})$	% Absorc.
1X	903.8	0.35%	557.9	0.35%	9.2	0.00%	5.67	0.00%
2X	2,694.0	1.03%	1,662.9	1.03%	14.3	0.01%	8.84	0.01%
3X	2,273.7	0.87%	1,403.5	0.87%	13.3	0.01%	8.21	0.01%
4X	903.8	0.35%	557.9	0.35%	9.2	0.00%	5.67	0.00%
5X	14,023.1	5.36%	8,656.0	5.36%	134.9	0.05%	83.26	0.05%
6X	13,324.5	5.09%	8,224.8	5.09%	131.0	0.05%	80.89	0.05%
7X	13,451.1	5.14%	8,303.0	5.14%	131.7	0.05%	81.32	0.05%
8X	1,747.1	0.67%	1,078.4	0.67%	52.4	0.02%	32.36	0.02%
9X	7,315.4	2.80%	4,515.6	2.80%	96.1	0.04%	59.32	0.04%
10X	6,604.3	2.52%	4,076.7	2.52%	91.6	0.03%	56.52	0.03%
11X	22,739.4	8.69%	14,036.4	8.69%	181.7	0.07%	112.17	0.07%
12X	8,739.4	3.34%	5,394.6	3.34%	104.8	0.04%	64.71	0.04%
13X	7,315.4	2.80%	4,515.6	2.80%	96.1	0.04%	59.32	0.04%
14X	18,678.3	7.14%	11,529.6	7.14%	160.1	0.06%	98.79	0.06%
15X	13,959.4	5.33%	8,616.7	5.33%	134.5	0.05%	83.05	0.05%
16X	13,959.4	5.33%	8,616.7	5.33%	134.5	0.05%	83.05	0.05%
17X	4,718.3	1.80%	2,912.5	1.80%	78.6	0.03%	48.53	0.03%
18X	3,373.4	1.29%	2,082.3	1.29%	68.1	0.03%	42.06	0.03%
19X	15,626.0	5.97%	9,645.5	5.97%	143.6	0.05%	88.66	0.05%
20X	34,602.2	13.22%	21,358.9	13.22%	245.3	0.09%	151.43	0.09%
21X	14,342.1	5.48%	8,853.0	5.48%	136.6	0.05%	84.34	0.05%
22X	6,766.4	2.59%	4,176.7	2.59%	92.6	0.04%	57.16	0.04%
23X	5,305.3	2.03%	3,274.8	2.03%	82.8	0.03%	51.12	0.03%
24X	1,172.2	0.45%	723.6	0.45%	45.1	0.02%	27.83	0.02%
25X	24,444.5	9.34%	15,088.9	9.34%	190.8	0.07%	117.78	0.07%
1Y	90.2	0.03%	55.6	0.03%	6950.4	2.66%	4290.29	2.66%
2Y	42.5	0.02%	26.2	0.02%	1106.1	0.42%	682.74	0.42%
3Y	69.7	0.03%	43.0	0.03%	3904.2	1.49%	2409.95	1.49%
4Y	56.1	0.02%	34.6	0.02%	2292.5	0.88%	1415.07	0.88%
5Y	59.2	0.02%	36.5	0.02%	2620.3	1.00%	1617.44	1.00%
6Y	55.1	0.02%	34.0	0.02%	2188.0	0.84%	1350.57	0.84%
7Y	88.1	0.03%	54.4	0.03%	6618.7	2.53%	4085.52	2.53%
8Y	151.4	0.06%	93.4	0.06%	18315.2	7.00%	11305.48	7.00%
9Y	140.8	0.05%	86.9	0.05%	16249.7	6.21%	10030.46	6.21%
10Y	142.9	0.05%	88.2	0.05%	16647.9	6.36%	10276.29	6.36%
11Y	151.4	0.06%	93.4	0.06%	18315.2	7.00%	11305.48	7.00%
12Y	142.9	0.05%	88.2	0.05%	16647.9	6.36%	10276.29	6.36%
13Y	156.5	0.06%	96.6	0.06%	19320.3	7.38%	11925.88	7.38%
14Y	142.9	0.05%	88.2	0.05%	16647.9	6.36%	10276.29	6.36%
15Y	65.7	0.03%	40.5	0.03%	3380.1	1.29%	2086.43	1.29%
16Y	78.6	0.03%	48.5	0.03%	5144.8	1.97%	3175.71	1.97%
17Y	57.8	0.02%	35.7	0.02%	2472.0	0.94%	1525.87	0.94%
18Y	51.0	0.02%	31.5	0.02%	1794.6	0.69%	1107.76	0.69%
19Y	54.1	0.02%	33.4	0.02%	2085.9	0.80%	1287.57	0.80%
20Y	129.3	0.05%	79.8	0.05%	14012.3	5.36%	8649.41	5.36%
21Y	142.9	0.05%	88.2	0.05%	16647.9	6.36%	10276.29	6.36%
22Y	210.6	0.08%	130.0	0.08%	30012.7	11.47%	18525.96	11.47%
23Y	134.4	0.05%	82.9	0.05%	14994.8	5.73%	9255.86	5.73%
24Y	86.8	0.03%	53.5	0.03%	6400.4	2.45%	3950.81	2.45%
25Y	95.9	0.04%	59.2	0.04%	7916.6	3.03%	4886.69	3.03%
26Y	86.8	0.03%	53.5	0.03%	6400.4	2.45%	3950.81	2.45%
	261,666.0	100.00%	161,519.0	100.00%	261,666.00	100.00%	161,519.00	100.00%

CUADRO N° 07: CALCULO DEL CENTRO DE RIGIDEZ X_{cr} Y_{cr} Y DE MASA G_x , G_y

MURO	g_x	g_y	$g_x \cdot K_y/E_m$	$g_y \cdot K_x/E_m$	P	P · g_x	P · g_y
1X	0.725	0.075	0.00003	0.00034	882.2	639.6	66.2
2X	7.53	0.075	0.00053	0.00102	1375.0	10353.6	103.1
3X	9.92	0.075	0.00065	0.00086	1277.6	12674.2	95.8
4X	14.175	0.075	0.00064	0.00034	882.2	12504.9	66.2
5X	1.93	4.475	0.00128	0.31736	4154.9	8019.0	18593.2
6X	6.955	4.475	0.00449	0.30155	4036.5	28073.9	18063.3
7X	11.685	4.475	0.00758	0.30442	4058.0	47418.1	18159.7
8X	18.775	4.475	0.00485	0.03954	1614.6	30314.1	7225.3
9X	22.025	4.475	0.01042	0.16556	2960.1	65196.2	13246.4
10X	27.64	5.655	0.01246	0.18888	2820.2	77949.4	15948.1
11X	2.6	7.92	0.00233	0.91080	5597.3	14552.9	44330.5
12X	19.4	10.415	0.01001	0.46032	3229.2	62646.5	33632.1
13X	23.275	10.415	0.01101	0.38531	2960.1	68896.3	30829.4
14X	26.535	11.775	0.02091	1.11229	4929.9	130815.2	58049.7
15X	6.88	15.825	0.00456	1.11719	4144.1	28511.7	65581.0
16X	12.975	15.825	0.00859	1.11719	4144.1	53770.2	65581.0
17X	17.025	15.825	0.00659	0.37762	2421.9	41232.8	38326.6
18X	19.925	15.825	0.00668	0.26998	2099.0	41822.2	33216.4
19X	23.755	15.825	0.01680	1.25058	4424.0	105092.2	70009.9
20X	3.51	17.925	0.00424	3.13676	7556.3	26522.7	135447.2
21X	9.975	17.925	0.00671	1.30014	4208.7	41982.0	75441.4
22X	14.255	17.925	0.00650	0.61339	2852.5	40661.8	51130.3
23X	17.765	17.925	0.00724	0.48093	2551.1	45319.7	45727.9
24X	20.595	17.925	0.00457	0.10627	1388.6	28597.3	24889.9
25X	24.965	17.925	0.02345	2.21595	5877.1	146722.9	105347.8
1Y	0.125	1.325	0.00428	0.00060	2852.5	356.6	3779.5
2Y	0.125	3.97	0.00068	0.00085	1345.5	168.2	5341.6
3Y	0.125	8.825	0.00240	0.00311	2206.6	275.8	19473.4
4Y	0.125	11.72	0.00141	0.00333	1776.1	222.0	20815.4
5Y	0.125	14.56	0.00161	0.00436	1872.9	234.1	27269.9
6Y	0.125	17.24	0.00135	0.00481	1743.8	218.0	30062.6
7Y	3.085	13.085	0.10053	0.00583	2787.9	8600.6	36479.4
8Y	5.08	2.3	0.45808	0.00176	4790.0	24333.1	11017.0
9Y	5.08	9.87	0.40642	0.00703	4456.3	22638.0	43983.6
10Y	5.08	15.825	0.41638	0.01144	4520.9	22966.1	71542.9
11Y	9.93	2.3	0.89543	0.00176	4790.0	47564.5	11017.0
12Y	9.93	15.825	0.81391	0.01144	4520.9	44892.3	71542.9
13Y	14.78	2.3	1.40591	0.00182	4951.4	73182.3	11388.3
14Y	14.78	15.825	1.21145	0.01144	4520.9	66818.6	71542.9
15Y	18.03	4.135	0.30005	0.00137	2077.5	37456.5	8590.3
16Y	18.03	9.385	0.45670	0.00373	2486.5	44831.3	23335.7
17Y	18.03	14.45	0.21944	0.00423	1829.9	32992.7	26441.8
18Y	18.03	17.175	0.15931	0.00443	1614.6	29111.2	27730.8
19Y	20.78	5.145	0.21341	0.00141	1711.5	35564.5	8805.5
20Y	20.78	8.64	1.43359	0.00565	4090.3	84996.8	35340.4
21Y	20.78	15.825	1.70324	0.01144	4520.9	93943.9	71542.9
22Y	24.53	7.445	3.62469	0.00793	6662.9	163441.3	49605.4
23Y	24.53	15.825	1.81095	0.01075	4251.8	104296.2	67284.4
24Y	28.825	6.805	0.90834	0.00299	2744.8	79119.4	18678.5
25Y	28.825	11.79	1.12351	0.00572	3035.4	87496.8	35787.9
26Y	28.825	16.775	0.90834	0.00736	2744.8	79119.4	46044.4
$\Sigma =$			18.7645	16.3112	1673517	2355129.8	1823552.7
$X_{cr}, Y_{cr} =$			14.57	12.33			
$G_x, G_y =$					14.07	10.90	

$$e_x = X_{cr} - G_x = 14.57 - 14.07 = 0.50\text{m}$$

$$e_y = Y_{cr} - G_y = 12.33 - 10.90 = 1.43\text{m}$$

La excentricidad accidental está dada por

$$e_{acc\ x} = 0.05 D_x = 0.05 \times 28.95 = 1.4475\text{m}$$

$$e_{acc\ y} = 0.05 D_y = 0.05 \times 18.05 = 0.9025\text{m}$$

Se tomará:

Sismo en el sentido Y:

$$e_{t1x} = |e_x| + e_{acc\ x} = 0.50 + 1.4475 = 1.9475\text{m};$$

$$e_{t2x} = |e_x| - e_{acc\ x} = 0.50 - 1.4475 = -0.9475\text{m};$$

Sismo en el sentido X:

$$e_{t1y} = e_y + e_{acc\ y} = 1.43 + 0.9025 = 2.3325\text{m}.$$

$$e_{t2y} = e_y - e_{acc\ y} = 1.43 - 0.9025 = 0.5275\text{m}.$$

donde:

$$M_{t1x} = V_x \cdot e_{t1x}; \quad M_{t2x} = V_x \cdot e_{t2x}$$

$$M_{t1y} = V_y \cdot e_{t1y}; \quad M_{t2y} = V_y \cdot e_{t2y}$$

2.3.2.e Cálculo de los incrementos de la fuerza cortante debido al momento torsor:

Para las direcciones X e Y se tiene:

En el eje X:

$$\Delta V_{1ix} = \frac{M_{t1x} \left(\frac{K_{ix}}{E_m} \right) y'}{J} \quad \Delta V_{2ix} = \frac{M_{t2x} \left(\frac{K_{ix}}{E_m} \right) y'}{J}$$

En el eje Y:

$$\Delta V_{1iy} = \frac{M_{t1y} \left(\frac{K_{iy}}{E_m} \right) x'}{J} \quad \Delta V_{2iy} = \frac{M_{t2y} \left(\frac{K_{iy}}{E_m} \right) x'}{J}$$

$$\text{Donde } y' = g_{yi} - Y_{cr}; \quad x' = g_{xi} - X_{cr};$$

$$J = \sum \left(\frac{K_{ix}}{E_m} \right) (y'^2) + \sum \left(\frac{K_{iy}}{E_m} \right) (x'^2)$$

En el cuadro N° 08 se calcula el momento polar de inercia (rigidez a la torsión) de los muros portantes.

En el cuadro N° 09 se presentan los incrementos (Δ) de cortantes por torsión, el incremento asumido y el cortante de diseño por cada muro.

CUADRO N° 08: CALCULO DEL MOMENTO POLAR DE INERCIA "J"

MURO	$y' = g_y - y_{cr}$	$x' = g_x - x_{cr}$	$(K_x/E_m)y'^2$	$(K_y/E_m)x'^2$	J
1X	-12.255	-13.845	0.686	0.009	0.695
2X	-12.255	-7.04	2.046	0.003	2.050
3X	-12.255	-4.65	1.727	0.001	1.728
4X	-12.255	-0.395	0.686	0.000	0.687
5X	-7.855	-12.64	4.376	0.106	4.482
6X	-7.855	-7.615	4.158	0.037	4.195
7X	-7.855	-2.885	4.197	0.005	4.203
8X	-7.855	4.205	0.545	0.005	0.550
9X	-7.855	7.455	2.283	0.026	2.309
10X	-6.675	13.07	1.488	0.077	1.565
11X	-4.41	-11.97	2.237	0.128	2.365
12X	-1.915	4.83	0.162	0.012	0.174
13X	-1.915	8.705	0.136	0.036	0.172
14X	-0.555	11.965	0.029	0.113	0.142
15X	3.495	-7.69	0.862	0.039	0.902
16X	3.495	-1.595	0.862	0.002	0.864
17X	3.495	2.455	0.291	0.002	0.294
18X	3.495	5.355	0.208	0.010	0.218
19X	3.495	9.185	0.965	0.060	1.025
20X	5.595	-11.06	5.478	0.148	5.626
21X	5.595	-4.595	2.271	0.014	2.285
22X	5.595	-0.315	1.071	0.000	1.071
23X	5.595	3.195	0.840	0.004	0.844
24X	5.595	6.025	0.186	0.008	0.194
25X	5.595	10.395	3.870	0.102	3.971
1Y	-11.005	-14.445	0.055	7.140	7.195
2Y	-8.36	-14.445	0.015	1.136	1.151
3Y	-3.505	-14.445	0.004	4.011	4.015
4Y	-0.61	-14.445	0.000	2.355	2.355
5Y	2.23	-14.445	0.001	2.692	2.693
6Y	4.91	-14.445	0.007	2.248	2.254
7Y	0.755	-11.485	0.000	4.298	4.299
8Y	-10.03	-9.49	0.077	8.121	8.198
9Y	-2.46	-9.49	0.004	7.205	7.210
10Y	3.495	-9.49	0.009	7.382	7.391
11Y	-10.03	-4.64	0.077	1.941	2.018
12Y	3.495	-4.64	0.009	1.765	1.774
13Y	-10.03	0.21	0.080	0.004	0.084
14Y	3.495	0.21	0.009	0.004	0.012
15Y	-8.195	3.46	0.022	0.199	0.222
16Y	-2.945	3.46	0.003	0.303	0.307
17Y	2.12	3.46	0.001	0.146	0.147
18Y	4.845	3.46	0.006	0.106	0.112
19Y	-7.185	6.21	0.014	0.396	0.410
20Y	-3.69	6.21	0.009	2.660	2.669
21Y	3.495	6.21	0.009	3.161	3.170
22Y	-4.885	9.96	0.025	14.659	14.684
23Y	3.495	9.96	0.008	7.324	7.332
24Y	-5.525	14.255	0.013	6.403	6.417
25Y	-0.54	14.255	0.000	7.920	7.920
26Y	4.445	14.255	0.009	6.403	6.412
$\Sigma =$					143.06

2.3.3 Control de Desplazamientos Laterales Relativos

El máximo desplazamiento relativo de entre piso, según Norma E.030 de Diseño Sismoresistente para albañilería como material predominante es de $D_i/h_{ei} = 0.005$.

Como $h_{e1}=h_{e2} = 2.60$ se tiene: $D_i \leq 0.005 \times 2.60 = 0.013\text{m} = 1.3\text{cm}$

En el cuadro N° 10 se observa un desplazamiento máximo de 0.067cm en los muros perimetrales de los ejes 1 y 10, en la dirección X. Un desplazamiento de 0.081cm en los perimetrales de los ejes "A" e "I". Ambos desplazamientos máximos son inferiores al permisible, sin alcanzar el 10% de este valor.

CAPITULO III SISTEMA APORTICADO

CUADRO N° 10: CONTROL DE DESPLAZAMIENTOS RELATIVOS ($f'm=65 \text{ kg/cm}^2$; $E_m=500 \text{ f'm}$)

MURO	1° NIVEL (cm)		2° NIVEL (cm)	
	$\Delta X = V_x / E_m / (K_x / E_m)$	$\Delta Y = V_y / E_m / (K_y / E_m)$	$\Delta X = V_x / E_m / (K_x / E_m)$	$\Delta Y = V_y / E_m / (K_y / E_m)$
1X	0.067	0.062	0.042	0.039
2X	0.067	0.062	0.042	0.039
3X	0.067	0.062	0.042	0.039
4X	0.067	0.062	0.042	0.039
5X	0.065	0.062	0.040	0.039
6X	0.065	0.062	0.040	0.039
7X	0.065	0.062	0.040	0.039
8X	0.065	0.068	0.040	0.042
9X	0.065	0.072	0.040	0.045
10X	0.064	0.080	0.040	0.049
11X	0.063	0.062	0.039	0.039
12X	0.062	0.069	0.038	0.042
13X	0.062	0.074	0.038	0.046
14X	0.061	0.078	0.038	0.048
15X	0.065	0.062	0.040	0.039
16X	0.065	0.062	0.040	0.039
17X	0.065	0.066	0.040	0.041
18X	0.065	0.070	0.040	0.043
19X	0.065	0.075	0.040	0.046
20X	0.067	0.062	0.041	0.039
21X	0.067	0.062	0.041	0.039
22X	0.067	0.062	0.041	0.039
23X	0.067	0.067	0.041	0.041
24X	0.067	0.070	0.041	0.043
25X	0.067	0.076	0.041	0.047
1Y	0.067	0.062	0.041	0.039
2Y	0.065	0.062	0.040	0.039
3Y	0.063	0.062	0.039	0.039
4Y	0.061	0.062	0.038	0.039
5Y	0.063	0.062	0.039	0.039
6Y	0.066	0.062	0.041	0.039
7Y	0.062	0.062	0.038	0.039
8Y	0.066	0.062	0.041	0.039
9Y	0.062	0.062	0.038	0.039
10Y	0.065	0.062	0.040	0.039
11Y	0.066	0.062	0.041	0.039
12Y	0.065	0.062	0.040	0.039
13Y	0.066	0.063	0.041	0.039
14Y	0.065	0.063	0.040	0.039
15Y	0.065	0.067	0.040	0.041
16Y	0.062	0.067	0.039	0.041
17Y	0.063	0.067	0.039	0.041
18Y	0.066	0.067	0.041	0.041
19Y	0.065	0.071	0.040	0.044
20Y	0.063	0.071	0.039	0.044
21Y	0.065	0.071	0.040	0.044
22Y	0.063	0.076	0.039	0.047
23Y	0.065	0.076	0.040	0.047
24Y	0.064	0.081	0.039	0.050
25Y	0.061	0.081	0.038	0.050
26Y	0.066	0.081	0.041	0.050

CAPITULO III SISTEMA APORTICADO

3.1 Descripción del edificio:

El edificio consta de 02 plantas y se considera la estructuración aporticada. La figura N° 02 muestra la planta típica de la edificación, de donde se tienen distancias entre las columnas en el eje Y del orden de los 4.0 m en promedio, considerándose eje Principal y en el cual se apoya el techo aligerado, y en el eje X como eje Secundario, el cual recibe solicitaciones de peso propio, peso del aligerado en una franja de 1.00m a cada lado medido desde el eje, y lógicamente fuerza sísmica. Es de notar que la rigidez global de la estructura es mayor en la dirección X que en la dirección Y, por tener mayor longitud.

El diafragma será constituido por losa aligerada en una dirección (eje Y). Este diafragma presenta una discontinuidad en el área central, para mayor iluminación natural, por lo que se evaluará en el diseño sismo-resistente la regularidad del modelo estructural.

3.2 Predimensionamiento de los elementos estructurales

3.2.1 **Losa aligerada.**- En caso de hospitales y de acuerdo al RNE se tienen cargas repartidas de 300kgf/m² en consultorios y 400 kgf/m² en corredores. Se considerará $h = L / 25$ para dimensionar el espesor de la losa aligerada:

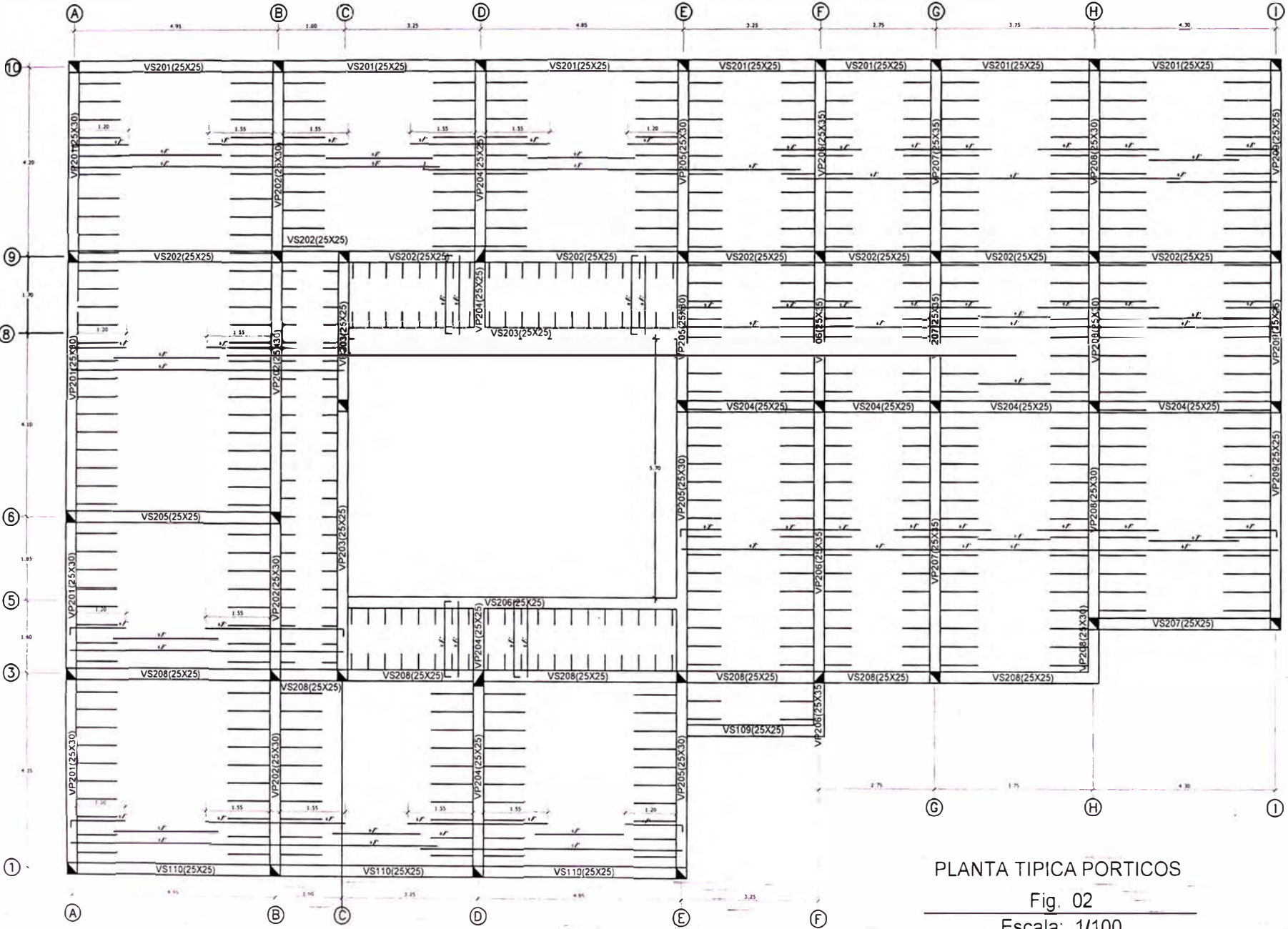
$$h = \frac{L}{25} = \frac{4.95}{25} = 0.198 \text{ m} \approx 0.20\text{m}$$

donde: L es la distancia entre ejes en metros.
 h es el espesor de la losa aligerada.

3.2.2. **Vigas.**- De acuerdo al ACI 318-05, para una sección rectangular con acero solo en tracción, se tiene:

$$\frac{M_u}{\phi} = f_c b d^2 \omega (1 - 0.59 \omega) \dots \dots \dots (1)$$

donde: $\omega = \rho f_y / f_c$



PLANTA TIPICA PORTICOS
Fig. 02
Escala: 1/100

Asimismo, en una sección de viga cualesquiera puede expresarse el momento flector último como sigue:

$$M_u = \frac{(W_u B) L_n^2}{\alpha} \dots\dots\dots(2)$$

Donde:

W_u = Carga por unidad de área en kg/cm^2 .

L_n = Longitud libre.

B = Dimensión transversal tributaria. (Ancho tributario)

α = Coeficiente de momento. Depende de la ubicación de la sección y de las restricciones en el apoyo de acuerdo al Método de los coeficientes del ACI).

De (1) y (2):

$$d = L_n \sqrt{\frac{W_u B}{\alpha \phi f'c b \omega (1 - 0.59\omega)}} \dots\dots\dots(3)$$

Se asumen los siguientes valores para la sección de momento positivo máximo:

$\alpha = 16$

$\phi = 0.9$

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

$\rho = 0.007$

$b_{min} = 25 \text{ cm}$

$b = B/20$

$f_y = 4,200 \text{ kg/cm}^2$

Se obtiene:

$$h = \left[\frac{L_n}{4 \sqrt{W_u}} \right] \dots\dots\dots(4)$$

Donde:

L_n = Longitud libre (entre caras);

W_u en Kg/cm².

En nuestro caso, se tiene $W_L = 400$ kg/m² para el primer piso en pasadizos y $W_L = 300$ kg/m² en consultorios. En el 2do nivel se tiene $W_L = 200$ kg/m².

Primer Nivel:

Para las Vigas Principales: Consultorios: Viga VP 101:

Peso aligerado = 300 kg/cm² (del Anexo 1 de Norma E.020 Cargas para e=0.20);

Peso acabados = 100 kg/m²

Tabiquería móvil = 100 kg/m²

$W_D = 500$ kg/cm²;

$W_L = 300$ kg/cm²;

$L_n = 5.55$ m, para la viga VP 101, en el eje B, entre los ejes 2 y 6;

$W_u = 1.2 W_D + 1.6 W_L = 1,080$ kg/m² = 0.108 kg/cm²

Cálculo de h:

En (4):

$$h_1 = \frac{L_n}{\frac{4}{\sqrt{0.108}}} = \frac{5.55}{12.17} = 0.456\text{m}$$

Cálculo de b:

$$B = B_1 + B'$$

$B_1 = B/20 = (4.95+0.25)/2 = 2.60$ m;

$B' = P_u/W_u \rightarrow P_u = 0.25 \times 2.45 \times 1800 = 1,102.5$ kg/m;

$W_u = (\text{p.p.alig.}) + (\text{p. acab.}) + (\text{p. tab.}) + (\text{S/C}) = 300 + 100+100+300 = 800$ kg/m²

$B' = 1.378$ m

$\rightarrow B = 3.978$ m

$b = B/20 = 0.199$ m

Si consideramos un ancho de $b_o = 0.25$ y por ser un sistema aporticado usamos el criterio de rigideces:

En zona de alto riesgo sísmico $\rightarrow bh^3 = b_0h_0^3$, reemplazando:

$$b = 0.199, h = 0.456, b_0 = 0.25 \rightarrow h_0 = 0.423m$$

usamos 0.25 x 0.45m

Para las vigas secundarias: Consultorios: Viga VS 101:

Peso aligerado = 300 kg/cm² (del Anexo 1 de Norma E.020 Cargas para e=0.20);

Peso acabados = 100 kg/m²

Tabiquería móvil = 100 kg/m²

$W_D = 500$ kg/cm²;

$W_L = 300$ kg/cm²;

$L_n = 4.70m$, para la viga VS 101, en el eje 1, entre los ejes A y B;

$$W_u = 1.2 W_D + 1.6 W_L = 1,080 \text{ kg/m}^2 = 0.108 \text{ kg/cm}^2$$

Cálculo de h:

En (4):

$$h_1 = \frac{L_n}{\frac{4}{\sqrt{0.108}}} = \frac{4.70}{12.17} = 0.386m$$

Cálculo de b:

$$B = B_1 + B'$$

$B_1 = 1.000m$, se considera un ancho tributario de 1.00m en cada lado, pero esta viga es perimétrica considerándose un lado.

$$B' = P_u/W_u \rightarrow P_u = 0.20 \times 2.45 \times 1800 = 882.0 \text{ kg/m};$$

$$W_u = (\text{p.p.alig.}) + (\text{p. acab.}) + (\text{p. tab.}) + (\text{S/C}) = 300 + 100 + 100 + 300 = 800 \text{ kg/m}^2$$

$$B' = 1.103m$$

$$\rightarrow B = 2.103m$$

$$b = B/20 = 0.105m$$

Si consideramos un ancho de $b_0 = 0.25$ y por ser un sistema aporticado usamos el criterio de rigideces:

En zona de alto riesgo sísmico $\rightarrow bh^3 = b_0h_0^3$, reemplazando:

$$b = 0.105, h = 0.386, b_0 = 0.25 \rightarrow h_0 = 0.289m$$

usamos 0.25 x 0.30m

Segundo Nivel:

Para las Vigas Principales: Consultorios: Viga VP 201:

Peso aligerado = 300 kg/cm² (del Anexo 1 de Norma E.020 Cargas para e=0.20);

Peso acabados = 0 kg/m²

Tabiquería móvil = 0 kg/m²

W_D = 300 kg/cm²;

W_L = 200 kg/cm²;

L_n = 5.55m, para la viga VP 201, en el eje B, entre los ejes 2 y 6;

W_u = 1.2 W_D + 1.6 W_L = 680 kg/m² = 0.068 kg/cm²

Cálculo de h:

En (4):

$$h_1 = \frac{L_n}{\frac{4}{\sqrt{0.068}}} = \frac{5.55}{15.34} = 0.362m$$

Cálculo de b:

$$B = B_1 + B'$$

B₁ = B/20 = (4.95+0.25)/2 = 2.60m;

B' = 0 kg/m²

$$\begin{aligned} \rightarrow B &= 2.60m \\ b &= B/20 = 0.130m \end{aligned}$$

Si consideramos un ancho de b_o = 0.25 y por ser un sistema aporticado usamos el criterio de rigideces:

En zona de alto riesgo sísmico → bh³ = b_oh_o³, reemplazando:

b = 0.130, h = 0.362, b_o = 0.25 → h_o = 0.291m

usamos 0.25 x 0.30m

Para las vigas secundarias: Consultorios: Viga VS 201:

Peso aligerado = 300 kg/cm² (del Anexo 1 de Norma E.020 Cargas para e=0.20);

Peso acabados = 0 kg/m²

Tabiquería móvil = 0 kg/m²

W_D = 300 kg/cm²;

$W_L = 200 \text{ kg/cm}^2$;

$L_n = 4.70\text{m}$, para la viga VS 201, en el eje 1, entre los ejes A y B;

$W_u = 1.2 W_D + 1.6 W_L = 680 \text{ kg/m}^2 = 0.068 \text{ kg/cm}^2$

Cálculo de h:

En (4):

$$h_1 = \frac{L_n}{\frac{4}{\sqrt{0.068}}} = \frac{4.70}{15.34} = 0.306\text{m}$$

Cálculo de b:

$$B = B_1 + B'$$

$B_1 = 1.000\text{m}$, se considera un ancho tributario de 1.00m en cada lado, pero esta viga es perimétrica considerándose un lado.

$B' = 0 \text{ kg/m}^2$

$$\begin{aligned} \rightarrow B &= 1.00\text{m} \\ b &= B/20 = 0.050\text{m} \end{aligned}$$

Si consideramos un ancho de $b_o = 0.25$ y por ser un sistema aporticado usamos el criterio de rigideces:

En zona de alto riesgo sísmico $\rightarrow bh^3 = b_o h_o^3$, reemplazando:

$b = 0.050$, $h = 0.306$, $b_o = 0.25 \rightarrow h_o = 0.179\text{m}$

usamos $0.25 \times 0.25\text{m}$

Se presenta en el Cuadro N° 11 un resumen del predimensionamiento de todas las vigas tanto en el 1er como 2do nivel, considerando la mayor longitud libre, si es viga perimetral o interior y si es viga Principal o Secundaria.

3.2.3. Columnas.- Debido a que la edificación proyectada se encuentra ubicado en una zona de alto riesgo sísmico, se procederá a inducir a falla dúctil estableciéndose que:

$$\frac{h_n}{D} \geq 4 \dots\dots\dots(5)$$

CUADRO N° 11 - PREDIMENSIONAMIENTO DE VIGAS EN PRIMER Y SEGUNDO NIVEL

NIVEL	VIGA	CARGA MUERTA			CARGA VIVA	$W_u=1.2W_D+1.6W_L$	LUZ LIBRE	COEF. DEL MOM	ANCHO TRIBUTARIO $B=B_1+B'$			
		ALIGERADO	ACABADOS	TABIQ. MOVIL	W_D (Kg/m ²)	W_L (Kg/m ²)			W_u (Kg/cm ²)	Ln(m)	α	B1 (m)
EJE "Y" :												
1	VP 101	300	100	100	500	300	0.108	5.55	16	2.600	1.378	3.978
1	VP 102	300	100	100	500	300	0.108	4.10	16	4.900	1.103	6.003
1	VP 103	300	100	0	400	400	0.112	5.69	16	0.925	0.630	1.555
1	VP 104	300	100	100	500	300	0.108	4.10	16	4.050	1.103	5.153
1	VP 104	300	100	100	500	300	0.108	3.95	16	4.050	1.103	5.153
1	VP 105	300	100	0	400	400	0.112	5.69	16	1.750	1.103	2.853
1	VP 105	300	100	0	400	400	0.112	4.10	16	2.550	1.103	3.653
1	VP 106	300	100	100	500	300	0.108	5.69	16	3.000	1.103	4.103
1	VP 106	300	100	100	500	300	0.108	2.11	8	1.750	1.378	3.128
1	VP 107	300	100	100	500	300	0.108	5.69	16	3.250	1.103	4.353
1	VP 108	300	100	100	500	300	0.108	4.51	16	4.025	1.103	5.128
1	VP 108	300	100	100	500	300	0.108	2.11	8	2.000	1.378	3.378
1	VP 109	300	100	100	500	300	0.108	4.51	16	2.275	1.378	3.653
EJE "X" :												
1	VS 101	300	100	100	500	300	0.108	4.70	16	1.000	1.103	2.103
1	VS 102	300	100	100	500	300	0.108	4.70	16	1.850	1.103	2.953
1	VS 103	300	100	0	400	400	0.112	4.60	16	0.975	0.630	1.605
1	VS 104	300	100	100	500	300	0.108	4.05	16	2.000	1.378	3.378
1	VS 105	300	100	100	500	300	0.108	4.70	16	2.000	1.378	3.378
1	VS 106	300	100	0	400	400	0.112	4.60	16	0.975	0.630	1.605
1	VS 107	300	100	100	500	300	0.108	4.05	16	1.000	1.378	2.378
1	VS 108	300	100	100	500	300	0.108	4.70	16	1.850	1.103	2.953
1	VS 109	300	100	100	500	300	0.108	3.00	16	0.715	1.378	2.093
1	VS 110	300	100	100	500	300	0.108	4.70	16	1.000	1.378	2.378

CUADRO N° 11 - PREDIMENSIONAMIENTO DE VIGAS EN PRIMER Y SEGUNDO NIVEL

NIVEL	VIGA	SECCION DE VIGA		MODIFICACION $bh^3 = b_o h_o^3$			UBICACIÓN	OBSERVACIONES
		$b=B/20$	$h=Ln/(4/V (w_o))$	b_o	h_o	h_o		
EJE "Y" :								
1	VP 101	0.199	0.456	0.25	0.423	0.45	Eje A, ejes 2-5	exterior consultorios
1	VP 102	0.300	0.337	0.25	0.358	0.40	Eje B, ejes 8-10	interior consultorios
1	VP 103	0.078	0.476	0.25	0.323	0.35	Eje C, ejes 4-8	interior pasadizos, parap.h=1.40m
1	VP 104	0.258	0.337	0.25	0.340	0.35	Eje D, ejes 8-10	interior consultorios
1	VP 104	0.258	0.325	0.25	0.328	0.35	Eje D, ejes 1-2	interior consultorios
1	VP 105	0.143	0.476	0.25	0.395	0.40	Eje E, ejes 4-8	interior consultorios
1	VP 105	0.183	0.343	0.25	0.309	0.40	Eje E, ejes 8-10	interior consultorios
1	VP 106	0.205	0.467	0.25	0.438	0.45	Eje F, ejes 4-8	interior consultorios
1	VP 106	0.156	0.243	0.25	0.208	0.45	Eje F, ejes 8-9	exterior consultorios, VOLADIZO
1	VP 107	0.218	0.467	0.25	0.446	0.45	Eje G, ejes 4-8	interior consultorios
1	VP 108	0.256	0.371	0.25	0.374	0.40	Eje H, ejes 4-7	interior consultorios
1	VP 108	0.169	0.173	0.25	0.152	0.40	Eje H, ejes 7-8	exterior consultorios, VOLADIZO
1	VP 109	0.183	0.371	0.25	0.334	0.35	Eje I, ejes 4-7	exterior consultorios
EJE "X" :								
1	VS 101	0.105	0.386	0.25	0.289	0.30	Eje 1, ejes A-B	exterior consultorios
1	VS 102	0.148	0.386	0.25	0.324	0.35	Eje 2, ejes A-B	interior consultorios
1	VS 103	0.080	0.385	0.25	0.264	0.30	Eje 3, ejes D-E	interior pasadizos, parap.h=1.40m
1	VS 104	0.169	0.333	0.25	0.292	0.30	Eje 4, ejes H-I	interior consultorios
1	VS 105	0.169	0.386	0.25	0.339	0.35	Eje 5, ejes A-B	interior consultorios
1	VS 106	0.080	0.385	0.25	0.264	0.30	Eje 6, ejes D-E	interior pasadizos, parap.h=1.40m
1	VS 107	0.119	0.333	0.25	0.260	0.30	Eje 7, ejes H-I	exterior consultorios
1	VS 108	0.148	0.386	0.25	0.324	0.35	Eje 8, ejes A-B	interior consultorios
1	VS 109	0.105	0.246	0.25	0.184	0.25	Eje 9, ejes E-F	exterior consultorios
1	VS 110	0.119	0.386	0.25	0.301	0.30	Eje 10, ejes A-B	exterior consultorios

CUADRO N° 11 - PREDIMENSIONAMIENTO DE VIGAS EN PRIMER Y SEGUNDO NIVEL

NIVEL	VIGA	CARGA MUERTA			CARGA VIVA		$W_u=1.2W_D+1.6W_L$	LUZ LIBRE	COEF. DEL MOM	ANCHO TRIBUTARIO $B=B_1+B'$		
		ALIGERADO	ACABADOS	TABIQ. MOVIL	W_D (Kg/m ²)	W_L (Kg/m ²)	W_u (Kg/cm ²)	Ln(m)	α	B1 (m)	B' (m)	B (m)
EJE "Y" :												
2	VP 201	300	0.00	0	300	200	0.068	5.55	16	2.600	0	2.600
2	VP 202	300	0.00	0	300	200	0.068	4.1	16	4.900	0	4.900
2	VP 203	300	0.00	0	300	200	0.068	5.69	16	0.925	0	0.925
2	VP 204	300	0.00	0	300	200	0.068	4.10	16	4.050	0	4.050
2	VP 205	300	0.00	0	300	200	0.068	5.69	16	1.750	0	1.750
2	VP 206	300	0.00	0	300	200	0.068	5.69	16	3.000	0	3.000
2	VP 206	300	0.00	0	300	200	0.068	2.11	8	1.750	0	1.750
2	VP 207	300	0.00	0	300	200	0.068	5.69	16	3.250	0	3.250
2	VP 208	300	0.00	0	300	200	0.068	4.51	16	4.025	0	4.025
2	VP 208	300	0.00	0	300	200	0.068	2.11	8	2.000	0	2.000
2	VP 209	300	0.00	0	300	200	0.068	4.51	16	2.275	0	2.275
EJE "X" :												
2	VS 201	300	0.00	0	300	200	0.068	4.70	16	1.000	0	1.000
2	VS 202	300	0.00	0	300	200	0.068	4.70	16	1.850	0	1.850
2	VS 203	300	0.00	0	300	200	0.068	4.60	16	0.975	0	0.975
2	VS 204	300	0.00	0	300	200	0.068	4.05	16	2.000	0	2.000
2	VS 205	300	0.00	0	300	200	0.068	4.70	16	2.000	0	2.000
2	VS 206	300	0.00	0	300	200	0.068	4.60	16	0.975	0	0.975
2	VS 207	300	0.00	0	300	200	0.068	4.05	16	1.000	0	1.000
2	VS 208	300	0.00	0	300	200	0.068	4.70	16	1.850	0	1.850
2	VS 209	300	0.00	0	300	200	0.068	3.00	16	0.715	0	0.715
2	VS 210	300	0.00	0	300	200	0.068	4.70	16	1.000	0	1.000

CUADRO N° 11 - PREDIMENSIONAMIENTO DE VIGAS EN PRIMER Y SEGUNDO NIVEL

NIVEL	VIGA	SECCION DE VIGA		MODIFICACION $bh^3 = b_o h_o^3$			UBICACIÓN	OBS
		$b=B/20$	$h=Ln/(4/\sqrt{w_o})$	b_o	h_o	h_o		
EJE "Y" :								
2	VP 201	0.130	0.362	0.25	0.291	0.30	Eje A, ejes 2-5	exterior consultorios
2	VP 202	0.245	0.267	0.25	0.265	0.30	Eje B, ejes 8-10	interior consultorios
2	VP 203	0.046	0.371	0.25	0.211	0.25	Eje C, ejes 4-8	interior pasadizos, parap.h=1.40m
2	VP 204	0.203	0.267	0.25	0.249	0.25	Eje D, ejes 8-10	interior consultorios
2	VP 205	0.088	0.371	0.25	0.261	0.30	Eje E, ejes 4-8	interior consultorios
2	VP 206	0.150	0.371	0.25	0.313	0.35	Eje F, ejes 4-8	interior consultorios
2	VP 206	0.088	0.193	0.25	0.136	0.35	Eje F, ejes 8-9	exterior consultorios, VOLADIZO
2	VP 207	0.163	0.371	0.25	0.321	0.35	Eje G, ejes 4-8	interior consultorios
2	VP 208	0.201	0.294	0.25	0.274	0.30	Eje H, ejes 4-7	interior consultorios
2	VP 208	0.100	0.138	0.25	0.101	0.30	Eje H, ejes 7-8	exterior consultorios, VOLADIZO
2	VP 209	0.114	0.294	0.25	0.226	0.25	Eje I, ejes 4-7	exterior consultorios
EJE "X" :								
2	VS 201	0.050	0.306	0.25	0.179	0.25	Eje 1, ejes A-B	exterior consultorios
2	VS 202	0.093	0.306	0.25	0.220	0.25	Eje 2, ejes A-B	interior consultorios
2	VS 203	0.049	0.300	0.25	0.174	0.25	Eje 3, ejes D-E	interior pasadizos, parap.h=1.40m
2	VS 204	0.100	0.264	0.25	0.195	0.25	Eje 4, ejes H-I	interior consultorios
2	VS 205	0.100	0.306	0.25	0.226	0.25	Eje 5, ejes A-B	interior consultorios
2	VS 206	0.049	0.300	0.25	0.174	0.25	Eje 6, ejes D-E	interior pasadizos, parap.h=1.40m
2	VS 207	0.050	0.264	0.25	0.154	0.25	Eje 7, ejes H-I	exterior consultorios
2	VS 208	0.093	0.306	0.25	0.220	0.25	Eje 8, ejes A-B	interior consultorios
2	VS 209	0.036	0.196	0.25	0.102	0.25	Eje 9, ejes E-F	exterior consultorios
2	VS 210	0.050	0.306	0.25	0.179	0.25	Eje 10, ejes A-B	exterior consultorios

h_n = altura libre de columna..

D = dimensión de la sección en la dirección del análisis sísmico de la columna (m)

Asimismo, según ensayos experimentales en Japón:

$$n = \frac{P}{f'c b D} \dots\dots\dots(6)$$

Donde n = Índice de Aplastamiento

D = dimensión de la sección en la dirección del análisis sísmico de la columna (m)

d = la otra dimensión de la sección de la columna (m)

P = carga total que soporta la columna (kg)

n = valor que depende del tipo de columna (ubicación).

$f'c$ = resistencia del concreto a la compresión simple (kg/cm²).

Si $n > \frac{1}{3}$ → Falla frágil por aplastamiento debido a cargas axiales excesivas

Si $n < \frac{1}{3}$ → Falla dúctil. (a considerar)

Tabla I.- VALORES DE “n” Y “P”:

Tipo Columna	Ubicación	n	P
C1	Columna Interior	0.30	1.10 PG
C2, C3	Columnas extremas de pórticos interiores	0.25	1.25 PG
C4	Columna de esquina	0.20	1.50 PG

Para las columnas interiores tipo C1 en el primer nivel (en los ejes B y 9):

Aligerado = 300 kg/m²

Acabado = 100 kg/m²

P.P vigas	= 100 kg/m ²
P.P. columnas	= 50 kg/m ²
Consultorios	= 300 kg/m ² (80% del área tributaria)
Pasadizos S/C	= 400 kg/m ² (20% del área tributaria)

→ $W = 850 \text{ kg/m}^2$ en consultorios y $W = 950 \text{ kg/m}^2$ en pasadizos

→ $P_G = W A_{Ta}$; donde A_{Ta} = Area tributaria.

Reemplazando en (6) y de la tabla I:

$$C1 \rightarrow bD = \frac{1.1 P_G}{0.30 f'_c} = \frac{1.1 \times (4.90 \times 5.00 \times (850 \times 0.80 + 950 \times 0.20)) \times 2(\text{pisos})}{0.30 \times 210}$$

744.33cm²

Se puede usar 0.25 x 0.30m².

Verificando en (5):

Se verifica que $h_n/D_1 = 2.45/0.30 = 8.16 \geq 4$ y $h_n/D_2 = 2.45/0.25 = 9.8 \geq 4$. (falla dúctil).

Para las columnas interiores tipo C2 y C3 en el primer nivel (en los ejes A y 2):

Aligerado	= 300 kg/m ²
Acabado	= 100 kg/m ²
P.P vigas	= 100 kg/m ²
P.P. columnas	= 50 kg/m ²
Consultorios	= 300 kg/m ²
→ $W = 850 \text{ kg/m}^2$ en consultorios	
→ $P_G = W A_{Ta}$; donde A_{Ta} = Area tributaria.	

Reemplazando en (6) y de la tabla I:

$$C2, C3 \rightarrow bD = \frac{1.25 P_G}{0.25 f'_c} = \frac{1.25 \times (2.475 \times 5.00 \times 850) \times 2(\text{pisos})}{0.25 \times 210} = 500.89 \text{ cm}^2$$

Se puede usar 0.25 x 0.25m².

Verificando en (5):

Se verifica que $h_n/D_1 = 2.45/0.25 = 9.8 \geq 4$. (falla dúctil).

Para las columnas en esquina tipo C4 en el primer nivel (en los ejes I y 8):

Aligerado	= 300 kg/m ²
Acabado	= 100 kg/m ²
P.P vigas	= 100 kg/m ²
P.P. columnas	= 50 kg/m ²
Consultorios	= 300 kg/m ²
→ W = 850 kg/m ² en consultorios	
→ P _G = W A _{Ta} ; donde A _{Ta} = Area tributaria.	

Reemplazando en (6) y de la tabla I:

$$C4 \rightarrow bD = \frac{1.50 P_G}{0.20 f'_c} = \frac{1.50 \times (2.38 \times 2.15 \times 850) \times 2(\text{pisos})}{0.20 \times 210} = 310.68 \text{cm}^2$$

Se puede usar 0.25 x 0.25m².

3.3 Diseño Sismorresistente

El presente proyecto de edificación se diseñará para que, de acuerdo a su uso, presente un comportamiento sísmico, es decir, respetando los principios y filosofía del diseño sismo-resistente como asegurar la continuidad de los servicios básicos de la estructura, minimizar los daños a la propiedad y evitar pérdidas de vidas.

3.3.1. Parámetros de Sitio:

3.3.1.a. Zonificación: Es un factor que toma en cuenta la aceleración máxima del terreno (zona) con una probabilidad de 10% de ser excedida en 50 años.

El proyecto se encuentra ubicado en la Región Ica que pertenece a la Zona 3. Según Tabla 1: Factores de Zona, de la Norma E.030 del RNE:

$$\text{FACTOR DE ZONA } Z = 0.4$$

3.3.1.b. Condiciones geotécnicas: Toma en cuenta el perfil del suelo, de acuerdo a las exploraciones geotécnicas, ensayos de laboratorio y posterior clasificación e interpretación de los resultados, definiendo las propiedades mecánicas del suelo, el espesor del estrato, el período fundamental de vibración y la velocidad de propagación de las ondas de corte. En el proyecto, y de acuerdo a los estudios que forman parte del anexo, se tiene un suelo intermedio. Según Tabla N° 2: Parámetros del Suelo, de la Norma E.030 del RNE:

SUELO TIPO S2 →

$$T_p = 0.6; \quad S = 1.2$$

Donde:

T_p es el período que define la plataforma del espectro para el tipo de suelo considerado.

S es el Factor de suelo.

3.3.1.c. Factor de Amplificación Sísmica: Considera la respuesta estructural del modelo respecto de la aceleración el suelo, es decir, mediante un factor de amplificación que relaciona ambos periodos.

Se tiene:

$$C = 2.5 \left[\frac{T_p}{T} \right]; \quad C \leq 2.5 \dots\dots\dots(6)$$

$$T_p = 0.6$$

T es el período fundamental, en este caso se considerará el análisis estático y se define en el Art. 17 de la Norma E.030 del RNE como:

$$T = \frac{h_n}{C_T} \dots\dots\dots(7)$$

Donde:

H_n es la altura total de la edificación en metros = $h_1 + h_2 = 3.10 + 2.65 = 5.75\text{m}$

$C_T = 45$, pues en este proyecto, los elementos resistentes en cada dirección son fundamentalmente pórticos.

Reemplazando en (7): → $T = 5.75/45 = 0.1277$

Reemplazando en (6): → $C = 2.5 \times (0.6/0.1277) = 11.74 \rightarrow C = 2.5$

3.3.2. Categoría de la Edificación

Factor de Uso: Se define como el coeficiente de uso e importancia (U), de acuerdo a las categoría indicadas en la Tabla N° 3: Categoría de las Edificaciones, de la Norma E.030 del RNE. En nuestro, por tratarse de un centro hospitalario, se clasifica como Edificaciones Esenciales:

Categoría A → FACTOR U = 1.5

3.3.3. Configuración Estructural:

3.3.3.a Irregularidad Estructural en Altura

En esta sección se determina si la estructura se clasifica como regular o irregular en altura. De acuerdo a las Tabla N° 4, Irregularidades Estructurales en Altura, de la Norma E.030 del RNE se tiene lo siguiente:

Irregularidades de Rigidez – Piso blando:

Como la edificación tiene sólo 2 pisos, se debe verificar que en cada dirección la suma de las áreas de las secciones transversales resistentes al corte, columnas y muros de concreto armado sea mayor o igual al 85% el segundo nivel respecto del primero. Como las secciones son las mismas, se tienen las mismas áreas.

Asimismo, la norma indica para pisos de altura diferente afectar por : h_i/h_d :

$$h_i = h_2 = 2.65; \quad h_d = h_1 = 3.10 \rightarrow h_i/h_d = 2.65/3.10 = 85.48\%.$$

$$\text{Como } A_2 = A_1 = A \rightarrow \frac{A_2}{A_1} \times \frac{h_2}{h_1} = (A/A) \times (0.85) = 85.48\% \rightarrow \text{ES REGULAR.}$$

Irregularidad de Masa:

Se considera que existe irregularidad de masa, cuando la masa de un piso es mayor que el 150% de la masa de un piso adyacente. Por cuanto la edificación mantiene las secciones de columna y de muros de corte en ambos pisos no existe diferencia en sus masas. Las vigas del segundo nivel respecto del primero solo difieren en promedio, en menos del 40%, tomando como ejemplo la sección de las vigas en los ejes 9, D, I que disminuyen de 25x35 a 25x25. Además, el peso de las vigas comúnmente no sobrepasan el 5-8% del peso total de un piso, por lo que la diferencia aproximada de masas es del orden de: $1.4 \times 8\% = 11.2\%$, menor al 50% → ES REGULAR

Irregularidad Geométrica Vertical:

Una estructura es irregular cuando la dimensión en planta de la estructura resistente a cargas laterales es mayor que 130% de la correspondiente dimensión en un piso adyacente. Como existe continuidad de los elementos resistentes entre los 2 niveles, manteniendo las misma losa o diafragma en ambos, se puede concluir que ambas dimensiones son iguales → ES REGULAR.

Discontinuidad en los Sistemas Resistentes:

Cuando existe desalineamiento de elementos verticales, tanto por un cambio de orientación, como por un desplazamiento de magnitud mayor que la dimensión del elemento, se dice que existe irregularidad en altura. En el presente caso no ocurre ningún desalineamiento → ES REGULAR.

3.3.3.b Irregularidad Estructural en Planta

En esta sección se determina si la estructura se clasifica como regular o irregular en planta. De acuerdo a las Tabla N° 5, Irregularidades Estructurales en Planta, de la Norma E.030 del RNE se tiene lo siguiente:

Irregularidad Torsional:

Sucede cuando el desplazamiento promedio de algún entrepiso exceda del 50% del máximo permisible. Según Tabla N° 8: Límites para Desplazamiento Lateral de Entrepiso, de la Norma E.030 del RNE, para Concreto Armado, como material predominante:

$$\frac{D_i}{h_{e_i}} \leq 0.007 \dots \dots \dots (8)$$

D_i = Desplazamiento relativo de entrepiso.

H_{e_i} = Altura de entrepiso "i".

En el control de desplazamientos a calcular, se tomará en cuenta esta restricción a fin de cumplir con la regularidad torsional.

Esquinas Entrantes:

Existe irregularidad por esquinas entrantes cuando la configuración en planta y el sistema resistente de la estructura, tienen esquinas entrantes, cuyas dimensiones en ambas direcciones son mayores que el 20% de la correspondiente dimensión total en planta. En la estructura, en la dirección Y tenemos una dimensión total de 17.80m, siendo 3.5m la máxima longitud permitida para esquinas entrantes, y solo tenemos esquinas sucesivas entrantes y la de mayor longitud es de 3.17m, inferior al límite establecido. La estructura ES REGULAR.

Discontinuidad del Diafragma:

Se manifiesta en discontinuidades abruptas del diafragma o variaciones en rigidez, incluyendo áreas abiertas mayores a 50% del área bruta del diafragma. En la estructura no se presentan discontinuidades abruptas en cuanto a la geometría del diafragma ni variaciones en su rigidez.

El área abierta considerada en el centro del diafragma, por motivo de iluminación natural, es:

$$A_a = 7.85 \times 5.70\text{m} = 44.75\text{m}^2.$$

$$\begin{aligned} \text{El área total es } A_t &= (28.95 \times 18.05) - (3.17 \times 14.05 + 1.18 \times 10.8 + 1.18 \times 4.30) \\ &= 460.19\text{m}^2 \end{aligned}$$

$$\rightarrow A_a / A_t = 44.75/460.19 = 9.7\% \leq 50\%$$

Se tiene una estructura que ES REGULAR.

3.3.4. Categoría, Sistema Estructural y Regularidad de la Edificación

Debido a la importancia de establecer la categoría de la edificación en estudio a fin de establecer, mediante la normatividad, el Sistema Estructural a adoptar, se presenta la Tabla N° 7: Categoría y Estructura de las Edificaciones de la Norma E.030 del RNE:

Categoría de la Edificación	Regularidad Estructural	Zona	Sistema Estructural
A	Regular	3	Acero, Muros de Concreto Armado, Albañilería Armada o Confinada, Sistema Dual.
		2 y 1	Acero, Muros de Concreto Armado, Albañilería Armada o Confinada, Sistema Dual, Madera.
B	Regular o Irregular	3 y 2	Acero, Muros de Concreto Armado, Albañilería Armada o Confinada, Sistema Dual, Madera.
		1	Cualquier Sistema.
C	Regular o Irregular	3, 2 y 1	Cualquier Sistema.

De acuerdo a lo establecido en el ítem 3.3.2 la categoría de la edificación es A. En el ítem 3.3.3 se establece para la configuración estructural, Regularidad tanto en altura como en planta.

En el ítem 3.3.1.a se establece por la ubicación la zona 3.

Por lo tanto, el Sistema Estructural Adoptado es el Sistema Dual, es decir, las acciones sísmicas serán resistidas por una combinación de pórticos y muros estructurales.

3.3.5. Coeficiente de Reducción de Fuerza sísmica.

De acuerdo al Sistema Estructural sismoresistente adoptado y a los materiales a usar se determinó en el ítem anterior el sistema Dual. A fin de establecer el coeficiente reducción sísmica se utiliza la Tabla N°6: Sistemas Estructurales de la Norma E.030 del RNE, y en el cual, de acuerdo al tipo de sistema adoptado se establece el Coeficiente de Reducción R para estructuras regulares.

La estructura estudiada se modela como Concreto Armado - Dual en el que los pórticos deberán ser diseñados para tomar por lo menos el 25% del cortante en la base.

En dicha tabla se establece un coeficiente de Reducción R = 7.

Como en el predimensionamiento establecido en el ítem 3.2.3. para columnas, se consideró un sistema aporticado, y según la tabla N°6, este sistema tomaría por lo menos, un 80% del cortante en la base. En vista que la tabla N° 07 norma adoptar el sistema dual, se considerará que los pórticos tomen menos del 80% de cortante. Por lo que en el cuadro siguiente se presenta el cortante para el cual ha sido redimensionada cada columna en cada dirección de análisis:

Cortante que toma cada columna:

$$V_i = \frac{h^3 n E_c b}{H^2} \dots\dots\dots(9)$$

Vi = Cortante de la columna i (kg)

n = factor para el desplazamiento lateral permisible

h = dimensión de la columna en la dirección de análisis (cm)

Ec = 15,000 √f'c = Modulo de Elasticidad del concreto (kg/cm2)

b = la otra dimensión de la columna (cm)

H = altura libre de la columna (cm)

Se presenta en el Cuadro N° 12 un resumen de los cortantes que toman las columnas.

Se tiene que en la dirección Y, para una deformación relativa de 0.007 en todas las columnas, en el 2do nivel un cortante acumulado de 484,410 kg. En la dirección X, en el 2do. Nivel un cortante acumulado de 405,985 kg. Si consideramos que en ambos casos, se considere que estos cortantes sean el 80% del total y que el 20% lo tomen los muros estructurales a implementar, se tiene que el Cortante en la dirección Y, tomado por los muros será de 121,100 kg y en la dirección X de 101,500 kg.

Para el predimensionamiento de muros estructurales se tiene:

$$Lx = \left[\frac{V H^2}{n_m n E_c t} \right]^{1/3} \dots\dots\dots(10)$$

Lx = Longitud total de muros en la dirección X (cm)

V = Cortante total de los muros (kg)

n_m = N° de muros estructurales

t = espesor del muro (cm)

Para la dirección X consideramos n_m = 4 muros y se obtiene Lx = 46cm ≈ 50cm

Para la dirección Y consideramos n_m = 5 muros y se obtiene Lx = 45cm ≈ 50cm

3.3.6 Procedimiento de Análisis

Como la estructura se clasifica como regular y con una altura inferior a 45m de altura, se analizará mediante el procedimiento de fuerzas estáticas equivalentes.

3.3.7. Peso de la Edificación:

Se calcula adicionando a la carga permanente y total de la edificación un porcentaje de la carga viva, y que en nuestro caso, por ser la edificación de categoría A, se tomará el 50% de la carga viva. Asimismo, en techos se tomará el 25% de la carga viva.

En el siguiente cuadro N° 13 se calculan el peso por cada nivel y por consiguiente, el peso total de la estructura.

CUADRO N° 12 - CORTANTES EN "X" e "Y"

CORTANTE EN LA DIRECCION Y

COLUMNAS:

EJE // Y	N° de Columnas		H (cm)	$V_i = h^3 n E_c b / H^2$	V. Total
	C 25X30	C 25X25			
PRIMER NIVEL					
A	0	5	300	33,020.7	323,074.7
B	3	2	300	47,444.2	
C	2	1	300	29,428.1	
D	2	2	300	36,032.2	
E	2	3	300	42,636.3	
F	2	2	300	36,032.2	
G	2	2	300	36,032.2	
H	2	2	300	36,032.2	
I	0	4	300	26,416.6	
SEGUNDO NIVEL					
A	0	5	245	49,510.4	484,410.2
B	3	2	245	71,136.6	
C	2	1	245	44,123.7	
D	2	2	245	54,025.8	
E	2	3	245	63,927.9	
F	2	2	245	54,025.8	
G	2	2	245	54,025.8	
H	2	2	245	54,025.8	
I	0	4	245	39,608.4	
N° de columna:	15	23			

CORTANTE EN LA DIRECCION X

COLUMNAS:

EJE // X	N° de Columnas		H (cm)	V_i	P. Total
	C 25X30	C 25X25			
PRIMER NIVEL					
A	0	5	300	33,020.7	270,769.9
B	3	2	300	36,983.2	
C	2	1	300	22,454.1	
D	2	2	300	29,058.2	
E	2	3	300	35,662.4	
F	2	2	300	29,058.2	
G	2	2	300	29,058.2	
H	2	2	300	29,058.2	
I	0	4	300	26,416.6	
SEGUNDO NIVEL					
A	0	5	245	49,510.4	405,985.6
B	3	2	245	55,451.7	
C	2	1	245	33,667.1	
D	2	2	245	43,569.2	
E	2	3	245	53,471.3	
F	2	2	245	43,569.2	
G	2	2	245	43,569.2	
H	2	2	245	43,569.2	
I	0	4	245	39,608.4	
N° de columna:	15	23			

CUADRO Nº 13 - PESO DE LA EDIFICACION

PESO DE COLUMNAS:

EJE // Y	Nº de Columnas		h (m)	P. Parcial	P. Total	P. Total
	C 25X30	C 25X25				
A	0	5	3.00	2.25	18.45	18.45
B	3	2	3.00	2.52		
C	2	1	3.00	1.53		
D	2	2	3.00	1.98		
E	2	3	3.00	2.43		
F	2	2	3.00	1.98		
G	2	2	3.00	1.98		
H	2	2	3.00	1.98		
I	0	4	3.00	1.80		
Nº de columna:	15	23				

PESO DE VIGAS: No se considera el volumen embebido en la losa)

EJE	Sección	Longitud bruta	Nº de col.		L. Neta	H neta (m)	Peso P. (Ton)	Peso Total (Ton)
			C 25x30	C 25X25				
En direccion Y								
A	V 25X45	18.05	0	5	16.80	0.25	2.52	24.20
B	V 25X40	18.05	3	2	16.65	0.20	2.00	
C	V 25X35	9.55	2	1	8.70	0.15	0.78	
D	V 25X35	12.1	2	2	11.00	0.15	0.99	
E	V 25X40	18.05	2	3	16.70	0.20	2.00	
F	V 25X45	14.76	2	2	13.66	0.25	2.05	
G	V 25X45	13.95	2	2	12.85	0.25	1.93	
H	V 25X40	13.95	2	2	12.85	0.20	1.54	
I	V 25X35	12.77	0	4	11.77	0.15	1.06	
En direccion X								
1	V 25X30	14.9	0	5	13.65	0.10	0.82	
2	V 25X25	3.375	0	0	3.375	0.05	0.10	
3	V 25X35	24.525	5	2	22.525	0.15	2.03	
4	V 25X30	4.55	1	1	4.00	0.10	0.24	
5	V 25X30	8.1	0	0	8.10	0.10	0.49	
6	V 25X35	5.2	1	1	4.65	0.15	0.42	
7	V 25X30	14.3	3	2	12.90	0.10	0.77	
8	V 25X30	8.1	0	0	8.10	0.10	0.49	
9	V 25X35	28.95	7	2	26.35	0.15	2.37	
10	V 25X30	28.95	0	9	26.70	0.10	1.60	

PESO DE LOSA ALIGERADA + 50% CARGA VIVA

Franja de losa entre ejes // X	Franja de losa entre ejes // y	Aligerado kg/m2	Acabados kg/m2	Tabiq. kg/m2	WD kg/m2	WL kg/m2	Area			P (D +50%L) (Ton)	Peso Total (Ton)
							L x	L y	área (m2)		
1 - 3	A - E	300	100	100	500	300	14.9	4.475	66.7	43.3	262.7
	E - F	300	100	100	500	300	3.25	1.18	3.8	2.5	
3 - 5	C - E	300	100	0	400	400	8.10	1.18	9.6	5.7	
3 - 6	A - B	300	100	100	500	300	5.075	3.45	17.5	11.4	
3 - 7	E - F	300	100	0	400	400	3.25	6.065	19.7	11.8	
	F - H	300	100	100	500	300	6.50	6.065	39.4	25.6	
3 - 9	B - C	300	100	0	400	400	1.60	9.25	14.8	8.9	
4 - 7	H - I	300	100	100	500	300	4.425	4.885	21.6	14.1	
6 - 9	A - B	300	100	100	500	300	5.075	5.80	29.4	19.1	
7 - 9	E - F	300	100	0	400	400	3.25	3.31	10.8	6.5	
	F - I	300	100	100	500	300	10.925	3.31	36.2	23.5	
8 - 9	C - E	300	100	0	400	400	8.10	1.825	14.8	8.9	
9 - 10	A - I	300	100	100	500	300	28.95	4.325	125.2	81.4	

PESO DEL SEGUNDO NIVEL

PESO DE COLUMNAS:

EJE // Y	Nº de Columnas		h (m)	P. Parcial	P. Total
	C 25X30	C 25X25			
A	0	5	2.45	1.8375	15.07
B	3	2	2.45	2.058	
C	2	1	2.45	1.2495	
D	2	2	2.45	1.617	
E	2	3	2.45	1.9845	
F	2	2	2.45	1.617	
G	2	2	2.45	1.617	
H	2	2	2.45	1.617	
I	0	4	2.45	1.47	
Nº de columna	15	23			

PESO DE VIGAS: No se considera el volumen embebido en la losa)

EJE	Sección	Longitud bruta	Nº de col.		L. Neta	H neta (m)	Peso P. (Ton)	Peso Total (Ton)
			C 25x30	C 25X25				
En direccion Y								
A	V 25X30	18.05	0	5	16.80	0.10	1.01	11.02
B	V 25X30	18.05	3	2	16.65	0.10	1.00	
C	V 25X25	9.55	2	1	8.70	0.05	0.26	
D	V 25X25	12.1	2	2	11.00	0.05	0.33	
E	V 25X30	18.05	2	3	16.70	0.10	1.00	
F	V 25X35	14.76	2	2	13.66	0.15	1.23	
G	V 25X35	13.95	2	2	12.85	0.15	1.16	
H	V 25X30	13.95	2	2	12.85	0.10	0.77	
I	V 25X25	12.77	0	4	11.77	0.05	0.35	

En direccion X								
1	V 25X25	14.9	0	5	13.65	0.05	0.41	
2	V 25X25	3.375	0	0	3.375	0.05	0.10	
3	V 25X25	24.525	5	2	22.525	0.05	0.68	
4	V 25X25	4.55	1	1	4.00	0.05	0.12	
5	V 25X25	8.1	0	0	8.10	0.05	0.24	
6	V 25X25	5.2	1	1	4.65	0.05	0.14	
7	V 25X25	14.3	3	2	12.90	0.05	0.39	
8	V 25X25	8.1	0	0	8.10	0.05	0.24	
9	V 25X25	28.95	7	2	26.35	0.05	0.79	
10	V 25X25	28.95	0	9	26.70	0.05	0.80	

PESO DE LOSA ALIGERADA + 25% CARGA VIVA

Franja de losa entre ejes // X	Franja de losa entre ejes // y	Aligerado kg/m2	Acabados kg/m2	Tabiq. kg/m2	WD kg/m2	WL kg/m2	Area			P (D +25%L) (Ton)	Peso Total (Ton)
							L x	L y	área (m2)		
1 - 3	A - E	300	0	0	300	200	14.9	4.475	66.7	23.3	143.3
	E - F	300	0	0	300	200	3.25	1.18	3.8	1.3	
3 - 5	C - E	300	0	0	300	200	8.10	1.18	9.6	3.3	
3 - 6	A - B	300	0	0	300	200	5.075	3.45	17.5	6.1	
3 - 7	E - F	300	0	0	300	200	3.25	6.065	19.7	6.9	
	F - H	300	0	0	300	200	6.50	6.065	39.4	13.8	
3 - 9	B - C	300	0	0	300	200	1.60	9.25	14.8	5.2	
4 - 7	H - I	300	0	0	300	200	4.425	4.885	21.6	7.6	
6 - 9	A - B	300	0	0	300	200	5.075	5.80	29.4	10.3	
7 - 9	E - F	300	0	0	300	200	3.25	3.31	10.8	3.8	
	F - I	300	0	0	300	200	10.925	3.31	36.2	12.7	
8 - 9	C - E	300	0	0	300	200	8.10	1.825	14.8	5.2	
9 - 10	A - I	300	0	0	300	200	28.95	4.325	125.2	43.8	

RESUMEN GENERAL "P"

NIVEL	PESO COL	%	PESO VIG	%	PESO LOSA (D+0.5L)	%	TOTAL PARCIAL(Ton)	%	TOTAL(ton)
1	18.45	55.0%	24.20	68.7%	262.7	64.7%	305.3	64.3%	474.7
2	15.07	45.0%	11.02	31.3%	143.3	35.3%	169.4	35.7%	
PARCIAL	33.52	7.1%	35.2188	7.4%	406.0	85.5%	474.7	100.0%	

3.3.8. 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:

$$V = \frac{ZUCS}{R} \cdot P \dots\dots\dots(9)$$

debiendo considerarse $C/R \geq 0.125$

Donde:

$Z = 0.4$ (de 3.3.1.a)

$U = 1.5$ (de 3.3.2.)

$C = 2.5$ (de 3.3.1.c)

$S = 1.2$ (de 3.3.1.b)

$R = 7$ (de 3.3.5)

$P = 474.7$ Ton (de 3.3.7)

Como $C/R = 2.5/7 = 0.35 \geq 0.125$, entonces:

$$V = (0.4 \times 1.5 \times 2.5 \times 1.2) / 7 \cdot P = 0.257 P$$

$$V = 0.257 \times 474.7 =$$

$$V = 122.0 \text{ Ton}$$

3.3.9 Distribución de la Fuerza Sísmica en Altura

El período fundamental es de 0.0958, establecido en 3.3.1 , menor a 0.7s por lo que no se considerará F_a , que se consideraría como una fuerza concentrada en la parte superior de la estructura, en caso $T \geq 0.7s$. Por lo tanto, el total de la fuerza cortante se distribuirá entre los distintos niveles, 2 en nuestro caso, de acuerdo a la siguiente expresión:

$$F_i = \frac{P_i \cdot h_i}{\sum_{j=1}^n P_j \cdot h_j} \cdot V \dots\dots\dots(10)$$

Donde:

F_i = Fuerza horizontal en el nivel "i"

P_i = Peso del nivel "i".

h_i = Altura del nivel "i" con relación al nivel del terreno.

V = Fuerza cortante en la base de la estructura

Para la distribución más real, se tomará para el peso del primer nivel P1 el peso correspondiente a la mitad de las alturas de la columnas que llegan, tanto del primer como segundo nivel hacia la losa de este nivel, y el peso de la losa del 1er nivel (D + 50%L).

Para el segundo nivel se considerarán los pesos de la mitad de las altura de las columnas que llegan a la losa del 2do nivel mas el peso de esta losa (D+50%L). Se presenta en el cuadro N° 14 el cálculo de estos pesos.

Se tiene la siguiente Tabla resumen:

Nivel	Pi	hi	Pi . hi	Fi
1	303.7	3.10	941.5	61.3
2	161.9	5.75	930.9	60.7
$\sum P_j h_j$			1,872.4	122.0

3.3.10 Dimensiones de columnas, losas y zapatas.

Se presenta en la figura N° 3 la configuración geométrica de 3 elementos importantes para el análisis mediante el programa ETABS y la configuración típica de las zapatas a considerar, en función a la profundidad de desplante.

3.3.11 Combinaciones y Envolventes de Carga.

Para el proyecto se considerarán cargas muertas, vivas y de sismo. La resistencia requerida (U) para cargas muertas (CM), cargas vivas (CV) y cargas de sismo (CS) serán:

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

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

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

Para el desarrollo del análisis y diseño de la estructura en el programa ETABS 9.0 se consideraron las siguientes cargas:

CUADRO Nº 14 - PESOS DE LOS ENTREPISOS

PESO DEL PRIMER NIVEL

PESO DE COLUMNAS:

EJE // Y	Nº de Columnas		h (m)	P. Parcial	P. Total
	C 25X30	C 25X25			
50% de la columna del 1º nivel					16.76
A	0	5	1.50	1.125	
B	3	2	1.50	1.26	
C	2	1	1.50	0.765	
D	2	2	1.50	0.99	
E	2	3	1.50	1.215	
F	2	2	1.50	0.99	
G	2	2	1.50	0.99	
H	2	2	1.50	0.99	
I	0	4	1.50	0.90	
50% de la columna del 2º nivel					
A	0	5	1.225	0.92	
B	3	2	1.225	1.03	
C	2	1	1.225	0.62	
D	2	2	1.225	0.81	
E	2	3	1.225	0.99	
F	2	2	1.225	0.81	
G	2	2	1.225	0.81	
H	2	2	1.225	0.81	
I	0	4	1.225	0.74	
Nº de columnas	15	23			

PESO DE VIGAS = 24.2 Ton

PESO DE LOSA ALIG.+50% Car. VIVA 262.7 Ton (del cuadro Nº 3)

PESO DEL SEGUNDO NIVEL

PESO DE COLUMNAS:

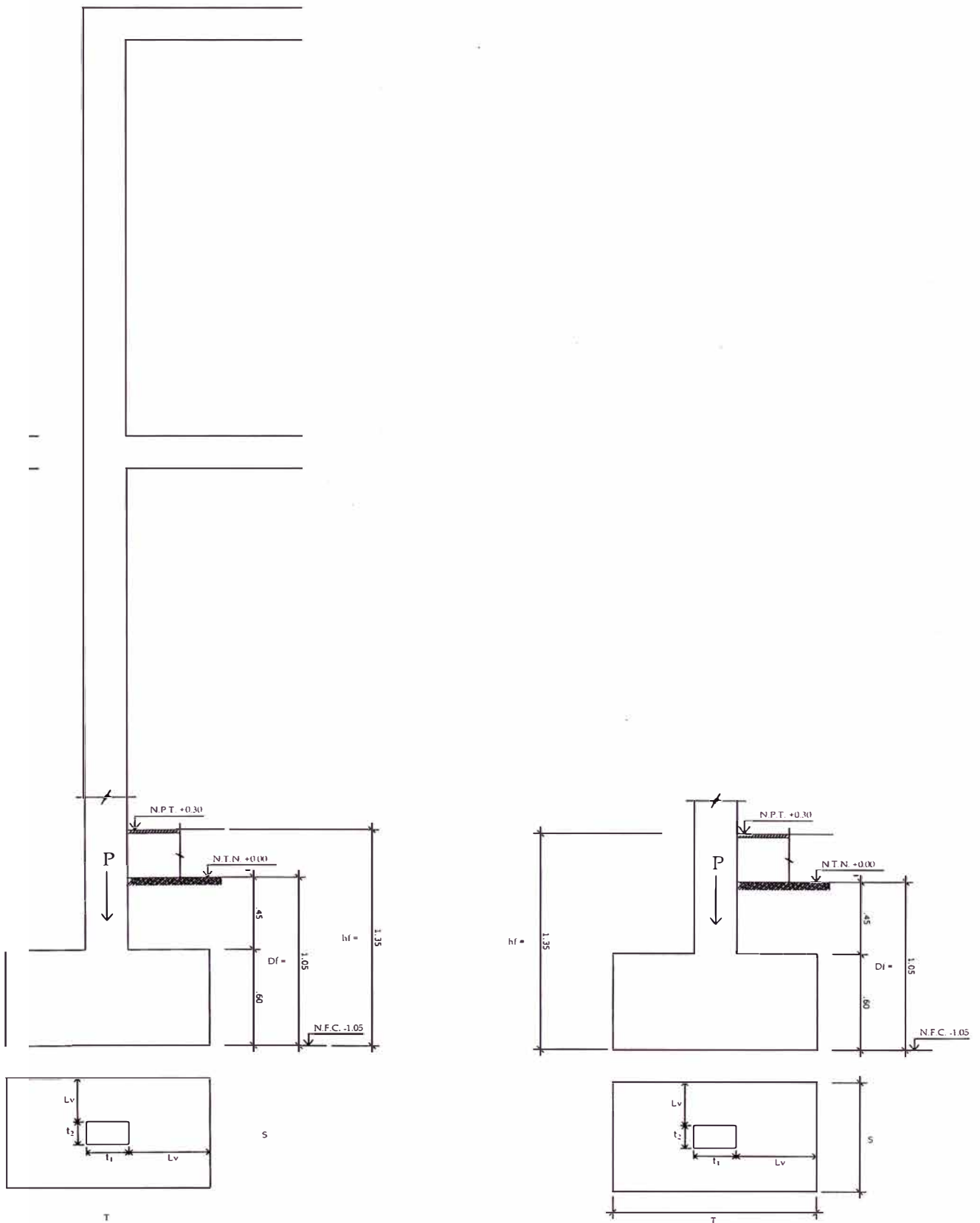
EJE // Y	Nº de Columnas		h (m)	P. Parcial	P. Total
	C 25X30	C 25X25			
50% de la columna del 2º nivel					7.53
A	0	5	1.225	0.92	
B	3	2	1.225	1.03	
C	2	1	1.225	0.62	
D	2	2	1.225	0.81	
E	2	3	1.225	0.99	
F	2	2	1.225	0.81	
G	2	2	1.225	0.81	
H	2	2	1.225	0.81	
I	0	4	1.225	0.74	
Nº de columnas	15	23			

PESO DE VIGAS = 11.02 Ton

PESO DE LOSA ALIGERADA + 25% CARGA VIVA = 143.3 Ton (del cuadro Nº 3)

RESUMEN GENERAL "P"

NIVEL	PESO COL	%	PESO VIG	%	PESO LOSA (D+0.5L)	%	TOTAL PARCIAL(Ton)	%	TOTAL(ton)
1	16.76	69.0%	24.20	68.7%	262.7	64.7%	303.7	65.2%	465.5
2	7.53	31.0%	11.02	31.3%	143.3	35.3%	161.9	34.8%	
PARCIAL	24.29	5.2%	35.22	7.6%	406.0	87.2%	465.5	100.0%	



CORTE TIPO DE COLUMNA Y ZAPATA
Fig. 03

Nº	Name Load	Type	Self Weight Multiplier	Auto Lateral Load	Observaciones
1	DEAD	DEAD	1	-	(asume peso propio)
2	LIVE	LIVE	0	-	
3	L1	LIVE	0	-	
4	L2	LIVE	0	-	
5	SISMOX1	QUAKE	0	User Loads	+ey (accidental)
6	SISMOX2	QUAKE	0	User Loads	-ey (accidental)
7	SISMOMENX3	QUAKE	0	User Loads	+ey (accidental)
8	SISMOMENX4	QUAKE	0	User Loads	-ey (accidental)
9	SISMOY1	QUAKE	0	User Loads	+ex (accidental)
10	SISMOY2	QUAKE	0	User Loads	-ex (accidental)
11	SISMOMENY3	QUAKE	0	User Loads	+ex (accidental)
12	SISMOMENY4	QUAKE	0	User Loads	-ex (accidental)

Se consideraron las siguientes combinaciones a partir de las cargas descritas:

Nº	Combinación	Case Name	Scale Factor	Load Combine Type
1	L3	L1 L2	1 1	ADD
2	VIVA	L1 L2 L3 (combo)	1 1 1	ENVE
3	SISMO	SISMOX1 SISMOX2 SISMOMENX3 SISMOMENX4 SISMOY1 SISMOY2 SISMOMENY3 SISMOMENY4	1 1 1 1 1 1 1 1	ENVE
4	COMB 1	MUERTA VIVA (combo)	1.5 1.8	ADD
5	COMB 2	MUERTA VIVA (combo) SISMO (combo)	1.25 1.25 1.25	ADD
6	COMB 3	MUERTA VIVA (combo) SISMO (combo)	1.25 1.25 -1.25	ADD
7	COMB 4	MUERTA SISMO (combo)	0.9 1.25	ADD
8	COMB 5	MUERTA SISMO (combo)	0.9 -1.25	ADD
9	COMB 6	COMB 1 COMB 2 COMB 3 COMB 4 COMB 5	1 1 1 1 1	ENVE

3.3.12 Límites en el desplazamiento lateral de entrepiso

Se presentan a continuación los resultados de los desplazamientos, absolutos y relativos en las esquinas de la edificación:

Esquina	Nivel	Dx (cm)	Dy (cm)	Dx/h1	Dy/h1
A 1	P1	-1.015	0.836	0.0032	0.0027
	P2	-1.701	1.433	0.0025	0.0022
I 5	P1	-0.982	0.852	0.0030	0.0027
	P1	-1.645	1.364	0.0025	0.0019
A 10	P1	0.996	0.836	0.0032	0.0027
	P2	1.668	1.433	0.0025	0.0023
I 10	P1	0.997	0.997	0.0032	0.0028
	P2	1.669	1.669	0.0025	0.0019

Por lo tanto, todas las distorsiones los desplazamiento relativos de entrepisos son menores a 0.007. La edificación tendrá un buen comportamiento durante un sismo severo, por lo que las fórmulas de predimensionamiento de vigas, muros y columnas son bastante precisas en cuanto a solicitudes sísmicas.

3.3.13 Diseño de la Cimentación

Para el diseño de la cimentación y de acuerdo a la figura N° 03 se ha tomado en cuenta los siguientes parámetros de diseño

$$\sigma_t = 1.0 \text{ kg/cm}^2;$$

$$h_f = 1.35 \text{ m}$$

$$\gamma_m = 1.34 \text{ t/m}^3;$$

$$f'_c = 210 \text{ kg/cm}^2 \text{ (col.)} = 175 \text{ kg/cm}^2 \text{ (zapata)}$$

$$D_f = 1.05 \text{ m}$$

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

$$S/C_{\text{piso}} = 500 \text{ kg/m}^2$$

$$\sigma_n = \sigma_t - \gamma_m \cdot h_f - S/C = 10 - (1.34)(1.35) - 0.5 = 7.69 \text{ Ton/m}^2$$

$$\beta_c \leq 2$$

$$\emptyset = 0.75 \text{ por cortante}$$

$$\emptyset = 0.90 \text{ por flexión}$$

$$\emptyset = 0.70 \text{ por aplastamiento}$$

$$\rho_{\text{temp}} = 0.0018$$

En los cuadros N°15, 16 Y 17 se presentan los cálculos para el diseño por punzonamiento, verificación por cortante, diseño por flexión, por aplastamiento en columna y en la zapata. En los anexos se presentan los resultados del análisis y el diseño de los elementos estructurales.

CUADRO N° 16: DIMENSIONAMIENTO Y VERIFICACION POR CORTANTE

DIMENSIONAMIENTO DE hz POR PUNZONAMIENTO						VERIFICACION DE CORTANTE		
hz de zapata d(m)	Perim. de falla $b_o(m)=2(t_1+t_2+2d)$	Cortante actuante V_u $P_u - W_{nu}(t_1+d)(t_2+d)$	Resist. d 06 $(V(f'_c))$	$V_u - \phi V_c$	d	V_{du} $W_{nu} S (L_v-d)$	ϕV_c $\phi 0.53(v(f'_c)bd)$	$\phi V_c - V_{du}$ (cumple)
0.08	1.32	10.27	11.11	0.83	0.5091	0.00	29.45	29.45
0.13	1.52	19.54	20.78	1.24	0.5091	1.32	38.82	37.50
0.13	1.52	19.35	20.78	1.43	0.5091	1.30	38.82	37.51
0.08	1.32	10.00	11.11	1.11	0.5091	0.00	28.11	28.11
0.12	1.48	17.76	18.68	0.92	0.5091	0.90	37.48	36.58
0.14	1.66	23.68	24.44	0.76	0.5091	2.24	41.49	39.25
0.11	1.54	17.63	17.82	0.18	0.5091	0.56	36.14	35.58
0.16	1.74	28.74	29.28	0.54	0.5091	3.79	45.51	41.72
0.14	1.66	22.87	24.44	1.57	0.5091	2.16	41.49	39.33
0.14	1.66	23.60	24.44	0.84	0.5091	2.23	41.49	39.26
0.12	1.48	17.74	18.68	0.94	0.5091	0.90	37.48	36.58
0.13	1.62	21.81	22.15	0.34	0.5091	1.75	40.16	38.40
0.10	1.40	9.60	14.72	5.12	0.5091	0.00	28.11	28.11
0.14	1.56	20.86	22.97	2.11	0.5091	1.73	40.16	38.43
0.16	1.74	28.51	29.28	0.77	0.5091	3.76	45.51	41.75
0.07	1.28	7.84	9.42	1.59	0.5091	0.00	25.43	25.43
0.10	1.40	14.39	14.72	0.33	0.5091	0.00	33.46	33.46
0.15	1.70	26.46	26.82	0.36	0.5091	3.18	44.17	41.00
0.16	1.74	27.18	29.28	2.10	0.5091	3.58	45.51	41.93
0.17	1.78	31.34	31.82	0.48	0.5091	4.79	48.19	43.40
0.11	1.44	16.11	16.66	0.55	0.5091	0.53	36.14	35.61
0.14	1.56	22.55	22.97	0.42	0.5091	2.19	41.49	39.31
0.17	1.78	30.10	31.82	1.73	0.5091	4.30	46.85	42.55
0.11	1.54	17.65	17.82	0.17	0.5091	0.56	36.14	35.58
0.16	1.74	29.03	29.28	0.25	0.5091	4.13	46.85	42.72
0.15	1.70	28.85	26.82	-2.03	0.5091	3.79	45.51	41.72
0.12	1.58	21.14	19.94	-1.20	0.5091	1.69	40.16	38.46
0.13	1.62	22.22	22.15	-0.07	0.5091	1.79	40.16	38.37
0.15	1.70	27.39	26.82	-0.57	0.5091	3.60	45.51	41.91
0.10	1.40	15.06	14.72	-0.34	0.5091	0.20	34.80	34.60
0.07	1.28	9.93	9.42	-0.51	0.5091	0.00	28.11	28.11
0.12	1.48	19.00	18.68	-0.32	0.5091	1.27	38.82	37.54
0.12	1.48	18.72	18.68	-0.04	0.5091	0.95	37.48	36.53
0.10	1.40	15.80	14.72	-1.08	0.5091	0.21	34.80	34.59
0.08	1.32	11.91	11.11	-0.81	0.5091	0.00	30.79	30.79
0.09	1.36	12.83	12.87	0.05	0.5091	0.00	32.12	32.12
0.10	1.40	15.71	14.72	-0.99	0.5091	0.21	34.80	34.59
0.07	1.28	8.70	9.42	0.72	0.5091	0.00	26.77	26.77

CAPITULO IV ANALISIS COMPARATIVO ENTRE LOS SISTEMAS ESTRUCTURALES

4.1 Comparación de costos entre partidas similares.

En cuadro N° 18 se ha desarrollado, con precios de mercado, los costos para ambos sistemas estructurales, básicamente en partidas relacionadas al caso de la estructura, estableciéndose mayores montos en las partidas de concreto, esto es, el concreto 210 kg/cm² en columnas y vigas, superiores al de la albañilería. También son mayores costos en el encofrado, por mayores dimensiones de las columnas y vigas, y por consiguiente, mayores metrados en el fierro, justificándose por mayores desplazamientos de los pórticos, en ese sistema. Se ha considerado en los costos de albañilería, los metrados de los muros portantes, prescindiendo de los tabiques, ya que estos son limitados en número, partiendo de la arquitectura, mostrada en los anexos. En los metrados de la tabiquería considerada en el sistema de pórticos, solo se consideran todos los muros como tabiques de e=15cm. Las losa aligeradas se han considerado un solo costo en ambos casos para facilidad de análisis. En todo caso, los costos serían prácticamente iguales partiendo de que el diseño es el mismo en ambos sistemas.

4.2 Comparación de Rendimientos.

La consideración de los rendimientos ya están incorporadas en los respectivos costos unitarios del cuadro N° 18, como costo global, mas aún, considerando que las partidas reales de ejecución son muy parecidas, existiendo solo diferencias en las áreas y vaciado de columnas, encofrado de las losas y vigas. También el rendimiento de acero es proporcional al peso, mas no al sistema estructural a ejecutar, por lo que es válido hacer la comparación por peso. En la losa aligerada sucede lo mismo. En cuanto a los rendimientos de la albañilería podría considerarse un rendimiento levemente superior en el sistema de albañilería confinada puesto que en el sistema de pórticos, los muros deben aislarse de las columnas, disminuyendo el rendimiento por metro cuadrado.

4.3 Comparación entre los Recursos a utilizar.

Los recursos en ambos sistemas son similares, salvo mayor uso de madera para los encofrados en vigas y columnas del sistema aporticado y la propia losa. Por otro lado, en el sistema de albañilería se dispondrá de mayor personal calificado

CUADRO N° 18: COMPARACION DE COSTOS DE ESTRUCTU SISTEMA ALBAÑILERIA CONFINADA - PORTICOS

Partida	Subpartida	Und	SISTEMA ALBAÑILERIA CONFINADA				SISTEMA CON PORTICOS			
			Metrado	P. U.	Parcial	Total	Metrado	P. U.	Parcial	Total
PRIMER NIVEL										
Concreto						3,346.52				5,181.42
	Columnas	m ³	9.78	342.18	3,346.52		7.66	342.18	2,621.10	
	Vigas	m ³	0.00	254.00	0.00		10.08	254.00	2,560.32	
Encofrado y Des.						3,096.58				10,016.77
	Columnas	m ²	86.40	35.84	3,096.58		118.50	35.84	4,247.04	
	Vigas	m ²	0.00	40.21	0.00		143.49	40.21	5,769.73	
Acero fy=4200 kg/cm2						4,786.08				17,128.05
	Columnas	kg	1,280.60	2.08	2,663.65		3,584.00	2.08	7,454.72	
	Vigas	kg	1,020.40	2.08	2,122.43		4,650.64	2.08	9,673.33	
Tabiquería						24,232.29				14,904.87
	Muros de cabeza (t=25)	m ²	454.11	51.86	23,550.14		0.00	51.86	0.00	
	Muros de soga (t=15)	m ²	21.78	31.32	682.15		475.89	31.32	14,904.87	
Losa aligerada	Losa e=20 cm	m ²	415.44	56.06	23,289.57	23,289.57	415.44	56.06	23,289.57	23,289.57
SEGUNDO NIVEL										
Concreto						2,900.32				3,314.75
	Columnas	m ³	8.48	342.18	2,900.32		6.28	342.18	2,148.89	
	Vigas	m ³	0.00	254.00	0.00		4.59	254.00	1,165.86	
Encofrado y Des.						2,503.07				7,684.48
	Columnas	m ²	69.84	35.84	2,503.07		102.70	35.84	3,680.77	
	Vigas	m ²	0.00	40.21	0.00		99.57	40.21	4,003.71	
Acero fy=4200 kg/cm2						4,373.70				10,518.56
	Columnas	kg	1,120.40	2.08	2,330.43		2,876.40	2.08	5,982.91	
	Vigas	kg	982.34	2.08	2,043.27		2,180.60	2.08	4,535.65	
Tabiquería						21,092.17				13,008.45
	Muros de cabeza (t=25)	m ²	393.56	51.86	20,410.02		0.00	51.86	0.00	
	Muros de soga (t=15)	m ²	21.78	31.32	682.15		415.34	31.32	13,008.45	
Losa aligerada	Losa e= 20 cm	m ²	415.44	56.06	23,289.57	23,289.57	415.44	56.06	23,289.57	23,289.57
TOTAL =						112,909.86				128,336.49

Feuente: Revista COSTOS N° 164 - NOV/2007

para la albañilería, y mayor disponibilidad de área para el aprovisionamiento del ladrillo.

CONCLUSIONES

El predimensionamiento de los elementos estructurales fueron convenientes, al no ser necesario cambiar ninguna sección.

Antes de definir el tipo de sistema estructural, se deberá definir los siguientes parámetros: la categoría de la edificación definido por su uso e importancia; la configuración estructural, definida por su regularidad vertical y en planta; y la zona a la cual pertenece el proyecto. Con lo cual, estará recién definido el sistema estructural a adoptar según normatividad.

Una vez establecido el sistema estructural, se realizarán el predimensionamiento de los elementos considerados en ese sistema, la determinación de los parámetros de sitio, Factor de Amplificación Sísmica, Coeficiente de Reducción, peso de la edificación.

Se determinará el procedimiento de análisis, estático o dinámico, definiendo el período T , fundamental en caso de análisis estático y periodo de un modo para el análisis dinámico.

La edificación, según los resultados del análisis estructural, tendrá un buen comportamiento durante un sismo severo, por lo que las fórmulas de predimensionamiento de vigas, muros y columnas son bastante precisas en cuanto a sollicitaciones sísmicas.

RECOMENDACIONES

Considerar como vigas principales las correspondientes al eje donde se proyecte la menor dimensión en planta, ya que en esta dirección se contará con pórticos de menor rigidez relativa, respecto del otro eje principal, de manera de compensar esta diferencia.

Las columnas rectangulares y muros estructurales se deberán ubicar en la dimensión menor en planta del modelo estructural.

Considerar en zonas de alto riesgo sísmico, para el predimensionamiento de vigas el criterio $b h^3 = b_0 h_0^3$.

Considerar para el predimensionamiento de las vigas secundarias una franja de influencia de 1.00m a cada lado del eje de la viga, que cargue sobre ésta tanto la carga permanente como la sobrecarga respectiva establecida.

Ser conservadores para el predimensionamiento de las columnas de esquina, por lo que se recomienda usar las dimensiones de las columnas tipo C2 ó C3 para éstas.

Reducir las discontinuidades en el diafragma a menos del 50% del área bruta a fin de mantener la regularidad en planta del diafragma.

Tomar en cuenta la irregularidad por piso blando, sobre todo, considerando que en la mayoría de los anteproyectos se modela con una diferencia significativa en las alturas del primer piso y los inmediatos superiores. También puede presentarse cuando se realicen reducciones en área de los elementos verticales, de un piso al inmediato superior.

Todo anteproyecto arquitectónico debe cumplir con los requerimientos de regularidad vertical (en altura) como en planta. En este aspecto, es potestad y obligación del Ingeniero Civil, observar y plantear alternativas de solución a la irregularidad que se plantee.

BIBLIOGRAFÍA

ALFARO, Juan M.

ANALISIS ESTATICO Y DINAMICO LINEAL Y NO LINEAL DE SISTEMAS DE EDIFICIOS ETABS 9.0

Grupo Editorial Megabyte

Perú, 2006

ABANTO CASTILLO, Flavio

ANALISIS Y DISEÑO DE EDIFICACIONES DE ALBAÑILERIA

Editorial San Marcos

Perú, 2006

CRESPO VILLALAZ, Carlos

MECANICA DE SUELOS Y CIMENTACIONES

Editorial LIMUSA

México , 2004

INCISO CACHAY, Elvis Patrick

COMPARACION DE DISEÑO ESTRUCTURAL DE SISTEMAS CONSTRUCTIVOS PARA CENTROS EDUCATIVOS

Biblioteca de La Facultad de Ingeniería Civil - UNI

Lima, 2004

HARMSSEN, Teodoro E.

DISEÑO DE ESTRUCTURAS DE CONCRETO ARMADO

Fondo Editorial de la Pontificia Universidad Católica del Perú

Lima, 2005

Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento

REGLAMENTO NACIONAL DE EDIFICACIONES

Ingeniería y Gestión

Lima, 2006

MORALES MORALES, Roberto

DISEÑO EN CONCRETO ARMADO – Concordado a ACI 318-05

Fondo Editorial Instituto de la Construcción y Gerencia
Lima, 2006

SAN BARTOLOME RAMOS, Angel

ANALISIS DE EDIFICIOS

Fondo Editorial de la Pontificia Universidad Católica del Perú
Lima, 1,998

VARIOS AUTORES

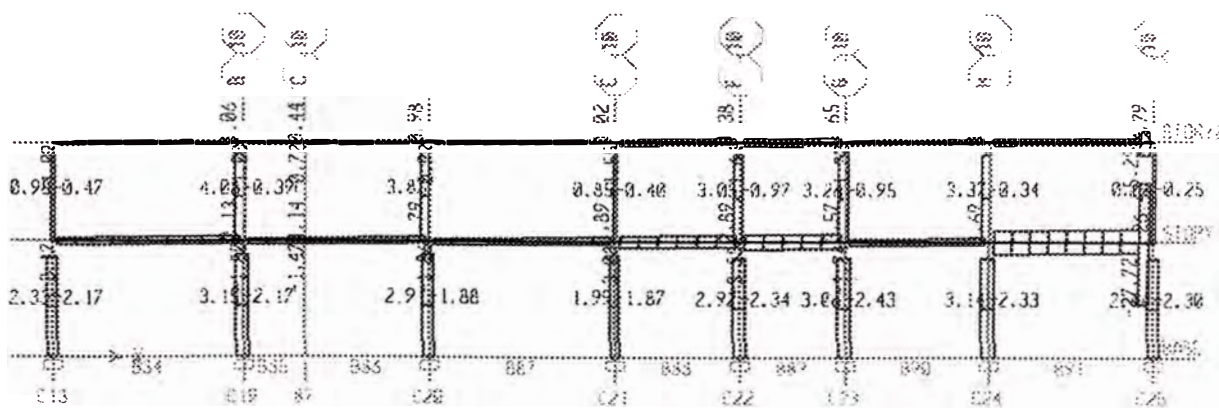
CIMENTACIONES DE CONCRETO ARMADO DE EDIFICACIONES

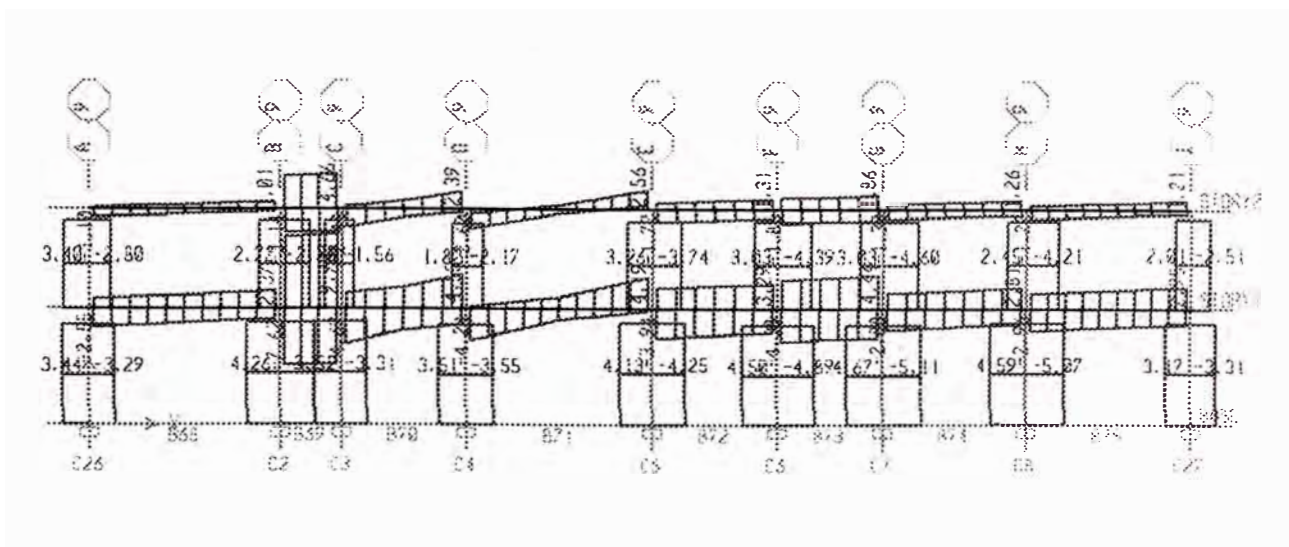
I Congreso Nacional de Ingeniería Estructural y Construcción
Capítulo Peruano ACI
Lima,

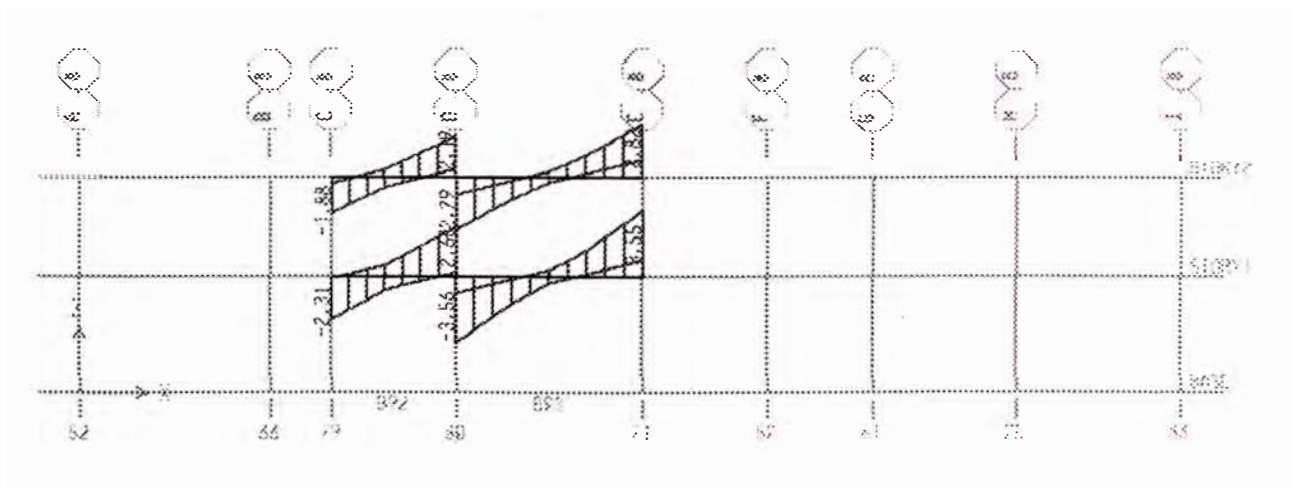
ZAPATA SAMATA, Mario Arístides

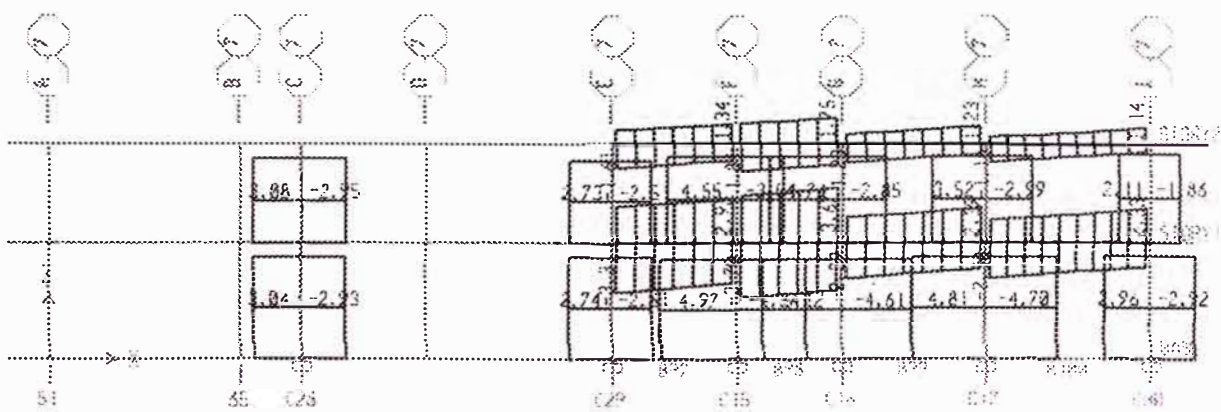
**TESIS: ANALISIS ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO DE 6 PISOS Y
DISEÑO EN CONCRETO ARMADO**

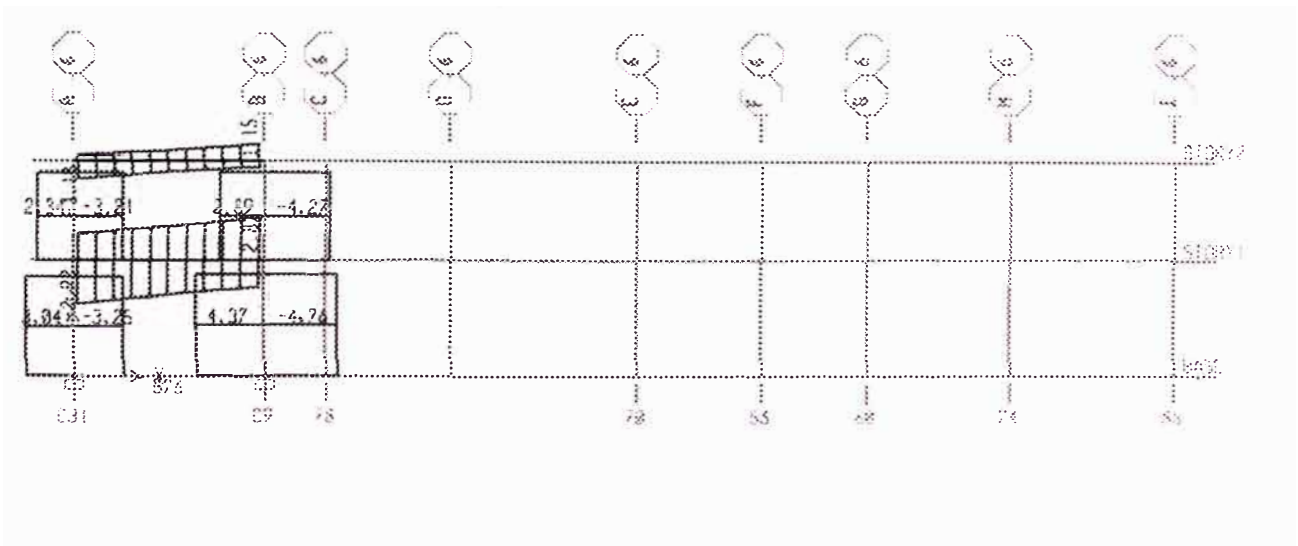
Biblioteca de la Facultad de Ingeniería Civil
Lima, 1997

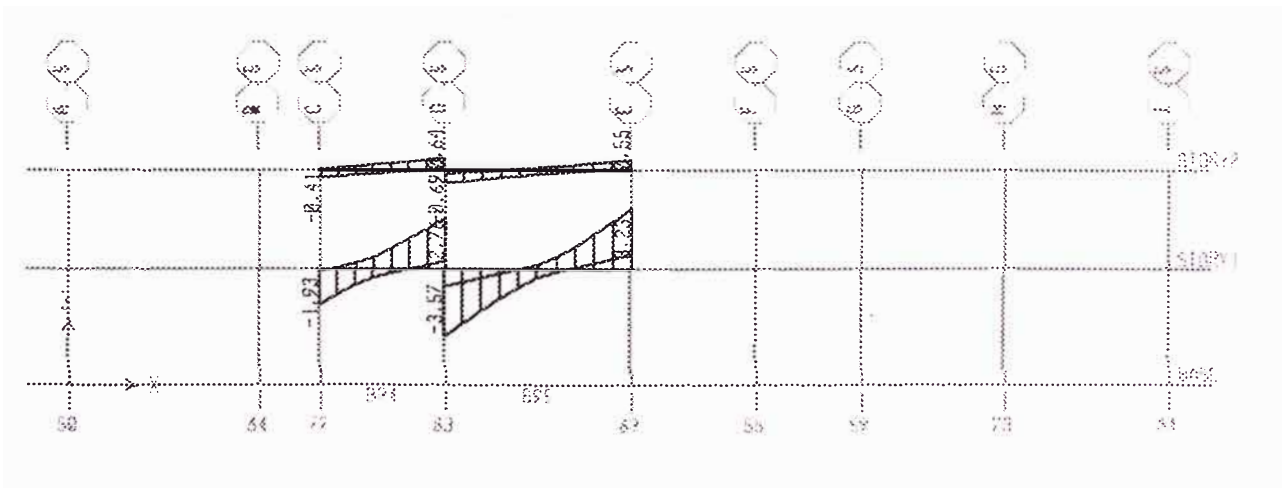


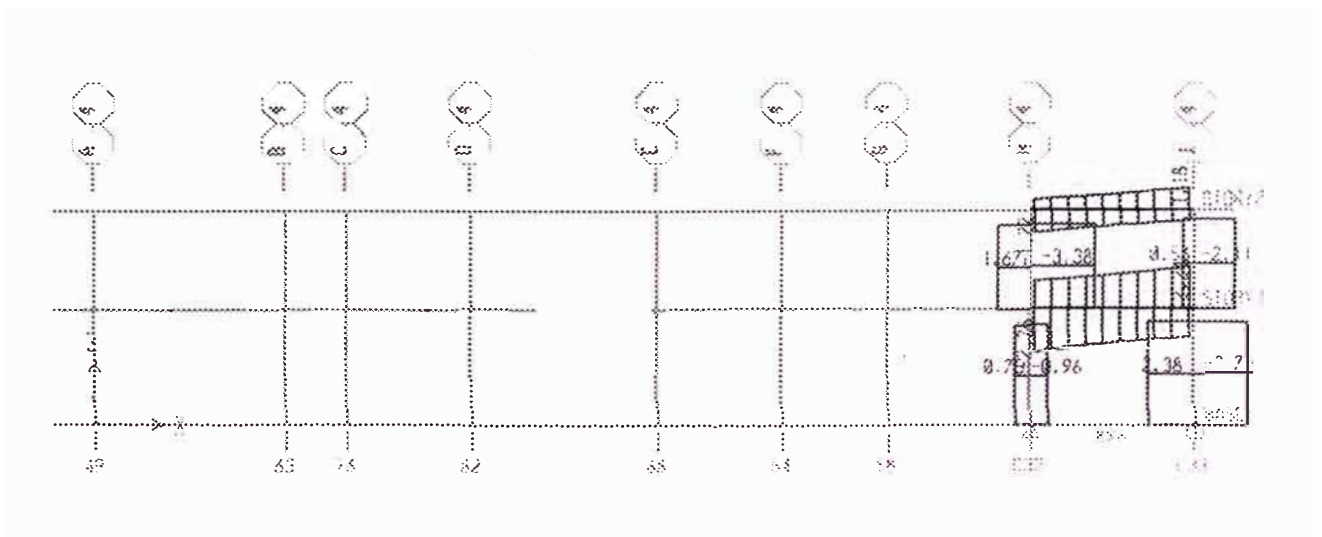


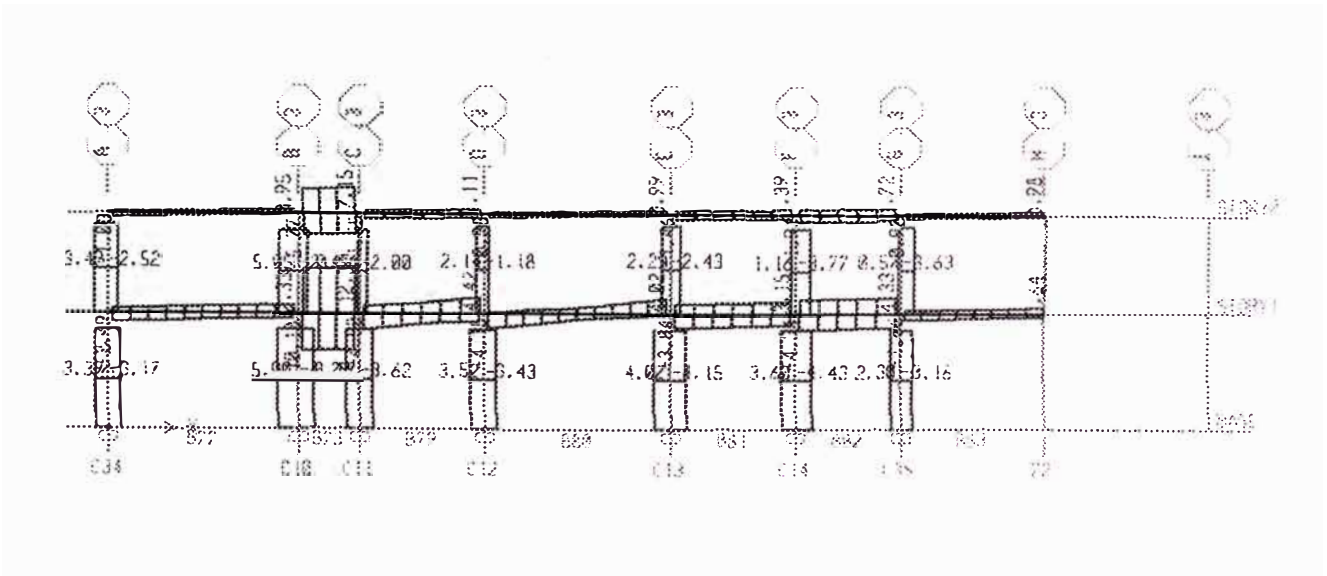


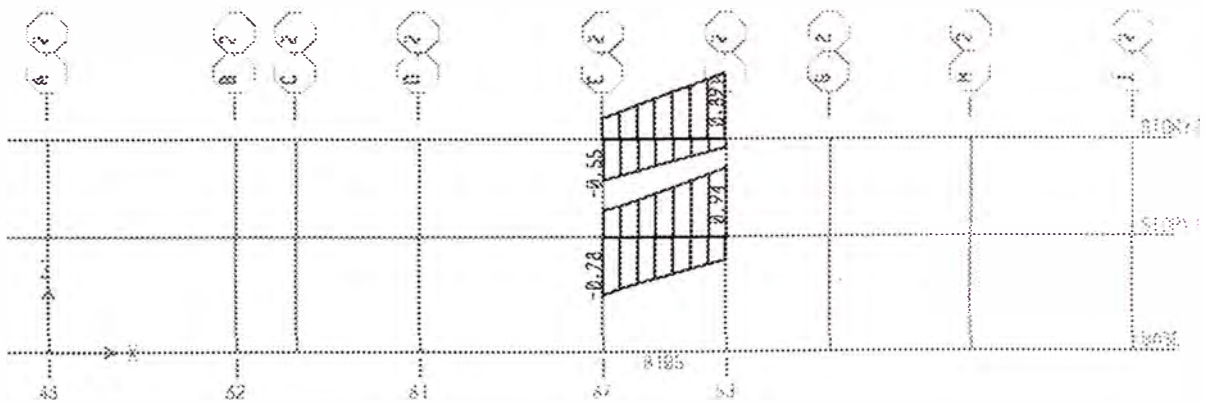


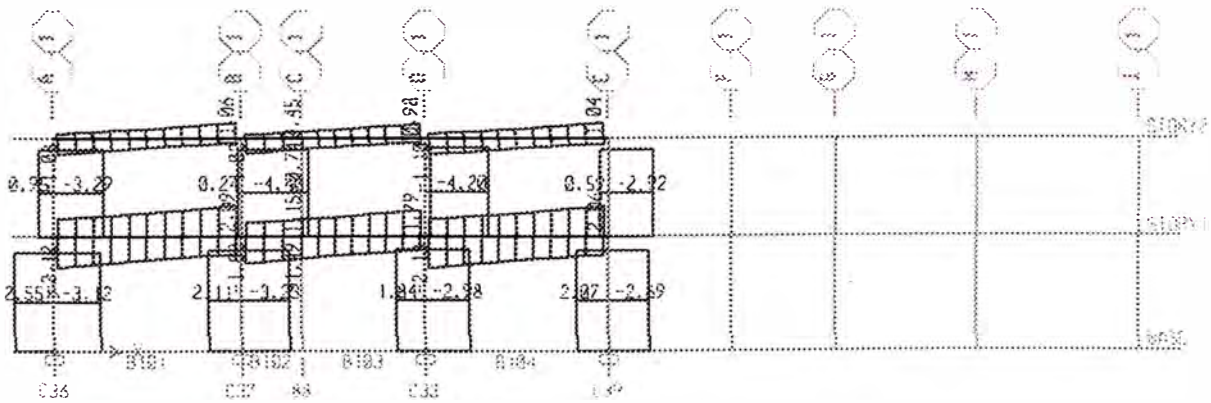


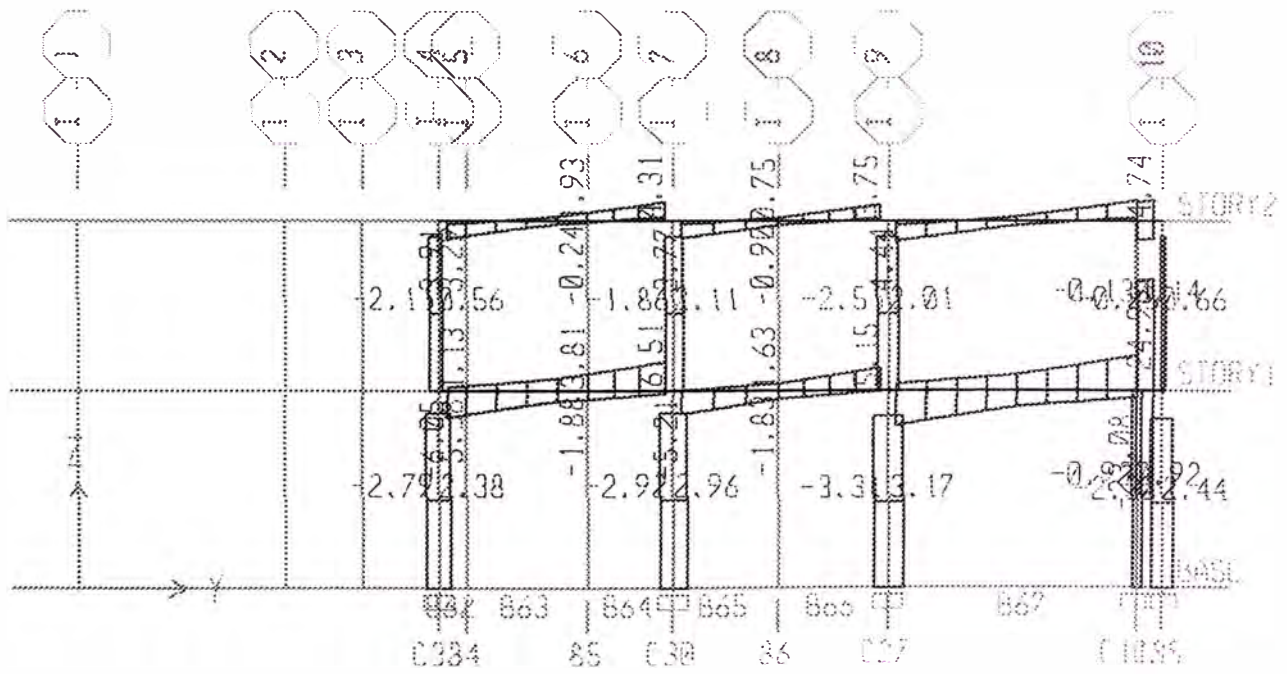


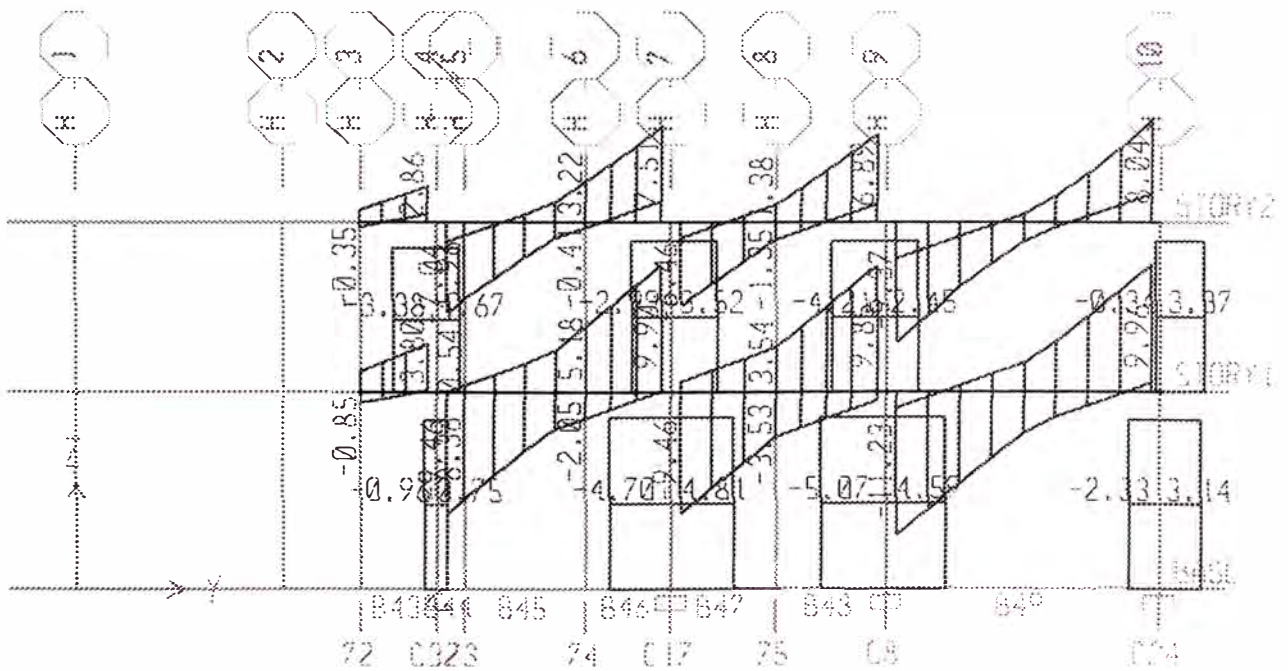


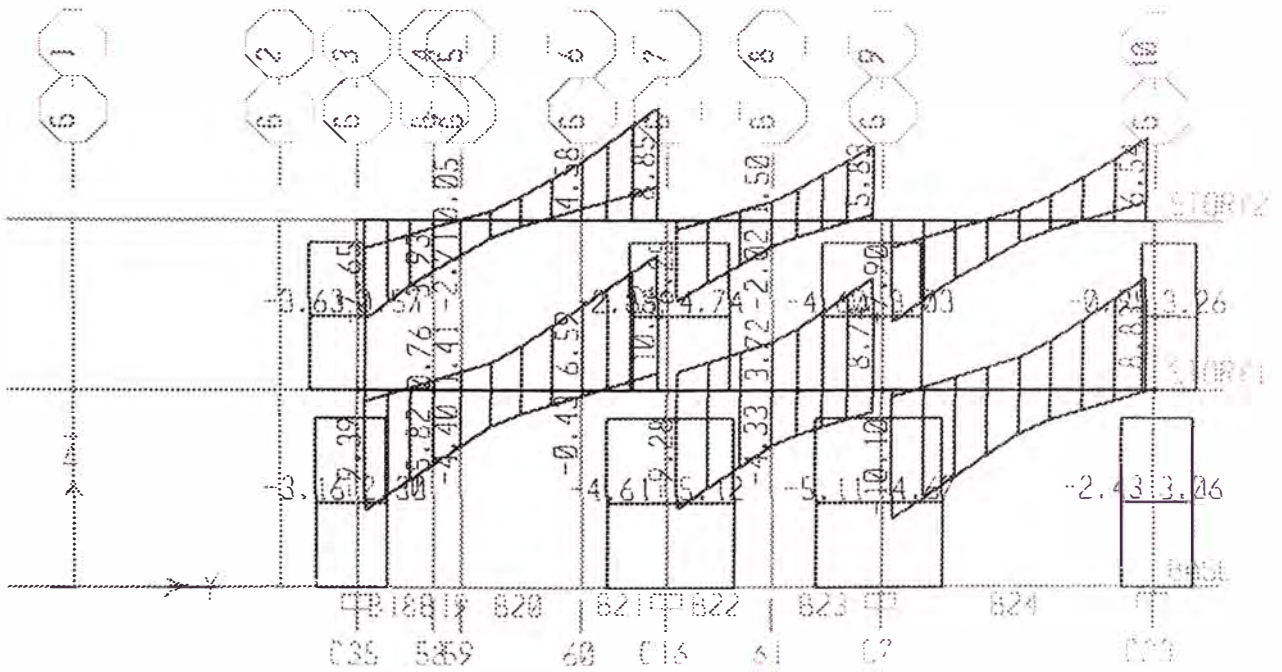


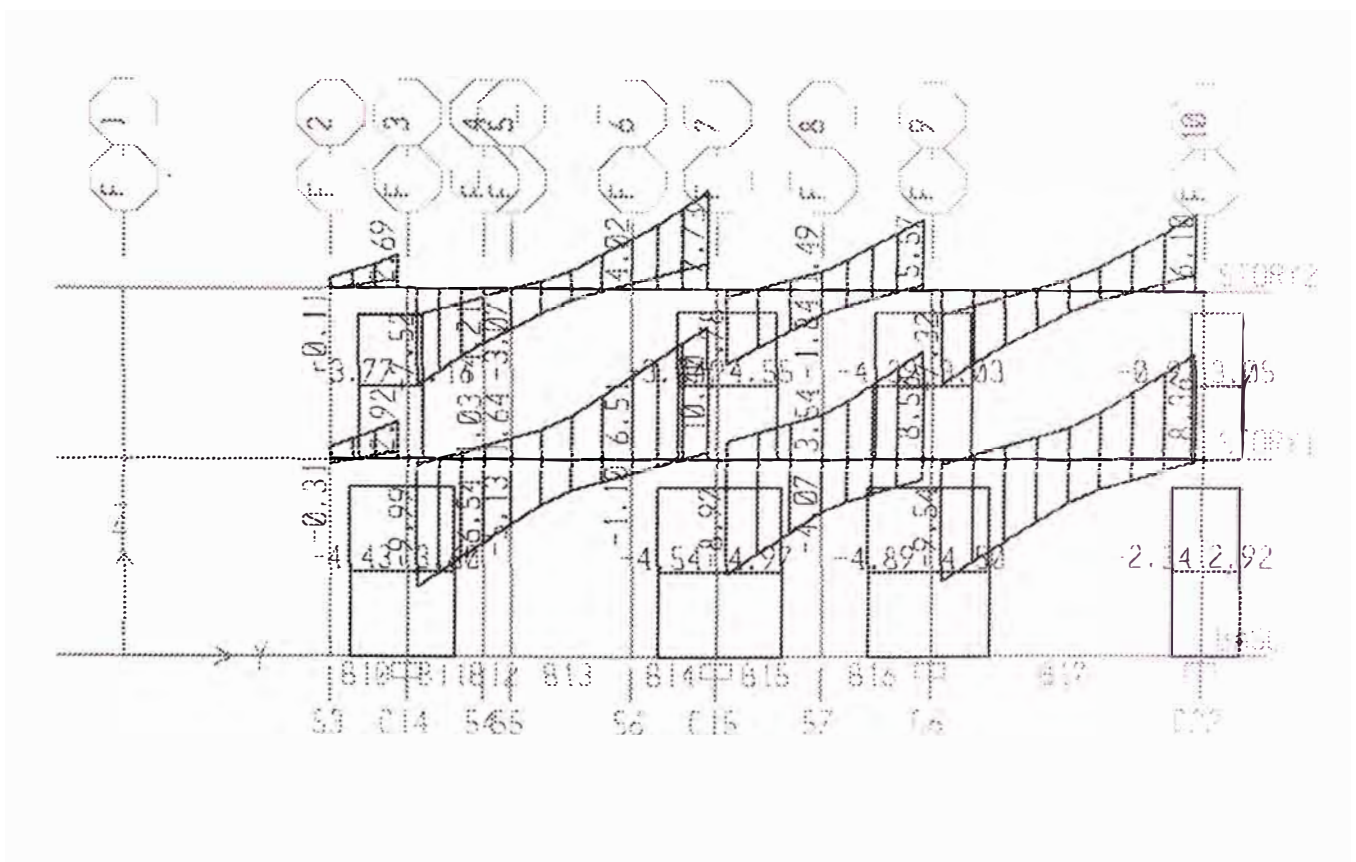


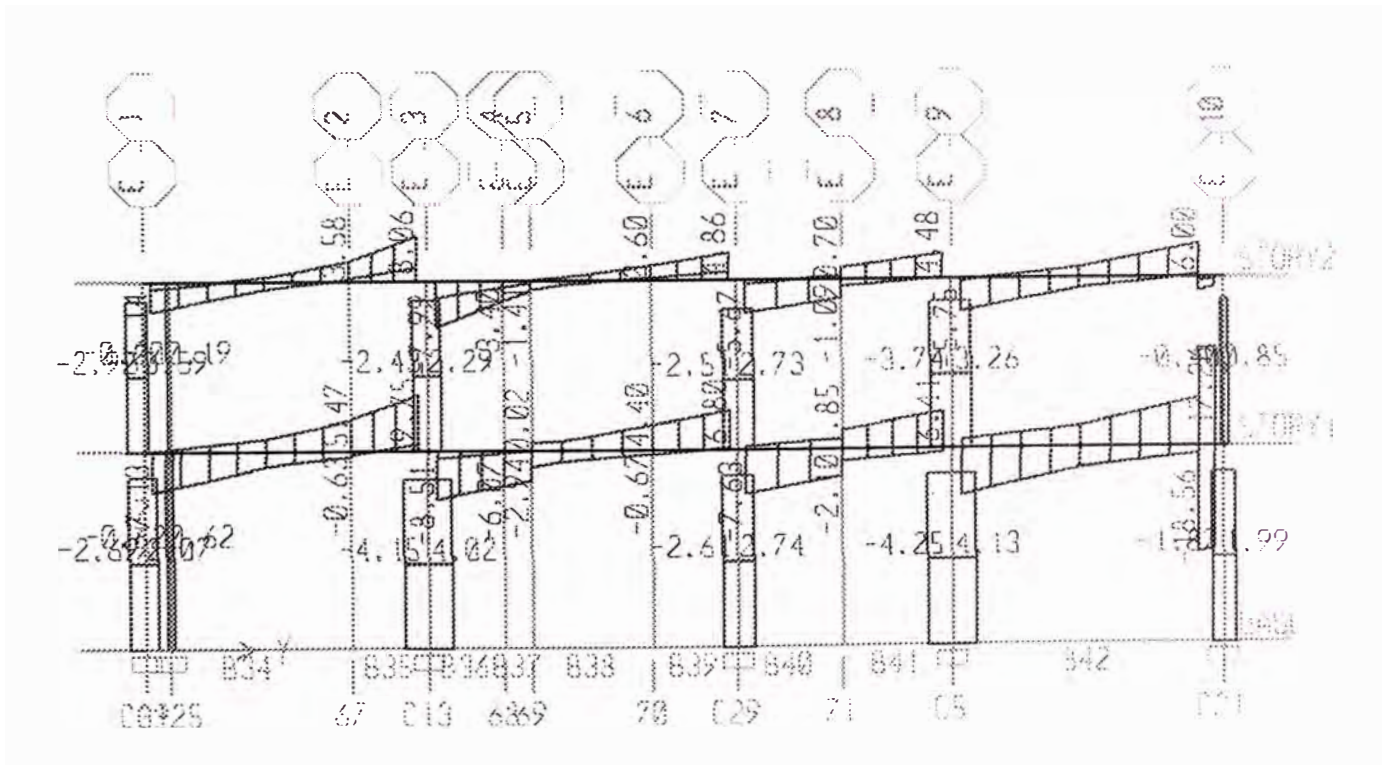


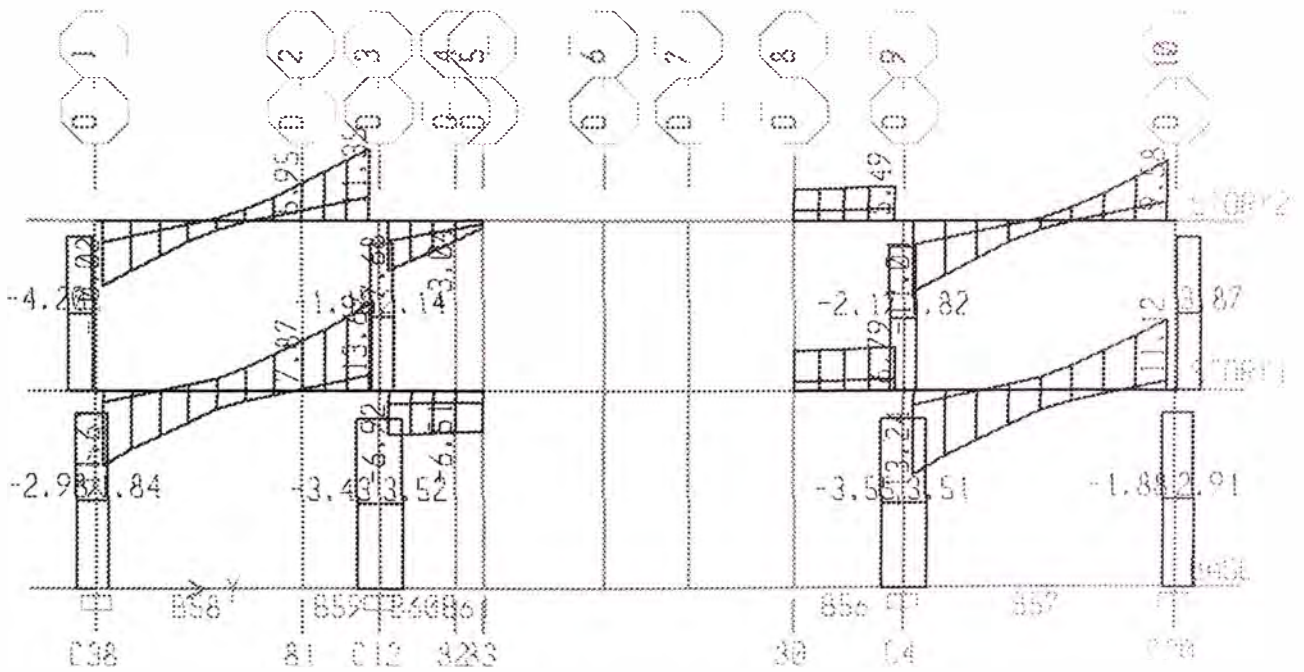


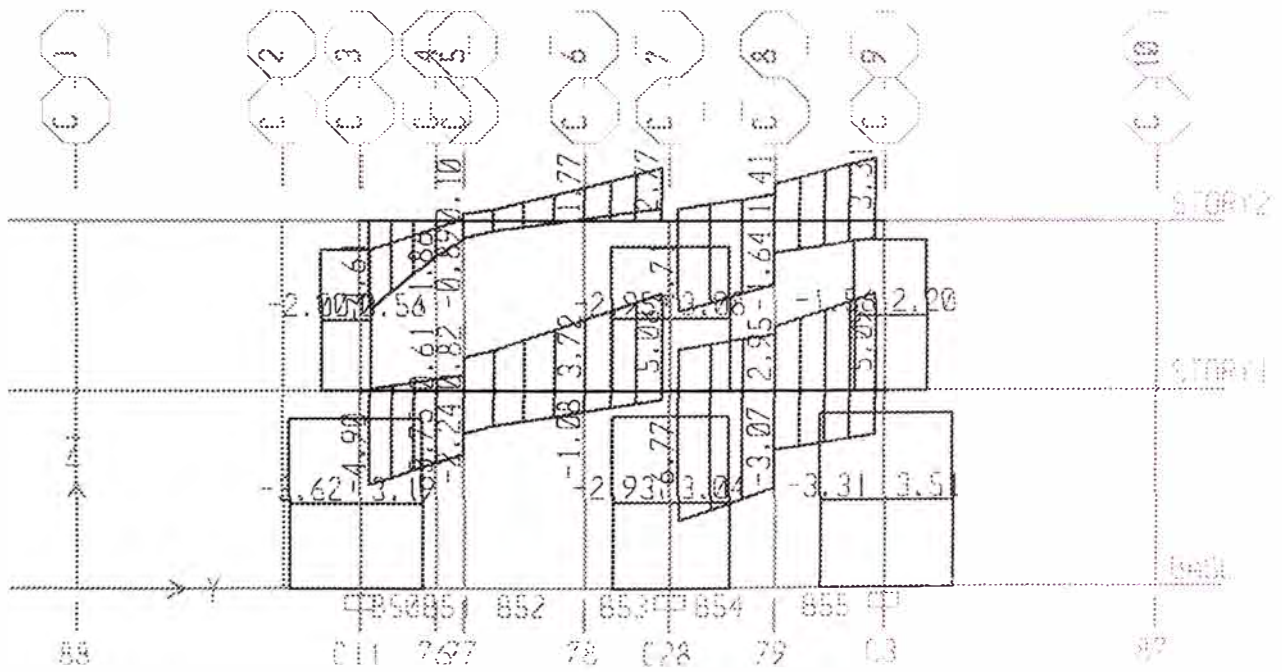


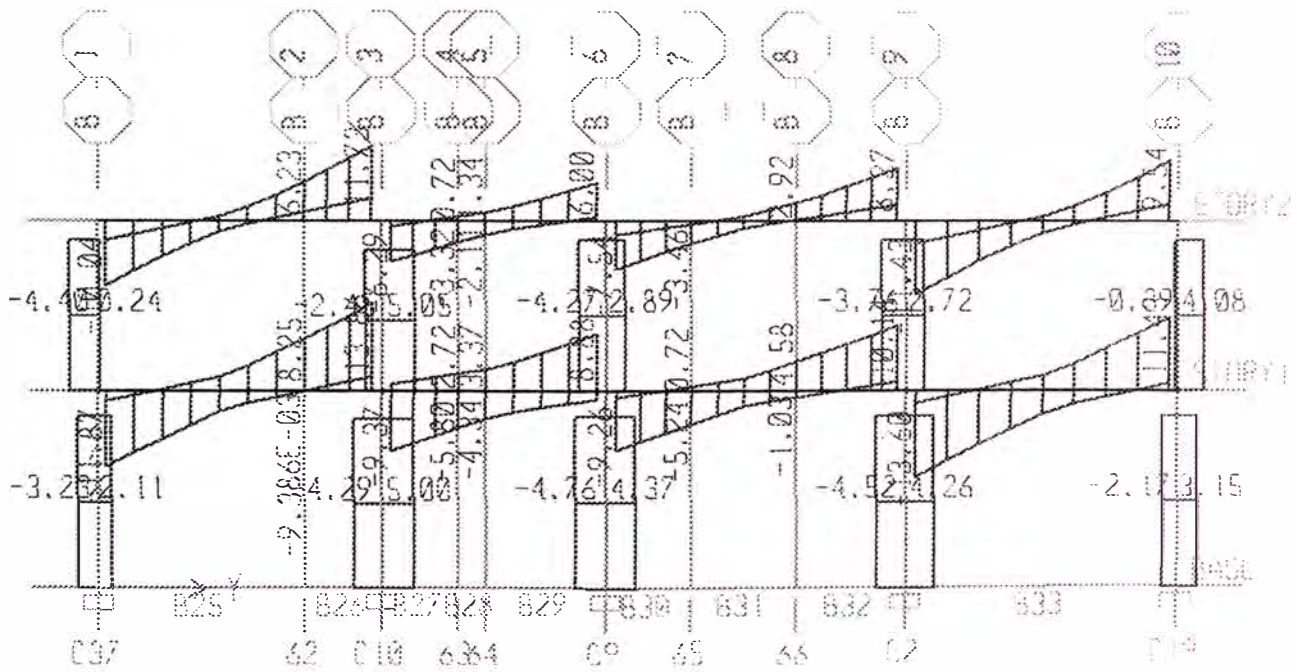




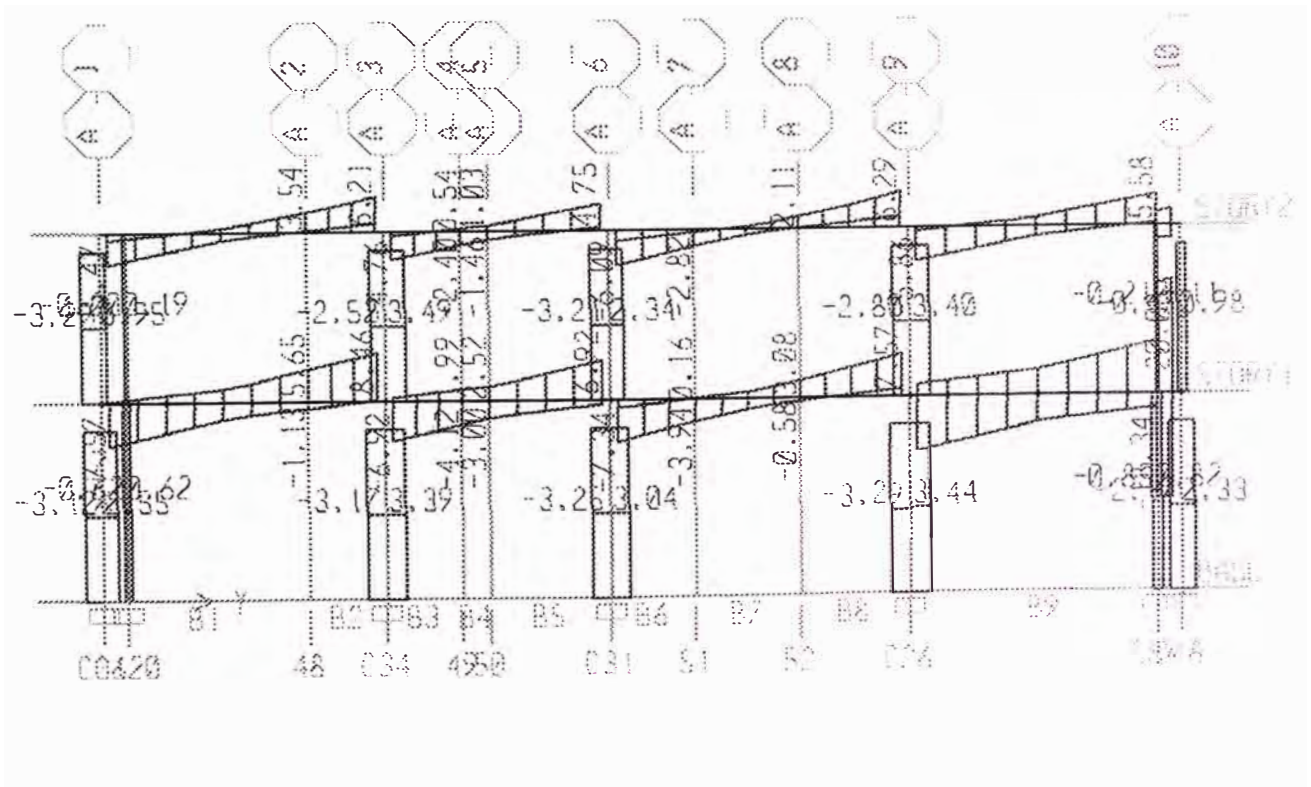


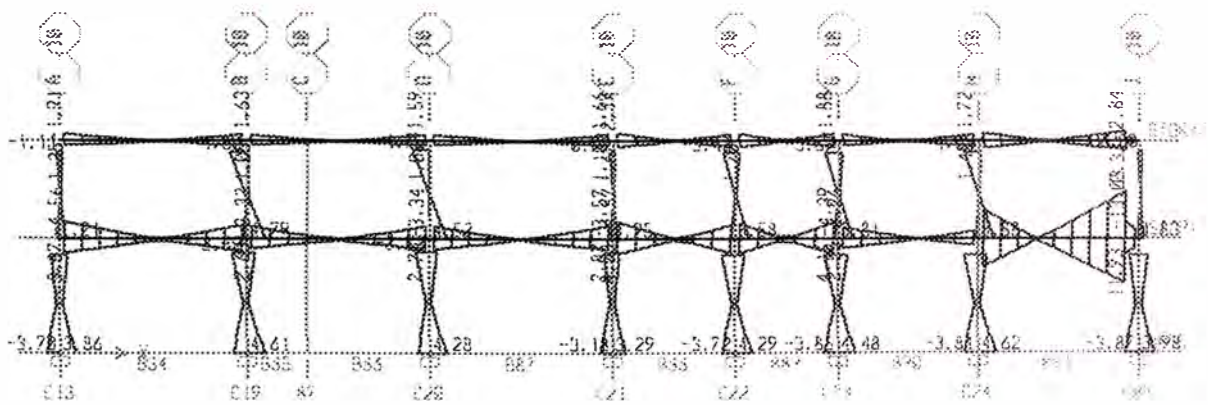


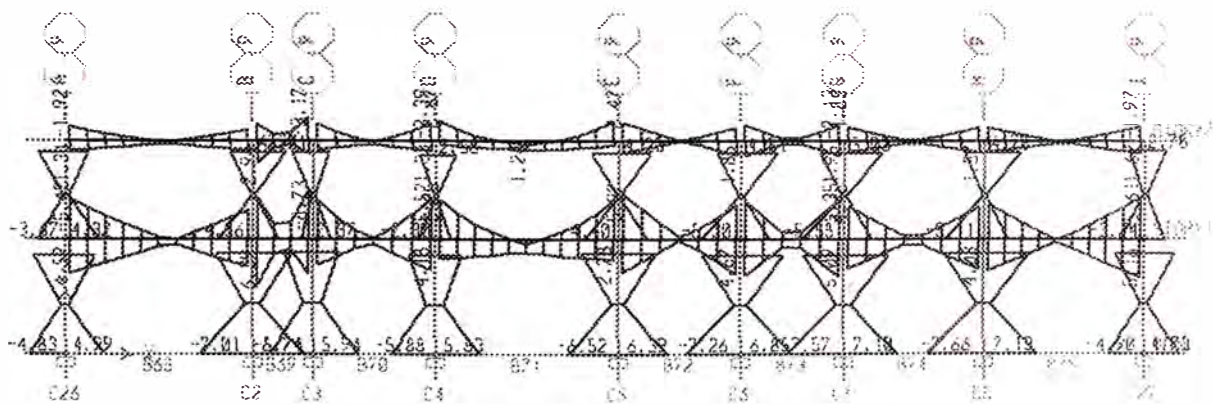


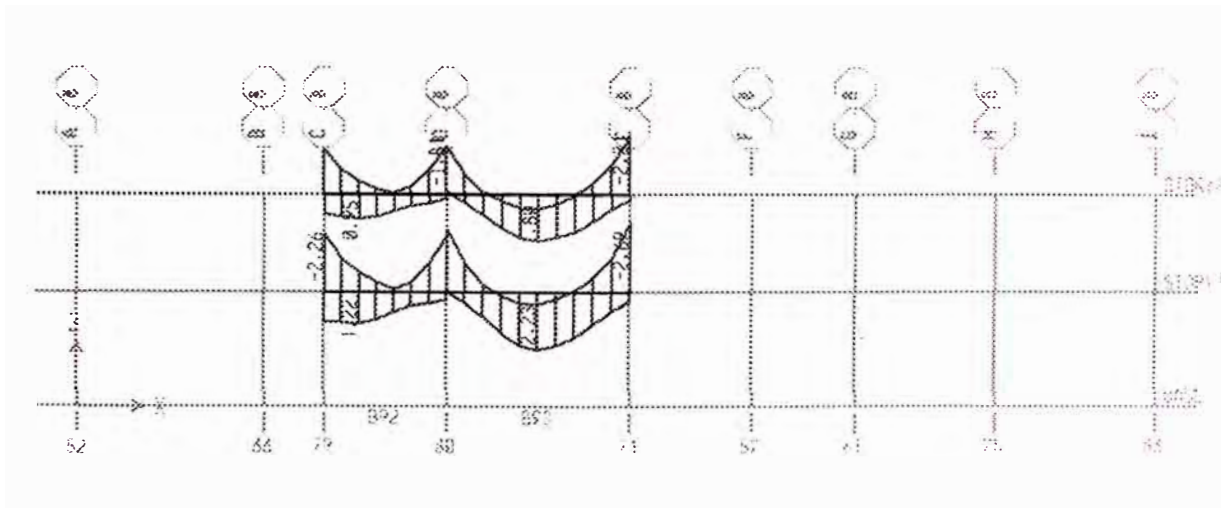


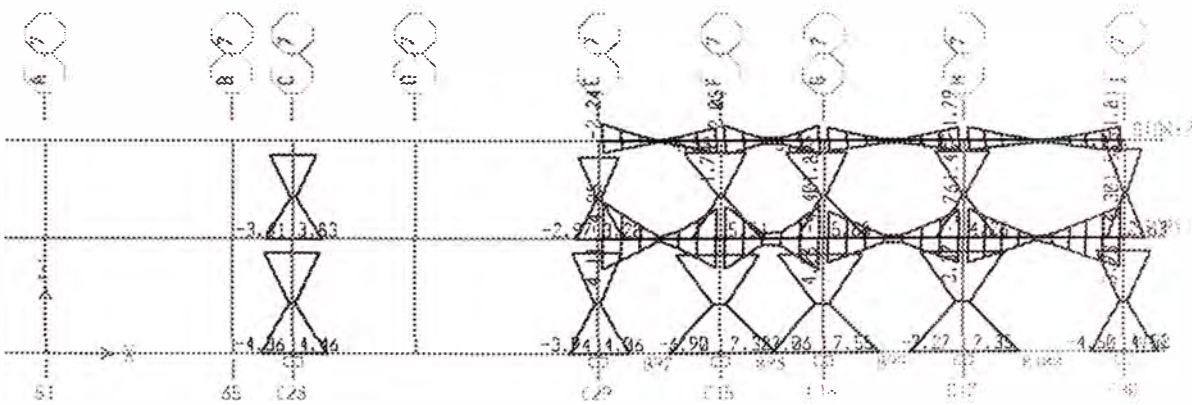
TABS

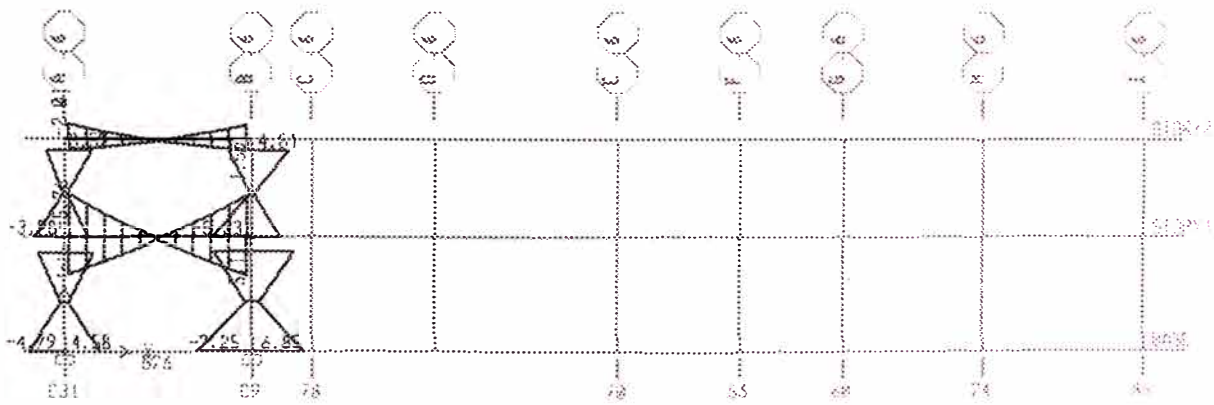


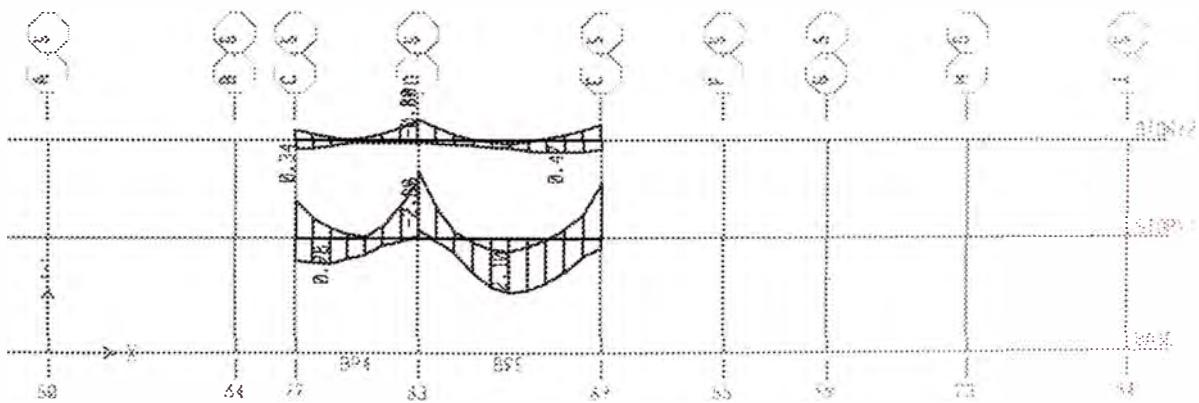


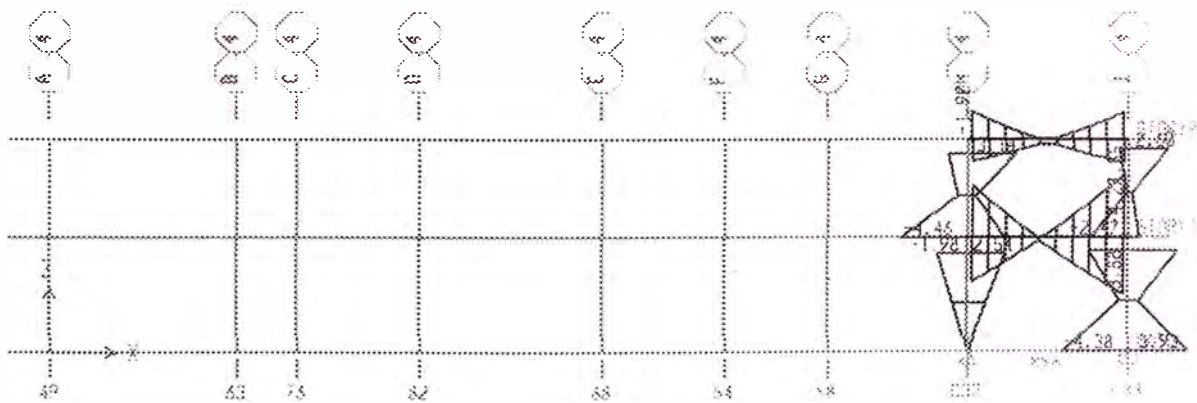


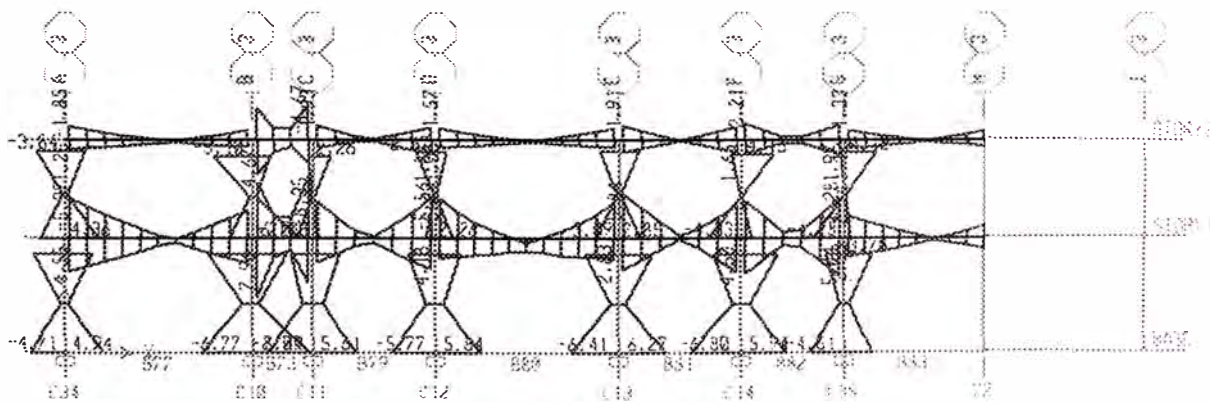


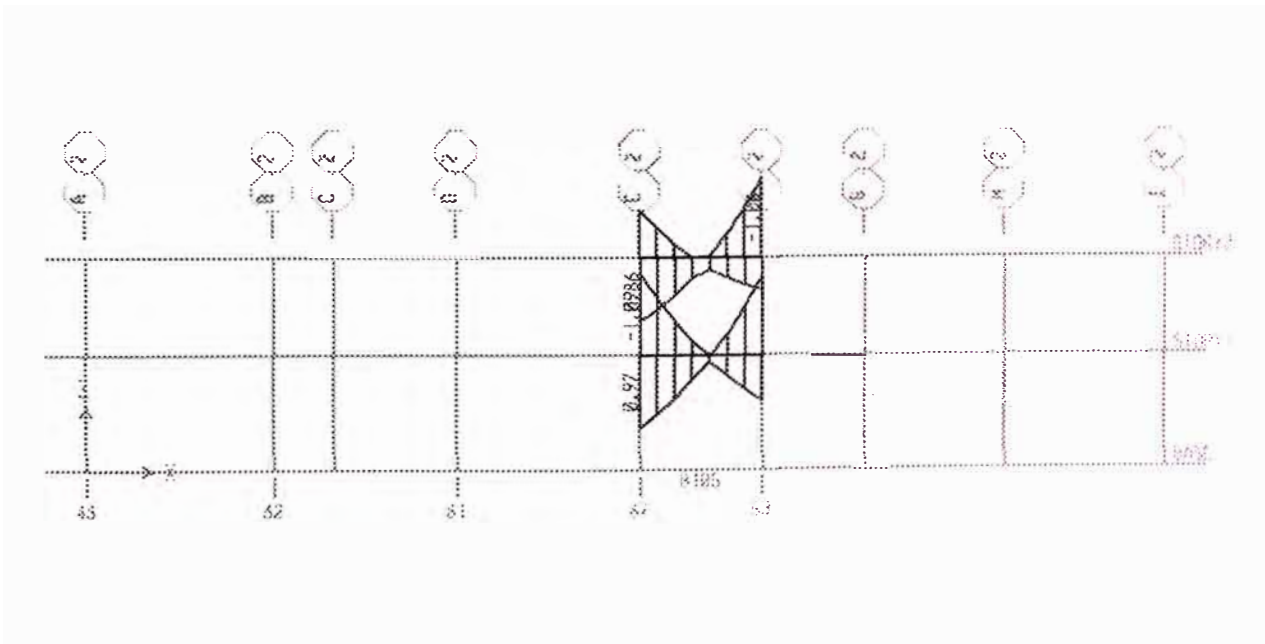


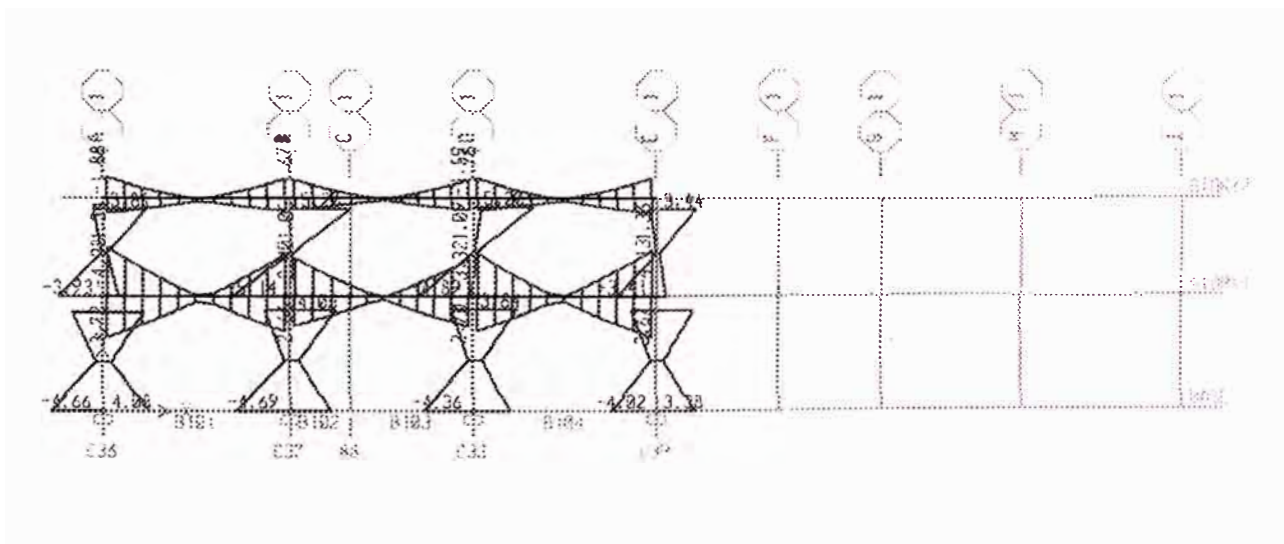


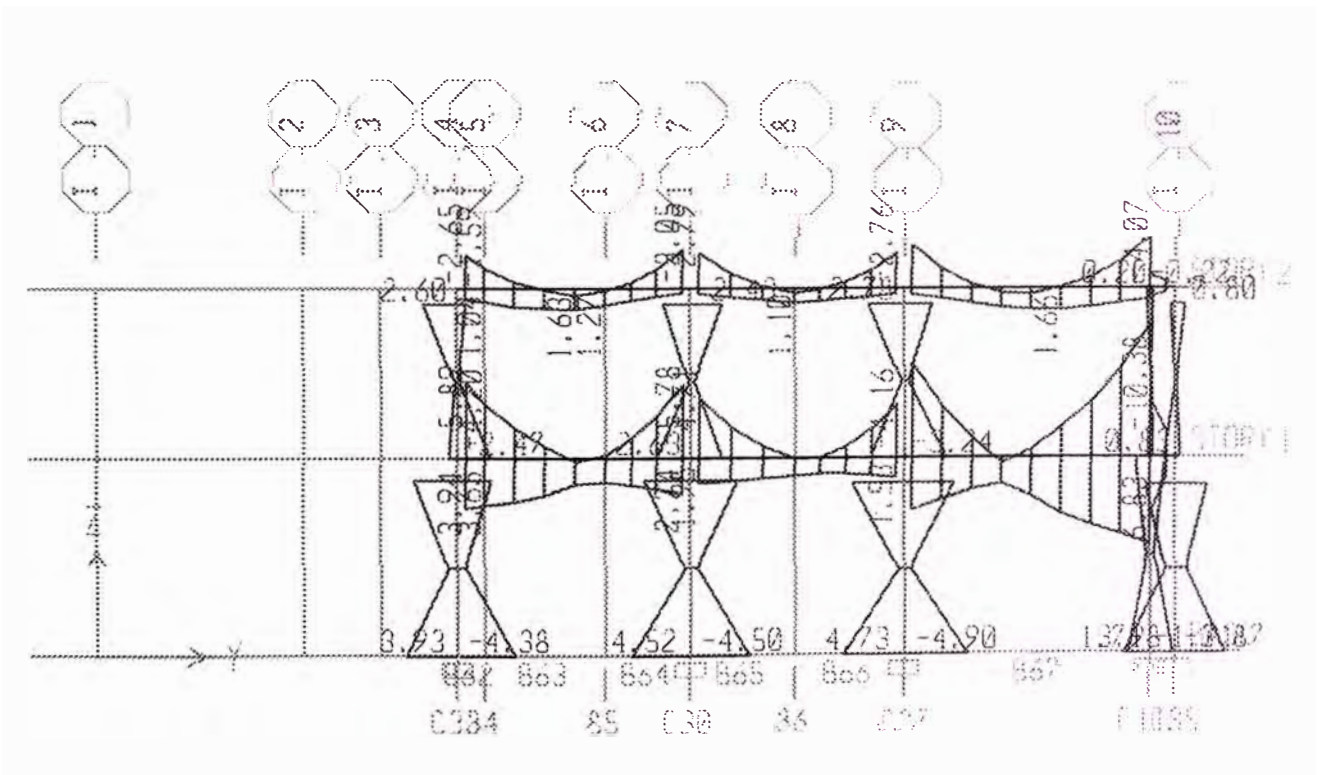


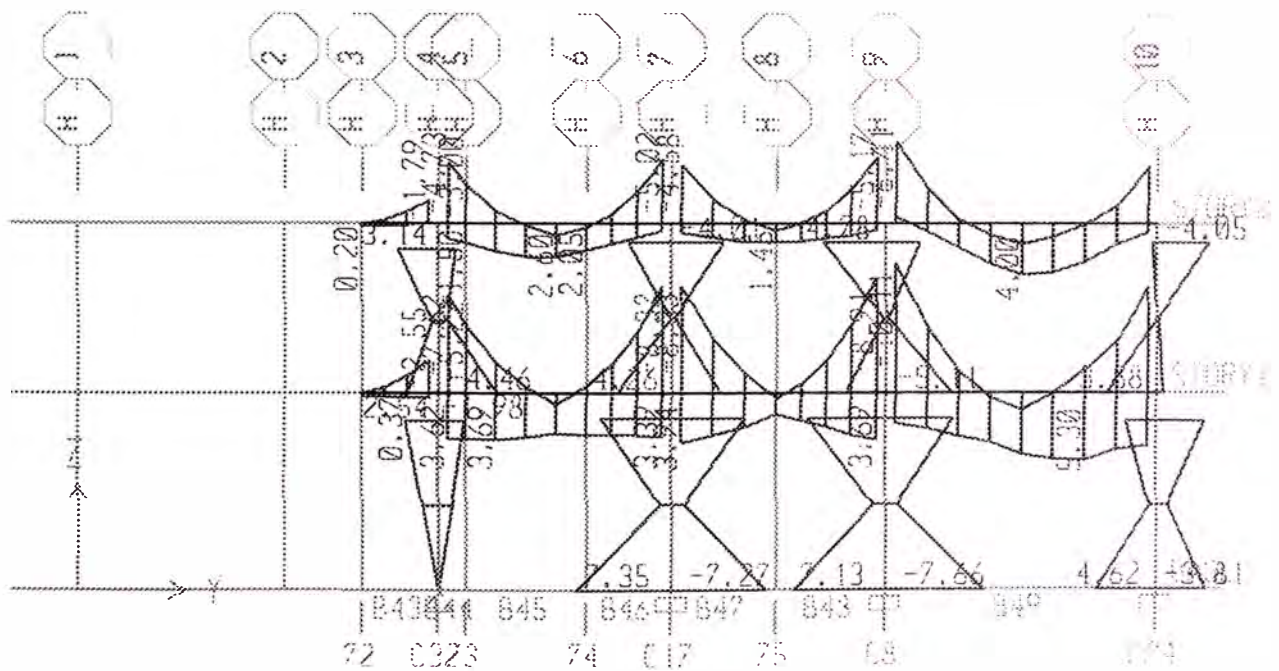


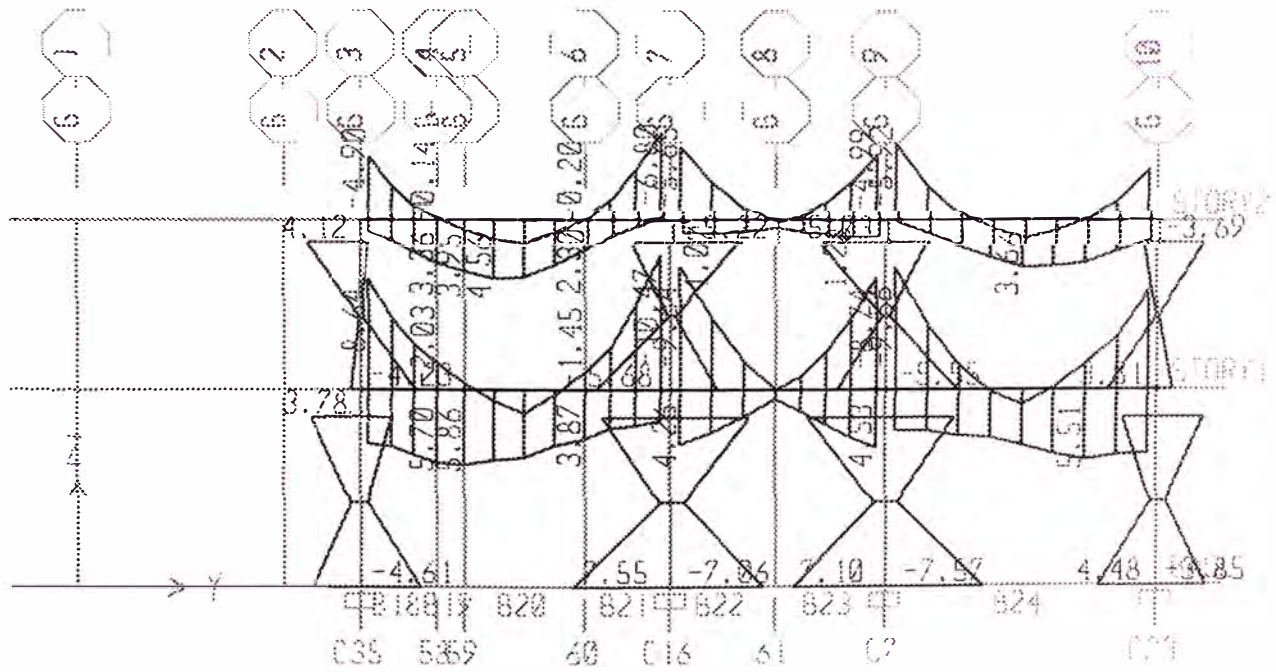


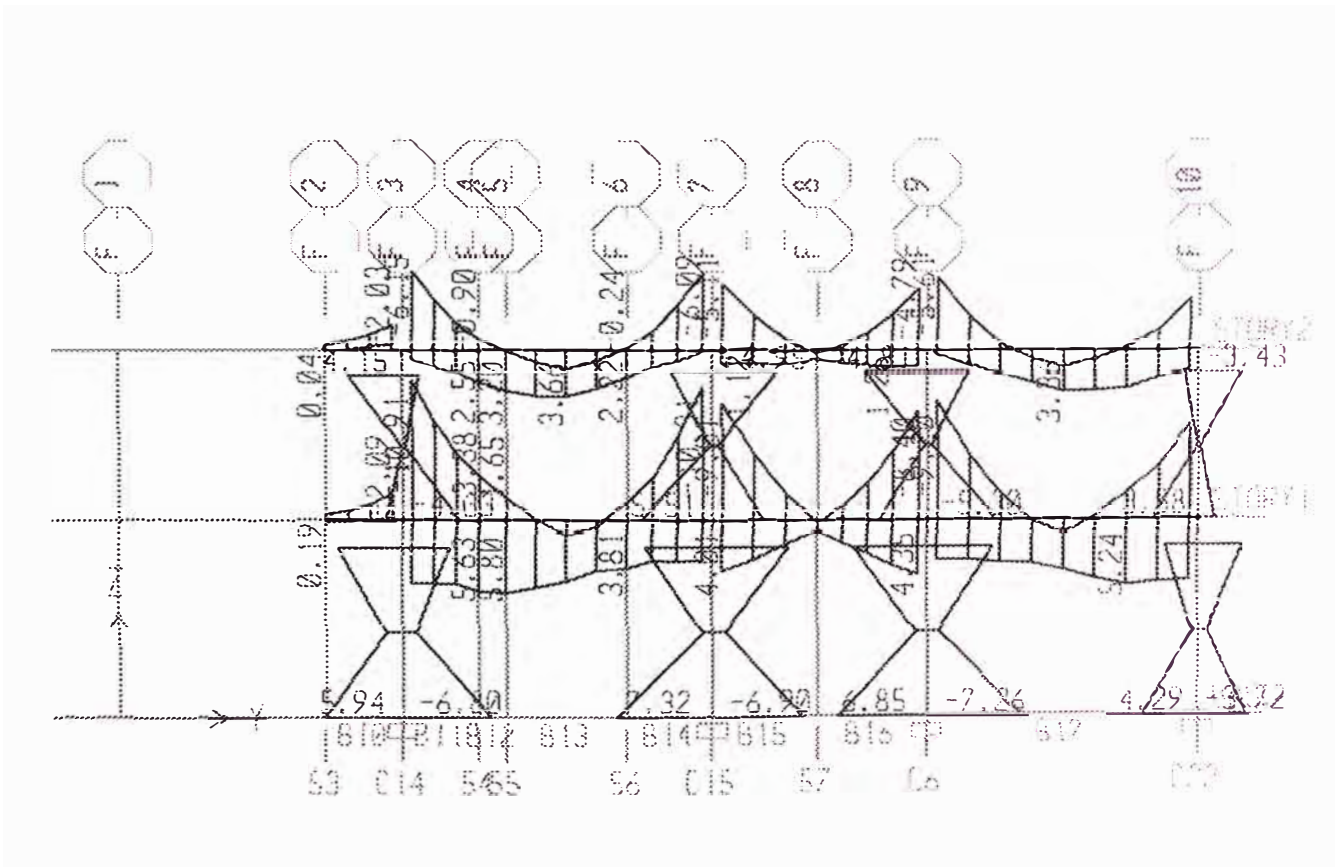


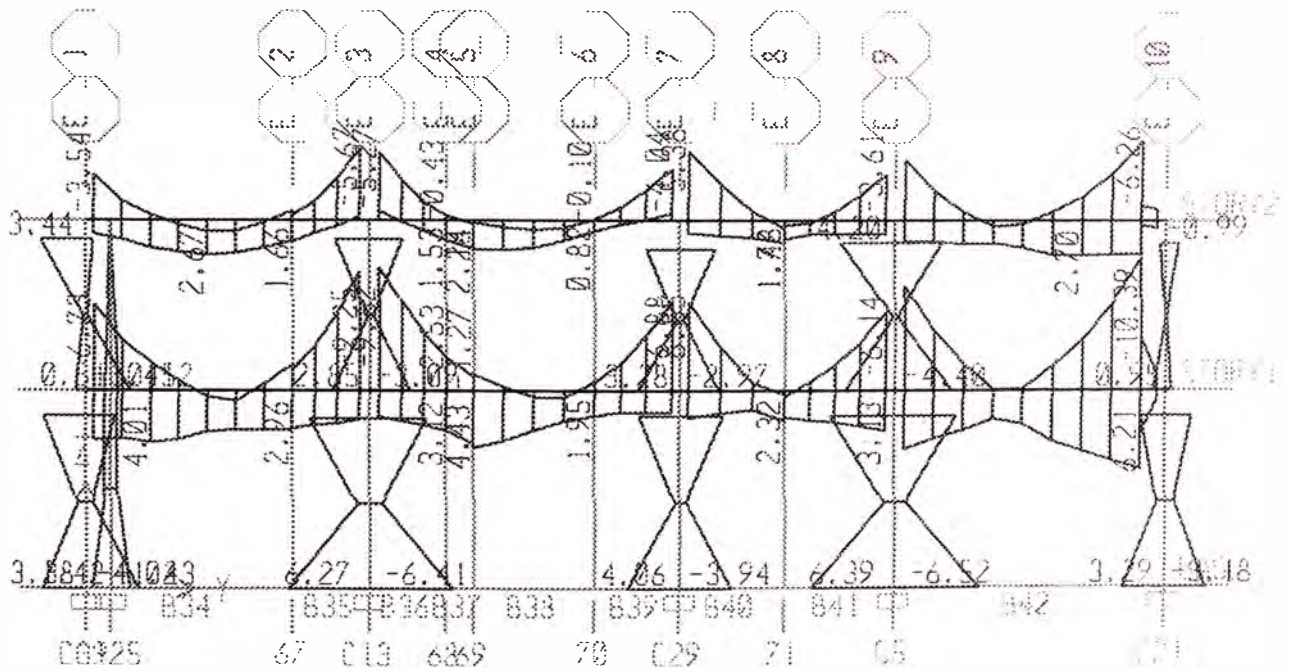


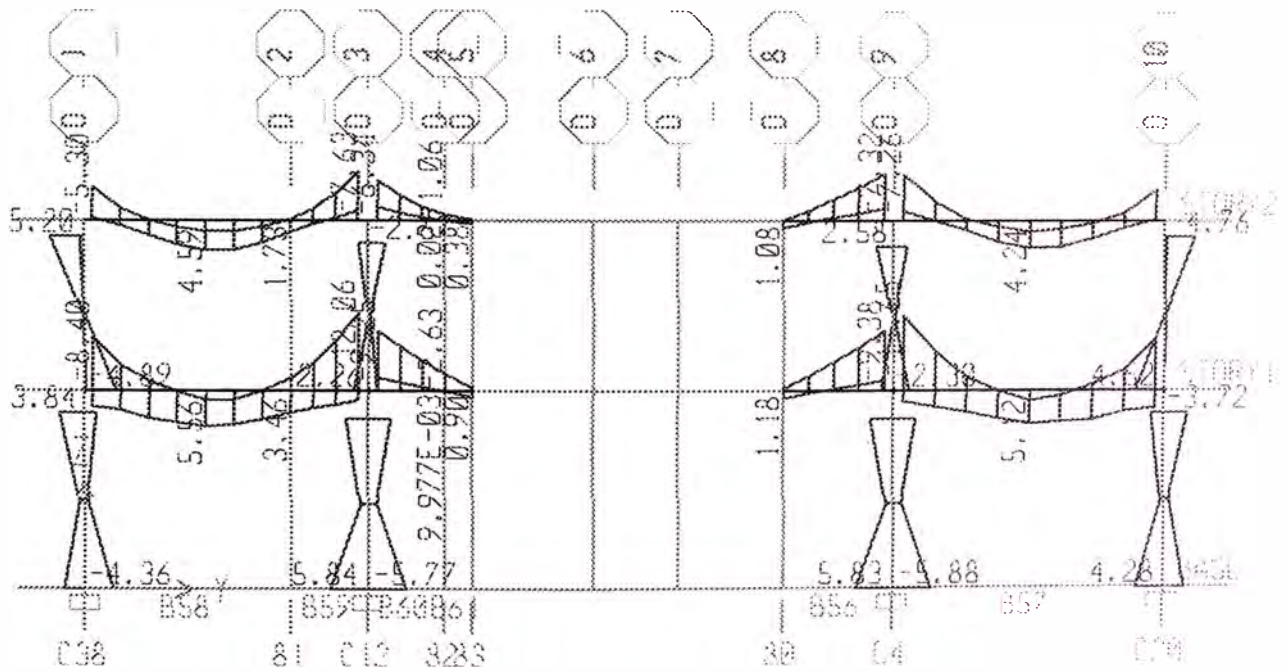


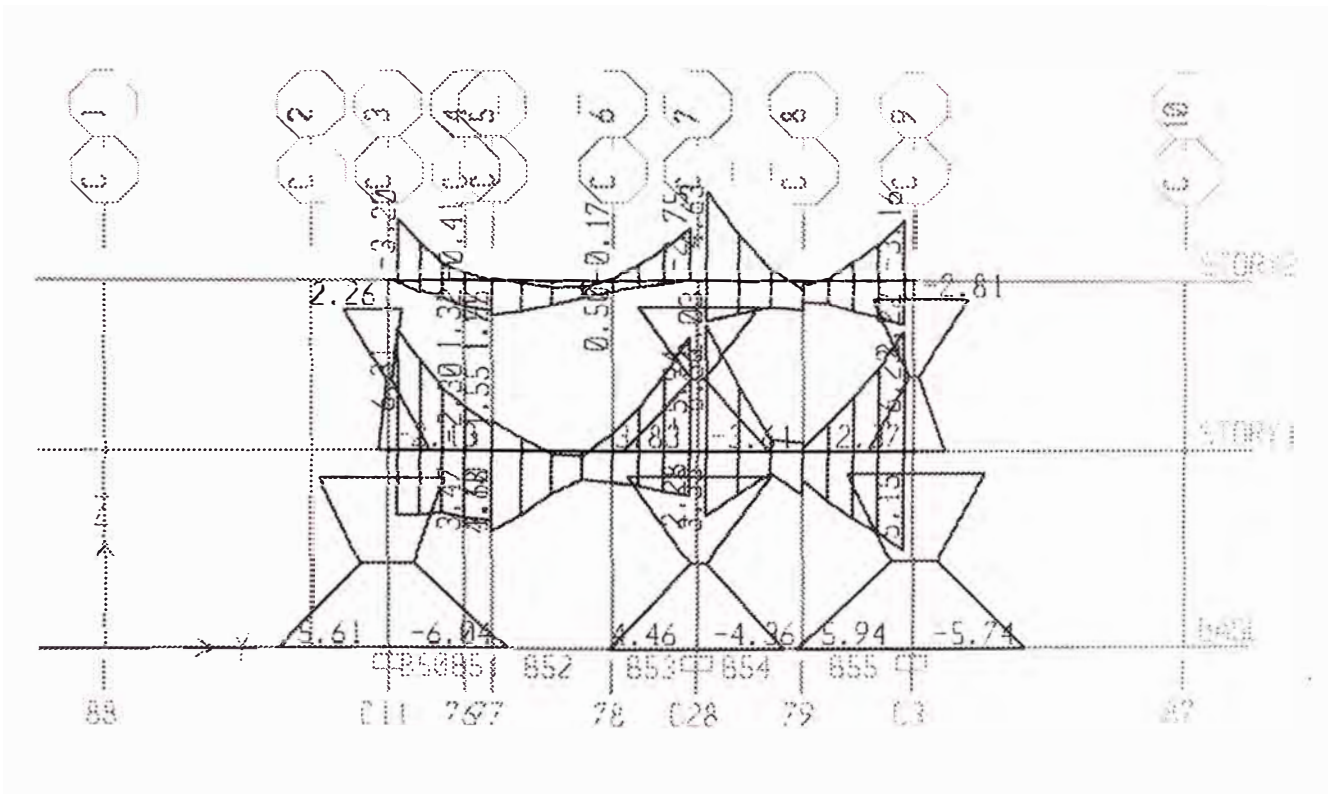


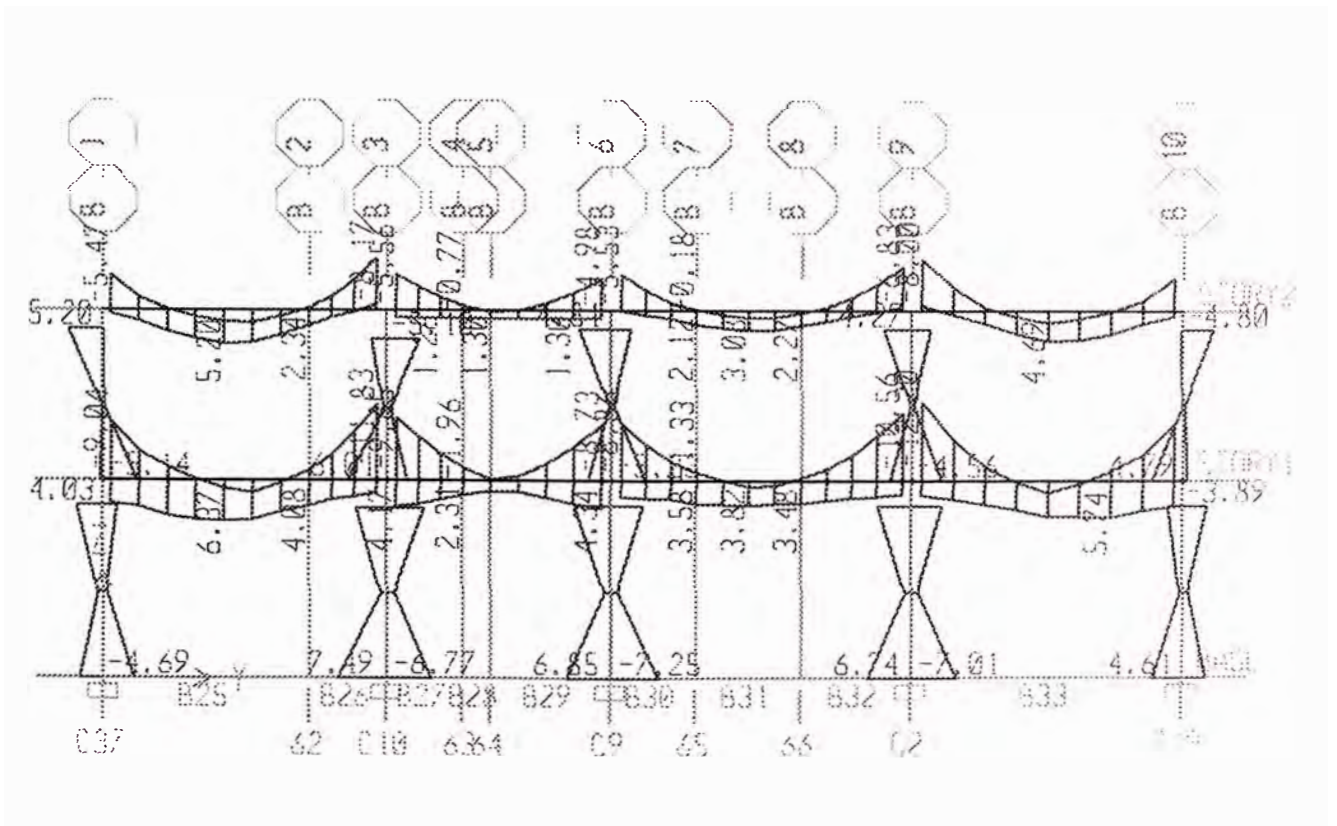


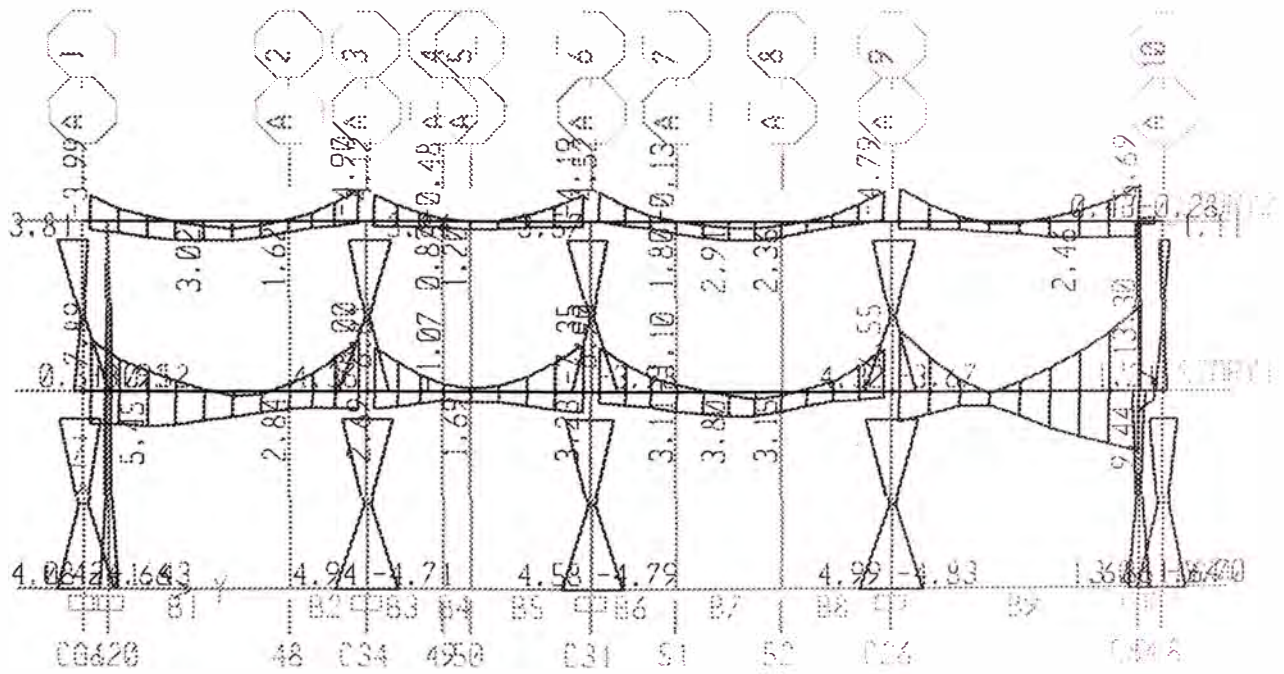












PROJECT INFORMATION

Company Name = PERSONAL

S T O R Y D A T A

STORY	SIMILAR TO	HEIGHT	ELEVATION
STORY2	None	2.650	5.750
STORY1	STORY2	3.100	3.100
BASE	None		0.000

S T A T I C L O A D C A S E S

STATIC CASE	CASE TYPE	AUTO LAT LOAD	SELF WT MULTIPLIER
SISMOX1	QUAKE	USER_LOADS	0.0000
L1	LIVE	N/A	0.0000
L2	LIVE	N/A	0.0000
SISMOX2	QUAKE	USER_LOADS	0.0000
SISMOMENX3	QUAKE	USER_LOADS	0.0000
SISMOMENX4	QUAKE	USER_LOADS	0.0000
SISMOY1	QUAKE	USER_LOADS	0.0000
SISMOY2	QUAKE	USER_LOADS	0.0000
SISMOMENY3	QUAKE	USER_LOADS	0.0000
SISMOMENY4	QUAKE	USER_LOADS	0.0000

A U T O S E I S M I C U S E R L O A D S
Case: SISMOX1

SPECIFIED AUTO SEISMIC LOADS

STORY X	DIAPHRAGM Y	FX	FY	MZ
STORY2 13.550	D2 9.920	60.70	0.00	54.000
STORY1 13.550	D1 13.550	61.30	0.00	54.560

AUTO SEISMIC CALCULATION RESULTS

AUTO SEISMIC STORY FORCES

STORY	FX	FY	FZ	MX
MY				
STORY2	60.70	0.00	0.00	0.000
0.000	15.951			
STORY1	61.30	0.00	0.00	0.000
0.000	-206.136			

ETABS v9.0.4 File:GEOMETRIA PRUEBA FIDEL1 Units:Ton-m Enero 2, 2008 13:55 PAGE 5

A U T O S E I S M I C U S E R L O A D S
Case: SISMOX2

SPECIFIED AUTO SEISMIC LOADS

STORY	DIAPHRAGM	FX	FY	MZ
X	Y			
STORY2	D2	60.70	0.00	-54.000
13.550	9.920			
STORY1	D1	61.30	0.00	-54.560
13.550	9.920			

AUTO SEISMIC CALCULATION RESULTS

AUTO SEISMIC STORY FORCES

STORY	FX	FY	FZ	MX
MY				
STORY2	60.70	0.00	0.00	0.000
0.000	-92.049			
STORY1	61.30	0.00	0.00	0.000
0.000	-92.737			

ETABS v9.0.4 File:GEOMETRIA PRUEBA FIDEL1 Units:Ton-m Enero 2, 2008 13:55 PAGE 6

A U T O S E I S M I C U S E R L O A D S
Case: SISMOMENX3

SPECIFIED AUTO SEISMIC LOADS

STORY	DIAPHRAGM	FX	FY	MZ
X	Y			
STORY2	D2	-60.70	0.00	54.000
13.550	9.920			
STORY1	D1	-61.30	0.00	54.560
13.550	9.920			

AUTO SEISMIC CALCULATION RESULTS

AUTO SEISMIC STORY FORCES

STORY	FX	FY	FZ	MX
MY				
STORY2	-60.70	0.00	0.00	0.000
0.000	92.049			
STORY1	-61.30	0.00	0.00	0.000
0.000	92.737			

ETABS v9.0.4 File:GEOMETRIA PRUEBA FIDEL1 Units:Ton-m Enero 2, 2008 13:55 PAGE 7

A U T O S E I S M I C U S E R L O A D S
Case: SISMOMENX4

SPECIFIED AUTO SEISMIC LOADS

STORY	DIAPHRAGM	FX	FY	MZ
X	Y			
STORY2	D2	-60.70	0.00	-54.000
13.550	9.920			
STORY1	D1	-61.30	0.00	-54.560
13.550	9.920			

AUTO SEISMIC CALCULATION RESULTS

AUTO SEISMIC STORY FORCES

STORY	FX	FY	FZ	MX
MY				
STORY2	-60.70	0.00	0.00	0.000
0.000	-15.951			
STORY1	-61.30	0.00	0.00	0.000
0.000	-16.383			

ETABS v9.0.4 File:GEOMETRIA PRUEBA FIDEL1 Units:Ton-m Enero 2, 2008 13:55 PAGE 8

A U T O S E I S M I C U S E R L O A D S
Case: SISMOY1

SPECIFIED AUTO SEISMIC LOADS

STORY	DIAPHRAGM	FX	FY	MZ
X	Y			
STORY2	D2	0.00	60.70	87.100
13.550	9.920			
STORY1	D1	0.00	54.56	87.960
13.550	9.920			

AUTO SEISMIC CALCULATION RESULTS

AUTO SEISMIC STORY FORCES

STORY	FX	FY	FZ	MX
MY				
MZ				
STORY2	0.00	60.70	0.00	0.000
0.000	95.496			
STORY1	0.00	54.56	0.00	0.000
0.000	95.812			

ETABS v9.0.4 File:GEOMETRIA PRUEBA FIDEL1 Units:Ton-m Enero 2, 2008 13:55 PAGE 9

A U T O S E I S M I C U S E R L O A D S
Case: SISMOY2

SPECIFIED AUTO SEISMIC LOADS

STORY	DIAPHRAGM	FX	FY	MZ
X	Y			
STORY2	D2	0.00	60.70	-87.100
13.550	9.920			
STORY1	D1	0.00	54.56	-87.960
13.550	9.920			

AUTO SEISMIC CALCULATION RESULTS

AUTO SEISMIC STORY FORCES

STORY	FX	FY	FZ	MX
MY				
MZ				
STORY2	0.00	60.70	0.00	0.000
0.000	-78.704			
STORY1	0.00	54.56	0.00	0.000
0.000	-80.108			

ETABS v9.0.4 File:GEOMETRIA PRUEBA FIDEL1 Units:Ton-m Enero 2, 2008 13:55 PAGE 10

A U T O S E I S M I C U S E R L O A D S
Case: SISMOMENY3

SPECIFIED AUTO SEISMIC LOADS

STORY	DIAPHRAGM	FX	FY	MZ
X	Y			
STORY2	D2	0.00	0.00	0.000
0.000	0.000			
STORY1	D1	0.00	0.00	0.000
0.000	0.000			

AUTO SEISMIC CALCULATION RESULTS

AUTO SEISMIC STORY FORCES

STORY	FX	FY	FZ	MX
MY				
MZ				
STORY2	0.00	0.00	0.00	0.000
0.000	0.000			
STORY1	0.00	0.00	0.00	0.000
0.000	0.000			

ETABS v9.0.4 File:GEOMETRIA PRUEBA FIDEL1 Units:Ton-m Enero 2, 2008 13:55 PAGE 11

A U T O S E I S M I C U S E R L O A D S
Case: SISMOMENY4

SPECIFIED AUTO SEISMIC LOADS

STORY	DIAPHRAGM	FX	FY	MZ
	Y			
STORY2	D2	0.00	0.00	0.000
0.000	0.000			
STORY1	D1	0.00	0.00	0.000
0.000	0.000			

AUTO SEISMIC CALCULATION RESULTS

AUTO SEISMIC STORY FORCES

STORY	FX	FY	FZ	MX
MY				
MZ				
STORY2	0.00	0.00	0.00	0.000
0.000	0.000			
STORY1	0.00	0.00	0.00	0.000
0.000	0.000			

ETABS v9.0.4 File:GEOMETRIA PRUEBA FIDEL1 Units:Ton-m Enero 2, 2008 13:55 PAGE 12

M A S S S O U R C E D A T A

MASS LATERAL LUMP MASS
FROM MASS ONLY AT STORIES

Masses & LoaYes Yes

M A S S S O U R C E L O A D S

LOAD MULTIPLIER

VIVA 0.2500

ETABS v9.0.4 File:GEOMETRIA PRUEBA FIDEL1 Units:Ton-m Enero 2, 2008 13:55 PAGE 13

D I A P H R A G M M A S S D A T A

STORY X-M	DIAPHRAGM Y-M	MASS-X	MASS-Y	MMI
STORY2 13.412	D2 9.293	24.3794	24.3794	2414.5991
STORY1 13.406	D1 9.297	27.9934	27.9934	2808.0167

ETABS v9.0.4 File:GEOMETRIA PRUEBA FIDEL1 Units:Ton-m Enero 2,
2008 13:55 PAGE 14

A S S E M B L E D P O I N T M A S S E S

STORY RY	RZ	UX	UY	UZ
STORY2 0.000000	24.379388 2414.599090	24.379388	0.000000	0.000000
STORY1 0.000000	27.993404 2808.016730	27.993404	0.000000	0.000000
BASE 0.000000	1.238934 0.000000	1.238934	0.000000	0.000000
Totals 0.000000	53.611726 5222.615820	53.611726	0.000000	0.000000

ETABS v9.0.4 File:GEOMETRIA PRUEBA FIDEL1 Units:Ton-m Enero 2,
2008 13:55 PAGE 15

C E N T E R S O F C U M U L A T I V E M A S S & C E N T E R
S O F R I G I D I T Y

STORY CENTER OF RIGIDITY--/ LEVEL ORDINATE-X	DIAPHRAGM NAME ORDINATE-Y	/-----CENTER OF MASS-----//-- MASS ORDINATE-X ORDINATE-Y		
STORY2 13.904	D2 9.917	24.3794	13.412	9.293
STORY1 13.409	D1 9.890	27.9934	13.406	9.297

ETABS v9.0.4 File:GEOMETRIA PRUEBA FIDEL1 Units:Ton-m Enero 2,
2008 13:55 PAGE 16

MODAL INFORMATION

Modal Analysis not done.

ETABS v9.0.4 File:GEOMETRIA PRUEBA FIDEL1 Units:Ton-m Enero 2,
2008 13:55 PAGE 17

TOTAL REACTIVE FORCES (RECOVERED LOADS) AT ORIGIN

LOAD MY	MZ	FX	FY	FZ	MX
MUERTA 6490.520	0.000	0.00	0.00	483.54	4498.734

VIVA		0.00	0.00	194.59	1804.527
2597.594	0.000				
SISMOX1		-122.00	0.00	0.00	0.000
539.055	1324.199				
L1		0.00	0.00	97.96	917.836
1305.881	0.000				
L2		0.00	0.00	96.63	886.691
1291.713	0.000				
SISMOX2		-122.00	0.00	0.00	0.000
539.055	1318.800				
SISMOMENX3		122.00	0.00	0.00	0.000
539.055	-1318.800				
SISMOMENX4		122.00	0.00	0.00	0.000
539.055	-1101.680				
SISMOY1		0.00	-115.26	0.00	518.161
0.000	-1736.833				
SISMOY2		0.00	-115.26	0.00	518.161
0.000	-1386.713				
SISMOMENY3		0.00	0.00	0.00	0.000
0.000	0.000				
SISMOMENY4		0.00	0.00	0.00	0.000
0.000	0.000				

ETABS v9.0.4 File:GEOMETRIA PRUEBA FIDEL1 Units:Ton-m Enero 2,
2008 13:55 PAGE 18

S T O R Y F O R C E S

STORY T	LOAD MX	MY	P	VX	VY
STORY2	SISMOX1		0.00	-60.70	0.00
548.144	0.000	-160.855			
STORY1	SISMOX1		0.00	-122.00	0.00
1324.199	0.000	-539.055			
STORY2	SISMOX2		0.00	-60.70	0.00
656.144	0.000	-160.855			
STORY1	SISMOX2		0.00	-122.00	0.00
1318.800	0.000	-539.055			
STORY2	SISMOMENX3		0.00	60.70	0.00
656.144	0.000	160.855			
STORY1	SISMOMENX3		0.00	122.00	0.00
1318.800	0.000	539.055			
STORY2	SISMOMENX4		0.00	60.70	0.00
548.144	0.000	160.855			
STORY1	SISMOMENX4		0.00	122.00	0.00
1101.680	0.000	539.055			
STORY2	SISMOY1		0.00	0.00	-60.70
909.585	160.855	0.000			
STORY1	SISMOY1		0.00	0.00	-115.26
1736.833	518.161	0.000			
STORY2	SISMOY2		0.00	0.00	-60.70
735.385	160.855	0.000			
STORY1	SISMOY2		0.00	0.00	-115.26
1386.713	518.161	0.000			
STORY2	SISMOMENY3		0.00	0.00	0.00
0.000	0.000	0.000			
STORY1	SISMOMENY3		0.00	0.00	0.00
0.000	0.000	0.000			
STORY2	SISMOMENY4		0.00	0.00	0.00
0.000	0.000	0.000			

STORY1 SISMOMENY4 0.00 0.00 0.00
 0.000 0.000 0.000

ETABS v9.0.4 File:GEOMETRIA PRUEBA FIDEL1 Units:Ton-m Enero 2,
 2008 13:55 PAGE 19

STORY DRIFTS

STORY	DIRECTION	LOAD	MAX DRIFT
STORY2	X	SISMOX1	1/401
STORY2	Y	SISMOX1	1/9618
STORY1	X	SISMOX1	1/313
STORY1	Y	SISMOX1	1/4090
STORY2	X	SISMOX2	1/394
STORY2	Y	SISMOX2	1/4452
STORY1	X	SISMOX2	1/311
STORY1	Y	SISMOX2	1/3496
STORY2	X	SISMOMENX3	1/394
STORY2	Y	SISMOMENX3	1/4452
STORY1	X	SISMOMENX3	1/311
STORY1	Y	SISMOMENX3	1/3496
STORY2	X	SISMOMENX4	1/386
STORY2	Y	SISMOMENX4	1/4243
STORY1	X	SISMOMENX4	1/305
STORY1	Y	SISMOMENX4	1/3348
STORY2	X	SISMOY1	1/6965
STORY2	Y	SISMOY1	1/517
STORY1	X	SISMOY1	1/3167
STORY1	Y	SISMOY1	1/364
STORY2	X	SISMOY2	1/2895
STORY2	Y	SISMOY2	1/444
STORY1	X	SISMOY2	1/3322
STORY1	Y	SISMOY2	1/371

ETABS v9.0.4 File:GEOMETRIA PRUEBA FIDEL1 Units:Ton-m Enero 2,
 2008 13:55 PAGE 20

DISPLACEMENTS AT DIAPHRAGM CENTER OF MASS

STORY RZ	DIAPHRAGM	LOAD	UX	UY
STORY2 0.00003	D2	SISMOX1	0.0160	0.0000
STORY1 0.00005	D1	SISMOX1	0.0095	0.0000
STORY2 0.00010	D2	SISMOX2	0.0160	0.0001
STORY1 0.00006	D1	SISMOX2	0.0095	0.0000
STORY2 0.00010	D2	SISMOMENX3	-0.0160	-0.0001
STORY1 0.00006	D1	SISMOMENX3	-0.0095	0.0000
STORY2 0.00010	D2	SISMOMENX4	-0.0161	0.0000
STORY1 0.00006	D1	SISMOMENX4	-0.0096	0.0000
STORY2 0.00013	D2	SISMOY1	0.0001	0.0116

STORY1	D1	SISMOY1	0.0001	0.0070
0.00010				
STORY2	D2	SISMOY2	-0.0001	0.0118
0.00019				
STORY1	D1	SISMOY2	0.0000	0.0071
0.00010				
STORY2	D2	SISMOMENY3	0.0000	0.0000
0.00000				
STORY1	D1	SISMOMENY3	0.0000	0.0000
0.00000				
STORY2	D2	SISMOMENY4	0.0000	0.0000
0.00000				
STORY1	D1	SISMOMENY4	0.0000	0.0000
0.00000				

ETABS v9.0.4 File:GEOMETRIA PRUEBA FIDEL1 Units:Ton-m Enero 2,
2008 13:55 PAGE 21

STORY MAXIMUM AND AVERAGE LATERAL DISPLACEMENTS

STORY	LOAD	DIR	MAXIMUM	AVERAGE	RATIO
STORY2	SISMOX1	X	0.0162	0.0160	1.018
STORY1	SISMOX1	X	0.0099	0.0095	1.044
STORY2	SISMOX2	X	0.0167	0.0159	1.052
STORY1	SISMOX2	X	0.0100	0.0095	1.053
STORY2	SISMOMENX3	X	0.0167	0.0159	1.052
STORY1	SISMOMENX3	X	0.0100	0.0095	1.053
STORY2	SISMOMENX4	X	0.0170	0.0162	1.052
STORY1	SISMOMENX4	X	0.0102	0.0097	1.051
STORY2	SISMOY1	Y	0.0136	0.0118	1.161
STORY1	SISMOY1	Y	0.0085	0.0071	1.194
STORY2	SISMOY2	Y	0.0143	0.0116	1.237
STORY1	SISMOY2	Y	0.0084	0.0070	1.198
STORY2	SISMOMENY3	Y	0.0000	0.0000	
STORY1	SISMOMENY3	Y	0.0000	0.0000	
STORY2	SISMOMENY4	Y	0.0000	0.0000	
STORY1	SISMOMENY4	Y	0.0000	0.0000	

CONCLUSIONES

El predimensionamiento de los elementos estructurales fueron convenientes, al no ser necesario cambiar ninguna sección.

Antes de definir el tipo de sistema estructural, se deberá definir los siguientes parámetros: la categoría de la edificación definido por su uso e importancia; la configuración estructural, definida por su regularidad vertical y en planta; y la zona a la cual pertenece el proyecto. Con lo cual, estará recién definido el sistema estructural a adoptar según normatividad.

Una vez establecido el sistema estructural, se realizarán el predimensionamiento de los elementos considerados en ese sistema, la determinación de los parámetros de sitio, Factor de Amplificación Sísmica, Coeficiente de Reducción, peso de la edificación.

Se determinará el procedimiento de análisis, estático o dinámico, definiendo el período T, fundamental en caso de análisis estático y periodo de un modo para el análisis dinámico.

La edificación, según los resultados del análisis estructural, tendrá un buen comportamiento durante un sismo severo, por lo que las fórmulas de predimensionamiento de vigas, muros y columnas son bastante precisas en cuanto a solicitaciones sísmicas.

RECOMENDACIONES

Considerar como vigas principales las correspondientes al eje donde se proyecte la menor dimensión en planta, ya que en esta dirección se contará con pórticos de menor rigidez relativa, respecto del otro eje principal, de manera de compensar esta diferencia.

Las columnas rectangulares y muros estructurales se deberán ubicar en la dimensión menor en planta del modelo estructural.

Considerar en zonas de alto riesgo sísmico, para el predimensionamiento de vigas el criterio $b h^3 = b_o h_o^3$.

Considerar para el predimensionamiento de las vigas secundarias una franja de influencia de 1.00m a cada lado del eje de la viga, que cargue

sobre ésta tanto la carga permanente como la sobrecarga respectiva establecida.

Ser conservadores para el predimensionamiento de las columnas de esquina, por lo que se recomienda usar las dimensiones de las columnas tipo C2 ó C3 para éstas.

Reducir las discontinuidades en el diafragma a menos del 50% del área bruta a fin de mantener la regularidad en planta del diafragma.

Tomar en cuenta la irregularidad por piso blando, sobre todo, considerando que en la mayoría de los anteproyectos se modela con una diferencia significativa en las alturas del primer piso y los inmediatos superiores. También puede presentarse cuando se realicen reducciones en área de los elementos verticales, de un piso al inmediato superior.

Todo anteproyecto arquitectónico debe cumplir con los requerimientos de regularidad vertical como en planta. En este aspecto, es potestad y obligación del Ingeniero Civil, observar y plantear alternativas de solución a la irregularidad que se plantee,

BIBLIOGRAFÍA

ALFARO, Juan M.

ANÁLISIS ESTÁTICO Y DINÁMICO LINEAL Y NO LINEAL DE SISTEMAS DE EDIFICIOS ETABS 9.0

Grupo Editorial Megabyte

Perú, 2006

CRESPO VILLALAZ, Carlos

MECÁNICA DE SUELOS Y CIMENTACIONES

Editorial LIMUSA

México , 2004

Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento

REGLAMENTO NACIONAL DE EDIFICACIONES

Ingeniería y Gestión

Lima, 2006

HARMSSEN, Teodoro E.

DISEÑO DE ESTRUCTURAS DE CONCRETO ARMADO

Fondo Editorial de la Pontificia Universidad Católica del Perú

Lima, 2005

MORALES MORALES, Roberto

DISEÑO EN CONCRETO ARMADO – Concordado a ACI 318-05

Fondo Editorial Instituto de la Construcción y Gerencia

Lima, 2006

SAN BARTOLOME RAMOS, Angel

ANALISIS DE EDIFICIOS

Fondo Editorial de la Pontificia Universidad Católica del Perú

Lima, 1,998

VARIOS AUTORES

CIMENTACIONES DE CONCRETO ARMADO DE EDIFICACIONES

I Congreso Nacional de Ingeniería Estructural y Construcción

Capítulo Peruano ACI

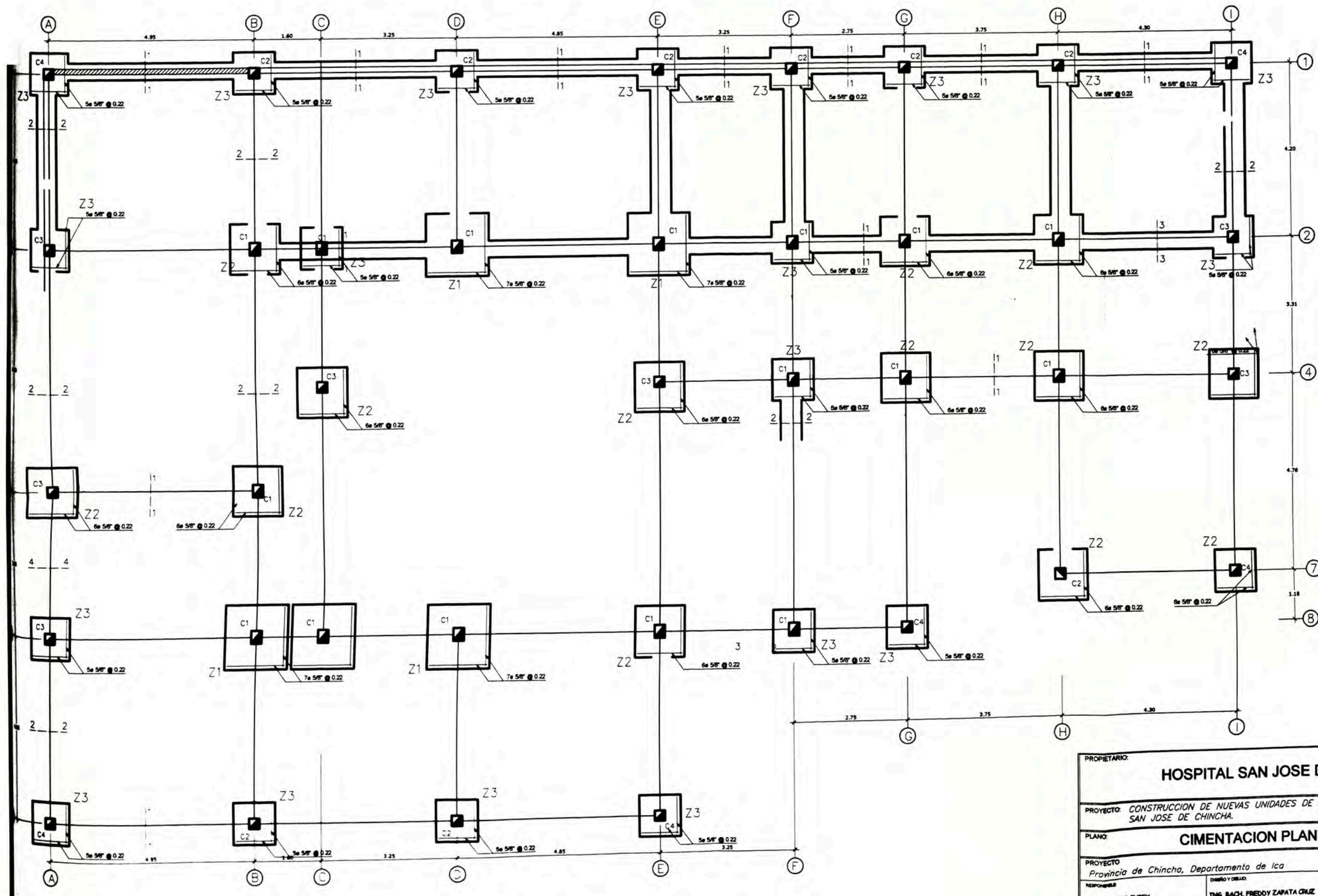
Lima,

ZAPATA SAMATA, Mario Arístides

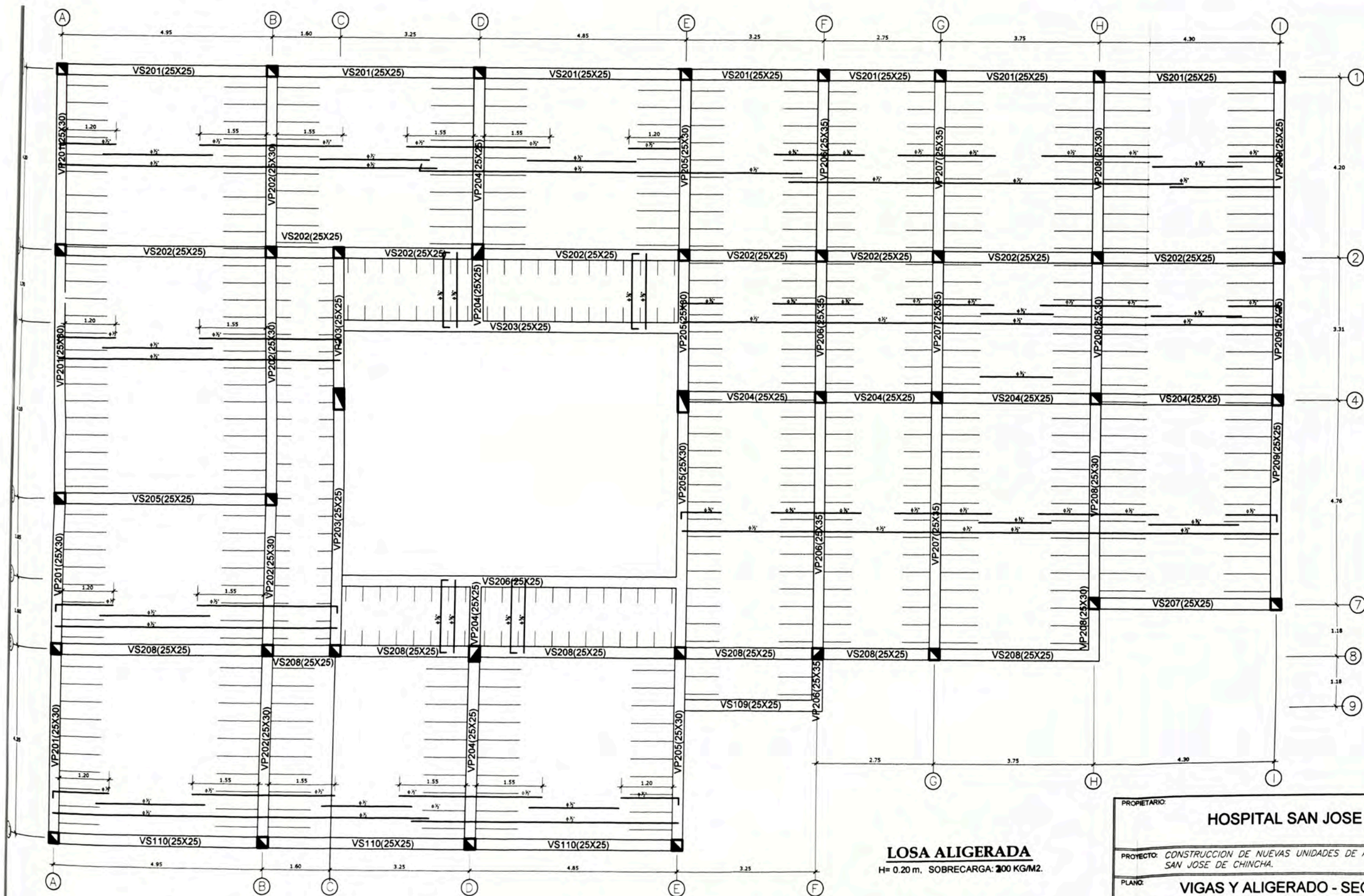
***TESIS: ANALISIS ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO DE 6 PISOS Y
DISEÑO EN CONCRETO ARMADO***

Biblioteca de la Facultad de Ingeniería Civil

Lima, 1997

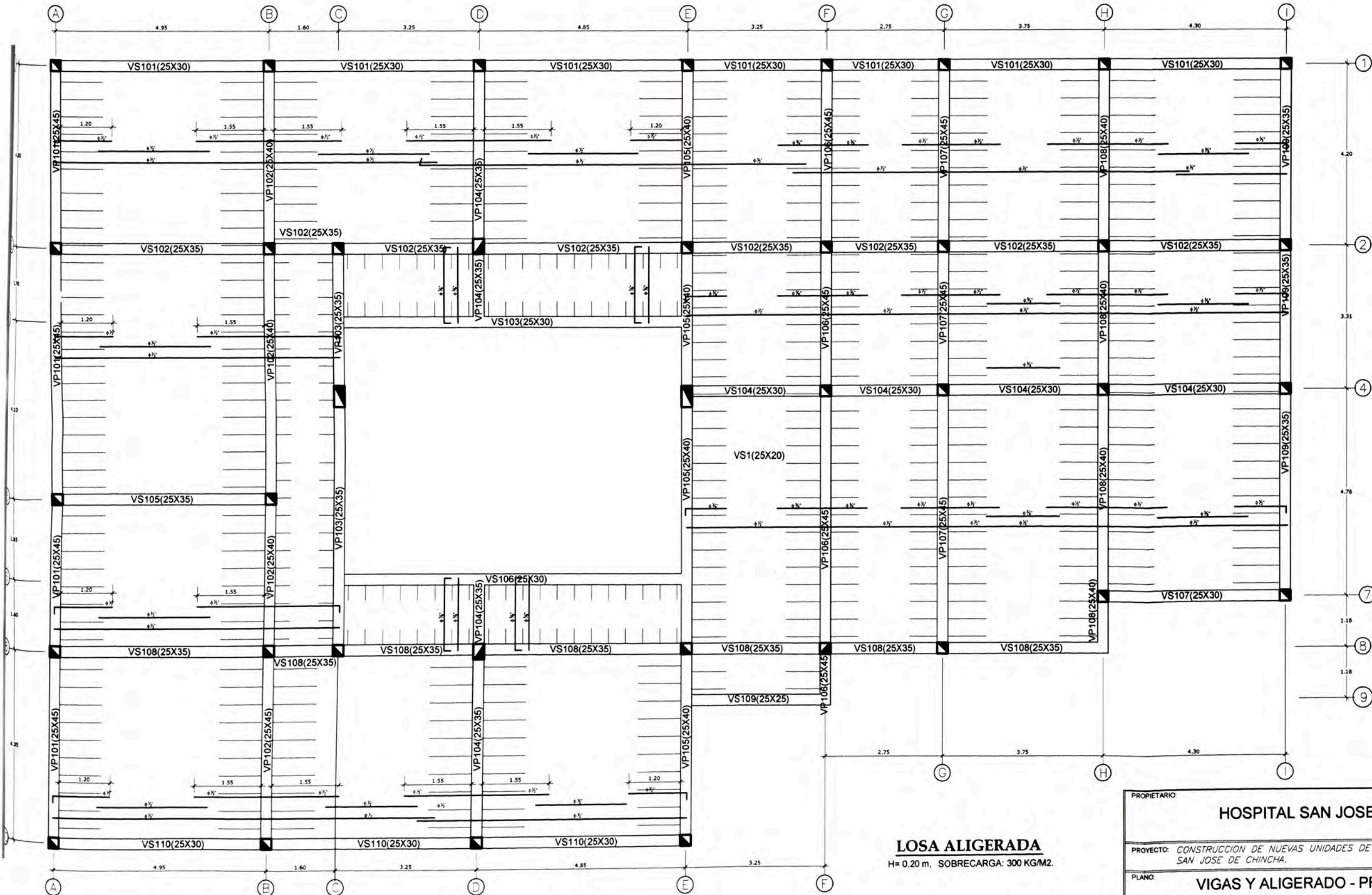


PROPIETARIO:			
HOSPITAL SAN JOSE DE CHINCHA			
PROYECTO: CONSTRUCCION DE NUEVAS UNIDADES DE ATENCION EN EL HOSPITAL SAN JOSE DE CHINCHA.			
PLANO: CIMENTACION PLANTA			
PROYECTO	Provincia de Chincha, Departamento de Ica	ESCALA	1/50
RESPONSABLE	CONSORCIO JUBEX	DISEÑO Y DIBUJO	ING. BACH. FREDDY ZAPATA CRUZ
		FECHA	DICIEMBRE 2007
		LAMINA	E-01



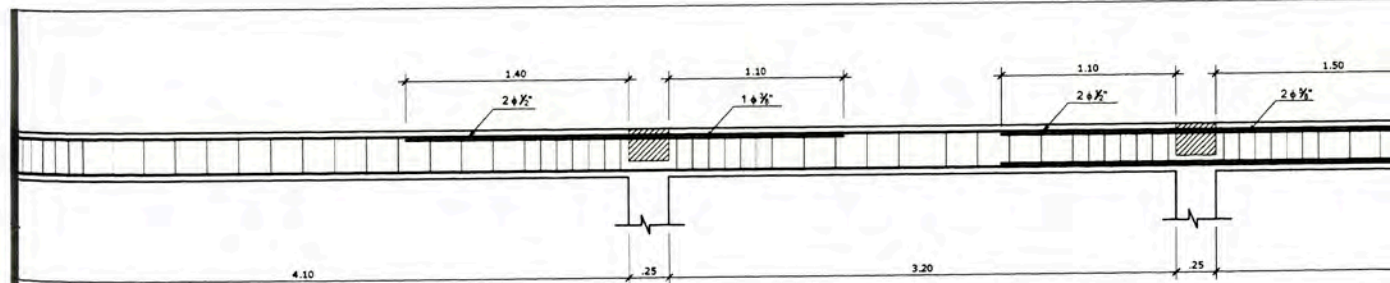
LOSA ALIGERADA
 H= 0.20 m. SOBRECARGA: 200 KG/M2.

PROPIETARIO:		
HOSPITAL SAN JOSE DE CHINCHA		
PROYECTO: CONSTRUCCION DE NUEVAS UNIDADES DE ATENCION EN EL HOSPITAL SAN JOSE DE CHINCHA.		
PLANO: VIGAS Y ALIGERADO - SEGUNDA PLANTA		
PROYECTO Provincia de Chincha, Departamento de Ica	ESCALA 1/50	LAMINA: E-03
RESPONSABLE CONSORCIO JUBEX	DISENO Y DIBUJO ING. BACH. FREDDY ZAPATA CRUZ	FECHA DICIEMBRE 2007



LOSA ALIGERADA
 H= 0.20 m. SOBRECARGA: 300 KG/M2.

PROPIETARIO:		
HOSPITAL SAN JOSE DE CHINCHA		
PROYECTO: CONSTRUCCION DE NUEVAS UNIDADES DE ATENCION EN EL HOSPITAL SAN JOSE DE CHINCHA.		
PLANO:		
VIGAS Y ALIGERADO - PRIMERA PLANTA		
PROYECTO	ESCALA	LAMINA:
Provincia de Chincha, Departamento de Ica	1/50	E-03
RESPONSABLE	FECHA	
CONSORCIO JUBEX	DISEÑO Y DIBUJO	DICIEMBRE 2007
	ING. BACH. FREDDY ZAPATA CRUZ	

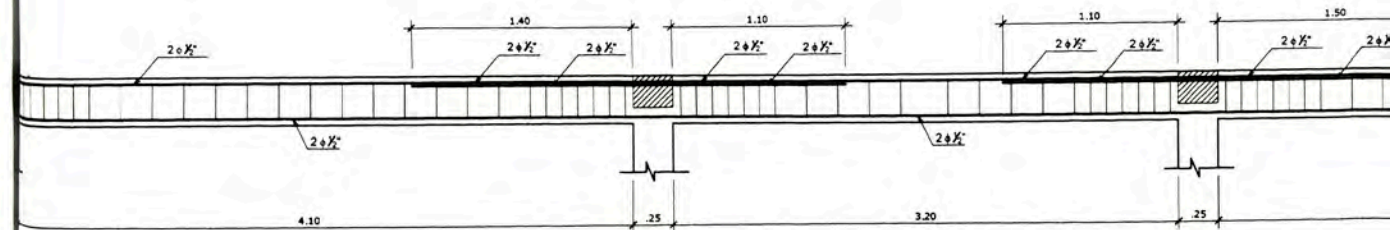


VP1(25X30)

1 φ 12" a 0.05, 6 φ 12" @ 0.10, rto. @ 0.20 en c/est.

VP1(25X30)

1 φ 12" a 0.05, 6 φ 12" @ 0.10, rto. @ 0.20 en c/est.

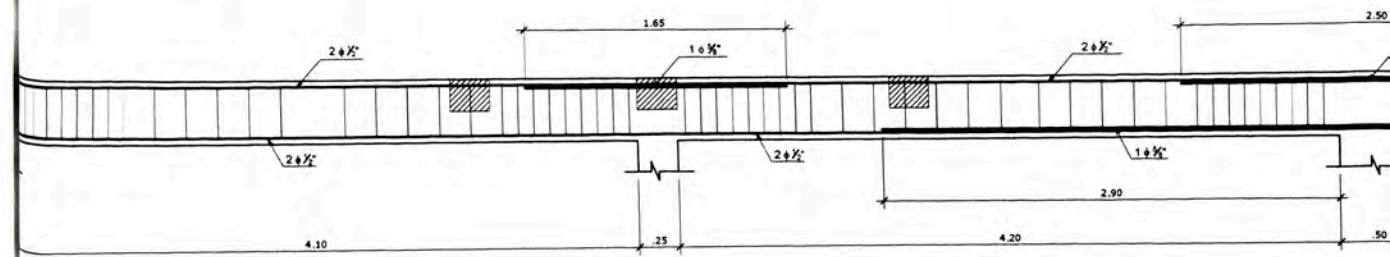


VP2(25X30)

1 φ 12" a 0.05, 6 φ 12" @ 0.10, rto. @ 0.20 en c/est.

VP2(25X30)

1 φ 12" a 0.05, 6 φ 12" @ 0.10, rto. @ 0.20 en c/est.



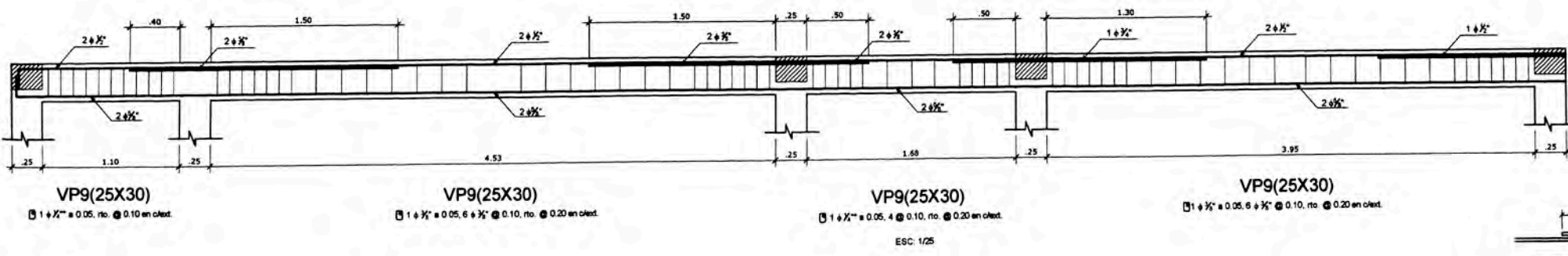
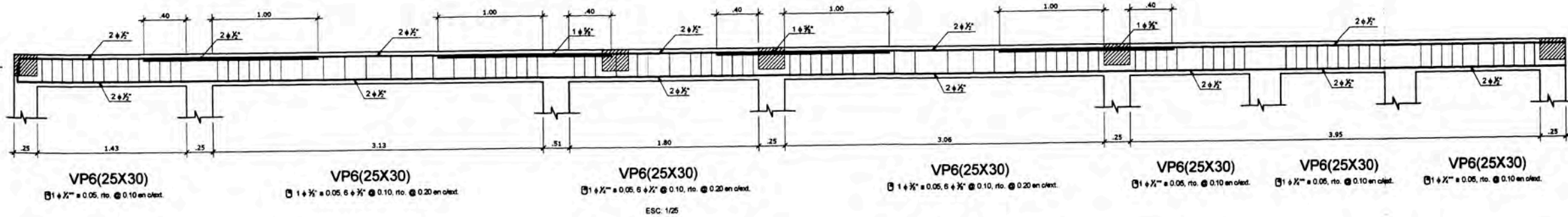
VP5(25X30)

1 φ 12" a 0.05, 8 φ 12" @ 0.10, rto. @ 0.20 en c/est.

VP5(25X30)

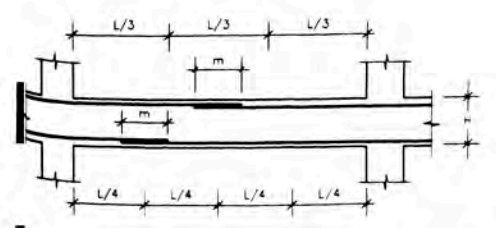
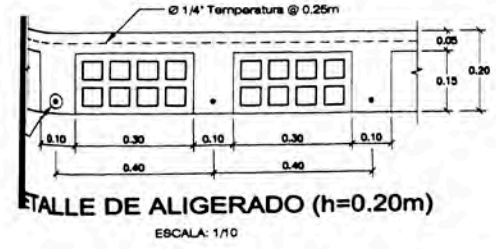
1 φ 12" a 0.05, 8 φ 12" @ 0.10, rto. @ 0.20 en c/est.





CUADRO DE VIGAS			
TIPO	VS1	VP7	VP8
DIMENSION	0.25 X 0.20	0.25 X 0.30	0.25 X 0.30
ACERO	4 $\emptyset 1/2''$	2 $\emptyset 5/8''$ + 2 $\emptyset 1/2''$	4 $\emptyset 1/2''$
ESTRIBOS	3 $\emptyset 1/8''$, 4 $\emptyset 10$, R20	3 $\emptyset 1/8''$, 6 $\emptyset 10$, R20	3 $\emptyset 1/8''$, 6 $\emptyset 10$, R20
SECCION			

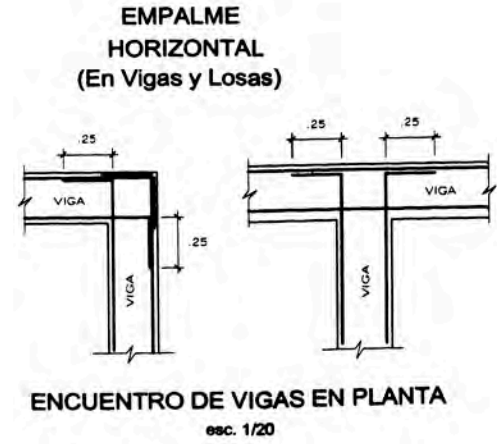
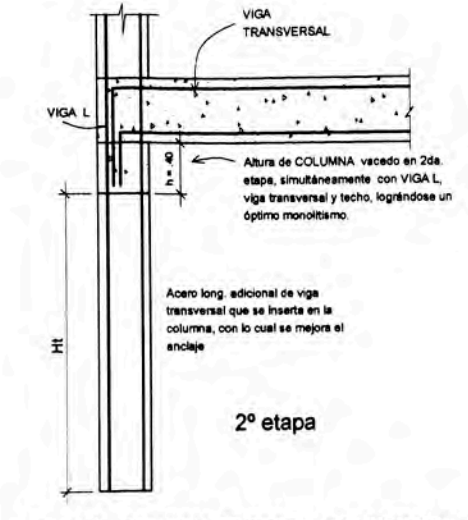
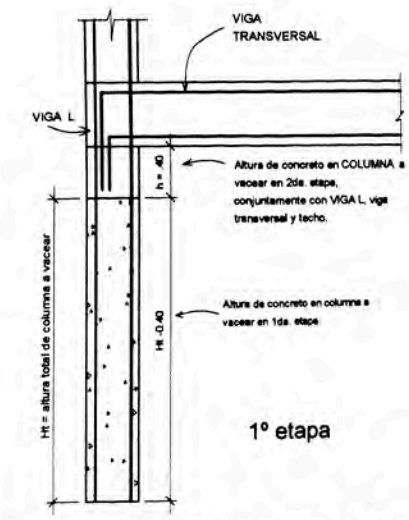
\emptyset	X
1/4"	0.30
3/8"	0.40
1/2"	0.50
5/8"	0.60
3/4"	0.75



LONGITUD DE EMPALME	REFUERZO SUPERIOR	REFUERZO INFERIOR
0.40	0.45	0.45
0.40	0.50	0.45
0.45	0.60	0.45
0.65	0.75	0.45
1.00	1.30	0.45

NOTA:
A- NO EMPALMAR MAS DEL 50% DEL AREA TOTAL EN UNA MISMA SECCION.
B- EN CASO DE NO EMPALMARSE EN LAS ZONAS INDICADAS O LOS PORCENTAJES ESPECIFICADOS AUMENTAR LA LONGITUD DE EMPALME EN UN 70% o CONSULTAR AL PROYECTISTA.
C- PARA ALIGERADOS Y VIGAS CHATAS EL ACERO INFERIOR SE EMPALMARA SOBRE LOS APOYOS, SIENDO LA LONGITUD DE EMPALME IGUAL A 25cm. PARA $\emptyset 3/8''$ Y 35cm. PARA $\emptyset 1/2''$ Y 5/8''.

EMPALMES TRASLAPADOS PARA VIGAS LOSAS Y ALIGERADOS



\emptyset	L(m)
3/8"	.15
1/2"	.20
5/8"	.25
3/4"	.30

CUADRO DE GANCHOS STANDARD EN VARILLAS DE FIERRO CORRUGADAS

NOTA: EL ACERO DE REFUERZO UTILIZADO EN FORMA LONGITUDINAL EN VIGAS, LOSA DE CIMENTACION, COLUMNAS Y VIGAS, DEBERAN TERMINAR EN GANCHOS STANDARD, LOS CUALES SE ALICARAN EN EL CONCRETO CON LAS DIMENSIONES ESPECIFICADAS EN EL CUADRO MOSTRADO.

PROPIETARIO: **HOSPITAL SAN JOSE DE CHINCHA**

PROYECTO: **CONSTRUCCION DE NUEVAS UNIDADES DE ATENCION EN EL HOSPITAL SAN JOSE DE CHINCHA.**

PLANO: **VIGAS - DETALLES CONSTRUCTIVOS**

PROYECTO: **Provincia de Chincha, Departamento de Ica**

RESPONSABLE: **CONSORCIO JUBEX**

ESCALA: **INDICADA**

FECHA: **DICIEMBRE 2007**

LAMINA: **E-05**

DISEÑO Y DIBUJO: **ING. BACH. FREDDY ZAPATA CRUZ**

