

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



***“MODIFICACIONES EN LA NORMA PERUANA DE DISEÑO
SISMORESISTENTE: ANÁLISIS Y DISEÑO DE UNA
EDIFICACIÓN USO HOSPITAL”***

INFORME DE SUFICIENCIA

Para optar el Título Profesional de:

INGENIERO CIVIL

PATRICIA LUISA PEREDO ROMERO

**LIMA – PERU
2003**

INDICE

	<u>Página</u>
Introducción	1
Sumario	2
CAPITULO I	
GENERALIDADES	4
1.1 Descripción del Proyecto.	5
1.1.1 Ubicación y Tipo de Estructura	5
1.1.2 Finalidad	5
1.1.3 Características Mecánicas de los Elementos.	5
1.2 Estructuración	5
CAPITULO II	
PREDIMENSIONAMIENTO Y METRADO DE CARGAS	9
2.1 Predimensionamiento de Elementos Estructurales.	10
2.1.1 Predimensionamiento de Losa Aligerada.	10
2.1.2 Predimensionamiento de Vigas.	11
2.1.3 Predimensionamiento de Columnas	14
2.1.4 Predimensionamiento de Placas.	16
2.2 Metrado de Cargas Verticales	17
2.2.1 Datos Generales	17
2.2.2 Metrado de Cargas Verticales para Vigas	17
2.2.3 Peso de la Edificación	18
CAPITULO III	
ANALISIS ESTRUCTURAL Y DISEÑO SISMORESISTENTE : Modificaciones y Comparaciones de la Norma Peruana	22
3.1 Conceptos Generales	23
3.1.1 Daños Estructurales	23
3.2 Criterios de Estructuración y Diseño	26
3.2.1 Problemas de configuración arquitectónica y estructural	26
3.3 Diseño Sismoresistente	35
3.3.1 Introducción	35
3.3.2 Coeficiente Sísmico	35
3.3.3 Fuerzas de Diseño	39
3.3.4 Control de desplazamientos laterales	42
3.3.5 Análisis de Edificios	43

3.4	Análisis de la Edificación Propuesta.	46
3.4.1	Método y Modelo	46
3.4.2	Análisis Estático	46

Capitulo IV

ANALISIS DINAMICO:METODO DE SUPERPOSICION MODAL ESPECTRAL 57

4.1	Algunas Definiciones	58
4.2	Descripción del Método.	60
4.3	Aplicación de Programas Computaciones en el Análisis Dinámico.	63
4.4	Resultados del Análisis Dinámico por Superposición Estructural.	69
4.4.1	Periodos Naturales y Modos de Vibración.	70
4.4.2	Desplazamientos Máximos Estimados.	73
4.4.3	Cortante en la Base.	77

Capitulo V

DISEÑO DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES 80

5.1	Consideraciones Generales	81
5.2	Diseño de Losas Aligeradas	82
5.3	Diseño de Vigas	89
5.4	Diseño de Columnas	110
5.5	Diseño de Placas	114
5.6	Diseño de la Cimentación	122

Capitulo VI

CONCLUSIONES 138

Capitulo VII

ANEXOS 141

7.1	Anexo A	Datos de Entrada (Input Tables)	142
7.2	Anexo B	Salida de Resultados (Output Tables)	171
7.3	Anexo C	Diseño de Concreto	193
7.3.1	Anexo C1	Diseño de Losas Aligeradas .	194
7.3.2	Anexo C2	Diseño de Vigas y Columnas	204

BIBLIOGRAFIA 214

INTRODUCCION

Es importante entender que a pesar de los avances tecnológicos en el análisis estructural no existen métodos exactos de solución, esto se debe a que existen una serie de incertidumbres que se presentan no solo en la sollicitación, sino también en el modelaje estructural. A partir de la comprensión de la posible respuesta estructural será posible fijar criterios de diseño y análisis, y contemplar aspectos ligados al funcionamiento, a la seguridad y a la economía.

Lo primero que hay que comprender es que tanto desde el punto de vista de la *funcionalidad*, como de la *seguridad* y de la *economía* existe una interacción y por ende dependencia directa entre el *proyecto arquitectónico* y el *diseño estructural*. Este hecho obliga a que interactuen constantemente el Arquitecto y el Ingeniero Civil en pos de un proyecto satisfactorio.

En los últimos 25 años los criterios de estructuración y diseño Sismoresistente de las edificaciones han sufrido un cambio radical, producto de los nuevos conocimientos del comportamiento de las estructuras frente a sismos. Paralelamente a los conocimientos adquiridos surgen las computadoras que facilitan enormemente el análisis. Lamentablemente las mejores enseñanzas sobre diversos problemas estructurales las dan los sismos, es así como a medida que han venido sucediendo los movimientos sísmicos se ha ido adquiriendo nuevos conceptos de estructuración y diseño. Razón por la cual en los últimos años se tiende a rigidizar las estructuras, preocuparse por las deformaciones laterales, la falta de simetría, la influencia del suelo, uso de muros de corte y demás aspectos que ahora sabemos que son importantes.

El tema del presente Informe fue motivado por la probable puesta en vigencia de la nueva Norma de Diseño Sismoresistente, es así que se trata de hacer un breve recuento de las modificaciones que ha sufrido nuestra Norma de diseño en los últimos 25 años. Se realiza el análisis estático y dinámico. Finalmente se realiza el diseño de los elementos estructurales con la actual Norma.

Esperando que este informe de alguna manera contribuya a la mejor comprensión de los cambios realizados a lo largo de los últimos años en nuestra norma, siendo indispensable no solo cumplirla sino entender el porque de los cambios realizados, cumpliendo así con nuestro rol de ingenieros.

SUMARIO

El presente Informe tiene por finalidad realizar el Análisis estructural de una Estructura Mixta (Pórticos y Muros de Concreto Armado) de 4 niveles . También se hacen comentarios sobre los aspectos fundamentales de la Norma Peruana Sismo Resistente y sus variaciones a lo largo de los últimos 25 años, desde la Norma NSR-77 hasta la Propuesta 2002 que espera su pronta promulgación.

El presente trabajo se ha dividido en 5 capítulos y Anexos, los que se describen a continuación

Capítulo I :

Se describe las características generales de la edificación analizada, se muestran las plantas y elevaciones idealizadas de la edificación.

Capítulo II :

En este capítulo se realizan los primeros cálculos, se muestran los resultados de realizar el Predimensionamiento de los Elementos Estructurales (Losas, Vigas, Columnas y Placas) y el Metrado de Cargas de la Estructura propuesta.

Capítulo III :

Se dan conceptos teóricos importantes para el Análisis estructural y Diseño Sismoresistente . También se muestran las modificaciones mas importantes en la Norma Peruana de Estructuras a lo largo de los últimos 25 años, mas específicamente las diferencias fundamentales entre la NSR-77, NTE-E.030 y la Propuesta 2002. Finalmente se muestran los resultados obtenidos para el Análisis Estático de la estructura analizada.

Capítulo IV:

Se describen las características generales del Análisis Dinámico por Superposición Modal Espectral, se comentan la utilización de los Programas Computacionales y se dan los resultados principales obtenidos para el Análisis Dinámico por el Método mencionado de la estructura analizada con la Norma NTE-E.030 (vigente) y la Propuesta 2002 .

Capítulo V :

Se realiza el diseño estructural de los elementos , específicamente de las losas y las vigas, en el caso de las losas se utiliza una hoja de calculo y en el caso de las vigas se diseñan con los

resultados obtenidos del programa SAP2000 Student. El diseño se realiza en base al análisis con la Norma vigente.

Anexo A :

En este anexo se muestran los datos ingresados (Input Tables) en el programa SAP 2000 Student.

Anexo B :

Se muestran los resultados obtenidos del análisis (Output Tables) con el programa ya mencionado.

Anexo C :

Se muestran los resultados del programa para el diseño de las vigas y seguidamente los resultados correspondientes al diseño de columnas.

CAPITULO I

GENERALIDADES

GENERALIDADES

1.1 Descripción del Proyecto

1.1.1 Ubicación y Tipo de Estructura :

La Edificación se encuentra ubicada en la ciudad de Lima.

El Edificio consta de 4 pisos y el sistema estructural esta compuesto de Pórticos y Muros de Corte (Placa) de Concreto Armado , siendo por esto una Estructura Mixta .

En el Gráfico N° 1 se puede observar la planta de la estructura con sus respectivas dimensiones.

En el Gráfico N° 2 se observa la elevación de la estructura idealizada .

En el Gráfico N° 3 se observa una vista tridimensional de la edificación.

1.1.2 Finalidad

La finalidad de este Informe es el análisis y diseño estructural de una edificación de Uso : **Hospital** de cuatro pisos. Además de hacer un comentario de la variación de la Norma Peruana de Diseño sismo-resistente en los últimos 25 años.

1.1.3 Características Mecánicas de los Elementos

Se ha considerado a los elementos de las edificaciones como homogéneos. La resistencia a la compresión del concreto de las columnas, vigas y placas es de $f_c=210$ kg/cm². Con un módulo de elasticidad del concreto de 2.2×10^6 Tn/m². Además, se consideró un peso unitario del concreto de 2400 kg/m³. Las losas son aligeradas de 20 cm de espesor. El esfuerzo de fluencia del acero de refuerzo es de 4200 kg/cm².

1.2 Estructuración

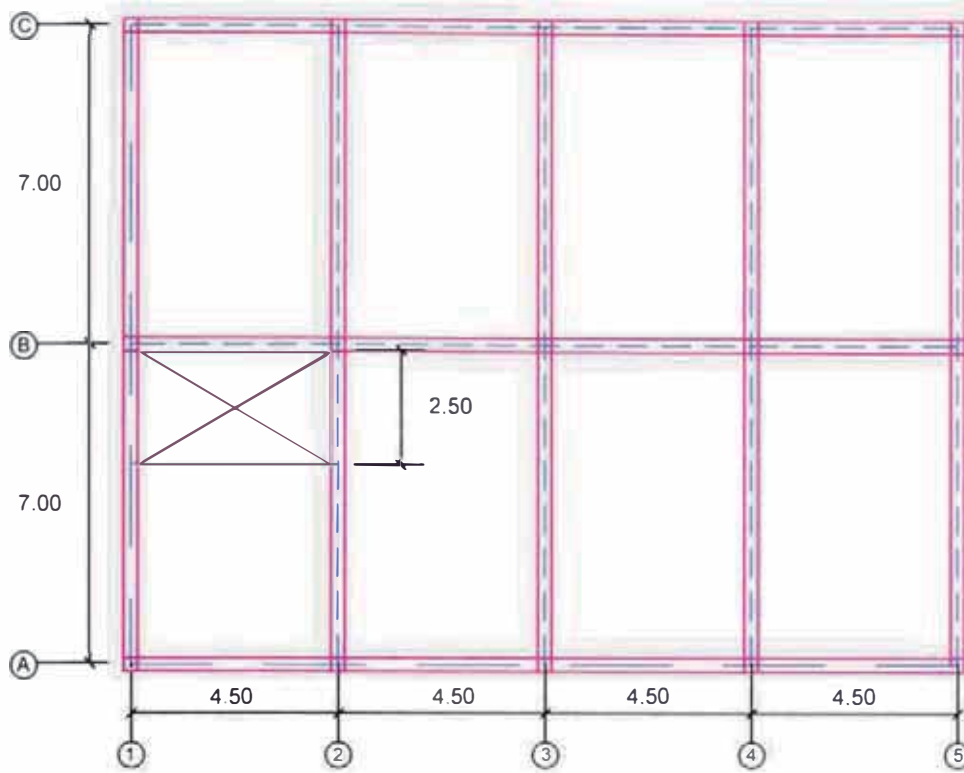
A partir de la planta proporcionada se definen los Ejes principales y secundarios.

Ejes Principales:

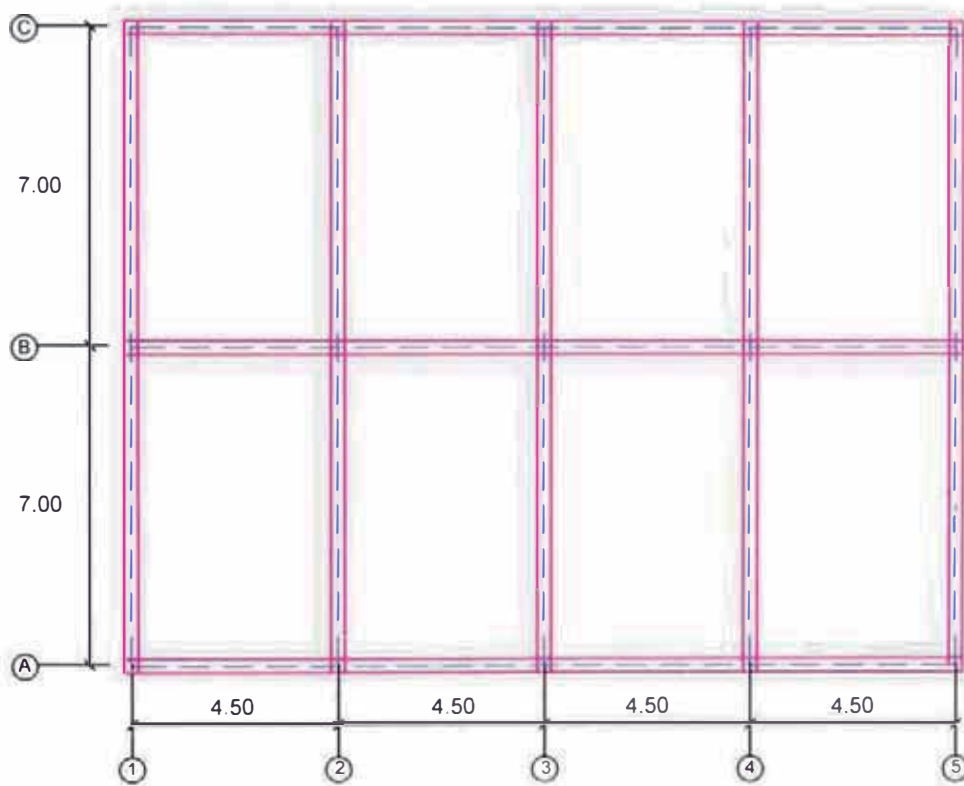
Como la estructura es aporticada los pórticos que reciben el peso de la losa son los pórticos principales. En este caso serian los ejes numerados 1, 2 , 3 , 4 y 5 .

Ejes Secundarios :

Se refiere a los pórticos que no reciben el peso de la losa . En este caso serian : A, B y C.



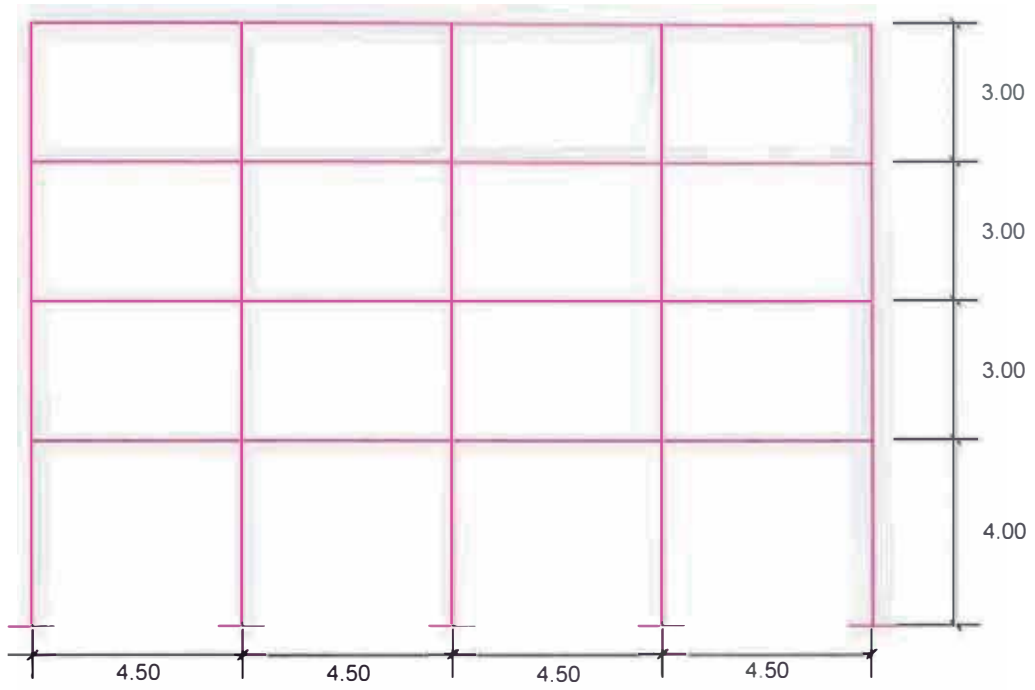
PLANTA PISO TIPICO



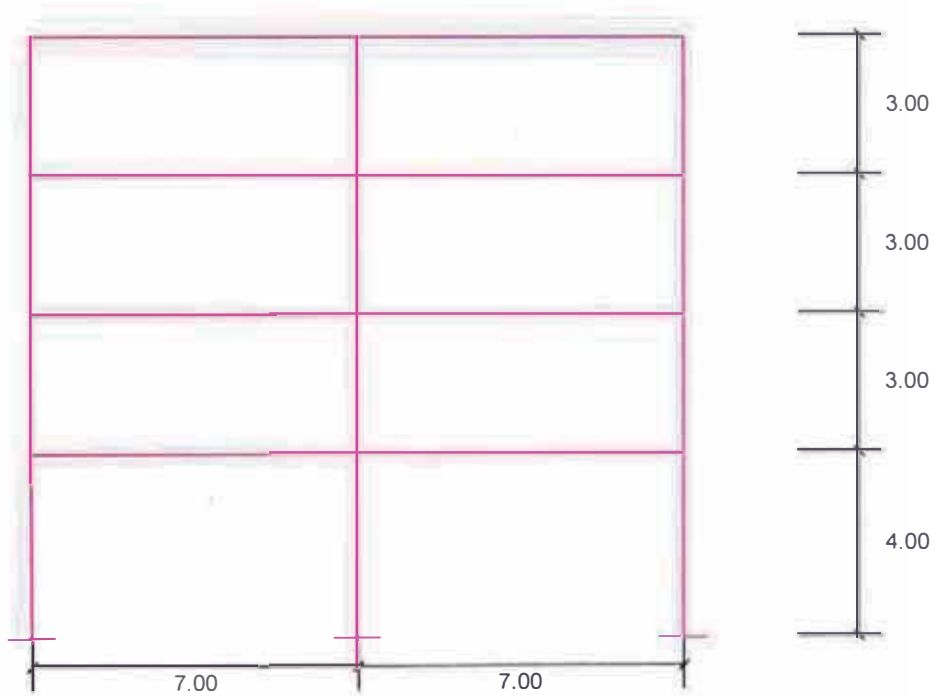
PLANTA AZOTEA

GRAFICO Nº 1

ELEVACION



DIRECCION X



DIRECCION Y

GRAFICO N° 2

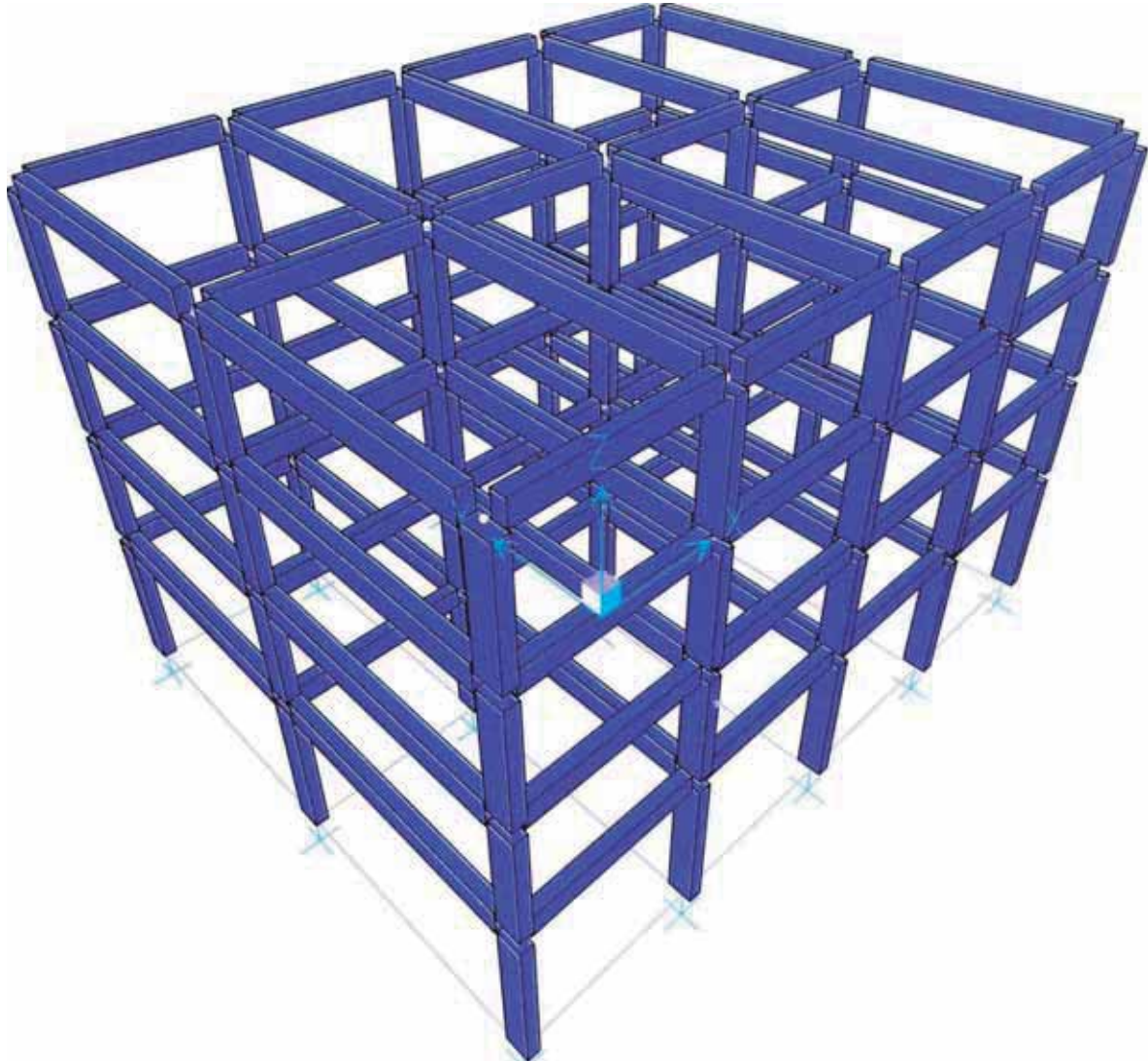


GRAFICO N°3

Vista Tridimensional de la Configuración Inicial de la Estructura.

CAPITULO II

PREDIMENSIONAMIENTO DE ELEMENTOS

ESTRUCTURALES Y METRADO DE

CARGAS

PREDIMENSIONAMIENTO DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES Y METRADO DE CARGAS

2.1 PREDIMENSIONAMIENTO DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES

Para el diseño estructural primero tenemos que hacer el Predimensionamiento para realizar el calculo estructural.

Si al hacer el análisis estructural respectivo vemos que lo asumido esta en los rangos permisibles entonces pasamos al diseño estructural. De lo contrario tenemos que hacer los reajustes del caso.

2.1.1 Predimensionamiento de Losas Aligeradas

El peralte de las losas aligeradas podrá ser dimensionado considerando los siguientes criterios:

h=17 cm	luces menores de 4mts
h=20 cm	luces comprendidas entre 4 y 5.5 mts.
h=25cm	luces comprendidas entre 5 y 6.5 mts.
h=30cm	luces comprendidas entre 6 y 7.5 mts.

Se debe entender que "h" expresa la altura o espesor total de la losa aligerada y por tanto los 5 cm. de losa superior y el espesor de ladrillo de techo; los ladrillos serán de 12,15,20 y 25 cm respectivamente.

El dimensionamiento anterior será valido para aligerados armados en una dirección, en los casos que se tengan sobrecargas normales del orden máximo de 300 a 350 Kilos por metro cuadrado; para sobrecargas mayores o en el caso de existir tabiques de albañilería de ladrillo importantes, aplicados sobre ejes perpendiculares al armado de los aligerados, es factible que se requiera de espesores mayores sobre todo en el caso de luces cercanas a los limites máximos señalados.

En nuestro caso :

$$L = 4.5 \text{ m.} \rightarrow h = 20 \text{ cm} \rightarrow S/C = 300 \text{ Kg/m}^2$$

2.1.2 Predimensionamiento de Vigas

Las vigas se dimensionan generalmente considerando un peralte del orden de 1/10 a 1/12 de la luz libre; debe aclararse que esta altura incluye el espesor de la losa de techo o piso. El ancho es menos importante que el peralte, pudiendo variar entre 0.3 a 0.5 de la altura. La Norma Peruana de Concreto Armado indica que las vigas deben tener un ancho mínimo de 25 cm. para el caso que estas formen parte de pórticos o elementos sismo-resistentes de estructuras de concreto armado.

En nuestro caso , el Predimensionamiento se observa en el siguiente cuadro :

Eje	Viga	Luz libre (m)	H(m)	B (Anc trib.)	b(m)	Usar b(m)	
1	VT01-1	7.00	0.60	2.25	0.20	0.30	EJES PRINCIPALES
	VT01-2	7.00	0.60	2.25	0.20	0.30	
	VT01-3	7.00	0.60	2.25	0.20	0.30	
	VT01-4	7.00	0.60	2.25	0.20	0.30	
2	VT02-1	7.00	0.60	2.25	0.20	0.30	
	VT02-2	7.00	0.60	2.25	0.20	0.30	
	VT02-3	7.00	0.60	2.25	0.20	0.30	
	VT02-4	7.00	0.60	2.25	0.20	0.30	
3	VT03-1	7.00	0.60	2.25	0.20	0.30	
	VT03-2	7.00	0.60	2.25	0.20	0.30	
	VT03-3	7.00	0.60	2.25	0.20	0.30	
	VT03-4	7.00	0.60	2.25	0.20	0.30	
4	VT04-1	7.00	0.60	2.25	0.20	0.30	
	VT04-2	7.00	0.60	2.25	0.20	0.30	
	VT04-3	7.00	0.60	2.25	0.20	0.30	
	VT04-4	7.00	0.60	2.25	0.20	0.30	
5	VT05-1	7.00	0.60	2.25	0.20	0.30	
	VT05-2	7.00	0.60	2.25	0.20	0.30	
	VT05-3	7.00	0.60	2.25	0.20	0.30	
	VT05-4	7.00	0.60	2.25	0.20	0.30	
A	VT06-1	4.50	0.50	1.00	0.05	0.30	
	VT06-2	4.50	0.50	1.00	0.05	0.30	
	VT06-3	4.50	0.50	1.00	0.05	0.30	
	VT06-4	4.50	0.50	1.00	0.05	0.30	
B	VT07-1	4.50	0.50	1.00	0.05	0.30	EJES SECUNDARIOS
	VT07-2	4.50	0.50	1.00	0.05	0.30	
	VT07-3	4.50	0.50	1.00	0.05	0.30	
	VT07-4	4.50	0.50	1.00	0.05	0.30	
C	VT08-1	4.50	0.50	1.00	0.05	0.30	
	VT08-2	4.50	0.50	1.00	0.05	0.30	
	VT08-3	4.50	0.50	1.00	0.05	0.30	
	VT08-4	4.50	0.50	1.00	0.05	0.30	

Resumen :

Pórticos	Dimensiones		
	Ejes	b(m)	h(m)
Pórticos Principales	Y	0.30	0.60
Pórticos Secundarios	X	0.30	0.50

Es necesario acotar que estas dimensiones son preliminares, no son las dimensiones finales, pudiendo estas variar, de acuerdo a las necesidades de la estructura.

2.1.3 Predimensionamiento de Columnas

Las columnas al ser sometidas a carga axial y momento flector, tienen que ser dimensionadas considerando los dos efectos simultáneamente, tratando de evaluar cual de los dos es el que gobierna en forma mas influyente el dimensionamiento.

El problema no es simple si se considera que existen cargas y momentos producidos por las cargas de gravedad y por las cargas horizontales de sismo.

Actualmente la mayoría de edificaciones se diseñan con sistemas mixtos de pórticos y muros de corte, lo cual permite reducir significativamente los momentos en las columnas debidos a sismo.

En nuestro caso , los predimensionamientos se realizaron como se observa a continuación

Columnas Esquina	$b \times d = 1.5 PG / (0.2 \times f'c)$
Columnas Laterales	$b \times d = 1.25 PG / (0.25 \times f'c)$
Columnas Centrales	$b \times d = 1.10 PG / (0.3 \times f'c)$

$$PG = A \times W$$

A → Area tributaria

W → Carga de Servicio en todos los niveles sobre la columna.

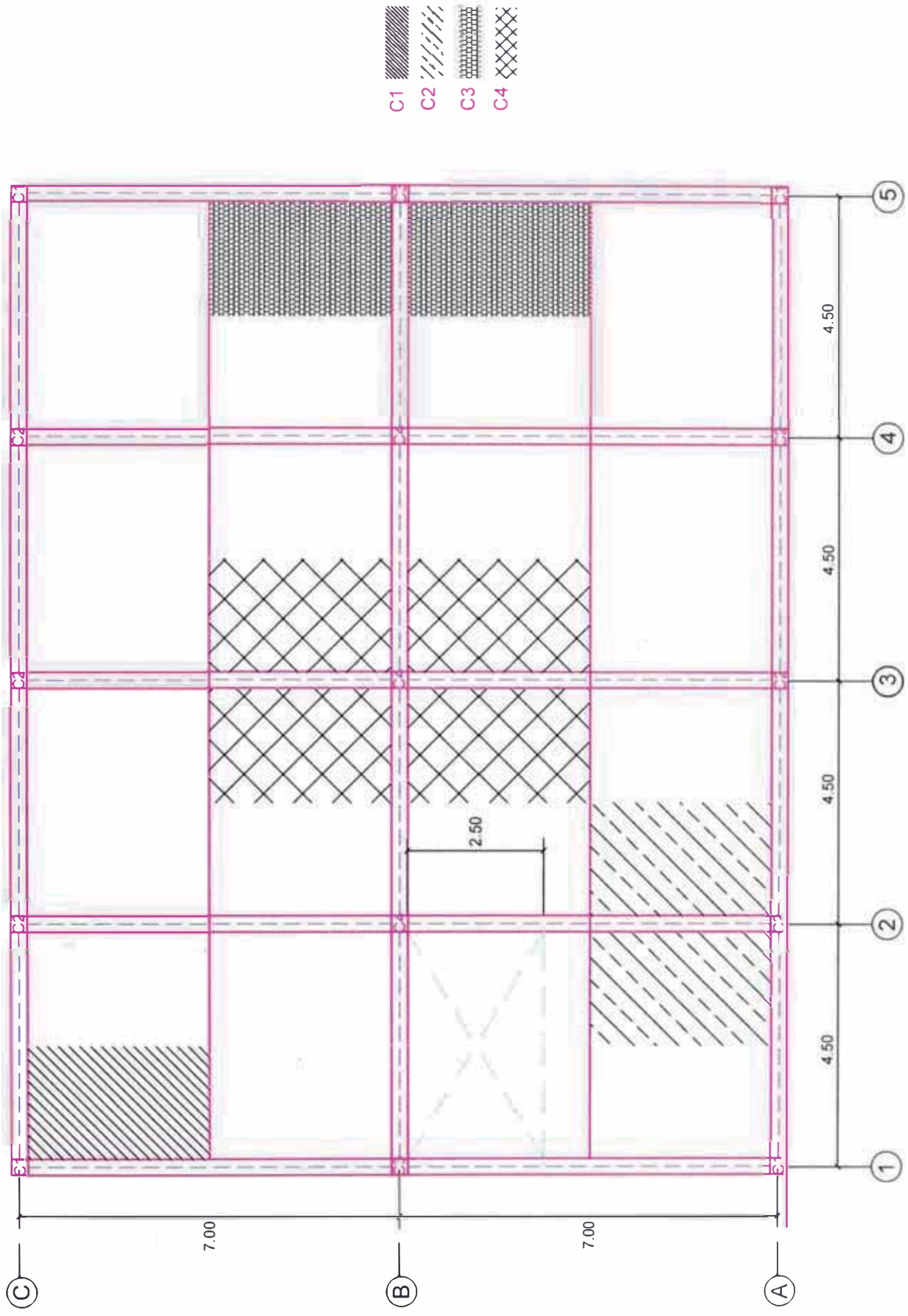
C1→ Columna en esquina

C2→ Columna lateral

C3→ Columna lateral

C4→ Columna Central

En el GRAFICO N° 4 se puede observar las Areas de Influencia o Tributaria de cada columna.



Area de Influencia de las Columnas

GRAFICO N°4

Estimacion de Pesos y Dimensiones:

C1

Aportante	L(m)	B(m)	H(m)	W	Piso 4	Piso 3	Piso 2	Piso 1
Losa	2.1	3.35	-	300	2111	2111	2111	2111
VX	2.1	0.30	0.50	2400	756	756	756	756
VY	3.65	0.30	0.60	2400	1577	1577	1577	1577
Acabados	2.4	3.65	-	120	1051	1051	1051	1051
Tabiqueria	2.4	3.65	-	120	1051	1051	1051	1051
Columnas			-	2400	0	648	648	1008
Sobrec (S/C)	2.4	3.65	-	150 / 350	1314	3066	3066	3066
TOTAL					7860	10260	10260	10620

Piso 4 : $1.5 * PG / (0.2 * f'c) = 281 \text{ cm}^2 \rightarrow 30 \times 10$ Usar 30 x 40
 Piso 3 : $1.5 * PG / (0.2 * f'c) = 647.14 = 650\text{cm}^2 \rightarrow 30 \times 25$ Usar 30 x 40
 Piso 2 : $1.5 * PG / (0.2 * f'c) = 1013.6 = 1020\text{cm}^2 \rightarrow 30 \times 35$ Usar 30 x 50
 Piso 1 : $1.5 * PG / (0.2 * f'c) = 1392.86 = 1400 \text{ cm}^2 \rightarrow 30 \times 50$ Usar 30 x 50

Usamos :

1° y 2° → 30 x 50

3° y 4° → 30 x 40

C2

Aportante	L(m)	B(m)	H(m)	W	Piso 4	Piso 3	Piso 2	Piso 1
Losa	4.2	3.35	-	300	4221	4221	4221	4221
VX	4.2	0.30	0.50	2400	1512	1512	1512	1512
VY	3.65	0.30	0.60	2400	1577	1577	1577	1577
Acabados	4.50	3.65	-	120	1971	1971	1971	1971
Tabiqueria	4.50	3.65	-	120	1971	1971	1971	1971
Columnas	0.30		3.00	2400	0	648	648	1152
Sobrec (S/C)	4.50	3.65	-	150 / 350	2464	5749	5749	5749
TOTAL					13716	17649	17649	18153

Piso 4 : $1.25 * PG / (0.25 * f'c) = 326.57 = 330\text{cm}^2 \rightarrow 30 \times 15$ Usar 30 x 40
 Piso 3 : $1.25 * PG / (0.25 * f'c) = 746.8 = 750\text{cm}^2 \rightarrow 30 \times 25$ Usar 30 x 40
 Piso 2 : $1.25 * PG / (0.25 * f'c) = 1167 = 1167\text{cm}^2 \rightarrow 30 \times 40$ Usar 30 x 60
 Piso 1 : $1.25 * PG / (0.25 * f'c) = 1599.2 = 1600 \text{ cm}^2 \rightarrow 30 \times 55$ Usar 30 x 60

Usamos :

1° y 2° → 30 x 60

3° y 4° → 30 x 40

C3 :

Aportante	L(m)	B(m)	H(m)	W	Piso 4	Piso 3	Piso 2	Piso 1
Losa	2.10	6.70	-	300	4221	4221	4221	4221
VX	2.10	0.30	0.50	2400	756	756	756	756
VY	7.00	0.30	0.60	2400	3024	3024	3024	3024
Acabados	2.40	7.00	-	120	2016	2016	2016	2016
Tabiqueria	2.40	7.00	-	120	2016	2016	2016	2016
Columnas	0.30		3.00	2400	0	648	648	1008
Sobrec (S/C)	2.40	7.00	-	150 / 350	2520	5749	5749	5749
TOTAL					14553	18430	18430	18790

Piso 4 : $1.25 * PG / (0.25 * f'c) = 346.5 = 350\text{cm}^2 \rightarrow 30 \times 15$ Usar 30 x 40

Piso 3 : $1.25 * PG / (0.25 * f'c) = 785.31 = 790\text{cm}^2 \rightarrow 30 \times 30$ Usar 30 x 40

Piso 2 : $1.25 * PG / (0.25 * f'c) = 1224.11 = 1230\text{cm}^2 \rightarrow 30 \times 45$ Usar 30 x 50

Piso 1 : $1.25 * PG / (0.25 * f'c) = 1671.5 = 1672\text{cm}^2 \rightarrow 30 \times 60$ Usar 30 x 60

Usamos : **1° y 2° → 30 x 60**

3° y 4° → 30 x 40

C4 :

Aportante	L(m)	B(m)	H(m)	W	Piso 4	Piso 3	Piso 2	Piso 1
Losa	3.90	6.70	-	300	7839	7839	7839	7839
VX	3.90	0.30	0.50	2400	1404	1404	1404	1404
VY	7.00	0.30	0.60	2400	3024	3024	3024	3024
Acabados	4.50	7.00	-	120	3780	3780	3780	3780
Tabiqueria	4.50	7.00	-	120	3780	3780	3780	3780
Columnas	0.30		3.00	2400	0	648	756	1536
Sobrec (S/C)	4.50	7.00	-	150 / 350	4725	11025	11025	11025
TOTAL					24552	31500	31608	32388

Piso 4 : $1.10 * PG / (0.30 * f'c) = 428.7 = 430\text{cm}^2 \rightarrow 30 \times 15$ Usar 30 x 40

Piso 3 : $1.10 * PG / (0.30 * f'c) = 978.7 = 980\text{cm}^2 \rightarrow 30 \times 35$ Usar 30 x 40

Piso 2 : $1.10 * PG / (0.30 * f'c) = 1530.60 = 1535\text{cm}^2 \rightarrow 30 \times 40$ Usar 30 x 70

Piso 1 : $1.10 * PG / (0.30 * f'c) = 2096.08 = 2097\text{cm}^2 \rightarrow 30 \times 70$ Usar 30 x 70

Usamos : **1° y 2° → 30 x 70**

3° y 4° → 30 x 40

Resumen

Pisos	COLUMNAS			
	C1	C2	C3	C4
1° y 2°	30 x 50	30 x 60	30 x 60	30 x 70
3° y 4°	30 x 40	30 x 40	30 x 40	30 x 40

En el caso de las columnas, cabe reiterar la observación que estas dimensiones no son finales, podrán variar de acuerdo a las necesidades de rigidez que tenga la estructura.

2.1.4 Predimensionamiento de Placas o Muros de Concreto

Es difícil poder fijar un dimensionamiento para las placas puesto que, como su principal función es absorber las fuerzas de sismo, mientras más abundantes o importantes sean tomarán un mayor porcentaje del cortante sísmico total, aliviando más a los pórticos. Esto significa que podría prescindirse de las placas si se desea que los pórticos tomen el 100% del cortante sísmico.

Sin embargo, el considerar edificaciones solamente con pórticos hace que se obtengan deformaciones laterales muy importantes, lo cual no es conveniente, por lo que es ideal combinar placas y pórticos de acuerdo a las posibilidades arquitectónicas, con lo cual se puede obtener un balance adecuado en la distribución de esfuerzos y se controla la flexibilidad de la edificación.

Las placas pueden tenerse como mínimo 10cms. de espesor, pero generalmente se consideran de 15 cm de espesor en el caso de edificios de pocos pisos y de 20, 25 o 30 cm. conforme aumentemos el número de pisos o disminuyamos su densidad.

En el Perú se han proyectado una serie de edificaciones de hasta 20 pisos considerando placas de espesor igual a 25 cm. considerando longitudes apreciables de estas; si por el contrario existieran pocas placas en una dirección, es probable que se requiera de espesores mayores como 40, 50 o 60 cm.

La evaluación final de la longitud de las placas se realizaron luego de realizar el análisis sísmico correspondiente, ya que es difícil dar inicialmente una recomendación general.

Las dimensiones finales de las placas utilizadas en la edificación en estudio se darán posteriormente.

2.2.0 METRADO DE CARGAS VERTICALES

Una vez realizada la estructuración y el Predimensionamiento de elementos estructurales se procede a realizar el Metrado de Cargas

2.2.1 Datos Generales :

Numero de Pisos	N = 4
Altura de Piso a Techo	h = 4.00 (Primer Nivel) h = 3.00 (demás niveles)
Espesor del aligerado	e = 0.20 m
Peso del concreto	$\gamma_c = 2400 \text{ Kg/m}^3$
Peso de Tabiqueria	120 Kg/m^2
Peso de Acabados	120 Kg/m^2
Sobrecargas (s/c)	
Niveles 1º, 2º, 3º	= 300 Kg/m^2
Nivel 4º	= 150 Kg/m^2

2.2.2 Metrado de Cargas Verticales de Vigas :

Pesos considerados en el metrado de cargas (sin considerar pesos de vigas) :

Aportante	Tipo de Carga	Piso Tipico (kg/m^2)	Azotea (Kg/m^2)	Ancho Ejes Princip.		Anch Ejes Secun.
				1 y 5	2, 3 y 4	
Losa	D	300	300	2.25	4.50	1
Tabiqueria	D	120	0	2.25	4.50	1
Acabados	D	120	120	2.25	4.50	1
S/C	L	300	150	2.25	4.50	1
	W_D	540	470			
	W_L	300	150			

Cargas para vigas :

SIN PESO PROPIO							
Aportante	Tipo de Carga	Pórtico. Princip.				Pórtico Secundario	
		Piso Típico		Azotea		Piso Típico	Azotea
		Ext	Int	Ext	Int		
Carga Muerta	WD	2511	2430	1953	1890	540	420
Carga Viva	WL	1395	1350	697.5	675	300	150

CON PESO PROPIO							
Aportante	Tipo de Carga	Pórtico. Princip.				Pórtico Secundario	
		Piso Típico		Azotea		Piso Típico	Azotea
		Ext	Int	Ext	Int		
Carga Muerta	WD	2943	2862	2385	2322	828	708
Carga Viva	WL	1395	1350	697.5	675	300	150

2.2.3 Peso de la Edificación

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

En edificaciones de las categorías A y B, se tomara el 50 % de la carga viva, en nuestro caso siendo la Edificación un Hospital se tomara esta consideración.

A continuación se muestran los cuadros en los que se observa el Peso de la Edificación en cada caso

Condiciones Iniciales : En este caso se calcula "P" considerando los predimensionamientos iniciales (sin placas). Ver Cuadro N° 1

Caso 1 : En este caso, habiéndose determinado desplazamientos excesivos (Tabla N° 6, Capitulo III) , se considera placas (2.00 x .30) . Ver Cuadro N°2

Caso 2 : Finalmente se determina las dimensiones de las placas (4.00 x 0.30) en base a los máximos desplazamientos permitidos por la norma. Ver Cuadro N°3.

CUADRO N°1

PESO DE LA EDIFICACION

CONDICIONES INICIALES

Uso : **Hospital**
 Categoría : **A**
 Sobrecarga **50% carga viva**

CUARTO NIVEL				
	Peso	Area	L(m)	
Losa	300	215.04	-----	64512
VX	2400	0.45	16.8	18144
VY	2400	0.54	13.4	17366.4
Placas	no hay			
Columnas	2400	1.92	1.5	6912
Acabados	120	265.98	-----	31918
Tabiquería	120	265.98	-----	31918
Sobrecarga	75	265.98	-----	19948.5
Total				190718.1 KG

190.72 TON

TERCER NIVEL				
	Peso	Area	L(m)	
Losa	300	215.04	-----	64512
VX	2400	0.45	16.8	18144
VY	2400	0.54	13.4	17366.4
Placas	no hay			
Columnas	2400	1.92	3	13824
Acabados	120	265.98	-----	31918
Tabiquería	120	265.98	-----	31918
Sobrecarga	150	265.98	-----	39897
Total				217578.6 KG

217.58 TON

SEGUNDO NIVEL				
	Peso	Area	L(m)	
Losa	300	215.04	-----	64512
VX	2400	0.45	16.8	18144
VY	2400	0.54	13.4	17366.4
Placas	no hay			
Columnas	2400	2.7	3	19440
Acabados	120	265.98	-----	31918
Tabiquería	120	265.98	-----	31918
Sobrecarga	150	265.98	-----	39897
Total				223194.6 KG

223.19 TON

PRIMER NIVEL				
	Peso	Area	L(m)	
Losa	300	215.04	-----	64512
VX	2400	0.45	16.8	18144
VY	2400	0.54	13.4	17366.4
Placas	no hay			
Columnas	2400	2.7	3.5	22680
Acabados	120	265.98	-----	31918
Tabiquería	120	265.98	-----	31918
Sobrecarga	150	265.98	-----	39897
Total				226434.6 KG

226.43 TON

857.9 TON

CUADRO N°2

PESO DE LA EDIFICACION

CASO 1

Uso : **Hospital**
 Categoría : **A**
 Sobrecarga **50% carga viva**

CUARTO NIVEL				
	Peso	Area	L(m)	
Losa	300	215.04	-----	64512
VX	2400	0.45	16.8	18144
VY	2400	0.54	13.4	17366.4
Placas	2400	2.4	1.5	8640
Columnas	2400	1.92	1.5	6912
Acabados	120	265.98	-----	31918
Tabiqueria	120	265.98	-----	31918
Sobrecarga	75	265.98	-----	19948.5
Total				199358.1 KG

199.36 TON

TERCER NIVEL				
	Peso	Area	L(m)	
Losa	300	215.04	-----	64512
VX	2400	0.45	16.8	18144
VY	2400	0.54	13.4	17366.4
Placas	2400	2.4	3.00	17280
Columnas	2400	1.92	3.00	13824
Acabados	120	265.98	-----	31918
Tabiqueria	120	265.98	-----	31918
Sobrecarga	150	265.98	-----	39897
Total				234858.6 KG

234.86 TON

SEGUNDO NIVEL				
	Peso	Area	L(m)	
Losa	300	215.04	-----	64512
VX	2400	0.45	16.8	18144
VY	2400	0.54	13.4	17366.4
Placas	2400	2.4	3.00	17280
Columnas	2400	2.7	3.00	19440
Acabados	120	265.98	-----	31918
Tabiqueria	120	265.98	-----	31918
Sobrecarga	150	265.98	-----	39897
Total				240474.6 KG

240.47 TON

PRIMER NIVEL				
	Peso	Area	L(m)	
Losa	300	215.04	-----	64512
VX	2400	0.45	16.8	18144
VY	2400	0.54	13.4	17366.4
Placas	2400	2.4	3.5	20160
Columnas	2400	2.7	3.5	22680
Acabados	120	265.98	-----	31918
Tabiqueria	120	265.98	-----	31918
Sobrecarga	150	265.98	-----	39897
Total				246594.6 KG

246.59 TON

921.3 Ton

CUADRO N°3

PESO DE LA EDIFICACION

CASO 2

Uso : **Hospital**
 Categoría : **A**
 Sobrecarga **50% carga viva**

CUARTO NIVEL				
	Peso	Area	L(m)	
Losa	300	215.04	-----	64512
VX	2400	0.45	16.8	18144
VY	2400	0.54	13.4	17366.4
Placas	2400	4.8	1.5	17280
Columnas	2400	1.98	1.5	7128
Acabados	120	265.98	-----	31918
Tabiquería	120	265.98	-----	31918
Sobrecarga	75	265.98	-----	19948.5
Total				208214.1 KG 208.2141 TON

TERCER NIVEL				
	Peso	Area	L(m)	
Losa	300	215.04	-----	64512
VX	2400	0.45	16.8	18144
VY	2400	0.54	13.4	17366.4
Placas	2400	4.8	3.00	34560
Columnas	2400	1.98	3	14256
Acabados	120	265.98	-----	31918
Tabiquería	120	265.98	-----	31918
Sobrecarga	150	265.98	-----	39897
Total				252570.6 KG 252.5706 TON

SEGUNDO NIVEL				
	Peso	Area	L(m)	
Losa	300	215.04	-----	64512
VX	2400	0.45	16.8	18144
VY	2400	0.54	13.4	17366.4
Placas	2400	4.8	3.00	34560
Columnas	2400	1.98	3	14256
Acabados	120	265.98	-----	31918
Tabiquería	120	265.98	-----	31918
Sobrecarga	150	265.98	-----	39897
Total				252570.6 KG 252.5706 TON

PRIMER NIVEL				
	Peso	Area	L(m)	
Losa	300	215.04	-----	64512
VX	2400	0.45	16.8	18144
VY	2400	0.54	13.4	17366.4
Placas	2400	4.8	3.50	40320
Columnas	2400	1.98	3.50	16632
Acabados	120	265.98	-----	31918
Tabiquería	120	265.98	-----	31918
Sobrecarga	150	265.98	-----	39897
Total				260706.6 KG 260.7066 TON

974.1 Ton

CAPITULO III

ANALISIS ESTRUCTURAL Y DISEÑO SISMORESISTENTE : Modificaciones y Comparaciones de la Norma Peruana

ANALISIS ESTRUCTURAL Y DISEÑO SISMORESISTENTE : Conceptos y Comentarios de la Norma Peruana de Diseño Sismo Resistente

3.1 CONCEPTOS GENERALES

En la planificación de un hospital nuevo es necesario tener en cuenta que una de las mayores causas de daños en edificaciones han sido los esquemas arquitectónico-estructurales nocivos. Puede decirse de manera general que el alejamiento de formas y esquemas estructurales simples es castigado fuertemente por los sismos. De cualquier forma, dada la naturaleza errática de los sismos, así como la posibilidad de que se exceda el nivel de diseño, es aconsejable evitar el planteamiento de configuraciones riesgosas, independientemente del grado de sofisticación que sea posible lograr en el análisis de cada caso.

Lamentablemente, en muchos países de América Latina las normas de construcción sismorresistente no han sido efectivamente aplicadas y en otros no se han considerado especificaciones especiales para las estructuras de edificaciones hospitalarias. Por esta razón, no es extraño que cada vez que ocurre un sismo en la región entre las edificaciones más afectadas siempre figuren los hospitales, que deberían ser las últimas en ser afectadas.

Es indispensable, resumir la importancia de la Concepción y Análisis Estructural en toda edificación, mas aun en un Hospital , por las razones anteriormente mencionadas.

3.1.1 Daños estructurales

En general, las enseñanzas que han dejado los movimientos sísmicos indican que en los países donde se diseña de acuerdo con una buena norma sismorresistente, donde la construcción es sometida a una supervisión estricta y donde el sismo de diseño es representativo de la amenaza sísmica real de la zona, el daño sobre la infraestructura es marginal en comparación con el observado en sitios donde no se han dado estas circunstancias.

No obstante, es importante destacar que el solo hecho de diseñar de acuerdo con un código no siempre salvaguarda contra el daño producido por sismos severos. Los códigos sísmicos establecen requisitos mínimos para proteger la vida de los ocupantes, requisitos que muchas veces no son suficientes para garantizar el funcionamiento del hospital después del sismo. Las observaciones realizadas en los últimos años, indican que las construcciones rígidas se desempeñan, en general, mejor que las flexibles; particularmente en lo que respecta a la protección de los componentes no estructurales, que sufren menos daños al limitarse el desplazamiento entre pisos.

Desde una perspectiva histórica, un código por sí solo no puede garantizar la seguridad contra el daño excesivo, puesto que los códigos son reglamentos que establecen requisitos **MÍNIMOS**, los que a su vez experimentan actualizaciones continuas de acuerdo con los avances tecnológicos y las enseñanzas que dejan las investigaciones y los estudios de los efectos

causados por terremotos, que no son más que pruebas de laboratorio a escala real. La ductilidad y redundancia estructural han resultado ser los medios más efectivos para proporcionar seguridad contra el colapso, especialmente si los movimientos resultan más severos que los anticipados por el diseño. El daño severo o colapso de muchas estructuras durante sismos importantes es, por lo general, consecuencia directa de la falla de un solo elemento o serie de elementos con ductilidad o resistencia insuficiente.

A causa de sismos fuertes es común que se presenten daños estructurales en columnas, tales como grietas diagonales causadas por cortante (Fig. N° 1) y/o torsión, grietas verticales, desprendimiento del recubrimiento, aplastamiento del concreto y pandeo de las barras longitudinales por exceso de esfuerzos de flexocompresión. En vigas, se presentan grietas diagonales y rotura de estribos a causa de cortante y/o torsión, grietas verticales, rotura del refuerzo longitudinal y aplastamiento del concreto por la flexión que impone el sismo arriba y abajo de la sección como resultado de las cargas alternadas.



Fotografía N° 1 : Falla típica por efecto de fuerzas de corte en viga

Las conexiones o uniones entre elementos estructurales son, por lo general, los puntos más críticos. En las uniones viga-columna (nudos) el cortante produce grietas diagonales y es común ver fallas por adherencia y anclaje del refuerzo longitudinal de las vigas a causa del poco desarrollo del mismo y/o a consecuencia de esfuerzos excesivos de flexión (Ver Fig. N°2). En las losas se pueden presentar grietas por punzonamiento alrededor de las columnas y grietas longitudinales a lo largo de la placa debido a la excesiva demanda por flexión que en ciertas circunstancias puede imponer el sismo. Este tipo de daños se han visto reiteradamente en muchas edificaciones hospitalarias sometidas a movimientos sísmicos fuertes y moderados.



Fotografía N°2 : Detalle de falla en conexión viga columna

Las observaciones realizadas en los últimos años, indican que las construcciones rígidas se desempeñan, en general, mejor que las flexibles; particularmente en lo que respecta a la protección de los componentes no estructurales, que sufren menos daños al limitarse el desplazamiento entre pisos.

Irregularidades en altura, traducidas en cambios repentinos de rigidez entre pisos adyacentes, hacen que la absorción y disipación de energía en el momento del sismo se

concentren en los pisos flexibles, donde los elementos estructurales se ven sobresolicitados. Las irregularidades en planta de masa, rigidez y resistencia pueden originar vibraciones torsionales que generan concentraciones de esfuerzos difíciles de evaluar, razón por la cual una mayor exigencia en este tipo de aspectos debe tenerse en cuenta a la hora de diseñar arquitectónicamente las edificaciones.

3.2 CRITERIOS DE ESTRUCTURACION Y DISEÑO

Mientras mas compleja la estructura, mas dificil resulta predecir su comportamiento sísmico. Por esta razón, es aconsejable que la estructuración sea lo mas simple y limpia posible, de manera que la idealización necesaria para su análisis sísmico se acerque lo mas posible a la estructura real.

3.2.1 *Problemas de configuración arquitectónica y estructural*

Por su naturaleza, las construcciones hospitalarias tienden a ser construcciones de gran envergadura y complejidad, lo que conduce a que en muchos casos presenten esquemas de configuración complejos.

Por configuración no se entiende la mera forma espacial de la construcción en abstracto, sino el tipo, disposición, fragmentación, resistencia y geometría de la estructura de la edificación, relación de la cual se derivan ciertos problemas de respuesta estructural ante sismos. En el planeamiento de un hospital es necesario tener en cuenta que una de las mayores causas de daños en edificaciones ha sido en el uso de esquemas de configuración arquitectónico-estructural nocivos. Puede decirse de manera general que el alejamiento de formas y esquemas estructurales simples es castigado fuertemente por los sismos.

◆ *Configuración geométrica*

A continuación se exponen brevemente los aspectos más relevantes de la incidencia de la configuración geométrica en la respuesta sísmica de las edificaciones, así como los mecanismos correctivos. Debe hacerse énfasis en que, debido a su complejidad, y a su estrecha relación con el planteamiento de espacio y forma de la construcción, los problemas de configuración deben ser enfrentados básicamente desde la etapa de definición del esquema espacial del edificio, y en toda la etapa de diseño (Figura 1).

Problemas de configuración en planta

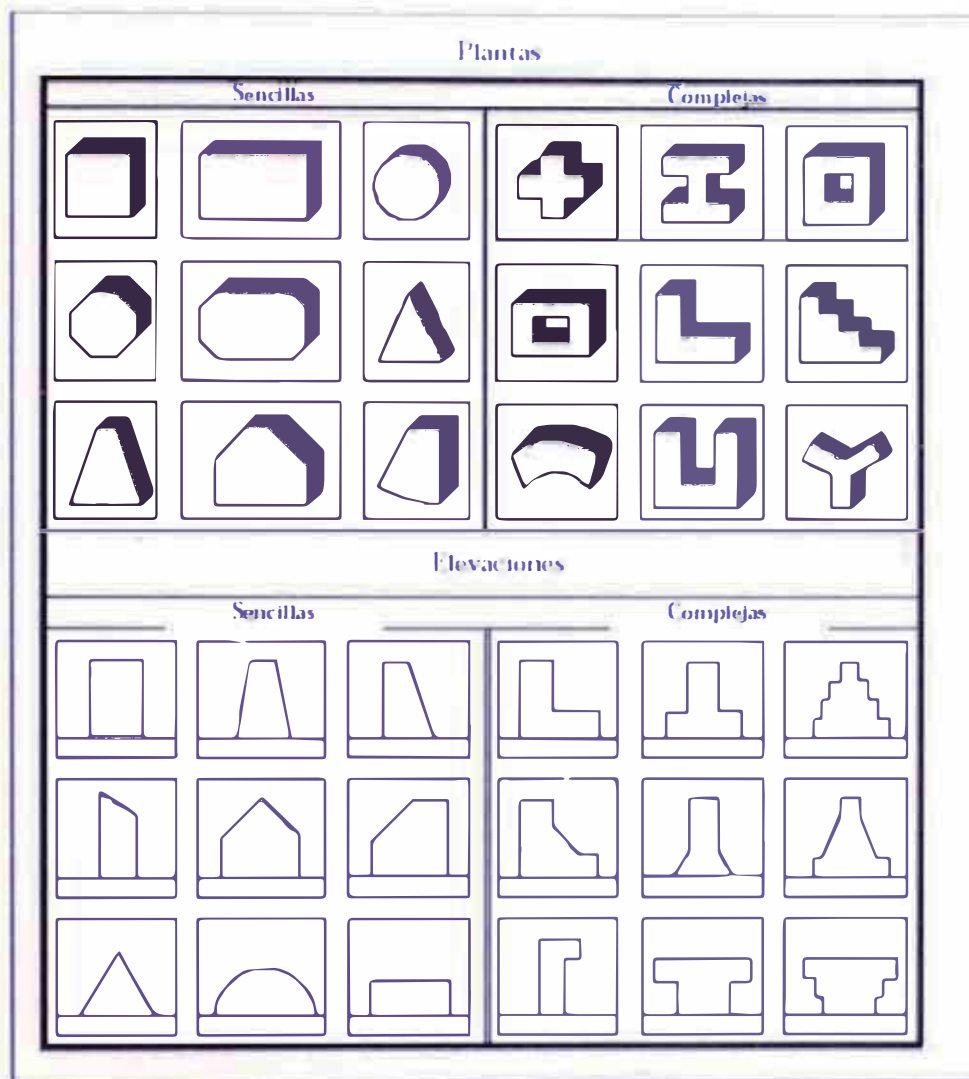
Los problemas que se mencionan a continuación son referentes a la disposición de la estructura en el plano horizontal, en relación con la forma y distribución del espacio arquitectónico.

Longitud

La longitud en planta de una construcción influye en la respuesta estructural de la misma de una manera que no es fácil determinar por medio de los métodos usuales de análisis. En vista de que el movimiento del terreno consiste en una transmisión de ondas, la cual se da con una velocidad que depende de las características de masa y rigidez del suelo de soporte, la excitación que se da en un punto de apoyo del edificio en un momento dado difiere de la que se da en otro, diferencia que es mayor en la medida en que sea mayor la longitud del edificio en la dirección de las ondas. Los edificios cortos se acomodan más fácilmente a las ondas que los edificios largos.

Considerando lo anterior, el correctivo usual para el problema de longitud excesiva de edificios es la partición de la estructura en bloques por medio de la inserción de juntas de dilatación sísmica, de tal manera que cada uno de ellos pueda ser considerado como corto. Estas juntas deben ser diseñadas

Figura 1.
 Formas sencillas y complejas en planta y elevación



de manera tal que permitan un adecuado movimiento de cada bloque sin peligro de golpeteo o choque entre los diferentes cuerpos o bloques que componen la edificación.

Los edificios largos son también más sensibles a las componentes torsionales de los movimientos del terreno, puesto que las diferencias de movimientos transversales y longitudinales del terreno de apoyo, de las que depende dicha rotación, son mayores.

Concentración de esfuerzos debido a plantas complejas

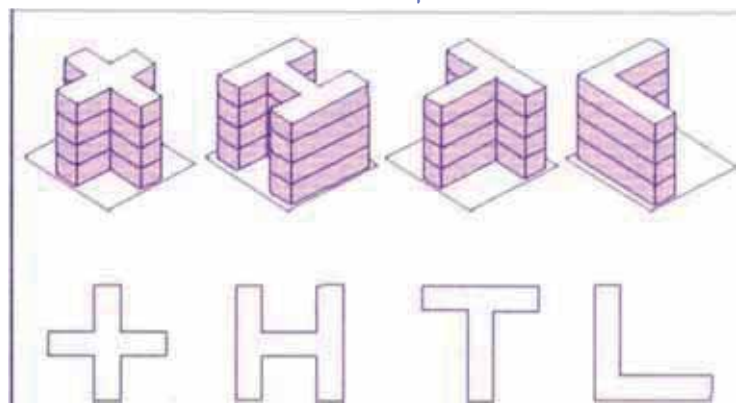
Este problema surge en edificios denominados de plantas complejas y es muy común en edificaciones hospitalarias. Se define como planta compleja a aquella en la cual la línea de unión

de dos de sus puntos suficientemente alejados hace su recorrido en buena parte fuera de la planta. Esto se da cuando la planta está compuesta de alas de tamaño significativo orientadas en diferentes direcciones (formas en H, U, L, etc.).

En las plantas irregulares las alas pueden asimilarse a un voladizo empotrado en el cuerpo restante del edificio, sitio en el cual sufriría menores deformaciones laterales que en el resto del ala (Figura 2).

Por esta razón aparecen grandes esfuerzos en la zona de transición, los cuales producen con frecuencia daños en los elementos no estructurales, en la estructura vertical y aun en el diafragma de la planta.

Figura 2.
Formas de la planta



Para este caso, la solución corrientemente adoptada consiste en la introducción de juntas de dilatación sísmica, como las mencionadas para el caso de los edificios largos. Estas juntas permiten que cada bloque tenga su propio movimiento sin estar atado al resto del edificio, con lo cual se rompe el esquema de trabajo en voladizo de cada ala. Las juntas, obviamente, deben tener el ancho suficiente para permitir el movimiento de cada bloque sin golpearse.

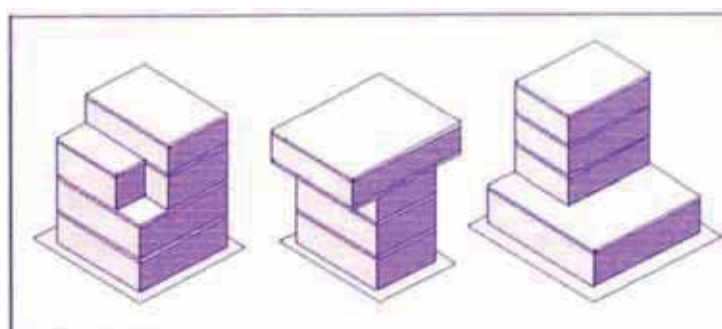
Problemas de configuración en altura

- Escalonamientos

Los escalonamientos en los volúmenes del edificio se presentan habitualmente por exigencias urbanísticas de iluminación, proporción, etc. Sin embargo, desde el punto de vista sísmico, son causa de cambios bruscos de rigidez y de masa; por lo tanto, traen consigo la concentración de fuerzas que producen daño en los pisos aledaños a la zona del cambio brusco (Figura 3).

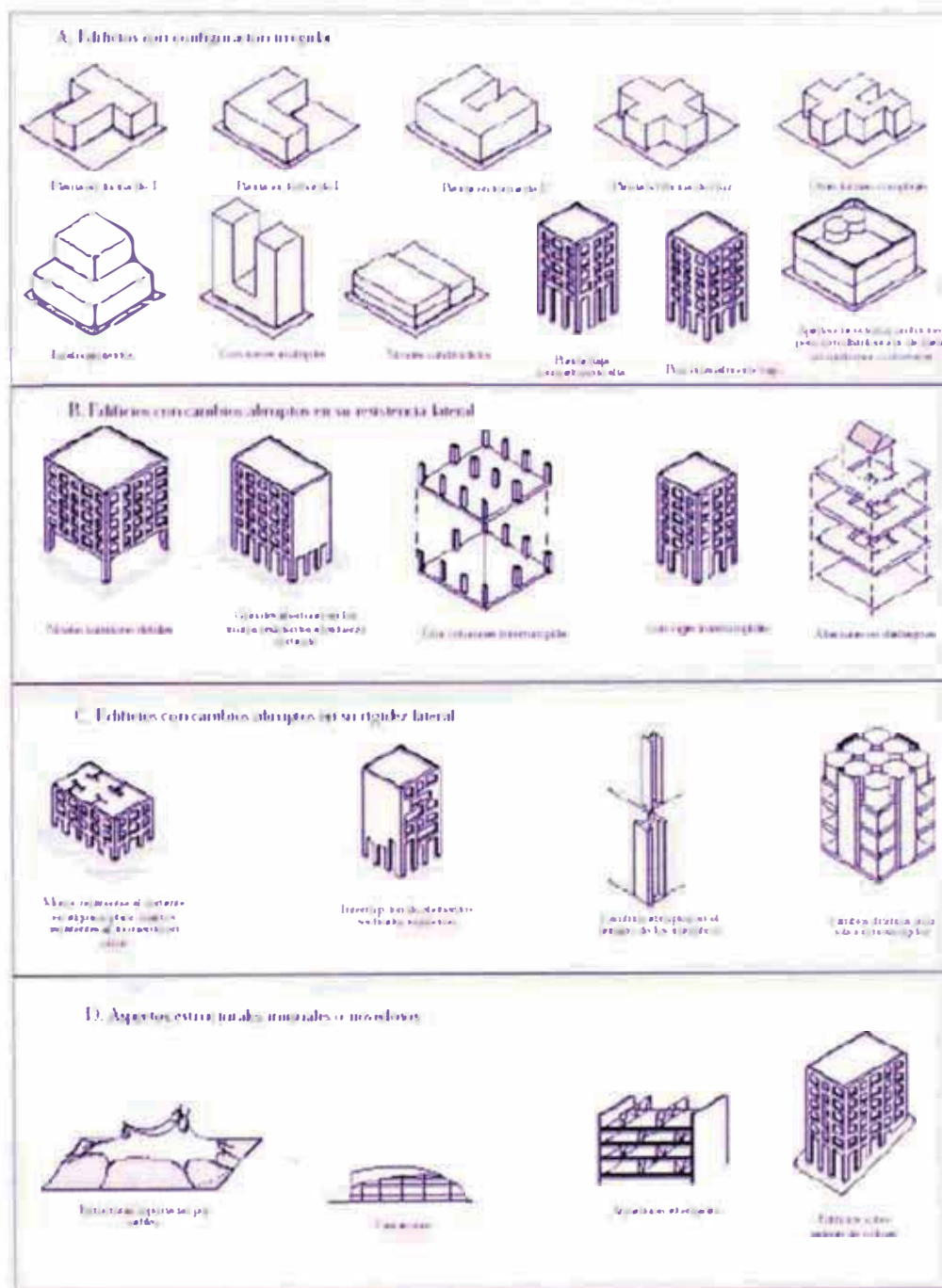
En términos generales, debe buscarse que las transiciones sean lo más suave posible con el fin de evitar dicha concentración.

Figura 3.
Formas irregulares en altura



La Figura 4 muestra algunas características de configuración de edificaciones que deben ser evitadas en instalaciones de salud, debido al comportamiento inadecuado que han experimentado en caso de sismos.

Figura 4
 Irregularidades en estructuras



◆ **Configuración estructural**

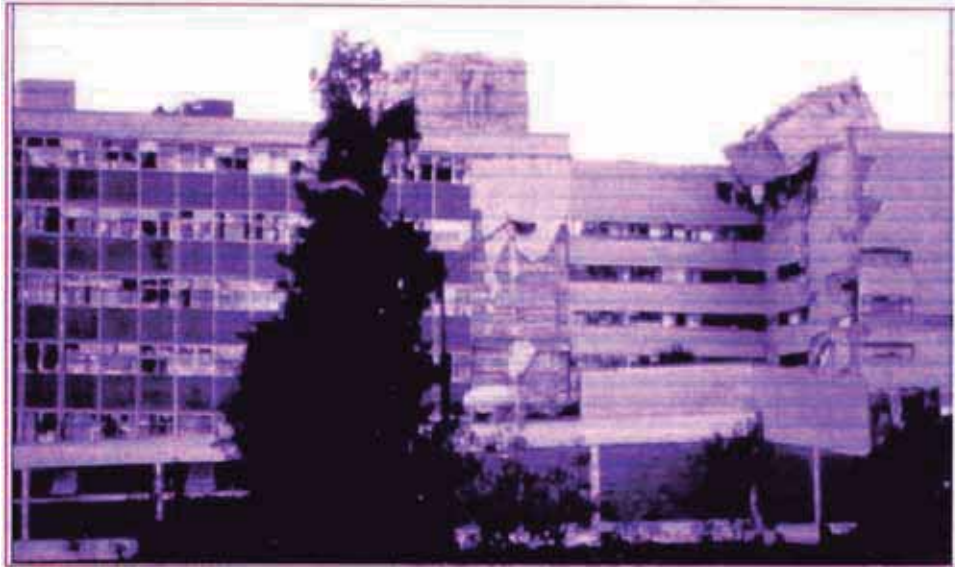
Concentraciones de masa

El problema en cuestión es ocasionado por altas concentraciones de la masa en algún nivel determinado del edificio que se puede deber a la disposición en él de elementos pesados, tales como equipos, tanques, bodegas, archivos, etc. El problema es mayor en la medida en que

dicho nivel pesado se ubica a mayor altura, debido a que las aceleraciones sísmicas de respuesta aumentan también hacia arriba, con lo cual se tiene una mayor fuerza sísmica de respuesta allí y por ende una mayor posibilidad de volcamiento del equipo.

Por lo anterior, en el diseño arquitectónico es recomendable disponer los espacios que representen

pesos inusuales en sótanos o en construcciones aisladas aledañas al cuerpo principal del edificio. En casos en los que por razones topográficas se deba tener almacenamientos de agua elevados, debe preferirse construir torres independientes para ese fin, en lugar de adosarlas al edificio principal.



Fotografía 3 Concentraciones de masa tales como estanques de agua en el techo de hospitales pueden producir daños que comprometan el funcionamiento del hospital

Columnas débiles

Las columnas dentro de una estructura tienen la vital importancia de ser los elementos que transmiten las cargas a las cimentaciones y mantienen en pie a la estructura, razón por la cual cualquier daño en este tipo de elementos puede provocar una redistribución de cargas entre los elementos de la estructura y traer consigo el colapso parcial o total de una edificación.

Por lo anterior, el diseño sísmico de pórticos (estructuras formadas preferentemente por vigas y columnas) busca que el daño producido por sismos intensos se produzca en vigas y no en columnas, debido al mayor riesgo de colapso del edificio por el de daño en columnas. Sin embargo, muchos edificios diseñados según códigos de sismorresistencia han fallado por esta causa. Estas fallas pueden agruparse en dos clases:

- Columnas de menor resistencia que las vigas.
- Columnas cortas.

Varias son las causas de que el valor de la longitud libre se reduzca drásticamente y se considere

que se presenta una columna corta:

- Confinamiento lateral parcialmente en la altura de la columna por muros divisorios, muros

de fachada, muros de contención, etc.

- Disposición de losas en niveles intermedios.
- Ubicación del edificio en terrenos inclinados.

Las columnas cortas son causa de serias fallas en edificios bajo excitaciones sísmicas debido a que su mecanismo de falla es frágil.

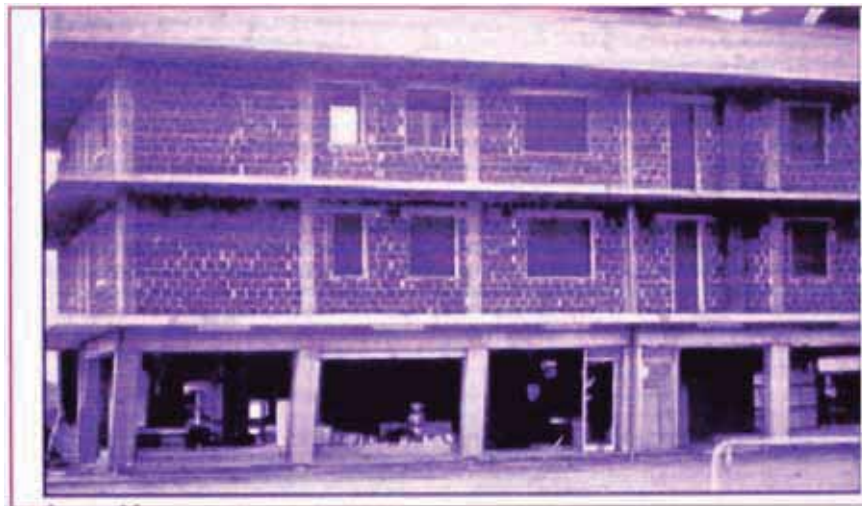
Pisos suaves

Varios tipos de esquemas arquitectónicos y estructurales conducen a la formación de los llamados

pisos débiles o suaves, es decir, pisos que son más vulnerables al daño sísmico que los restantes, debido a que tienen menor rigidez, menor resistencia o ambas cosas:

La presencia de pisos suaves se puede atribuir a:

- Diferencia de altura entre pisos.
- Interrupción de elementos estructurales verticales en el piso.



Fotografía 4 Falla en planta baja por piso suave

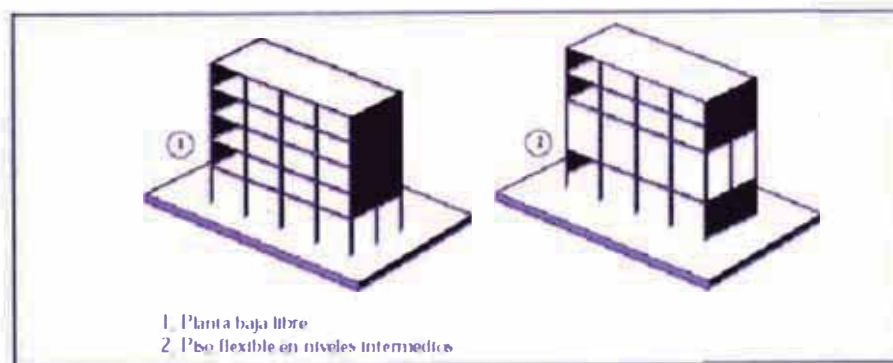


Figura 5 : Ejemplos de edificios con irregularidad tipo "piso flexible"

La interrupción de elementos verticales de la estructura ha probado ser la causa de múltiples colapsos parciales o totales en edificios sometidos a sismos, sobre todo cuando la interrupción de los elementos verticales resistentes (muros y columnas) se presenta en los pisos inferiores.

La razón del deslizamiento del piso recae en que el nivel en que se interrumpen los elementos es más flexible que los restantes, con lo que aumenta el problema de estabilidad, pero además porque se origina un cambio brusco de rigidez que ocasiona una mayor acumulación de energía en el piso más débil.

Los casos más usuales de interrupción de elementos verticales, son los siguientes:

- Interrupción de las columnas.
- Interrupción de muros estructurales (muros de cortante).
- Interrupción de muros divisorios, concebidos erróneamente como no estructurales.

Falta de redundancia

El diseño estructural sismorresistente contempla la posibilidad de daño de los elementos estructurales para los sismos más intensos. Desde este punto de vista, el diseño de la estructura debe buscar que la resistencia a las fuerzas sísmicas dependa de un número importante de elementos, puesto que cuando se cuenta con un número reducido de elementos (poca redundancia) la falla de alguno de ellos puede tener como consecuencia el colapso parcial o total durante el sismo. En este sentido, debe buscarse que la resistencia a las fuerzas sísmicas se distribuya entre el mayor número de elementos estructurales posibles.

Excesiva flexibilidad estructural

La excesiva flexibilidad de la edificación ante cargas sísmicas puede definirse como la susceptibilidad a sufrir grandes deformaciones laterales entre los diferentes pisos, conocidas como derivas. Las principales causas de este problema residen en la excesiva distancia entre los elementos de soporte (claros o luces), las alturas libres y la rigidez de los mismos. Dependiendo de su grado, la flexibilidad puede traer como consecuencias:

- Daños en los elementos no estructurales adosados a niveles contiguos.
- Inestabilidad del o los pisos flexibles, o del edificio en general.
- No aprovechamiento de la ductilidad disponible.

Excesiva flexibilidad del diafragma

Un comportamiento excesivamente flexible del diafragma de piso implica deformaciones laterales no uniformes, las cuales son en principio perjudiciales para los elementos no estructurales adosados al diafragma. Adicionalmente, la distribución de fuerzas laterales no se hará de acuerdo a la rigidez de los elementos verticales. (Figura 6)

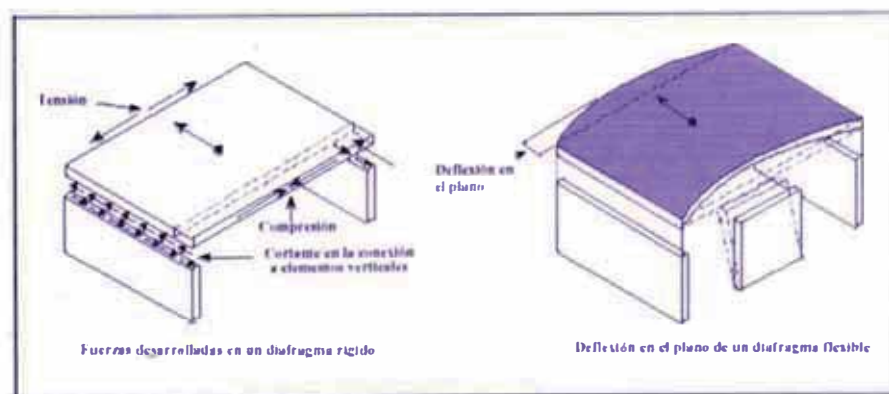


Figura 6.
Comportamiento rígido y flexible del diafragma

Son varias las razones por las cuales puede darse este tipo de comportamiento flexible. Entre ellas se encuentran las siguientes:

- *Flexibilidad del material del diafragma*
- *Relación de aspecto (largo/ancho) del diafragma.* Por tratarse de un trabajo a flexión de este tipo de elementos, mientras mayor sea la relación largo/ancho del diafragma, mayores pueden ser sus deformaciones laterales. En general, los diafragmas con relaciones de aspecto superiores a 5 pueden considerarse flexibles.
- *Rigidez de la estructura vertical.* La flexibilidad del diafragma debe juzgarse también de acuerdo con la distribución en planta de la rigidez de los elementos verticales. En el caso extremo de un diafragma en el que todos los elementos verticales tengan igual rigidez es de esperarse un mejor comportamiento del diafragma que en el caso en el cual tengan grandes diferencias en este punto.
- *Aberturas en el diafragma.* Las aberturas de gran tamaño practicadas en el diafragma para efectos de iluminación, ventilación y relación visual entre los pisos, ocasionan la aparición de zonas flexibles dentro del diafragma, las cuales impiden el ensamblaje rígido de las estructuras verticales.

Las soluciones al problema de excesiva flexibilidad del diafragma son múltiples, y dependen de la causa que la haya ocasionado. Las grandes aberturas en el diafragma deben estudiarse con cuidado, con el fin de proveer mecanismo de rigidización o, si esto no es posible, segmentación del edificio en bloques.

Torsión

La torsión ha sido causa de importantes daños de edificios sometidos a sismos intensos, que van desde la distorsión a veces visible de la estructura (y por tanto su pérdida de imagen y confiabilidad) hasta el colapso estructural (Figura 7).

La torsión se produce por la excentricidad existente entre el centro de masa y el centro de rigidez.

Algunos de los casos que pueden dar lugar a dicha situación en planta son:

- Posición de elementos rígidos de manera asimétrica con respecto al centro de gravedad del piso.
- Colocación de grandes masas en forma asimétrica con respecto a la rigidez.
- Combinación de las dos situaciones anteriores.

Debe tenerse presente que los muros divisorios y de fachada que se encuentren adosados a la estructura vertical tienen generalmente una gran rigidez y, por lo tanto, habitualmente participan estructuralmente en la respuesta al sismo y pueden ser causantes de torsión, como en el caso corriente de los edificios de esquina.

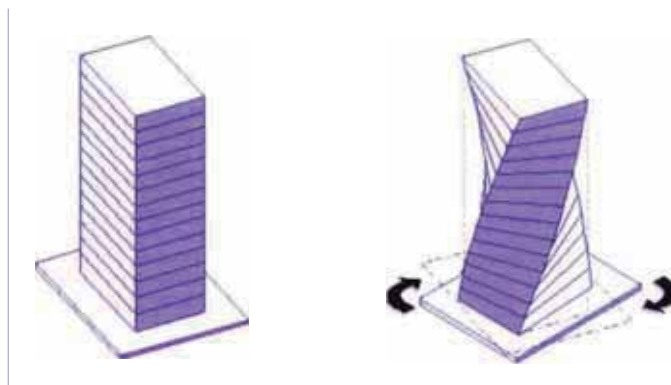


Figura 7.
Torsión

Como todos los problemas de configuración, el de la torsión debe ser enfrentado desde la etapa de diseño espacial y de forma de la edificación. Los correctivos necesarios para el problema de la torsión pueden resumirse en general en los siguientes puntos:

- Las torsiones deben ser consideradas inevitables, debido a la naturaleza del fenómeno y a las características de la estructura. Por esta razón, se sugiere proveer a los edificios de rigidez, mediante la cual se busca reducir la posibilidad de giro en planta.
- A efectos del control de la torsión, debe estudiarse con cuidado el planteamiento de la estructura en planta y en altura, así como la presencia y la necesidad de aislamiento de los muros divisorios no estructurales que puedan intervenir estructuralmente en el momento de un sismo. Finalmente, el objetivo debe ser proveer a la estructura con la mayor simetría posible de la rigidez con respecto a la masa.

3.3 DISEÑO SISMORESISTENTE

3.3.1 Introducción

El diseño sismorresistente de estructuras posee un nivel de complejidad superior al que caracteriza el diseño para cargas estáticas de gravedad, debido a los factores que se deben tener en cuenta en él.

Entre estos se encuentran los siguientes:

- a) La naturaleza azarosa de las características del sismo.
- b) La incertidumbre sobre la respuesta de la estructura, debida a la heterogeneidad de la calidad de los materiales, la interacción con los elementos no estructurales, la variación de las cargas de servicio, las variaciones presentadas en la construcción, etc.
- c) Los mecanismos de falla y disipación de energía que impliquen el menor riesgo para la vida humana y sus propiedades.
- d) El costo social asociado a la falla de edificios, especialmente en el caso en que sean esenciales para la atención de un desastre, como el caso de los hospitales.

La Norma Peruana de Diseño Sismorresistente actualmente vigente es la NTE-E.030, vigente desde 1997, la cual reemplazo a la versión de 1977 (NSR-77), se introdujeron una serie de cambios importantes que se centran fundamentalmente a la evaluación y al control de los desplazamientos laterales.

Como se observara, con la Norma vigente se obtienen fuerzas de diseño similares a las del NSR-77; sin embargo, los desplazamientos laterales resultan hasta 3 veces mayores a los obtenidos con el código NSR-77.

Se sabe que ya esta lista una Nueva versión de la Norma, que probablemente sea promulgada en el 2003, en la cual básicamente se ha mantenido el esquema anterior, los cambios son solo en algunos aspectos. No se ha alterado el nivel de diseño único ni los procedimientos para determinar la fuerza sísmica, pero si han variado los factores de reducción (R).

3.3.2 Coeficiente Sísmico

□ Zonificación sísmica del Perú, factor Z

Los sismos son fenómenos naturales aleatorios y su efecto en las estructuras solo puede definirse en términos probabilísticos.

Para edificaciones comunes como edificios de oficinas, es usual considerar un tiempo de vida útil efectivo de 50 años (tiempo de exposición) y aceptar solo 10% de probabilidad de excedencia. En términos estadísticos, esto corresponde a la aceleración máxima de los sismos que tienen un periodo de retorno de 475 años aproximadamente.

La NTE-E.030 considera el territorio nacional dividido en tres zonas sísmicas a cada una de las cuales asigna una aceleración máxima en la base rocosa, la que se denomina factor Z. Esta aceleración corresponde al tiempo de exposición y peligro aceptados para edificios comunes. Para la zona de mayor sismicidad, fundamentalmente la costa, el valor considerado es 0.4g, y para las otras zonas es 0.3g y 0.15 g.

El uso del factor Z como aceleración de diseño, para obras que no sean edificaciones debe considerarse siempre en función del tiempo de vida y el riesgo que se acepte.

Con respecto a la NSR-77, se vario la denominación de las zonas (sentido inverso) y con respecto a la nueva Norma (Propuesta 2002) se ha optado por suprimir la gravedad (g) después del factor de zona, Z, para evitar confusiones.

En la Tabla siguiente se muestra un resumen de las variaciones realizadas en las Normas :

TABLA N°1 FACTORES DE ZONA - Z								
NSR-77			NTE-030 (actual)			Propuesta 2002		
ZONA	R. Geog.	Z	ZONA	R. Geog.	Z	ZONA	R. Geog.	Z
1	Costa	1	3	Costa	0.4 (g)	3	Costa	0.4
2	Sierra	0.7	2	Sierra	0.3(g)	2	Sierra	0.3
3	Selva	0.3	1	Selva	0.15(g)	1	Selva	0.15

La edificación que se va diseñar se encuentra ubicada en la ciudad de Lima, correspondiéndole la **zona 3** y un factor de zona de **0.4g** , según la actual norma.

□ **Condiciones geotécnicas, Factor S y parámetro Tp**

La aceleración esperada en la base rocosa del emplazamiento de una obra, se modifica al pasar por los estratos de suelo hasta llegar a la cimentación. Estos cambios dependen de las características del perfil del suelo de cimentación.

La NTE-E.030 considera 4 perfiles típicos, a tres de los cuales asocia un factor de amplificación S, y un parámetro Tp. El factor S permite estimar la amplificación de las solicitaciones sísmicas respecto a la base rocosa y el parámetro Tp corresponde al extremo derecho de la plataforma horizontal del espectro de aceleraciones. En todos los casos, Tp es mayor al periodo fundamental del perfil de suelo. La clasificación de los perfiles según la NTE-E.030 es similar a la de la NSR-77 y los factores de amplificación S son iguales. Salvo en el periodo Tp para suelos tipo S₁ en el cual la variación ha sido mínima de 0.3 a 0.4 segundos en los demás tipos de suelos no hubo variación.

Según la NTE-030, como S representa el factor de amplificación de aceleraciones por efecto del

perfil de suelo, la aceleración máxima esperada en la cimentación de una estructura queda expresada por el producto ZS.

Con respecto a la próxima Norma (Propuesta 2002) , en este punto no ha habido cambios con respecto a la Norma vigente.

En la Tabla que se muestra a continuación, se observa las variación comentada entre la NSR-77 y NTE-E.030 :

TABLA N° 2 Parámetros del Suelo					
Tipo	Descripción	NSR-77		NTE-030 (actual)	
		Tp (s)	S	Tp (s)	S
S1	Roca o suelos muy rígidos	0.30	1.0	0.4	1.0
S2	Suelos intermedios	0.60	1.2	0.6	1.2
S3	Suelos flexibles con estratos de gran espesor	0.90	1.4	0.9	1.4
S4	Condiciones excepcionales.				

En la edificación a diseñar según la NTE-030 tiene un suelo Tipo **S1**, correspondiendole → **S=1.0, Tp = 0.4**

□ **Factor de Amplificación Sísmica (C)**

La aceleración máxima que recibe una estructura en su cimentación (producto ZS) es amplificada por cada estructura en función de su período fundamental de vibración, T. La NTE-E.030 permite estimar la amplificación de aceleraciones en el suelo mediante el factor C que se define en la tabla siguiente

Como C representa el factor de amplificación dinámico respecto a la aceleración en la base, la aceleración de respuesta de una estructura queda definida por el producto ZSC.

En la NSR-77 el factor C representa el coeficiente sísmico, mientras que en la NTE-E.030, este factor corresponde a la amplificación de aceleraciones.

En la Propuesta 2002, se ha suprimido el exponente 1.25 de manera que ahora la curva baja mas lentamente para periodos largos.

C	TABLA N°3		
	NSR-1977	NTE-E.030	Propuesta 2002
	$0.8 / [(T/T_s) + 1.0]$	$2.5 \times (T_p / T)^{1.25}$	$2.5 \times (T_p / T)$

En la NSR-77 el Factor C esta limitado por :

$$0.16 < C < 0.40.$$

Tanto en la NTE-E.030 como en la Propuesta 2002 el limite de C esta dado por :

$$C \leq 2.5$$

□ **Coeficiente Sísmico Elástico**

La NTE-E.030 define la fuerza cortante en la base de una estructura, V, por la siguiente expresión:

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

El coeficiente U corresponde a la importancia de la edificación y tiene valores similares a los de la NSR-77. El peso de la estructura se representa por P.

El factor R de esta expresión se ha denominado coeficiente de reducción sísmica y permite diseñar las estructuras con fuerzas menores a las que soportarían de comportarse elásticamente durante el sismo de diseño.

Si en la expresión anterior usamos $R=1$, la expresión para la fuerza cortante será $V=(ZUSC) P$; expresión que se interpreta como la fuerza cortante basal que impondría el sismo en una estructura elástica. Si convenimos en denominar "coeficiente sísmico" al cociente entre la fuerza cortante basal y el peso de la estructura, entonces, según la NTE-E.030 el producto "ZUSC" representa el "coeficiente sísmico elástico". La misma expresión se obtenía con la NSR-77 empleando el valor de uno para el coeficiente denominado "factor de ductilidad", $R_d=1$.

En el Gráfico N° 5, se muestra el coeficiente sísmico elástico según la NSR-77, NTE-E.030 y la Propuesta 2002 , para la zona de mayor sismicidad, suelo rígido y edificaciones comunes.

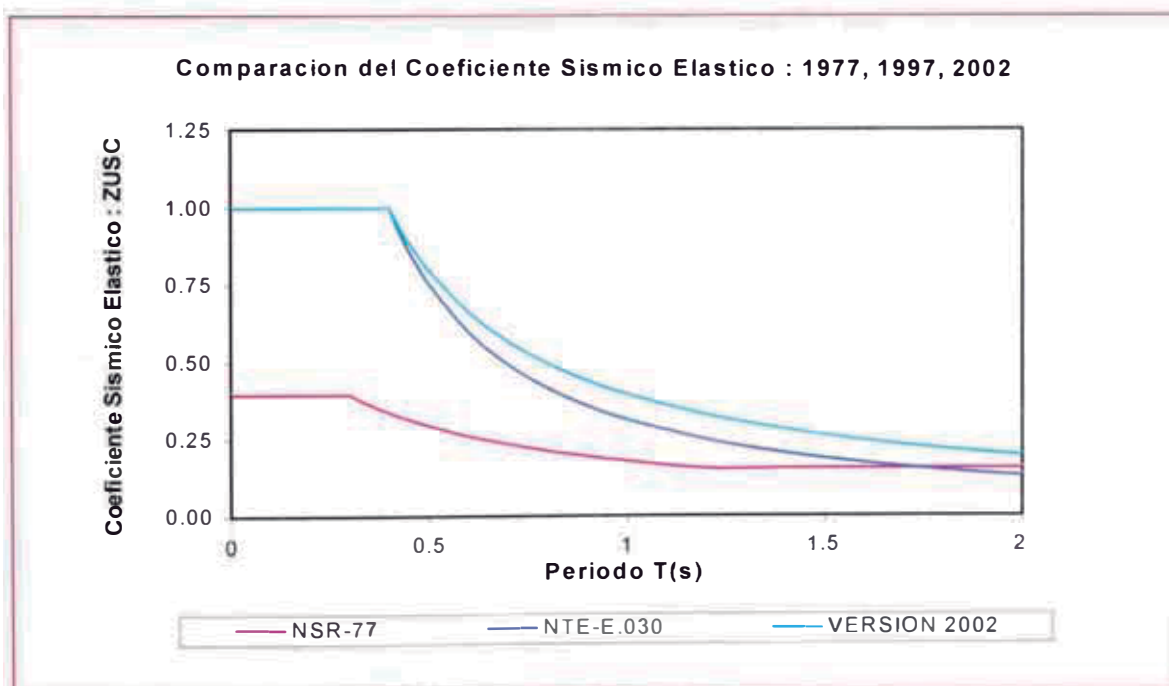


GRAFICO N° 5

Es notoria la diferencia entre las curvas de la NTE-E.030 y la NSR-77, no siendo tan nítida la diferencias entre las curvas NTE-E.030 y la Propuesta 2002.

Puede observarse que para periodos menores a 1.7 segundos, el coeficiente sísmico elástico según la NTE-E.030, resulta mayor al indicado por la NSR-77; en particular, para la zona de periodos cortos los valores son hasta 2.5 veces mayores. Así, mientras que la NSR-77 indicaba valores entre 0.40 y 0.16 para el coeficiente sísmico elástico, la NTE-E.030 establece fuerzas cortantes en la base que incluso igualan el peso de la estructura en la zona de periodos cortos.

Los valores aparentemente tan elevados del coeficiente sísmico según la NTE-E.030, se explican por el sismo de diseño adoptado de casi 500 años de periodo de retorno.

Estos niveles tan altos de la fuerza cortante basal elástica, según la NTE-E.030, hacen evidente lo difícil, si no imposible, que resultaría diseñar una estructura para que se mantenga en régimen elástico durante el sismo de diseño.

Con respecto a la Propuesta 2002 la curva baja mas lentamente para periodos largos, siendo un poco menos conservadora que la norma vigente, esto debido a la supresión del exponente 1.25 en el factor C.

3.3.3 Fuerzas de Diseño

Dotar a las estructuras de una resistencia a fuerzas laterales tan elevada como la de régimen elástico es en muchos casos imposible e injustificable dada la baja probabilidad de que las fuerzas máximas se presenten durante la vida útil de una estructura (10% de probabilidad de excedencia en 50 años de exposición). Todos los códigos de diseño reconocen este hecho y permiten reducir la resistencia lateral de las estructuras a una fracción de la máxima sollicitación elástica, a cambio de garantizar un comportamiento post elástico adecuado.

La NTE-E.030 establece coeficientes de reducción, **R**, según el tipo de estructura, tal como lo hacia la Norma de 1977 con el "factor de ductilidad", **R_d**

En la Tabla N°4, se aprecia los diferentes cambios de los coeficientes de reducción (R) , en las Normas Peruanas de 1977, 1977 y la Propuesta 2002.

Los factores de reducción según la NTE-E.030 son aproximadamente 2.5 veces mayores a los que establecía la NSR-77; mientras que con la Propuesta 2002 se trata de reducir esta diferencia, aproximadamente seria 2 veces mayores a la NSR-77. Como también el coeficiente sísmico elástico de la NTE-E.030 es mayor a la NSR-77, las fuerzas de diseño para los diferentes tipos de estructuras, son substancialmente similares en ambos códigos.

Resumiendo el valor R según la nueva propuesta es menor que el de la norma vigente. Esto se debe a que el factor de carga para las acciones sísmicas, igual a 1.25 en la norma vigente, se reduciría a 1 según la nueva propuesta. Para estructuras de concreto armado de baja altura, con

$T < T_p$, los momentos y cortes de diseño resultan un poco mayores. Para estructuras flexibles la nueva propuesta es mas conservadora, ya que se ha eliminado el exponente 1.25 en la expresión C y por lo tanto el espectro de pseudoaceleracion decrece mas lentamente.

TABLA N° 4

SISTEMAS ESTRUCTURALES			
Variación de los Coeficientes de Reducción en las Normas Peruanas			
Sistema Estructural	NSR-77 Factor de ductilidad, R_d	NTE-E.030 Coeficiente de reducción, R	Propuesta 2002
Acero			
Port. Dúctiles con uniones resist. a momentos.	6		9,5
Otras estruct. de acero.			6,5
Arriostres Excéntricos			6,0
Arriostres en Cruz			
Concreto Armado			
Pórticos	4	10	8 ⁽¹⁾
Dual	4	10	7 ⁽²⁾
De muros estructurales	3	7.5	6 ⁽³⁾
Muros de ductilidad limitada	<i>No previsto</i>	<i>No previsto</i>	4 ⁽⁴⁾
Albañilería Armada o Confinada	2.5	6	3
Madera	1.5	7	6.5

- (1) Por lo menos el 80% del cortante en la base actúa sobre las columnas de los pórticos que cumplan los requisitos de la NTE E.060 Concreto Armado. En caso se tengan muros estructurales, estos deberán diseñarse para resistir una fracción de la acción sísmica total de acuerdo con su rigidez.
- (2) Las acciones sísmicas son resistidas por una combinación de pórticos y muros estructurales. Para calificar a la estructura como dual los pórticos deberán ser diseñados para tomar por lo menos 25% del cortante en la base.
- (3) Sistema en el que la resistencia sísmica esta dada predominantemente por muros estructurales sobre los que actúa por lo menos el 80% del cortante en la base.
- (4) Edificación de baja altura con alta densidad de muros de ductilidad limitada.

El Gráfico N° 6 muestra el coeficiente sísmico de diseño para edificios de albañilería . Hasta $T \cong 0.35$ (aprox) se delimita la zona de periodos que suelen tener estos edificios en razón de su baja altura y gran rigidez. Comparando las curvas en la zona referida, se nota que la NTE-E.030 prescribe fuerzas ligeramente mayores a las de la NSR-77. Con respecto a la Propuesta 2002 las diferencias tampoco son marcadas, las fuerzas son menores que las dos normas comparadas.

El Gráfico N° 7 corresponde a edificios estructurados en base a muros de concreto armado, en esta gráfica si hay diferencias marcadas, la Propuesta 2002 marca diferencia notoria con respecto a las dos Normas comparadas, las fuerzas crecen significativamente ya que el valor de R ha disminuido.

El Gráfico N° 8 corresponde a edificios de pórticos y sistemas duales de concreto. Como se podrá apreciar, los valores del coeficiente sísmico son similares en las Normas NSR-77 y NTE-E.030, nuevamente la diferencia entres estas Normas y la Propuesta 2002 se hace notoria en el gráfico.

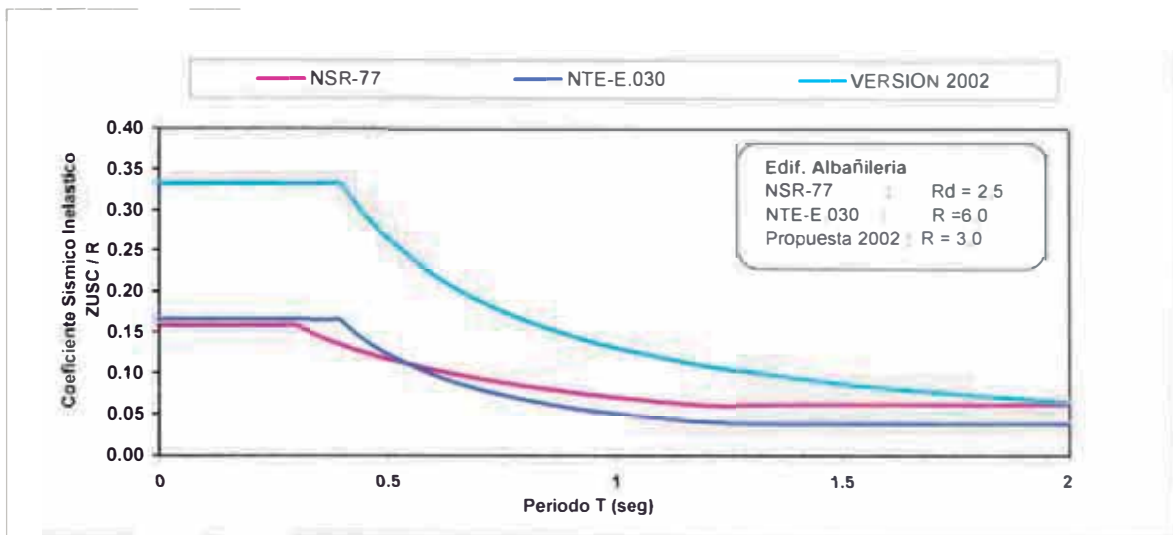


Grafico N° 6 : Coeficiente sismico de diseño para edificios de albañileria en la zona de mayor sismicidad, suelo rigido y $U=1$.

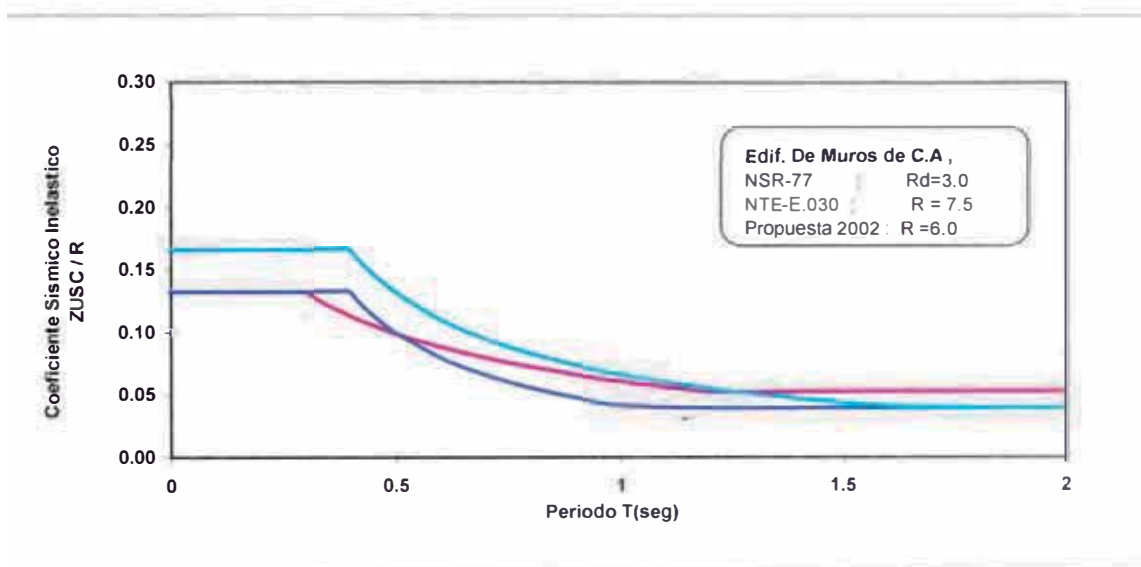


Grafico N° 7 : Coeficiente sismico de diseño para edificios en base a muros de concreto armado en zona de mayor sismicidad, suelo rigido y $U=1$.

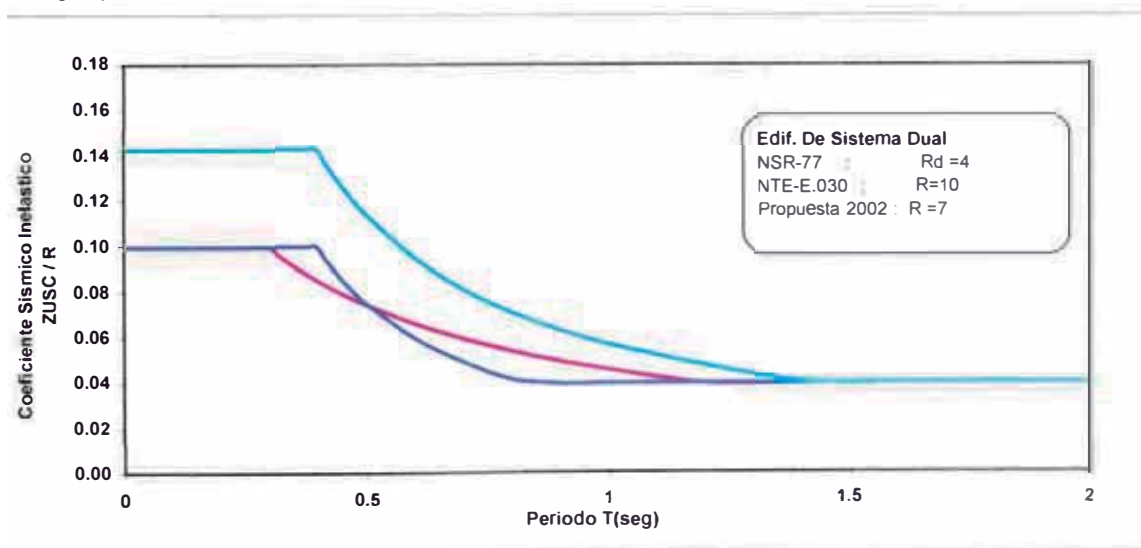


Grafico N° 8 : Coeficiente sismico de diseño para edificios de proticos de concreto armado o sistema dual en la zona de mayor sismicidad, suelo rigido y $U=1$.

Otro cambio importante que mencionar se refiere a las edificaciones de muros portantes de hasta cinco pisos se puedan analizar con el método de fuerzas estáticas equivalentes, aunque sean irregulares

3.3.4 Control de desplazamientos laterales

En los últimos años se ha reconocido con mayor claridad la directa relación entre el daño estructural y los niveles de desplazamiento lateral al que son llevadas las estructuras durante un sismo. Esto ha hecho evidente la necesidad de contar con límites seguros para los desplazamientos laterales y, con procedimientos adecuados para estimar estos desplazamientos.

□ Límites para el desplazamientos lateral y control del giro en planta.

La NTE-E.030 establece límites para el desplazamiento lateral según el tipo de estructura; por ejemplo para edificios de concreto armado el límite es 0.7% de la altura de entepiso y para edificios de albañilería 0.5%.

Además, con el fin de limitar los giros en planta, la norma establece que en cada una de las direcciones de análisis, el cociente entre el desplazamiento relativo de dos puntos sobre la misma vertical en dos pisos consecutivos y el desplazamiento relativo de los centros de masas correspondientes, no debe ser mayor que 1.75. Un valor de 1.3 para este cociente, califica al edificio como irregular.

En la Propuesta 2002 se ha suprimido el Control de Giros en Planta, con respecto al los límites de los desplazamientos, estos no han variado.

□ Desplazamientos esperados

Uno de los cambios mas importantes de la NTE-E.030 respecto a la NSR-77, corresponde al calculo de los desplazamientos laterales. La NTE-E.030, de manera similar a lo que establecía la NSR-77, indica que para estimar los desplazamientos laterales esperados, se deben multiplicar por R los desplazamientos del análisis estático con fuerzas reducidas. De esta manera, la NTE-E.030 acepta implícitamente que los desplazamientos laterales no dependen de la resistencia de una edificación sino solo de su rigidez lateral y distribución de masas. Como los factores de reducción de la NTE-E.030 son 2.5 veces mayores a los de la norma anterior, y como las fuerzas empleadas en el análisis, son similares en ambas normas, los desplazamientos que se obtienen con la NTE-E.030 resultan mayores.

Los desplazamientos según la NTE-E.030 coinciden bastante bien con los promedios de los desplazamientos correspondientes a registros peruanos representativos, en cambio la NSR-77 presenta marcadas diferencias especialmente en la zona de periodos cortos.

En la Propuesta 2002 se ha introducido un cambio con respecto a la Norma vigente. Se ha reducido la estimación de desplazamientos volviendo a lo especificado en la versión de 1977. Esto permitirá reducir la demanda de rigidez en las estructuras. Los desplazamientos laterales

se calcularán multiplicando por **0.75R** los resultados obtenidos del análisis lineal y elástico con las solicitaciones sísmicas reducidas.

3.3.5 Análisis de Edificios

La NTE-E.030 establece un procedimiento dinámico para el análisis de cualquier edificio y un método estático para edificios regulares y de no más de 45m. De altura.

En ambos métodos la fuerza cortante en la base tiene un valor mínimo con el fin de garantizar una resistencia horizontal mínima en las edificaciones. Por tanto, tal valor debe emplearse en el análisis de fuerzas internas y en el diseño de los elementos.

Sin embargo para el cálculo de los desplazamientos laterales no hay que tener en cuenta el valor mínimo de la fuerza cortante basal, ya que este mínimo corresponde a criterios de resistencia y, como puede observarse, los espectros de aceleraciones y el coeficiente sísmico elástico para la zona de periodos medios y largos son decrecientes con el periodo de la estructura. Por tanto, tal como lo indica la NTE-E.030 para el cálculo de desplazamientos laterales, no deben considerarse los mínimos establecidos para la fuerza cortante en la base.

Una manera sencilla de desarrollar el análisis sísmico de una edificación, consiste en efectuar el análisis usando el coeficiente sísmico o el espectro, según el método empleado, sin considerar valores mínimos; en tal caso se obtendrá una fuerza cortante basal, V_{des} , que podría ser inferior al valor mínimo V_{min} . Al multiplicar los desplazamientos de este análisis por el factor de reducción, R , se obtendrán los desplazamientos que se deben emplear para verificar los valores tolerables del desplazamiento de entrepiso y el giro en planta.

Si en la fase de diseño fuese necesario ajustar la fuerza cortante obtenida V_{des} , no será necesario rehacer el análisis, bastará con escalar los resultados de las fuerzas internas por el cociente (V_{min} / V_{des}) . Para lograr este escalamiento, resulta cómodo aprovechar los coeficientes de mayoramiento en las combinaciones de diseño en rotura que correspondan a sismo. Así por ejemplo, para estructuras de concreto armado según la Norma E.060 en lugar de los factores $(+ -1.25)$ y $(+ - 0.9)$ asociados a las solicitaciones sísmicas, se deberán emplear los factores $(+ - 1.25 \times V_{min} / V_{des})$ y $(+ - 0.9 \times V_{min} / V_{des})$.

Para estimar el periodo fundamental en cada dirección, la NTE-E.030 permite usar expresiones aproximadas o los resultados de un análisis dinámico. La norma agrega que cuando en el modelo se omiten los elementos no estructurales, debe usarse como periodo fundamental el 0.85 del valor obtenido por procedimientos dinámicos.

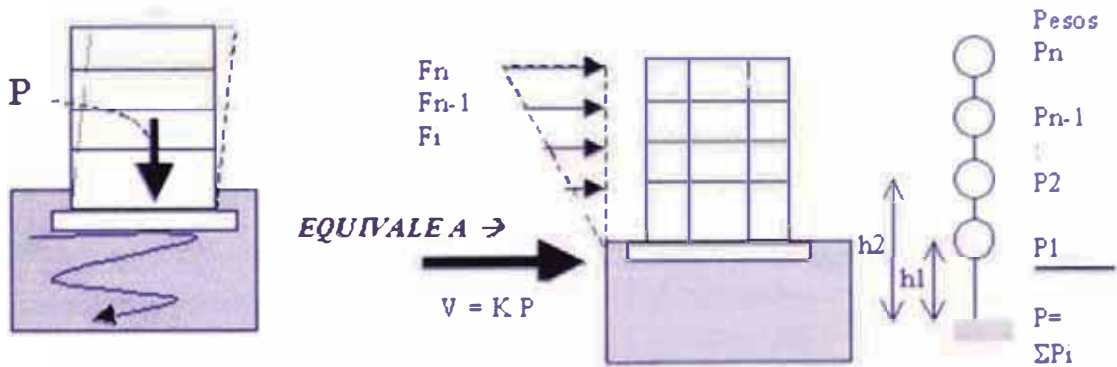
➤ **El Método Estático**

El parámetro de mayor incidencia en los resultados del análisis, es el periodo fundamental de vibración. Tanto el coeficiente sísmico, como la fuerza concentrada en la parte superior de la estructura (F_a) dependen de este parámetro según la NTE-E.030.

Para estimar el periodo fundamental en cada dirección, la NTE-E.030 permite usar expresiones aproximadas o los resultados de un análisis dinámico. La norma agrega que cuando en el modelo se omiten los elementos no estructurales, debe usarse como periodo fundamental el 0.85 del valor obtenido por procedimientos dinámicos.

Cuando el periodo obtenido con las expresiones aproximadas, T_{aprox} , resulta muy corto con relación a los resultados de un análisis dinámico, T_{din} ($T_{aprox} < T_{din} < 0.7 \text{ seg.}$), no hay necesidad de aplicar una fuerza concentrada adicional en el ultimo nivel ($F_a = 0$) y por tanto, todos los resultados se pueden escalar directamente usando el cociente de los factores de amplificación dinámicos correspondientes a ambos valores de periodo (C_{din} / C_{aprox}). En cambio si el valor de F_a cambia con el nuevo T_{din} , deberá rehacerse integralmente el análisis.

En el análisis estático, se usa el Método de la Fuerza lateral equivalente, que consiste en reemplazar la fuerza sísmica que actúa en un edificio, como en la figura izquierda, por una fuerza estática lateral equivalente.



V = Cortante basal o cortante en la base del edificio.

Es igual además a la suma de las fuerzas F_i .

P = Peso total de la edificación.

Existen cuatro etapas de diseño que son:

- **Cuantificar la fuerza V :** Calcular el valor numérico de la fuerza que actúa en la base.

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

- **Distribuir la fuerza total en cada piso:** Calcular la fuerza F_i que va en cada piso.

La fuerza en cada piso se distribuye con la siguiente ecuación:

$$F_i = [P_i * h_i / (\sum P_i * h_i)] V$$

$$F_1 = [P_1 * h_1 / (P_1 * h_1 + P_2 * h_2 + \dots P_n * h_n)] * V$$

$$F_2 = [P_2 * h_2 / (P_1 * h_1 + P_2 * h_2 + \dots P_n * h_n)] * V$$

$$F_n = [P_n * h_n / (P_1 * h_1 + P_2 * h_2 + \dots P_n * h_n)] * V$$

Si el periodo fundamental del edificio T , es mayor que 0,7 segundos, hay que aplicar en el último piso una fuerza $F_a = 0,07 * T * V \leq 0,15 V$, y el resto es decir: $V - F_a$, se distribuirá como se acaba de explicar.

- **Resolver la estructura:** Calcular las fuerzas en cada viga, columna, placa y en la cimentación.
Para este punto existen varios programas de computo de mucha utilidad, se opto por el SAP 2000.
- **Diseñar los elementos estructurales:** Calcular el acero y el concreto de las vigas, columnas, cimentación, placas, etc., con las fuerzas de cada elemento. Además, se deben cumplir con las especificaciones de los reglamentos de cada país.

En la Propuesta 2002 ,otro cambio importante ha sido reducir la excentricidad accidental a los niveles anteriores (NSR-77) . Se considerara el 5% de la dimensión.

➤ **El Método Dinámico**

El método dinámico indicado por la NTE-E.030 es el de superposición espectral. El espectro de aceleraciones queda definido en función de la zona, el suelo y la categoría y sistema estructural de la edificación. La NTE-E.030 establece dos criterios de superposición, el primero en función de la suma de valores absolutos y la media cuadratica y el segundo como combinación cuadratica completa de valores (CCC).

En general resulta mas sencillo emplear el procedimiento dinámico. Bastara con usar el espectro de aceleraciones apropiado y elegir entre los dos criterios de superposición.

Generalmente los programas de computación mas difundidos tienen como alternativas la CCC, en tal caso se sugiere emplearla con 5% de amortiguamiento.

Como ya se indico, con el fin de obtener los desplazamientos laterales y giros en planta, el espectro de aceleraciones no debe considerar el valor mínimo de 0.1 para C/R. Si luego fuera necesario escalar los resultados en función de la fuerza cortante basal mínima, solo será necesario escalar los resultados en función de la fuerza cortante basal mínima.

3.4 ANALISIS DE LA EDIFICACION PROPUESTA

3.4.1 Método y Modelo

Para el análisis de la estructura se planteo un modelo con 148 elementos lineales ("frames"), unidos por 75 nudos ("joints"), y con un total de 192 grados de libertad, este es el modelo final con el cual se realizan las comparaciones.

La edificación analizada se idealizó como un ensamblaje de pórticos verticales y sistemas de muros de corte interconectados por diafragmas horizontales de piso, los cuales son rígidos en su propio plano.

Las formulaciones de columnas, vigas y muros, incluyen efectos de flexión, carga axial y deformaciones por corte. El comportamiento torsional de los pisos y compatibilidad de entrepiso son reflejados en los resultados de los análisis realizados.

Las formas de modo y frecuencias, factores de participación modal y porcentajes de participación de masas son evaluados por el programa. Se consideró una distribución espacial de masas y rigideces adecuada para el comportamiento dinámico de la estructura analizada.

Se utilizó en las estructuras analizadas un modelo de masas concentradas considerando 3 grados de libertad por nivel. La cual evalúa 2 componentes ortogonales de traslación horizontal y una componente de rotación.

3.4.2 ANALISIS ESTATICO

- **Sistemas de Carga y Combinaciones para el Análisis Estático**

Los sistemas de carga estáticos considerados son

D→Cargas permanentes

L1→Cargas vivas sobre los pórticos mas cargados (en este caso la dirección Y)

L2→El sistema complementario al L1.

L3→ Cargas vivas sobre los pórticos menos cargados (en dirección X)

QX1→Sismo en dirección X, con excentricidad accidental positiva.

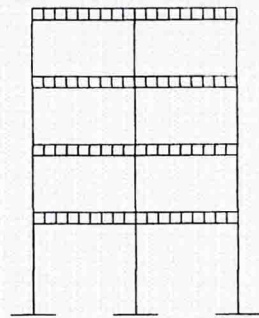
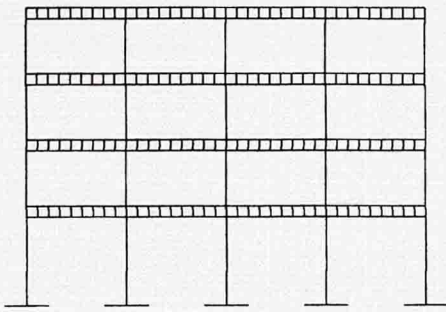
QX2→Sismo en dirección X, con excentricidad accidental negativa.

QY1→Sismo en dirección Y, con excentricidad accidental positiva.

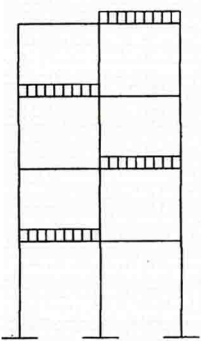
QY2→Sismo en dirección Y, con excentricidad accidental negativa

En la hoja siguiente se muestra un esquema de los sistemas de carga .

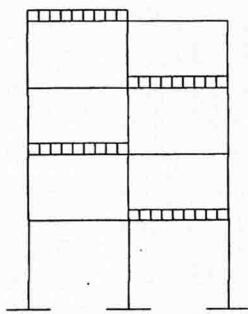
D



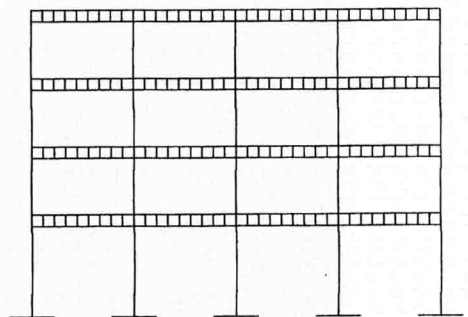
L1



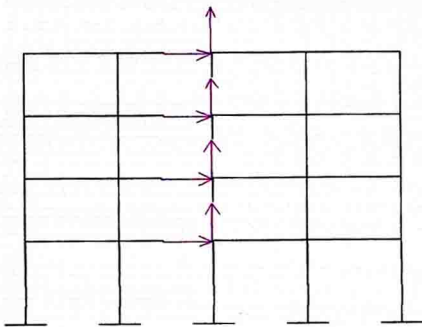
L2



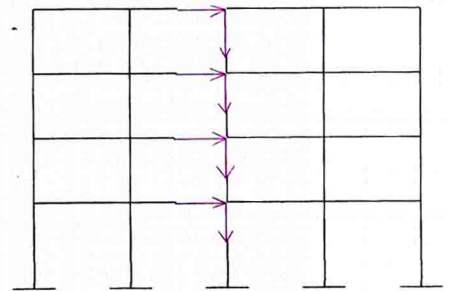
L3



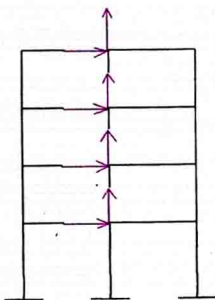
QX1



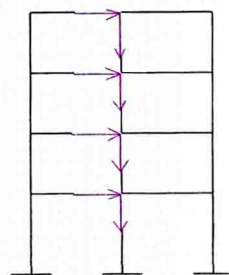
QX2



QY1



QY2



▪ **Combinaciones :**

Conforme a la norma E-060 las combinaciones consideradas para el análisis estructural , son:

COMB1	1.5D+1.8L1	COMB15	1.25 (D+L2+QY2)
COMB2	1.5D+1.8L2	COMB16	1.25 (D+L2-QY2)
COMB3	1.5D+1.8L1+1.8L2	COMB17	1.25 (D+L1+L2+QY1)
COMB4	1.5D+1.8L3	COMB18	1.25 (D+L1+L2-QY1)
COMB5	1.25 (D+L3+QX1)	COMB19	1.25 (D+L1+L2+QY2)
COMB6	1.25 (D+L3-QX1)	COMB20	1.25 (D+L1+L2-QY2)
COMB7	1.25 (D+L3+QX2)	COMB21	0.9D + 1.25QX1
COMB8	1.25 (D+L3-QX1)	COMB22	0.9D - 1.25QX1
COMB9	1.25 (D+L1+QY1)	COMB23	0.9D + 1.25QX2
COMB10	1.25 (D+L3-QY1)	COMB24	0.9D - 1.25QX2
COMB11	1.25 (D+L3+QY2)	COMB25	0.9D + 1.25QY1
COMB12	1.25 (D+L1-QY2)	COMB26	0.9D - 1.25QY1
COMB13	1.25 (D+L2+QY1)	COMB27	0.9D + 1.25QY2
COMB14	1.25 (D+L2-QY1)	COMB28	0.9D - 1.25QY2

$$\text{COMB29} = \sum \text{COMB1} + \text{COMB2} + \dots + \text{COMB28} \rightarrow \text{Envolvente}$$

En resumen se ha utilizado:

8 sistemas de carga

29 combinaciones

Estos son ingresados en el programa, para el análisis estructural, se tienen que ingresar también las propiedades del material, y las características geométricas de los que forman los pórticos (vigas y columnas).

Las combinaciones pueden ser múltiples, dependiendo del criterio del proyectista y la aproximación deseada en el análisis estructural, pudiéndose eventualmente aumentar las combinaciones o disminuir, dependiendo del caso. Se considero la ultima combinación, una ENVOLVENTE, es decir una suma de todas las combinaciones anteriores, para encontrar el máximo (máximo maximorun). La envolvente se considero para el diseño de las vigas (elementos en flexión), para las columnas no se podrá utilizar esta combinación por no ser la adecuada, el programa nos botara cálculos desfasados de lo real.

▪ **Distribución de las Fuerzas Estáticas Equivalentes:**

Se realizaron las distribuciones de las Fuerzas Estáticas para la NTE-E.030 (1997) y para la PROPUESTA 2002 .

Para el Análisis Estático según la NTE-E.030 (1997) se observan los tres casos (ya explicados) y con el ultimo caso con esta Norma se realiza el Análisis Estático para la PROPUESTA 2002.

Se consideraron los Efectos de Torsión, debido a los efectos de excentricidades accidentales ,tanto en la dirección X como la dirección Y .

Se puede observar en la Tabla N°5, la comparación entre las Fuerzas Cortantes de Entrepiso con cada Norma. Como se observa en el gráfico, debido a las modificaciones del Coeficiente de Reducción (R) , las Fuerzas Cortantes de Entrepiso con la Norma Propuesta se han incrementado.

N° de piso	Tabla N°5 Fuerzas Cortantes de Entrepiso	
	V ₉₇	V ₂₀₀₂
4	65.56	81.95
3	126.73	158.42
2	169.55	211.95
1	194.81	243.52

En las hojas siguientes se muestran varios cuadros que mencionare brevemente :

Hoja N°1 : Análisis Estático con la NTE-E.030

Hoja N°2: Análisis Estático con la Propuesta 2002.

Hoja N°3 : Comparación gráfica (gráfico columnas) de los resultados obtenidos en la Tabla N°5.

♦ **Desplazamientos Obtenidos con los Análisis Estáticos :**

Los desplazamientos máximos se pueden apreciar en el cuadro la tabla siguiente (Tabla N° 6). Antes procederé a explicar el proceso de elaboración del cuadro:

- Primeramente se ingresaron los valores iniciales (sin placas), desarrollados en los acápites anteriores (Predimensionamiento, análisis estático, etc.), en los resultados se puede observar que las distorsiones (D_i/h_i) no cumplen con la norma.
- Se adicionan entonces elementos estructurales (placas) que proporcionen mayor rigidez lateral, limitando así los excesivos desplazamientos. Se procede entonces a una siguiente iteración, hallando el nuevo Peso de la edificación para cada caso (mostrado en los cuadros anteriores) y por consiguiente el nuevo Análisis Estático para cada caso (Hojas N°1 y N°2), hasta cumplir con la Norma. En el Gráfico N° 9 se observa una vista tridimensional del modelo final empleado.
- Finalmente se busca la mejor aproximación, teniendo en cuenta no solo la Norma sino el Costo de la edificación, buscando un equilibrio entre estos dos parámetros. Se eligió el caso 2 como el definitivo.

En la Tabla N°7 se muestran los desplazamientos obtenidos con la Propuesta 2002.

ANALISIS ESTATICO

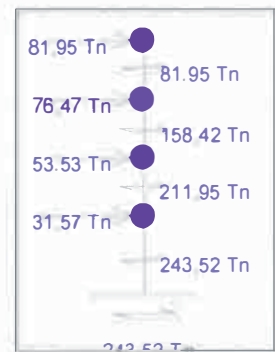
FUERZAS LATERALES POR CARGAS ESTATICAS EQUIVALENTES - PROPUESTA 2002

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

Zona 3	0.4	0.4
Hospital	1.5	1.5
S1	1.0	1
	0.4	0.4
	2.5	2.5
Muros C° A°	6	6
	974.06	948.70

2

208.21	13.00	2706.78	0.34	81.95	58.59	74.98
252.57	10.00	2525.71	0.31	76.47	54.67	69.97
252.57	7.00	1767.99	0.22	53.53	38.27	48.98
260.71	4.00	1042.83	0.13	31.57	22.57	28.89
974.06		8043.31	1.00	243.520		



Final

204.76	13.00	2661.88	0.34	80.44	57.51	73.6
245.66	10.00	2456.60	0.31	74.24	53.08	67.93
245.66	7.00	1719.62	0.22	51.97	37.16	47.55
252.64	4.00	1010.56	0.13	30.54	21.83	27.94
948.70		7848.66	1.00	237.18		

HOJA Nº 1

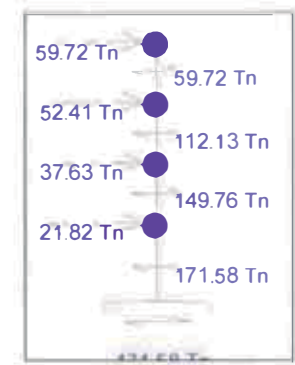
ANALISIS ESTATICO

FUERZAS LATERALES POR CARGAS ESTATICAS EQUIVALENTES - NTE-E.030 1997

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

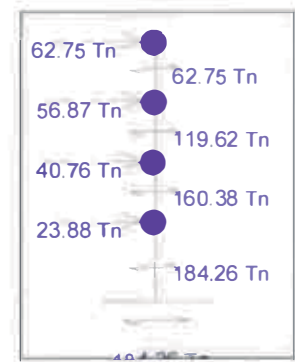
Zona 3	0.4	0.4	0.4
Hospital	1.5	1.5	1.5
S1	1.0	1.0	1.0
	0.4	0.4	0.4
	2.5	2.5	2.5
Muros C° A°	7.5	7.5	7.5
	857.9	921.3	974.1
	18.3	0.9	0.9
	14.3	0.7	0.7

190.72	13.00	2479.36	0.35	59.72	85.4	109.29
217.58	10.00	2175.80	0.31	52.41	74.95	95.91
223.19	7.00	1562.33	0.22	37.63	53.82	68.87
226.43	4.00	905.72	0.13	21.82	31.2	39.93
857.92		7123.21	1.00	171.58		



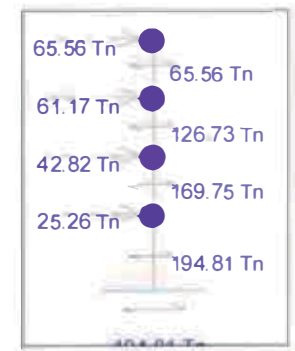
1

199.36	13.00	2591.68	0.34	62.75	89.73	114.83
234.86	10.00	2348.60	0.31	56.87	81.32	104.06
240.47	7.00	1683.29	0.22	40.76	58.28	74.58
246.59	4.00	986.36	0.13	23.88	34.15	43.7
921.28		7609.93	1.00	184.26		



2

208.21	13.00	2706.78	0.34	65.56	93.75	119.97
252.57	10.00	2525.71	0.31	61.17	87.48	111.95
252.57	7.00	1767.99	0.22	42.82	61.23	78.36
260.71	4.00	1042.83	0.13	25.26	36.12	46.22
974.06		8043.31	1.00	194.81		



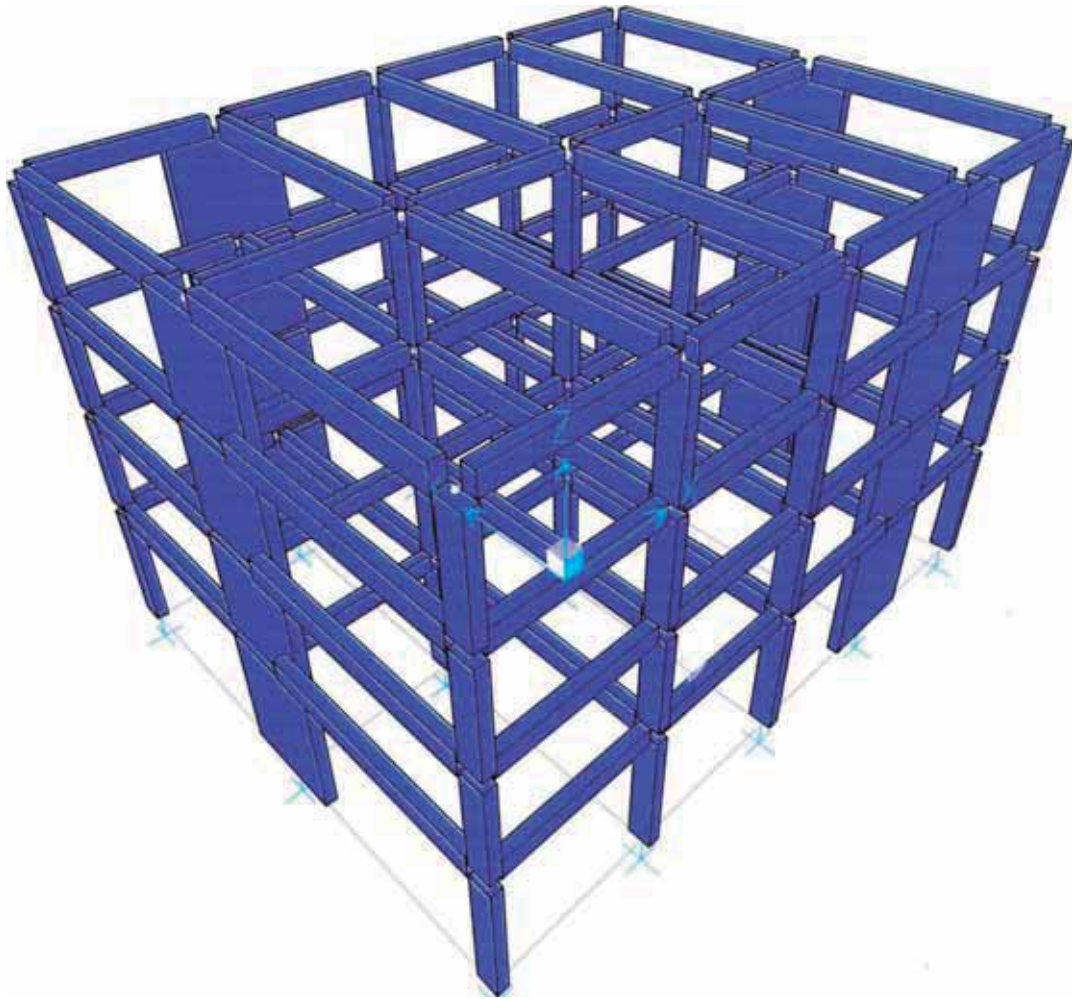


GRAFICO Nº 9 : Vista Tridimensional Final de la Estructura.

COMPARACION DE LOS CORTANTES DE ENTREPISO ENTRE LA NTE-E.030 Y

PROPUESTA 2002

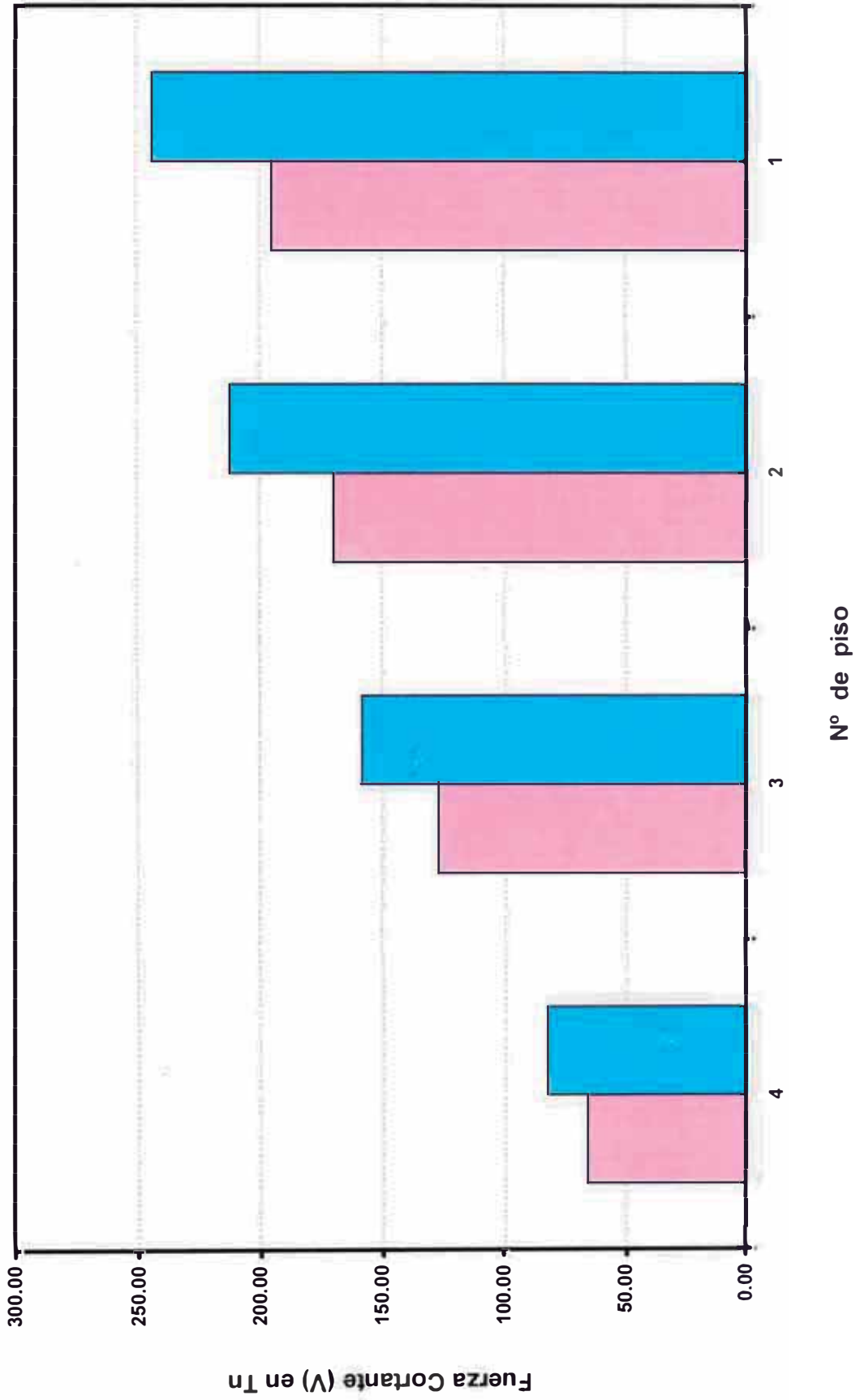


TABLA N° 6

DESPLAZAMIENTOS MAXIMOS DE ENTREPISOS CON EL ANALISIS ESTADISTICO 1997

Coefficiente de Reduccion (R)

7.5

		SIN PLACAS					CON PLACAS							
Portico	Nivel	Condiciones Iniciales					CASO 1					CASO 2		
		Desplaz.	Di/hei	NT. 030	Desplaz.	Di/hei	NT. 030	Desplaz.	Di/hei	NT. 030	Desplaz.	Di/hei	NT. 030	
A	4	0.05660	0.013175	No cumple!!	0.024570	0.013500	No cumple!!	0.00949	0.006450	OK !!				
	3	0.05133	0.024125	No cumple!!	0.019170	0.016075	No cumple!!	0.00691	0.006625	OK !!				
	2	0.04168	0.025481	No cumple!!	0.012740	0.012675	No cumple!!	0.00426	0.004463	OK !!				
	1	0.02809	0.052669	No cumple!!	0.005980	0.011213	No cumple!!	0.00188	0.003525	OK !!				
B	4	0.05259	0.012200	No cumple!!	0.022530	0.012325	No cumple!!	0.00877	0.005975	OK !!				
	3	0.04771	0.022150	No cumple!!	0.017600	0.014700	No cumple!!	0.00638	0.006100	OK !!				
	2	0.03885	0.023400	No cumple!!	0.011720	0.011644	No cumple!!	0.00394	0.004125	OK !!				
	1	0.02637	0.049444	No cumple!!	0.005510	0.010331	No cumple!!	0.00174	0.003263	OK !!				
C	4	0.05660	0.013175	No cumple!!	0.024570	0.013500	No cumple!!	0.00949	0.006450	OK !!				
	3	0.05133	0.024125	No cumple!!	0.019170	0.016075	No cumple!!	0.00691	0.006625	OK !!				
	2	0.04168	0.025481	No cumple!!	0.012740	0.012675	No cumple!!	0.00426	0.004463	OK !!				
	1	0.02809	0.052669	No cumple!!	0.005980	0.011213	No cumple!!	0.00188	0.003525	OK !!				
1	4	0.03255	0.010000	No cumple!!	0.021290	0.011225	No cumple!!	0.00927	0.006200	OK !!				
	3	0.02855	0.016975	No cumple!!	0.016800	0.013900	No cumple!!	0.00679	0.006450	OK !!				
	2	0.02176	0.017194	No cumple!!	0.011240	0.011119	No cumple!!	0.00421	0.004388	OK !!				
	1	0.01259	0.023606	No cumple!!	0.005310	0.009956	No cumple!!	0.00187	0.003506	OK !!				
2	4	0.02920	0.009075	No cumple!!	0.019620	0.010275	No cumple!!	0.00867	0.005775	OK !!				
	3	0.02557	0.015325	No cumple!!	0.015510	0.012775	No cumple!!	0.00636	0.006050	OK !!				
	2	0.01944	0.015488	No cumple!!	0.010400	0.010256	No cumple!!	0.00394	0.004106	OK !!				
	1	0.01118	0.020963	No cumple!!	0.004930	0.009244	No cumple!!	0.00175	0.003281	OK !!				

E J E S S E C U N D A R I O S

P R I N C I P A L E S

TABLA N° 6

DESPLAZAMIENTOS MAXIMOS DE ENTREPIOSOS CON EL ANALISIS ESTATICO 1997

Coefficiente de Reduccion (R) : 7.5

		SIN PLACAS						CON PLACAS											
Portico	Nivel	Condiciones Iniciales						CASO 1						CASO 2					
		Desplaz.	Di/hei	NT. 030	Desplaz.	Di/hei	NT. 030	Desplaz.	Di/hei	NT. 030	Desplaz.	Di/hei	NT. 030						
E J E S	4	0.02585	0.008150	No cumple!!	0.017940	0.009300	No cumple!!	0.00808	0.005400	OK !!									
	3	0.02259	0.013675	No cumple!!	0.014220	0.011650	No cumple!!	0.00592	0.005600	OK !!									
	2	0.01712	0.013781	No cumple!!	0.009560	0.009413	No cumple!!	0.00368	0.003844	OK !!									
	1	0.00977	0.018319	No cumple!!	0.004540	0.008513	No cumple!!	0.00163	0.003056	OK !!									
P R I N C I P A L E S	4	0.02920	0.009075	No cumple!!	0.019620	0.010275	No cumple!!	0.00867	0.005775	OK !!									
	3	0.02557	0.015325	No cumple!!	0.015510	0.012775	No cumple!!	0.00636	0.006050	OK !!									
	2	0.01944	0.015488	No cumple!!	0.010400	0.010256	No cumple!!	0.00394	0.004106	OK !!									
	1	0.01118	0.020963	No cumple!!	0.004930	0.009244	No cumple!!	0.00175	0.003281	OK !!									
	4	0.03255	0.010000	No cumple!!	0.021290	0.011225	No cumple!!	0.00927	0.006200	OK !!									
	3	0.02855	0.016975	No cumple!!	0.016800	0.013900	No cumple!!	0.00679	0.006450	OK !!									
	2	0.02176	0.017194	No cumple!!	0.011240	0.011119	No cumple!!	0.00421	0.004388	OK !!									
	1	0.01259	0.023606	No cumple!!	0.005310	0.009956	No cumple!!	0.00187	0.003506	OK !!									

Condiciones Iniciales

Columnas
Viga X
Viga Y

Caso 1

0.60
0.30
0.30
0.30
0.60
2.00

Caso 2

0.30
0.30
0.30
0.30
0.60
4.00

TABLA N° 7
DESPLAZAMIENTOS MAXIMOS DE ENTREPISOS CON EL ANALISIS ESTATICO 2002

Coefficiente de Reduccion (R) :

6

	Portico	Nivel	Desplazamiento	Di/hei	Version 2002
S E C E J U E N S D A R	A y C	4	0.01141	0.004650	OK!!
		3	0.00831	0.004770	OK!!
		2	0.00513	0.003229	OK!!
		1	0.00226	0.002543	OK!!
	B	4	0.01096	0.004470	OK!!
		3	0.00798	0.004575	OK!!
		2	0.00493	0.003094	OK!!
		1	0.00218	0.002453	OK!!
E J E S	1 y 5	4	0.01084	0.004335	OK!!
		3	0.00795	0.004530	OK!!
		2	0.00493	0.003083	OK!!
		1	0.00219	0.002464	OK!!
P R I N C I P A L E S	2 y 4	4	0.01047	0.004185	OK!!
		3	0.00768	0.004380	OK!!
		2	0.00476	0.002970	OK!!
		1	0.00212	0.002385	OK!!
	3	4	0.01010	0.004035	OK!!
		3	0.00741	0.004215	OK!!
		2	0.00460	0.002880	OK!!
		1	0.00204	0.002295	OK!!

Dimensiones

Columnas	0.60	0.30
Viga X	0.50	0.30
Viga Y	0.60	0.30
Placa	4.00	0.30

CAPITULO IV

ANALISIS DINAMICO : EL METODO DE SUPERPOSICION MODAL ESPECTRAL

ANALISIS DINAMICO : EL METODO DE SUPERPOSICION MODAL ESPECTRAL

4.1 Algunas Definiciones

Dentro de los objetivos de este informe cabe presentar brevemente la interpretación física, relativa a las construcciones, de ciertos temas que pueden encontrarse en cualquier texto de dinámica estructural pero que lamentablemente la experiencia prueba que no son comprendidos cabalmente.

Grado de libertad

El concepto de grado de libertad está vinculado al de un movimiento (desplazamiento o giro) de un punto cualquiera de la construcción. Obviamente en una construcción hay infinitos puntos pero sus movimientos no son independientes porque están vinculados por los componentes de la estructura. En consecuencia se considera grado de libertad a todo movimiento independiente de un punto de la construcción. Esta definición parece absoluta pero al reflexionar un poco se advierte que es contingente ya que depende del propósito para el que se utilizará el "grado de libertad".

El siguiente ejemplo permite aclarar la cuestión: Supongamos una estructura espacial de barras tal como un pórtico tridimensional de un edificio. Si tratamos de utilizar el concepto de grado de libertad para resolver las solicitaciones de las barras tendríamos que considerar 6 grados de libertad por cada nudo de la estructura, suponiendo que podemos referir los corrimientos de los puntos intermedios (en realidad del continuo que forma la barra) a los desplazamientos de los puntos extremos. Si, en cambio, tratamos de expresar las propiedades dinámicas de la construcción, aceptamos que la masa se concentra en los pisos, que los entrepisos son diafragmas rígidos y que las únicas componentes de desplazamiento significativas son los movimientos horizontales tendremos que considerar 3 grados de libertad **por piso**. Es la misma estructura... qué ha cambiado? el modelo analítico, porque se intenta resolver problemas distintos.

Desde el punto de vista del estudio dinámico de la construcción se puede decir que hay que definir tantos grados de libertad como sea necesario para **representar adecuadamente el intercambio de energía en la construcción**. Se podría pensar que se pueden representar todos los sistemas como continuos y estudiar en toda generalidad el problema. Sin embargo un rápido examen del tema pone en evidencia las limitaciones para hacerlo. En primer término la cantidad de datos y de resultados crece rápidamente y su interpretación se vuelve imposible. En segundo término muchos de los resultados son irrelevantes para el problema en cuestión: el movimiento propio o local de un muro fuera de su plano puede ser peligroso para el muro pero tal vez no tenga significación para el movimiento de la construcción completa.

Por último se debe considerar que los métodos numéricos tienen errores propios que crecen con la cantidad de operaciones a realizar, en particular cuando se dan ciertas circunstancias desfavorables que sintéticamente se pueden expresar en el intento de comparar variables de importancia muy diferente.

Por esta razón es práctica corriente "discretizar" el movimiento de la construcción concentrando las masas en unos pocos puntos y refiriendo a esos puntos los grados de libertad dinámicos. Es el caso de considerar las masas concentradas en los pisos para las estructuras de edificios comunes. Conviene advertir, sin embargo, que este procedimiento implica que esos movimientos representan adecuadamente todo el efecto dinámico sobre la construcción. En muchos casos esa hipótesis puede ser inválida.

En conclusión la definición de los grados de libertad está relacionada con la definición del modelo de análisis. Ambos dependen de los aspectos que se quieren estudiar e implican una decisión previa que supone una interpretación limitada y limitante del fenómeno físico. Estas son las "hipótesis simplificativas del análisis" que antes se expresaban abiertamente pero que el uso de computadoras y de métodos complejos tiende a disimular. Es necesario que el proyectista explicita claramente sus hipótesis de análisis para verificar la validez de todos sus procedimientos, contrastando los resultados con las hipótesis iniciales.

Modo natural de vibración

La dinámica estructural clásica enseña que los **vibradores elásticos (lineales)** apartados de la posición de equilibrio por una perturbación momentánea inician un movimiento vibratorio armónico, es decir que la deformación de la estructura en un instante cualquiera se reproduce idénticamente luego de un lapso fijo: el período del movimiento. También enseña que ese movimiento se puede considerar resultante de la superposición de movimientos armónicos simples (senoidales) cada uno con un período y una forma característicos y que el número de movimientos simples es igual al número de grados de libertad del sistema. Cada uno de esos movimientos simples es un "modo natural de vibración" y el período correspondiente es un "período natural". Cuando hay amortiguamiento (pequeño) estas consideraciones son válidas con la salvedad de que el movimiento no se repite idénticamente al cabo de un período sino que la forma es semejante porque la amplitud del movimiento disminuye exponencialmente. El modo natural de vibración de período más largo se llama "Modo fundamental" o primer modo, por el hecho que es el primero que aparece en la mayoría de los métodos de análisis y que generalmente da una descripción bastante buena del comportamiento de las construcciones corrientes sometidas a terremotos.

Es necesario llamar la atención sobre el hecho que estamos refiriéndonos a sistemas linealmente elásticos y con amortiguamiento de tipo viscoso (proporcional a la velocidad). Las construcciones no son linealmente elásticas y las causas de disipación de energía son muy variadas. Algunas son de carácter viscoso pero las más importantes son de otro tipo: plastificación, frotamiento, etc. Se podría concluir que las construcciones reales no tienen períodos propios en sentido estricto. Sin embargo cuando el movimiento del suelo excita la construcción el estado de esta se puede **representar** por un vibrador lineal con características apropiadas y de ese vibrador se podrán obtener los modos naturales para emplearlos en la representación del comportamiento de la construcción real.

En síntesis el estudio de los modos de vibración de un sistema, que se llama **Análisis modal**, permite obtener el período y la forma de cada modo. Por forma del modo se entiende la **relación** de las amplitudes de desplazamiento de los distintos grados de libertad. También se

puede obtener el **factor de participación modal** que físicamente representa la energía contenida en el modo cuando la excitación es senoidal unitaria, es el “valor de escala” que mide la importancia del modo en el intercambio total de energía del vibrador complejo. Conviene destacar que este último concepto suele definirse matemáticamente sin intentar explicar su significado físico, siendo que es el indicador que nos permite descartar los modos cuya importancia es secundaria para la descripción del movimiento. Consecuentemente es un indicador muy importante para acotar la validez del modelo analítico.

4.2 Descripción del Método de Superposición Modal Espectral

Desde el punto de vista matemático el movimiento de un vibrador complejo se puede representar por superposición de los movimientos de los vibradores que representan los distintos modos naturales de vibración. Una ventaja importantísima del método es que generalmente un número relativamente pequeño de modos (normalmente los primeros) tiene influencia significativa en la respuesta de la estructura y esto permite simplificar el análisis.

En consecuencia es necesario evaluar la respuesta para cada modo y luego superponer la influencia de los distintos modos. Esto es relativamente fácil cuando las excitaciones son sencillas, en particular una excitación periódica, porque la respuesta se puede expresar en forma cerrada.

Se puede aplicar al estudio de la respuesta para excitaciones caóticas por integración directa. En ese caso es más sencillo integrar N ecuaciones independientes y sumar los resultados que integrar un sistema de N ecuaciones simultáneas .

Sin embargo la aplicación más común del método es la obtención de valores de la respuesta estructural elegida (es decir los valores máximos de las variables que supuestamente representan el comportamiento de la construcción) por superposición de respuestas espectrales.

Superposición modal para movimientos caóticos

Una vez elegida la respuesta más apropiada para describir el comportamiento de la estructura el resultado se puede obtener de dos modos. Obtener el valor máximo por **integración directa**, lo que implica definir acelerogramas de excitación, o bien utilizar el espectro de diseño y superponer los **valores de las respuestas modales**. Este es el método más común, el más sencillo y al que casi sin excepción los profesionales se refieren cuando mencionan “superposición modal”.

El espectro de diseño permite obtener el valor máximo probable de la respuesta elegida para cada uno de los vibradores simples que representan a cada modo. Ese valor máximo corresponde a la máxima excitación sísmica que se supone puede ocurrir en la zona.

Trabajos más modernos adoptan la llamada **Superposición Cuadrática Completa “CQC”**, que toma en cuenta la relación de períodos en forma continua, que también da un valor absoluto máximo probable para la respuesta. Cabe anotar que la Norma Vigente (NTE-E.030) en nuestro país, recomienda como alternativa este método (CQC) .

La utilidad de ese valor depende del tipo de estructura, de la respuesta que se pretende obtener, de la simultaneidad o no de excitación de los distintos grados de libertad y del comportamiento del material estructural. Todos estos aspectos deberían ser analizados cuidadosamente antes de dar crédito a los resultados del análisis y de emplearlos para justificar el dimensionamiento de la construcción.

A continuación se muestra de manera reducida las principales expresiones del Análisis Dinámico Modal Espectral :

$$[K] - \omega^2 [M] = 0$$

Ec. de movimiento :

$$[M]x'' + [c] \{x'\} + [K] \{x\} = -m_i \{x_g''\} \dots\dots\dots(I)$$

considerando :

$$\{x\} = [\Phi] \{y\}, \text{ en (I).}$$

$$[M] [\Phi] \{y''\} + [c] [\Phi] \{y'\} + [K] [\Phi] \{y\} = -\{m\} x_g'' \dots\dots\dots(II)$$

Multiplicando por $[\Phi]^T$:

$$[\Phi]^T [M] [\Phi] \{y''\} + [\Phi]^T [c] [\Phi] \{y'\} + [\Phi]^T [K] [\Phi] \{y\} = -[\Phi]^T \{m\} x_g'' \dots\dots\dots(III)$$

$[\Phi]^T [M] [\Phi]$ = Matriz Diagonal de Masa Generalizada.

$[\Phi]^T [c] [\Phi]$ = Matriz Diagonal de Amortiguamiento Generalizada.

$[\Phi]^T [K] [\Phi]$ = Matriz Diagonal de Rigidez Generalizada.

Reemplazando y resolviendo las ecuaciones tenemos :

$$Y_i'' + 2 b w_i y_i' + w_i^2 y_i = - \frac{[\Phi]^T \{m_i\} x_g''}{[\Phi]^T [M] \{ \Phi \}}$$

Factor de Participación Modal i-esimo

La Solución será la Integral de Duhamel :

$$Y_i = \frac{-FPM_i}{w_i} \int_0^t x_g''(t) e^{-\delta w_i (t-c)} \cdot \text{Sen } w_i (t-c) dC$$

Las expresiones básicas finalmente son :

$$X_{\alpha}^i \text{ MAX} = \Phi_{\alpha}^i \frac{FPM_i S_{vi}}{w_i}$$

$$F_{\alpha}^i = m_{\alpha} \Phi_{\alpha}^i FPM_i w_i S_{vi}$$

$$V_{\text{base}}^i = \sum F_{\alpha}^i = FPM_i w_i S_{vi} \sum \Phi_{\alpha}^i m_{\alpha}$$

$$\text{Masa efectiva}^i = \sum \Phi_{\alpha}^i m_{\alpha}$$

Reemplazando las ecuaciones anteriores, tenemos :

$$F_{\alpha}^i = \frac{V_{\text{base}}^i \Phi_{\alpha}^i m_{\alpha}}{\sum \Phi_{\alpha}^i m_{\alpha}}$$

En el análisis modal espectral la determinación del efecto debido a la superposición de todos los modos solo puede ser hecha e forma aproximada combinando (no superponiendo) las respuestas o participaciones modales. Como es poco probable que todas las respuestas máximas de los modos coincidan en el tiempo, sumar los valores modales máximos sería demasiado conservador. El procedimiento establece que se deben calcular los efectos modales para la respuesta que se desee : desplazamientos, fuerzas globales, efectos locales en los elementos y combinarlos siguiendo diversos criterios.

La Norma de Diseño Sismoresistente vigente da Criterios de Superposición menciona dos criterios de superposición para obtener la respuesta máxima esperada tanto para las fuerzas internas en los elementos componentes de la estructura, como para los parámetros globales del edificio. Los criterios que se mencionan son dos :

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

$$r = 0.25 \sum r_i + 0.75 \sum r_i^2$$

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

$$r = \sum r_i^2$$

Este segundo criterio es el mas utilizado y es el que se utilizo en este caso para la edificación propuesta.

En la Norma Propuesta 2002 se ha cambiado el termino superposición por combinación ya que expresa con mayor claridad el procedimiento efectuado. Superposición por lo general implica una suma algebraica de resultados , en cambio combinación expresa acumular efectos con criterios particulares aplicables al problema. En el análisis espectral se consideran los máximos efectos modales y por lo tanto no se los superpone sino combina.

4.3 Aplicación de Programas Computacionales en el Análisis Dinámico

La mayoría de los programas actuales para análisis de estructuras incluyen la posibilidad de realizar análisis dinámicos. Pocos tienen una descripción precisa de las hipótesis y limitaciones que presuponen los métodos empleados y son aún menos los que proporcionan una introducción que permita aprender a utilizarlos adecuadamente. Todo queda bajo la responsabilidad del usuario, quien debería conocer y comprender todos esos aspectos para usar responsablemente el programa.

En general los programas permiten realizar el “análisis modal” y luego la “superposición modal espectral” o la “superposición modal por integración directa”.

Programas “unidireccionales”

Algunos programas se basan en métodos muy conocidos: Stodola-Viannello, Holzer, por ejemplo. El usuario debe conocer los fundamentos y las limitaciones del método. Los programas basados en estos métodos son poco eficientes en estructuras complejas con fuerte acoplamiento. La mayoría de estos programas se limitan a casos “unidireccionales” en el que **todos** los grados de libertad son excitados **directamente** por un movimiento unidireccional. Estos programas pueden ser utilizados para representar el movimiento de una estructura de “pisos” siempre que sólo sean significativas las traslaciones horizontales y que no haya mucho acoplamiento entre las direcciones de análisis.

Por ejemplo: no podrían utilizarse para describir el movimiento de un sistema en voladizo con una gran masa en el extremo superior cuyas **rotaciones de eje horizontal** fueran significativas para el intercambio de energía.

Programas “multidireccionales”

Se pueden corregir o escribir programas basados en los métodos mencionados anteriormente para que tomen en cuenta que los distintos grados de libertad pueden ser excitados o no por el movimiento externo. Este tipo de programas no tienen la limitación mencionada en el párrafo anterior pero no son frecuentes en el mercado.

Programas de elementos finitos

Casi todos los programas de elementos finitos tienen rutinas de análisis dinámico. Entre las ventajas indudables de los mismos se tiene la generación automática de masas, lo que evita las muy tediosas preparación e introducción de datos. Sin embargo conviene tener presente que la masa generada se refiere **solamente a los elementos estructurales** y no toma en cuenta el peso propio de otros componentes de la construcción. Esas masas deberán ser introducidas por separado, por ejemplo en nudos apropiados de la estructura, para lo cual esos programas generalmente tienen opciones adecuadas, o bien modificando el peso específico del material de ciertos componentes. Por ejemplo se puede representar la carga total de una losa con un elemento del espesor real de la losa, con las características mecánicas del material verdadero y un peso específico ficticio tal que con el espesor estructural se tenga la carga total. Lo mismo vale para los otros componentes de la construcción. El uso a ciegas del programa puede llevar a resultados totalmente irreales, en particular por lo que concierne a los períodos de los distintos modos.

No todos los programas de elementos finitos incluyen la capacidad de definir los grados de libertad excitados directamente por el movimiento del suelo. Esto puede acarrear dificultades,

mostrar períodos anormalmente largos o movimientos "parásitos" poco representativos de la realidad cuando se trata de obtener valores de respuestas utilizables para el estudio de la estructura.

Respuestas por superposición modal

Casi todos los programas de análisis modal incluyen la determinación de respuestas por superposición modal espectral. Generalmente está incluida la suma geométrica y a veces se obtienen la suma de valores absolutos y el promedio de ambos valores. En general como respuesta se puede pedir cualquier valor asociado con el análisis estructural: desplazamientos de los distintos grados de libertad, fuerzas de inercia asociadas a los distintos grados de libertad, solicitaciones en las secciones, etc.. La utilidad de esos valores depende del modo de utilizarlos y luego será analizada.

Algunos programas permiten obtener la historia del movimiento ("time history") durante un proceso caótico representado por un acelerograma dado como dato. Con ellos sería posible obtener valores simultáneos de deformación y, a partir de estos, las solicitaciones. En general tal tipo de aplicación no está implementada y se puede advertir que actualmente sería muy difícil hacerlo por la cantidad de datos numéricos que deberían almacenarse para obtener resultados utilizables en la ingeniería estructural, particularmente para programas "universales". Casi todos dan los desplazamientos de los distintos grados de libertad en función del tiempo. A partir de ellos sería posible obtener valores de respuestas útiles para la evaluación de la seguridad.

Problemas numéricos asociados con los programas

El conjunto programa - computadora no es infalible. Descartados los errores de lógica del programa y los errores en los datos, ambos errores humanos previos al programa o a la máquina, existen fuentes de error en las propias máquinas y que provienen de su finitud. Más propiamente provienen de la necesidad de discretizar (digitizar) procesos o variables continuas.

Las máquinas tienen una capacidad limitada para representar las cantidades o números. Hay una cantidad máxima de dígitos significativos que se puede incluir en un número. Todos los dígitos restantes que excedan esa cantidad son eliminados: "truncados". También hay un valor finito mínimo, por debajo del cual todos los números son cero, y uno máximo, por encima del cual todos los números son "infinito", lo que para la máquina significa capacidad excedida: "overflow".

Estas cuestiones elementales del cálculo numérico aplicadas a la computación son poco conocidas por la mayoría de los usuarios de programas comerciales. En muchos casos se obtienen resultados inconsistentes y el usuario no sabe que sucede. En otros - y es peor - no se da cuenta de la inconsistencia de los resultados.

Algunos programas tienen advertencias cuando los datos presentan posibilidades de errores como los mencionados, pero otros simplemente ignoran en forma automática los valores anómalos (suprimen grados de libertad, por ejemplo), en muchos casos sin aviso.

En particular los programas de análisis dinámico tienen o sufren más esas limitaciones que los procesos de análisis estático porque el número de operaciones es muchísimo mayor en este segundo caso. Los usuarios deben estar alerta.

Casos Específicos

Los programas basados en los métodos de Stodola o de Holzer tienen problemas de convergencia y de estabilidad cuando las estructuras presentan acoplamiento fuerte entre los distintos grados de libertad. Más concretamente cuando hay tabiques o estructuras verticales que no presentan inflexiones en cada piso.

El método de Stodola va resolviendo uno a uno los distintos modos, y utiliza la ortogonalidad de los modos para reducir en cada paso el orden de la matriz. En general a medida que aumenta el orden del modo es menos confiable el resultado y el proceso demora más. Cuando los modos de vibración son muy próximos o cuando el período del modo que se está resolviendo es muy corto el programa puede quedarse iterando sin terminar nunca. El método de Holzer permite en teoría empezar con cualquier modo, aunque los programas normalmente proceden en secuencia. De todos modos tiene las mismas dificultades de resolución señaladas para el método de Stodola.

Los datos que se introducen deben proporcionar una cantidad suficiente de dígitos significativos. Por eso es preferible introducirlos en forma automática, generados a partir de los datos de la estructura, en lugar de calcularlos fuera del programa e introducirlos a mano. Por lo que se explicó antes el proceso de solución implica operaciones que pueden trunca los números y hacer perder significado a los datos.

Ciertos tipos de estructuras son especialmente críticos, porque tienen uno o más modos de período relativamente largo y los restantes modos tienen períodos mucho más cortos y sus diferencias comparadas con el primer modo son demasiado pequeñas. El análisis puede dar valores inconsistentes o no dar valores en absoluto para los modos superiores. Sin embargo en algunos casos el problema es de carácter físico. Los modos superiores son poco significativos para la estructura y el modo de introducir los datos los disfraza.

De todo esto resulta que sería conveniente que el análisis dinámico debería estar precedido por un análisis estático, que en todos los casos se debe empezar por modelos sencillos (y toscos) para refinarlos luego. Solamente de ese modo se puede tener control sobre la validez de los resultados.

La calidad de los programas

El avance de la computación es explosivo. En los veinte años transcurridos desde que se puso una computadora sobre el escritorio del profesional las máquinas han alcanzado una capacidad que antes sólo era propia de los "main frames". La velocidad de este cambio ha impedido que se descubran y exploten todas las posibilidades de utilizar la máquina como **instrumento de aprendizaje** de las distintas disciplinas. Es inevitable que muchos profesores

tengan poca experiencia en el uso de computadoras y programas **en los** temas específicos de sus materias, lo que irá cambiando con el tiempo. Es frecuente que los alumnos tengan más afinidad con la computadora que sus profesores y esto les da una falsa sensación de superioridad, porque no tienen la experiencia para reconocer las limitaciones de ese instrumento. De todos modos es malo negar la posibilidad del uso de programas durante la formación del profesional.

En una primera época heroica el profesional debía preparar muchos de los programas si quería utilizar la máquina. Hoy es inevitable que la programación se profesionalice cada vez más por la creciente complejidad de las máquinas, la necesidad de utilizarlas eficientemente y la especificidad del tema. En consecuencia hay una tendencia irreversible a utilizar programas "enlatados", lo que en sí mismo no es malo y, en todo caso, parece inevitable.

Es malo utilizar el programa como sustituto del conocimiento conceptual del tema, sin conocer los fundamentos del programa, sus posibilidades y limitaciones. Es malo usar los programas sin juicio crítico, sin analizar la validez de los resultados. En esos casos el profesional se convierte en un periférico de su computadora.

Por otra parte no todos los programas son iguales en calidad. La diferencia entre un programa que **resuelve** un determinado algoritmo y uno que ayuda a resolver un problema de ingeniería es enorme y generalmente se refleja en el costo. Los buenos programas para ingeniería son resultado de equipos grandes donde hay ingenieros expertos en ingeniería que diseñan el programa y programadores que los resuelven en detalle. Un programa es tanto más confiable cuanto más detalladamente se describan sus posibilidades y, sobre todo, sus limitaciones. Y en esto no se puede caer en la ingenuidad de pensar que los programas están exentos de los vicios de otros productos comerciales, en los que la publicidad pretende disfrazar las limitaciones del producto.

Limitaciones teóricas a la validez en el Método de Superposición Modal

El método de superposición modal en cualquiera de sus formas es aplicable **solamente a estructuras lineales**. Esta primera limitación es extremadamente importante en el análisis práctico de estructuras sismo resistentes y aunque es conocida se la tiene poco en cuenta.

Estructuras "planas"

Toda estructura es espacial, pero aquí nos referimos a aquellos casos en que la espacialidad influye poco en el comportamiento: la seguridad de los componentes depende de sollicitaciones ubicadas en un solo plano. Muchas veces los resultados son inconsistentes si se elige como respuesta una sollicitación que puede cambiar de sentido. En el modelo matemático el cambio de sentido se representa necesariamente con signos distintos y como el método de superposición espectral elimina la influencia del signo el resultado queda distorsionado.

Estructuras espaciales

Nos referimos a los casos en que la seguridad de los componentes depende de sollicitaciones ubicadas en planos diferentes del espacio. por ejemplo las columnas sollicitadas en flexión en dos planos, con excitaciones provenientes de las acciones sísmicas en ambas direcciones, o

bien sistemas como cáscaras o mallas espaciales. En esos casos el valor más probable obtenido por aplicación del método indicado en el apartado anterior puede carecer totalmente de significado. El valor más probable para cada componente de sollicitación es "atemporal" y es evidente que las respuestas de vectores ubicados en ejes diferentes no pueden componerse porque no son simultáneas. Por lo tanto el método indicado no tiene validez.

El método de superposición modal espectral puede dar valores confiables para los máximos probables de las respuestas pero no indica la simultaneidad de los valores.

Aplicación

De la estructura analizada, observamos los diagramas de uno de los pórticos, en la Fig. 1 se observa el diagrama de momentos máximos probables por sismo obtenidos por superposición (obtenidos del programa SAP 2000 Student). Se observa que los valores son **todos positivos**. Una consecuencia directa de la pérdida de los signos es que no se satisfacen las condiciones de equilibrio de los nudos, no siendo este diagrama una interpretación cercana a la realidad. En el caso específico del Programa SAP 2000 Student no se observa en los diagramas de Momentos Flectores correspondientes a S_x y S_y , la alternancia de los signos, pero si considera los signos en las envolventes, por ejemplo en una combinación conformada por S_x+S_y , se puede observar la influencia de la alternancia de los signos, tal como se observa en la Fig.2. En algunos programas no se observa la alternancia de los signos.

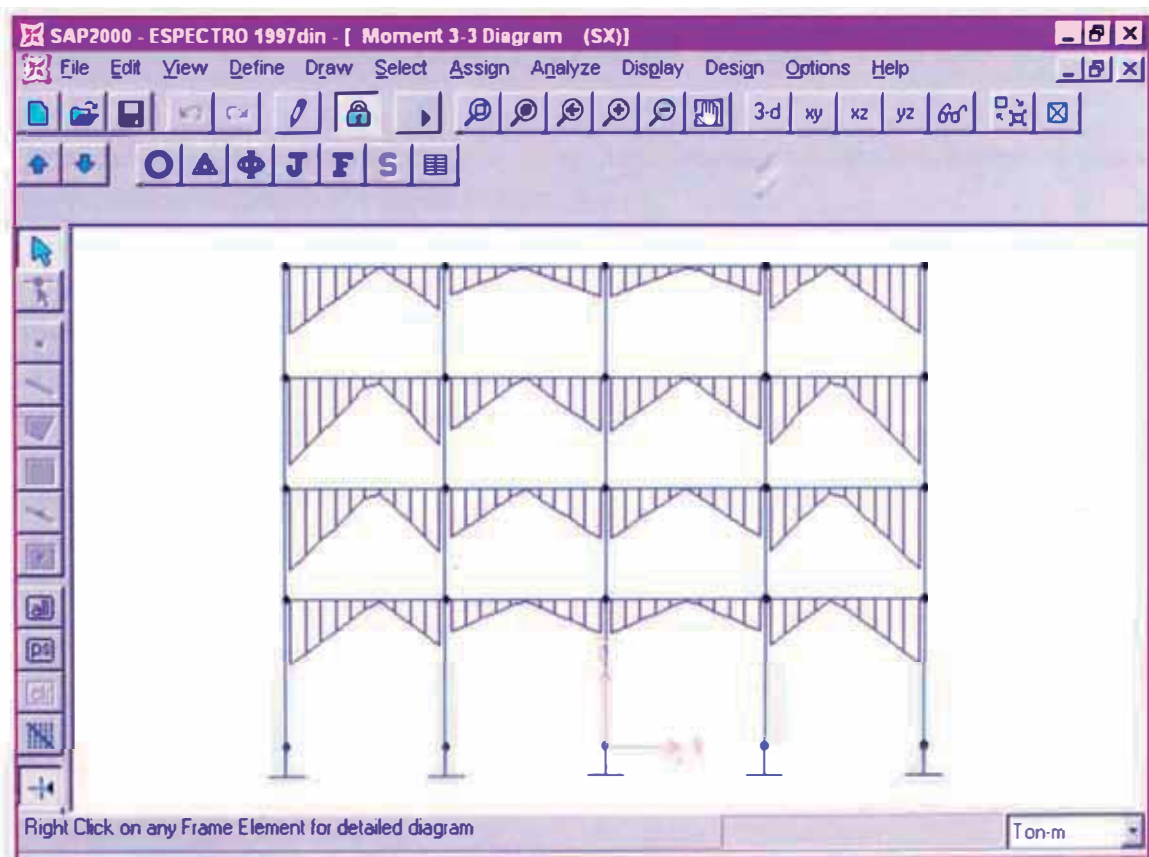


Fig N° 1 Se muestra una ventana del programa SAP 2000, en la que se observa los Momentos Flectores correspondientes a la Fuerza S_x , se observa que todos los valores son positivos

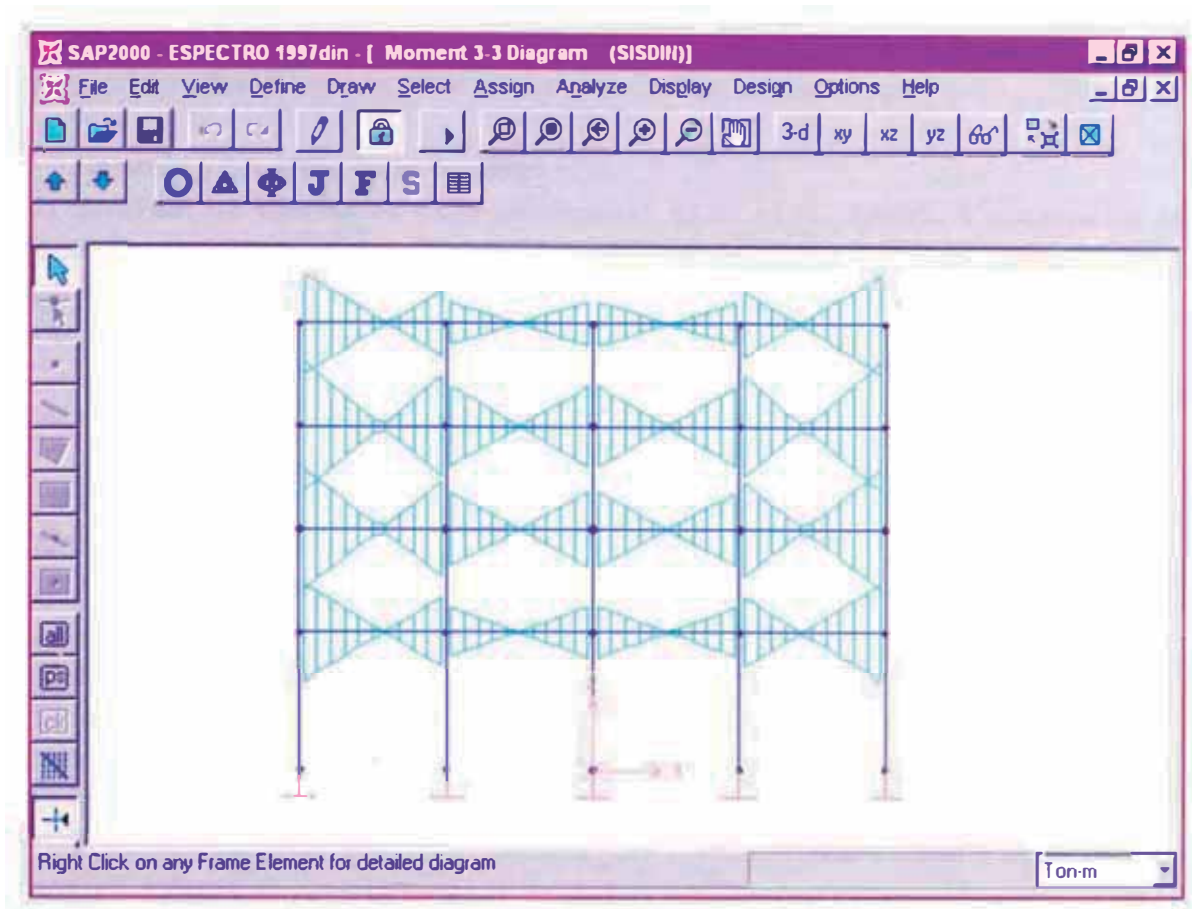


Fig. N° 2 : Se observa los Momentos Flectores correspondientes a la combinación SISDIN = $S_x + S_y$, en la que se puede comprobar la alternancia de los signos

Anotaciones Finales

Lo expuesto en este capítulo, sobre el análisis dinámico, específicamente sobre el método de superposición modal espectral, sus limitaciones y las dificultades que implica la utilización de este método harían suponer que resulta inaplicable, pero esa sería una idea errada, por lo menos no es la intención de este capítulo. Bien utilizado el análisis dinámico modal puede proporcionar indicaciones útiles para el diseño de estructuras pero no se puede pedir que resuelva cualquier caso o que sustituya el criterio de quien lo usa.

4.4 Resultados del Análisis Dinámico por Superposición Espectral

En este punto del informe se muestra los resultados principales del Análisis Dinámico de la edificación analizada. Los resultados totales se encuentran en los Anexos.

◆ Sistemas y Combinaciones de Carga

Se conservan los sistemas de carga estáticos (D, L1,L2 y L3) . Además a diferencia de las combinaciones para el Análisis Estático, se consideraran dos acciones sísmicas, **Sx** y **SY**, definidos sobre la base de un *espectro de diseño*. En este caso el programa considerara los dos posibles signos.

Conforme a la norma E-060 se tendrán las combinaciones :

COMB1	1.5D+1.8L1	COMB8	1.25 (D+L2+SX)
COMB2	1.5D+1.8L2	COMB9	1.25 (D+L2+SY)
COMB3	1.5D+1.8L1+1.8L2	COMB10	1.25 (D+L1+L2+SX)
COMB4	1.5D+1.8L3	COMB11	1.25 (D+L1+L2+SY)
COMB5	1.25 (D+L3+SX)	COMB12	0.9D+1.25SX
COMB6	1.25 (D+L1+SX)	COMB13	0.9D+1.25SY
COMB7	1.25 (D+L1+SY)	COMB14	SX+SY

Estas combinaciones fueron las realizadas para el Análisis Dinámico con la Norma vigente, pero con la propuesta de modificación de la norma E-030, que requiere considerar S en lugar de 1.25S.

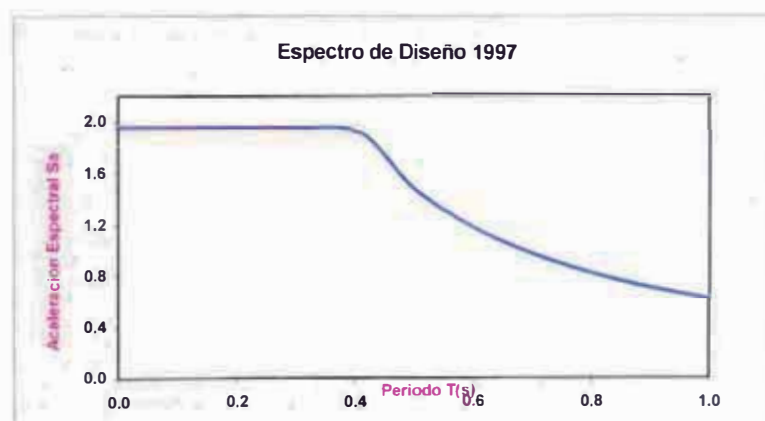
◆ Espectro de Diseño

Se define el Espectro Inelastico de pseudo-aceleraciones definido por :

$$S_a = \frac{ZUSCg}{R}$$

Los parámetros sísmicos (Z,U,S y C) son los mismos obtenidos en el Análisis Estático.

T	Sa
0	1.962
0.1	1.962
0.2	1.962
0.3	1.962
0.4	1.962
0.5	1.484
0.6	1.182
0.7	0.975
0.8	0.825
0.9	0.712
1.0	0.624



♦ **Estimación de Masas e Inercias :**

Para efectos del programa utilizado (SAP 2000 Student Version 7.4), se ingreso el adicional a la masa de las vigas, columnas y placas que el programa automáticamente incluye, es decir se ingresa la masa de las losas, Tabiqueria, acabados y sobrecarga máxima. Así como también se ingresaron los correspondientes Momentos Polares de Inercia para cada Nivel (Jo) .

$$J = \frac{(I_x + I_y) M}{A} ; \text{ donde}$$

A

$$I_x = \text{Inercia con respecto al Eje X} = bh^3/12$$

$$I_y = \text{Inercia con respecto al Eje Y} = hb^3/12$$

M = Masa Total

A = Area de la planta

Nivel	Inercias		Masa Adicional	Areas	Jo
	Ix	Iy			
1ero - 3ero	3792.75	6330.81	16.42	204.54	812.62
4to	3792.75	6330.81	15.12	215.04	711.95

4.4.1 Periodos Naturales y Modos de Vibración

En la tablas que se muestran a continuación (Tabla N° 8 y 9) se indican los periodos, frecuencias y masas efectivas de los 4 primeros modos, los cuales suman mas del 90% de masa efectiva, como indica la norma, se tomaron 12 modos de vibración los cuales se muestran en su totalidad en los Anexos respectivos, que se encuentran al final de este informe.

En la Tabla N°8 se dan los resultados con los Elementos Estructurales (vigas, columnas , placas) que cumplen con los desplazamientos establecidos por la Norma vigente NTE-E.030 (1997) .

En la Tabla N°9 se muestran los resultados con algunos elementos estructurales modificados (placas) ya que la PROPUESTA 2002 es menos conservadora y esto permite disminuir las dimensiones de algunos elementos , en este caso las placas.

En resumen, la configuración estructural básica se ha mantenido, solo se han hecho modificaciones a las dimensiones, lo que conlleva a que varían los periodos naturales y las masas efectivas, debido básicamente a la variación de la masa.

Placas : 3.5 x 0.30

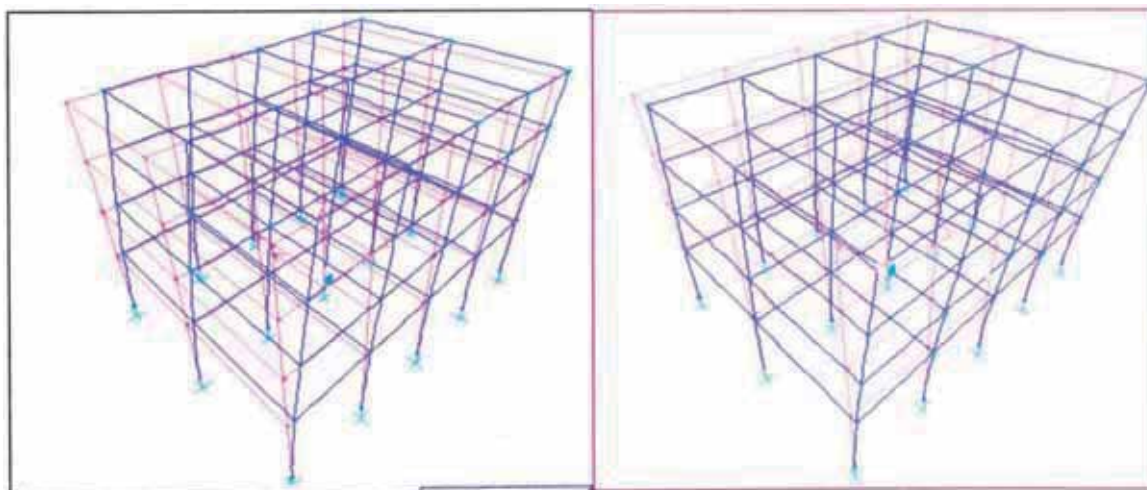
TABLA N°8				
Periodos Naturales y Masas Efectivas 1997				
Modo	Periodo(s)	Frecuencia (Hertz)	Masa Efectiva (%)	
			Longitudinal	Transversal
1	0.369742	2.704587	79.0461	0.10090
2	0.352729	2.835036	0.10250	79.4780
3	0.251009	3.983928	0.00000	0.00000
4	0.086073	11.61809	17.5547	0.00350

Placas : 2.8 x 0.30

TABLA N°9				
Periodos Naturales y Masas Efectivas 2002				
Modo	Periodo(s)	Frecuencia (Hertz)	Masa Efectiva (%)	
			Longitudinal	Transversal
1	0.426823	2.342889	80.5090	0.09460
2	0.402075	2.487100	0.09680	80.9854
3	0.292502	3.418784	0.00000	0.00000
4	0.104943	9.528995	15.9080	0.00350

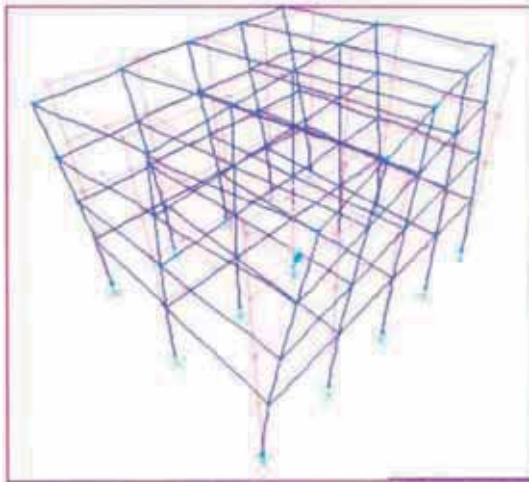
A continuación se muestran gráficamente las formas de modo:

FORMAS DE MODO CON LA NTE-E.030 (1997)

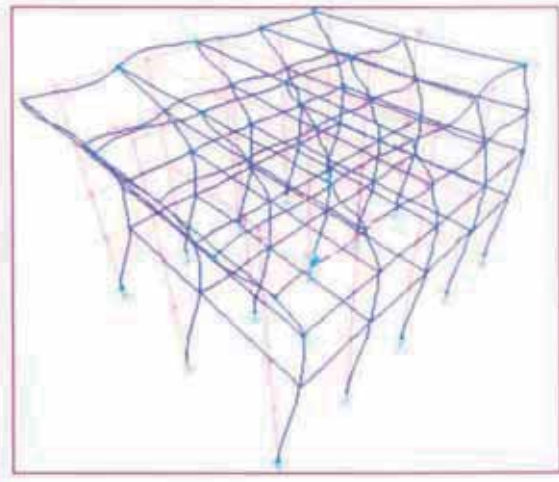


MODO 1 Periodo 0.33974 seg.

MODO 2 Periodo 0.352729 seg.

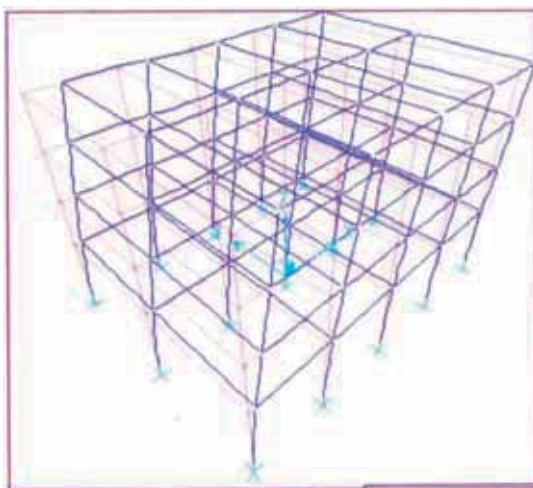


MODO 3 Periodo 0.2510 seg.

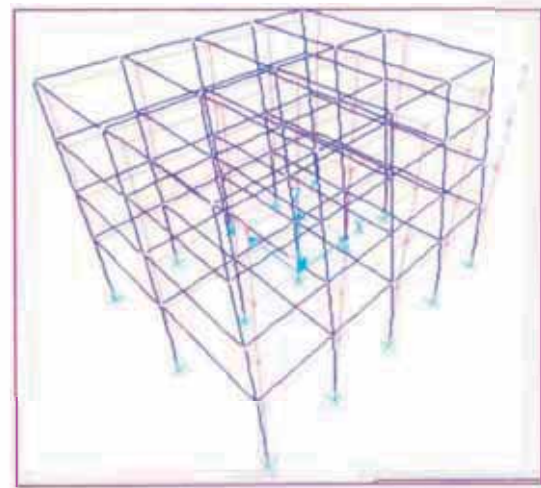


MODO 4 Periodo 0.0861 seg.

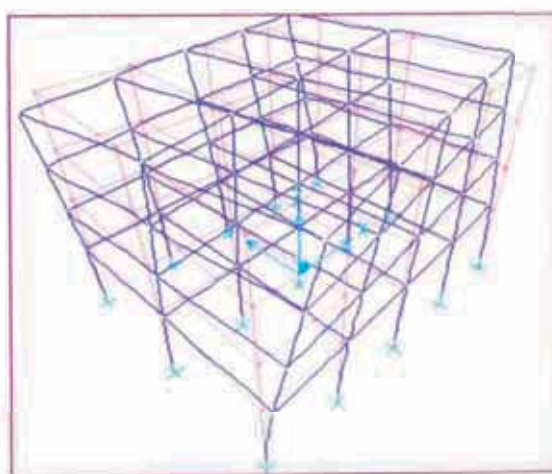
FORMAS DE MODO CON LA PROPUESTA 2002



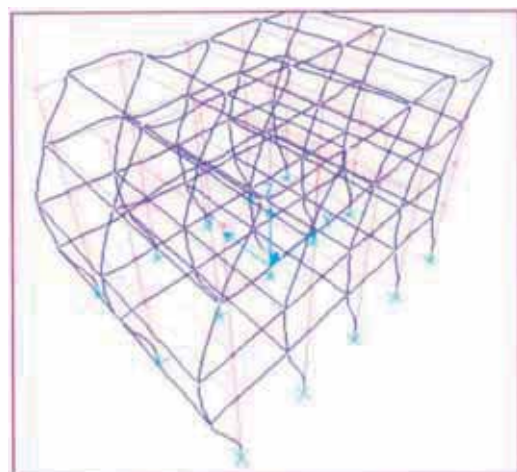
MODO 1 Periodo 0.4268 sea.



MODO 2 Periodo 0.4021 sea.



MODO 3 Periodo 0.2925 seg.



MODO 4 Periodo 0.1049 seg.

4.4.2 Desplazamientos Máximos Estimados

En las Tablas siguientes se muestran los desplazamientos obtenidos con el Análisis Dinámico, tanto con la NTE-E.030 1997 y la Propuesta 2002. También se presenta una comparación de los desplazamientos obtenidos con ambas Normas.

A continuación se dan unos breves comentarios con respecto a las Tablas mostradas:

Tabla N°10 → Se muestran los desplazamientos obtenidos producto del Análisis Dinámico basándose en la Norma 1997 con la configuración final (caso 2) determinado del Análisis Estático (mostrado en el Capítulo III). Se observa que los desplazamientos cumplen holgadamente con lo estipulado con la Norma siendo necesario afinar los resultados ya que son excesivamente conservadores.

El máximo desplazamiento obtenido en este cuadro es del orden del 0.54%, especificando la Norma vigente que los desplazamientos pueden llegar hasta 0.7% para este caso.

Tabla N°11 → Similar a la Tabla N°10, pero con la Propuesta 2002. Los límites para los desplazamientos no han variado, sigue siendo para este caso 0.7%.

El máximo desplazamiento que se obtiene en este cuadro es del orden del 0.27%, se observa una reducción considerable que se vera reflejada en el costo total de la estructura.

Tabla N°12 → Se muestran los desplazamientos obtenidos modificando el caso de la Tabla N°10, reduciendo las dimensiones de las Placas, buscando el equilibrio entre costo y seguridad. Se utilizo la Norma NTE-E.030 (1997).

El máximo desplazamiento que se obtiene en este cuadro es del orden del 0.64%, acercándose a los límites indicados en la Norma. Siendo estos los desplazamientos que serán considerados como los finales

Tabla N°13 → Los desplazamientos que se muestran en esta tabla son los finales, los que mas se ajustan a la Propuesta 2002. Las dimensiones finales de las Placas se redujeron aun mas, cumpliendo así con la finalidad de esta Propuesta 2002.

El máximo desplazamiento que se obtiene en este cuadro es del orden del 0.63%, cercanos a los límites indicados en la Norma.

TABLA N° 10
DESPLAZAMIENTOS DE ENTREPISOS CON EL ANALISIS DINAMICO 1997

Coefficiente de Reduccion (R) : 7.5

Portico		Nivel	Desplazamiento	Di/hei	NTE-E030
DIRECCION X-X	EJES SECUNDARIOS	4	0.00774	0.005350	OK !!
		3	0.00560	0.005425	OK !!
		2	0.00343	0.003619	OK !!
		1	0.00150	0.002813	OK !!
DIRECCION Y-Y	EJES PRINCIPALES	4	0.00715	0.004825	OK !!
		3	0.00522	0.005000	OK !!
		2	0.00322	0.003375	OK !!
		1	0.00142	0.002663	OK !!

Dimensiones utilizadas :

Columnas 0.60 0.30
 Viga X 0.50 0.30
 Viga Y 0.60 0.30
 Placa 4.00 0.30

TABLA N° 11
DESPLAZAMIENTOS DE ENTREPISOS CON EL ANALISIS DINAMICO PROPUESTA 2002

Coefficiente de Reduccion (R) : 6

Portico		Nivel	Desplazamiento	Di/hei	Version 2002
DIRECCION X-X	EJES SECUNDARIOS	4	0.00645	0.002670	OK !!
		3	0.00467	0.002715	OK !!
		2	0.00286	0.001811	OK !!
		1	0.00125	0.002344	OK !!
DIRECCION Y-Y	EJES PRINCIPALES	4	0.00596	0.002415	OK !!
		3	0.00435	0.002505	OK !!
		2	0.00268	0.001688	OK !!
		1	0.00118	0.001328	OK !!

Dimensiones utilizadas :

Columnas 0.60 0.30
 Viga X 0.50 0.30
 Viga Y 0.60 0.30
 Placa 4.00 0.30

TABLA N°12

DESPLAZAMIENTOS DE ENTREPISOS CON EL ANALISIS DINAMICO 1997

Coefficiente de Reduccion (R) : 7.5

DIRECCION X-X	Portico	Nivel	Desplazamiento	Di/hei	NTE-E030
EJES SECUNDARIOS		4	0.00950	0.006400	OK !!
		3	0.00694	0.006625	OK !!
		2	0.00429	0.004500	OK !!
		1	0.00189	0.003544	OK !!
EJES PRINCIPALES		4	0.00865	0.005700	OK !!
		3	0.00637	0.006025	OK !!
		2	0.00396	0.004125	OK !!
		1	0.00176	0.003300	OK !!

Caso Final

- Columnas 0.60
- Viga X 0.30
- Viga Y 0.30
- Placa 0.30
- 3.50**

TABLA N°13

DESPLAZAMIENTOS DE ENTREPISOS CON EL ANALISIS DINAMICO PROPUESTA 2002

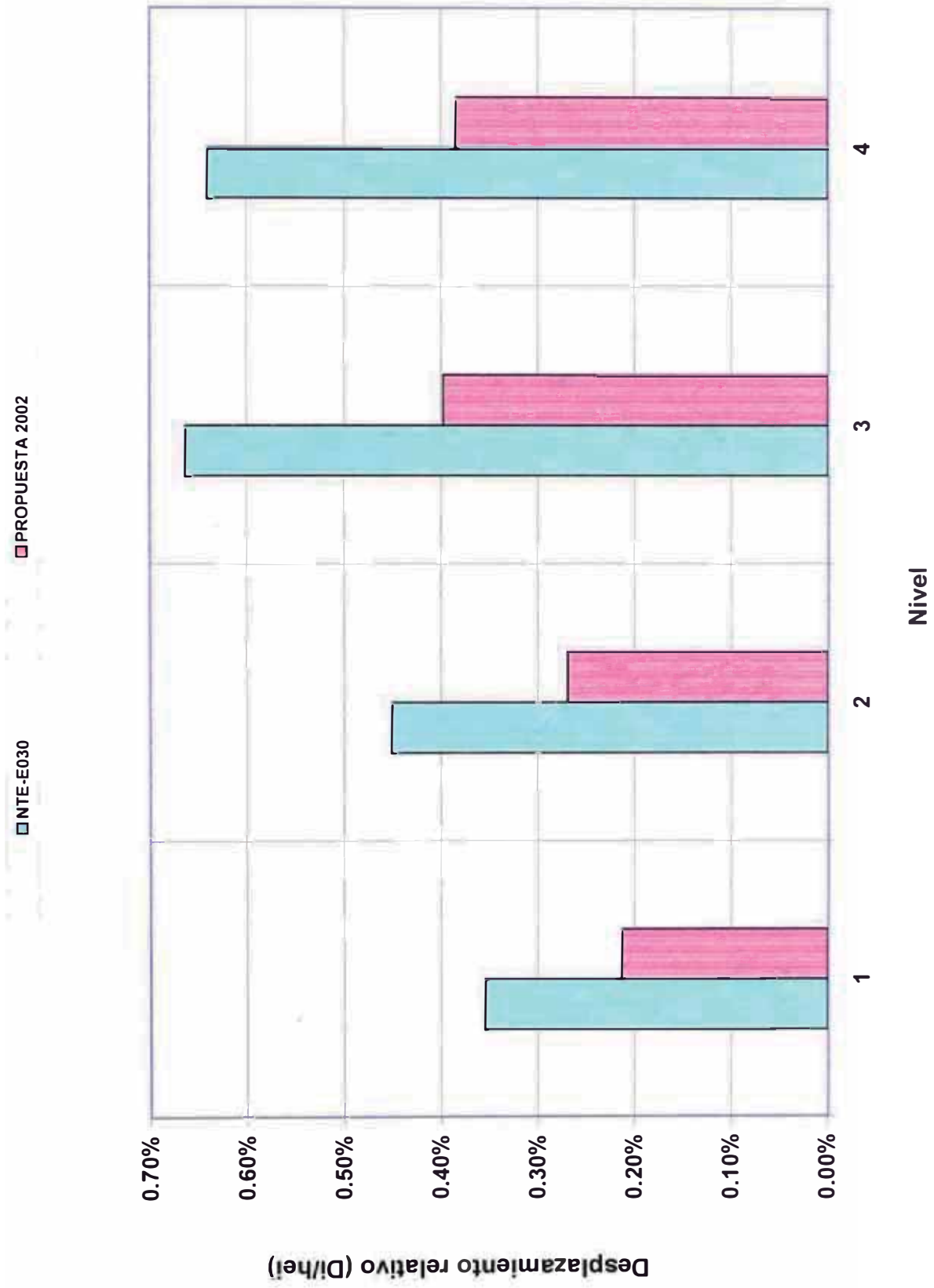
Coefficiente de Reduccion (R) : 6

DIRECCION X-X	Portico	Nivel	Desplazamiento	Di/hei	NTE-E030
EJES SECUNDARIOS		4	0.00992	0.006225	OK !!
		3	0.00743	0.006775	OK !!
		2	0.00472	0.004856	OK !!
		1	0.00213	0.003994	OK !!
EJES PRINCIPALES		4	0.00925	0.005625	OK !!
		3	0.00700	0.006300	OK !!
		2	0.00448	0.004594	OK !!
		1	0.00203	0.003806	OK !!

Caso Final

- Columnas 0.60
- Viga X 0.30
- Viga Y 0.30
- Placa 0.30
- 2.80**

Comparación de los Desplazamientos



4.4.3 Cortante en la Base

Las tablas siguiente resume las fuerzas cortantes en la base obtenidas del análisis dinámico y las compara con las fuerzas obtenidas del análisis estático. Se muestran los dos casos: La NTE-E.030 y la Propuesta 2002 :

NTE-E.030		
Dirección	Cortante en la base obtenido del Análisis Dinámico (Tn)	Cortante en la base obtenido del Analisis Estatico (Tn)
X	163.35	194.810
Y	163.78	194.810

PROPUESTA 2002		
Dirección	Cortante en la base Analisis Dinámico (Tn)	Cortante en la base Analisis Estático (Tn)
X	126.423	187.29
Y	133.334	187.29

Tanto en la Norma vigente como en la Propuesta 2002 se exige que los resultados del análisis dinámico se escalen de modo tal que se tenga por lo menos el 80% del cortante en la base obtenidos con las expresiones del análisis estático. En consecuencia se consideraron los siguientes factores para cumplir con la Norma :

Dirección	Factor para obtener 80% del Cortante Estático	
	NTE-E030	Propuesta 2002
X	1	1.185
Y	1	1.124

Para comprobar el tipo de Sistema Estructural que estamos utilizando y verificar las consideraciones especificadas por la Norma (NTE-E.030 y Propuesta 2002) se dan a continuación diversos cuadros en los que se muestran los Fuerzas cortantes que toman los elementos estructurales verticales (columnas y placas).

Tabla N°14 al 17→ En estas tablas se muestran los cortantes absorbidos por las columnas y placas y se determinan los porcentajes con respecto al Cortante Basal total, en ambas direcciones. Esto se realizo con el Análisis Estático en ambas normas (NTE-E.030 y Propuesta 2002)

Tabla N°18 y 21→ Se dan las mismas consideraciones de las tablas anteriores, pero realizadas con el Análisis Dinámico con ambas normas .

TABLA Nº 14

CORTANTES EN LA BASE ANALISIS ESTATICO PROPUESTA 2002			
Nudos	Tipo de Elemento	Carga	Cortante Base (Tn)
1	COLUMNA	QX1	-0.6602
2	COLUMNA	QX1	-0.9196
3	COLUMNA	QX1	-1.2186
4	PLACA X	QX1	-97.6983
5	COLUMNA	QX1	-1.0799
6	PLACA Y	QX1	-1.9191
7	COLUMNA	QX1	-0.8838
8	COLUMNA	QX1	-0.8199
9	COLUMNA	QX1	-0.8819
10	PLACA Y	QX1	-1.9219
11	COLUMNA	QX1	-0.9078
12	PLACA X	QX1	-83.4945
13	COLUMNA	QX1	-1.0333
14	COLUMNA	QX1	-0.7785
15	COLUMNA	QX1	-0.5726
V total			-194.810
Vplacas			-185.0338
Vcolumnas			-9.7761
			100%
			95%
			5%

TABLA Nº 16

CORTANTES EN LA BASE ANALISIS ESTATICO PROPUESTA 2002			
Nudos	Tipo de Elemento	Carga	Cortante Base (Tn)
1	COLUMNA	QX1	-0.9267
2	COLUMNA	QX1	-1.2357
3	COLUMNA	QX1	-1.6493
4	PLACA X	QX1	-87.7207
5	COLUMNA	QX1	-1.4744
6	PLACA Y	QX1	-2.3717
7	COLUMNA	QX1	-1.2303
8	COLUMNA	QX1	-1.1502
9	COLUMNA	QX1	-1.2289
10	PLACA Y	QX1	-2.3738
11	COLUMNA	QX1	-1.3511
12	PLACA X	QX1	-81.0742
13	COLUMNA	QX1	-1.5171
14	COLUMNA	QX1	-1.136
15	COLUMNA	QX1	-0.8499
V total			-187.29
Vplacas			-173.54
Vcolumnas			-13.75
			100%
			93%
			7%

(*) A diferencia de la actual Norma, la Propuesta 2002 es mas especifica con respecto a los Sistemas Estructurales, en el caso de los muros estructurales especifica que estos deben soportar mas del 80% del cortante en la base

TABLA Nº 15

CORTANTES EN LA BASE ANALISIS ESTATICO NTE-E.030			
Nudos	Tipo de Elemento	Carga	Cortante Base (Tn)
1	COLUMNA	QY1	-1.61210
2	COLUMNA	QY1	-1.4334
3	COLUMNA	QY1	-1.5367
4	PLACA X	QY1	-2.0964
5	COLUMNA	QY1	-2.1553
6	PLACA Y	QY1	-73.7634
7	COLUMNA	QY1	-1.9846
8	COLUMNA	QY1	-2.1322
9	COLUMNA	QY1	-2.2847
10	PLACA Y	QY1	-97.036
11	COLUMNA	QY1	-1.6098
12	PLACA X	QY1	-1.8253
13	COLUMNA	QY1	-1.5422
14	COLUMNA	QY1	-1.6483
15	COLUMNA	QY1	-2.1497
V total			-194.810
Vplacas			-174.7211
Vcolumnas			-20.089
			100%
			90%
			10%

TABLA Nº 17

CORTANTES EN LA BASE ANALISIS ESTATICO PROPUESTA 2002			
Nudos	Tipo de Elemento	Carga	Cortante Base (Tn)
1	COLUMNA	QY1	-2.441
2	COLUMNA	QY1	-2.0779
3	COLUMNA	QY1	-2.152
4	PLACA X	QY1	-2.455
5	COLUMNA	QY1	-2.8366
6	PLACA Y	QY1	-71.843
7	COLUMNA	QY1	-2.8324
8	COLUMNA	QY1	-2.9479
9	COLUMNA	QY1	-3.0465
10	PLACA Y	QY1	-82.7115
11	COLUMNA	QY1	-2.4415
12	PLACA X	QY1	-2.2849
13	COLUMNA	QY1	-2.1555
14	COLUMNA	QY1	-2.2335
15	COLUMNA	QY1	-2.8308
V Total			-187.29
Vplacas			-169.29
Vcolumnas			-28.00
			100%
			86%
			15%

TABLA N° 18

CORTANTES EN LA BASE ANALISIS DINAMICO NTE-E.030			
Nudos	Tipode Elemento	Carga	Cofante Base (Tn)
1	COLUMNA	SX	0.5216
2	COLUMNA	SX	0.7095
3	COLUMNA	SX	0.9431
4	PLACA X	SX	75.0337
5	COLUMNA	SX	0.8309
6	PLACA Y	SX	1.5897
7	COLUMNA	SX	0.7377
8	COLUMNA	SX	0.6851
9	COLUMNA	SX	0.7377
10	PLACA Y	SX	1.5897
11	COLUMNA	SX	0.8309
12	PLACA X	SX	75.0337
13	COLUMNA	SX	0.9431
14	COLUMNA	SX	0.7095
15	COLUMNA	SX	0.5216
V total			161.418
Vplacas			153.247
Vcolumnas			8.171
			100%
			95%
			5%

TABLA N° 20

CORTANTES EN LA BASE ANALISIS DINAMICO PROPUESTA 2002			
Nudos	Tipode Elemento	Carga	Cofante Base (Tn)
1	COLUMNA	SX	0.6007
2	COLUMNA	SX	0.8037
3	COLUMNA	SX	1.0746
4	PLACA X	SX	56.9524
5	COLUMNA	SX	0.9575
6	PLACA Y	SX	1.5996
7	COLUMNA	SX	0.8333
8	COLUMNA	SX	0.7795
9	COLUMNA	SX	0.8333
10	PLACA Y	SX	1.5996
11	COLUMNA	SX	0.9575
12	PLACA X	SX	56.9524
13	COLUMNA	SX	1.0746
14	COLUMNA	SX	0.8037
15	COLUMNA	SX	0.6007
V total			126.423
Vplacas			117.104
Vcolumnas			9.319
			100%
			93%
			7%

TABLA N° 19

CORTANTES EN LA BASE ANALISIS DINAMICO NTE-E.030			
Nudos	Tipode Elemento	Carga	Cofante Base (Tn)
1	COLUMNA	SY	1.5694
2	COLUMNA	SY	1.2832
3	COLUMNA	SY	1.282
4	PLACA X	SY	1.6306
5	COLUMNA	SY	1.5711
6	PLACA Y	SY	71.0221
7	COLUMNA	SY	1.7828
8	COLUMNA	SY	1.7805
9	COLUMNA	SY	1.7828
10	PLACA Y	SY	71.022
11	COLUMNA	SY	1.5711
12	PLACA X	SY	1.6306
13	COLUMNA	SY	1.282
14	COLUMNA	SY	1.2832
15	COLUMNA	SY	1.5694
V total			162.063
Vplacas			145.305
Vcolumnas			16.758
			100%
			90%
			10%

TABLA N° 21

CORTANTES EN LA BASE ANALISIS DINAMICO PROPUESTA 2002			
Nudos	Tipode Elemento	Carga	Cofante Base (Tn)
1	COLUMNA	SY	1.8792
2	COLUMNA	SY	1.535
3	COLUMNA	SY	1.5335
4	PLACA X	SY	1.6866
5	COLUMNA	SY	1.8821
6	PLACA Y	SY	55.002
7	COLUMNA	SY	2.0971
8	COLUMNA	SY	2.1028
9	COLUMNA	SY	2.0971
10	PLACA Y	SY	55.0019
11	COLUMNA	SY	1.8821
12	PLACA X	SY	1.6866
13	COLUMNA	SY	1.5335
14	COLUMNA	SY	1.535
15	COLUMNA	SY	1.8792
V total			133.334
Vplacas			113.377
Vcolumnas			19.957
			100%
			85%
			15%

CAPITULO V

DISEÑO DE ELEMENTOS

ESTRUCTURALES

DISEÑO DE LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES

5.1 CONSIDERACIONES GENERALES

En la actualidad existen, básicamente, dos métodos de diseño en concreto armado: diseño elástico o por cargas de servicio y diseño a la rotura o por resistencia última. El primero fue utilizado con mucha fuerza hasta mediados del siglo y el segundo ha adquirido impulso en los últimos cuarenta años.

Por otro lado, en el diseño de estructuras, es importante considerar el tipo de falla, dúctil o frágil, que presenta un elemento bajo determinadas sollicitaciones y, en la medida de lo posible orientar la falla según sea conveniente. El método elástico no considera este punto. El método elástico tampoco determina la carga que ocasiona la rotura de la pieza y por ello, su factor de seguridad no es conocido.

El diseño por rotura se fundamenta en la predicción de la carga que ocasiona la falla del elemento en estudio y analiza el modo de colapso del mismo. En pruebas de laboratorio se ha podido comprobar que es posible predecir estas cargas con precisión suficiente. Este método toma en consideración el comportamiento inelástico del acero y el concreto y por tanto, se estima mejor la capacidad de carga de la pieza. Algunas de las ventajas de este procedimiento son

1. El diseño por rotura permite controlar el modo de falla de una estructura compleja considerando la resistencia última de las diversas partes del sistema. Algunos elementos se diseñan con menor margen de seguridad que otros para inducir su falla primero.
2. Permite obtener un diseño más eficiente, considerando la distribución de esfuerzos que se presenta dentro del rango inelástico.
3. El método de diseño a la rotura permite evaluar la ductilidad de la estructura.

El diseño de los elementos estructurales de la edificación en estudio, se realizará en base a los resultados obtenidos del Análisis dinámico con la Norma vigente (NTE-E.030), que se muestran en el capítulo anterior.

5.2 DISEÑO DE LOSAS ALIGERADAS

Las losas aligeradas están constituidas por una serie de pequeñas vigas T, llamadas "viguetas", unidas a través de una losa de igual espesor que el ala de la viga. Las losas aligeradas son de uso muy común en edificaciones tanto grande como pequeñas, pero sobretodo en estas últimas por el ahorro de concreto que se consigue.

Para el diseño de las losas aligeradas de la estructura analizada se utilizó una hoja de cálculo (Excel) Vigas.xls, proporcionada por el Dr. Scaletti. El programa solicita los siguientes datos, estas hojas se muestran en el Anexo C1

"Geometría" → En esta hoja se indican las luces y alturas (medidas entre ejes), las secciones transversales y las condiciones especiales de apoyo.

"Propiedades" → En esta hoja se introducen las características de las secciones y las propiedades de los materiales.

"Cargas" → Pueden considerarse cargas uniformemente repartidas, cargas concentradas (hasta 2 por tramo) y cargas trapezoidales sobre una parte del tramo. Todas las cargas son positivas cuando hacia abajo.

Resumen de Cargas para las Losas Aligeradas.

Niveles	h(cm)	CM (Tn/m ²)	cm(Tn/m ²)	CV(Tn/m ²)	cv(Tn/m ²)
1ero al 3ero	20	0.540	0.216	0.300	0.120
4to	20	0.540	0.216	0.150	0.060

CM = Carga Muerta Total

cm = Carga Muerta por vigueta

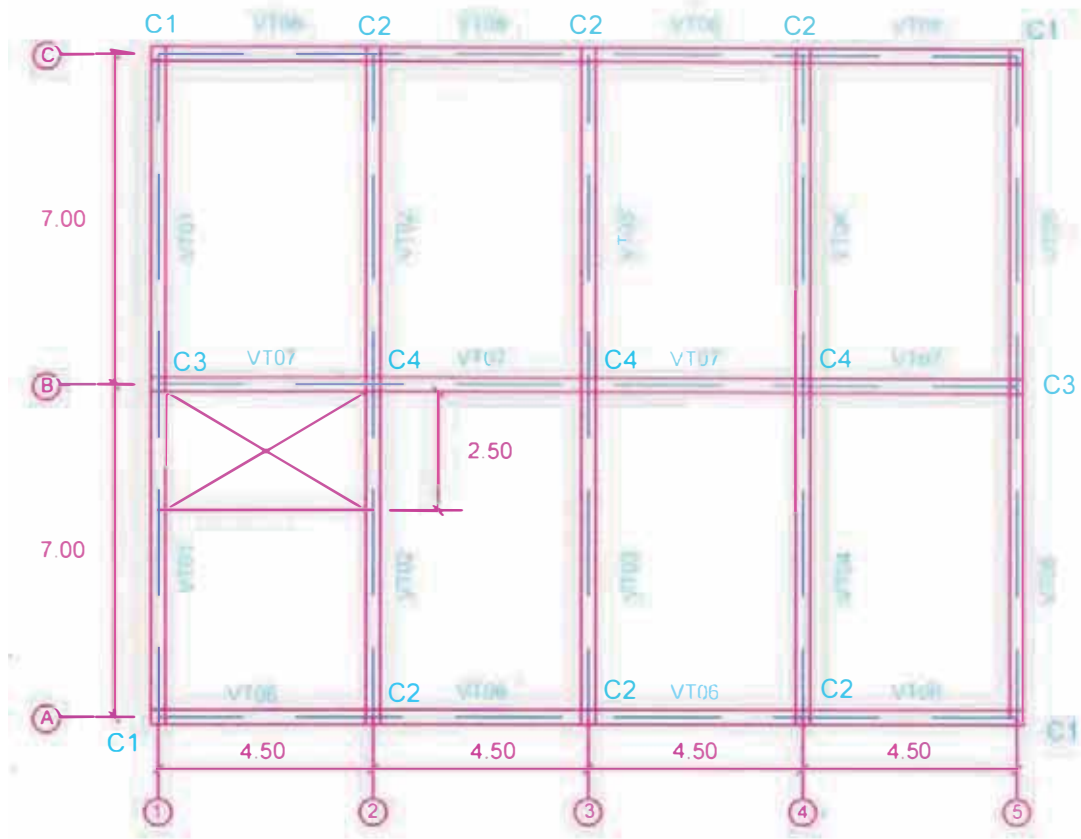
CV = Carga Viva Total

cv = Carga Viva por vigueta

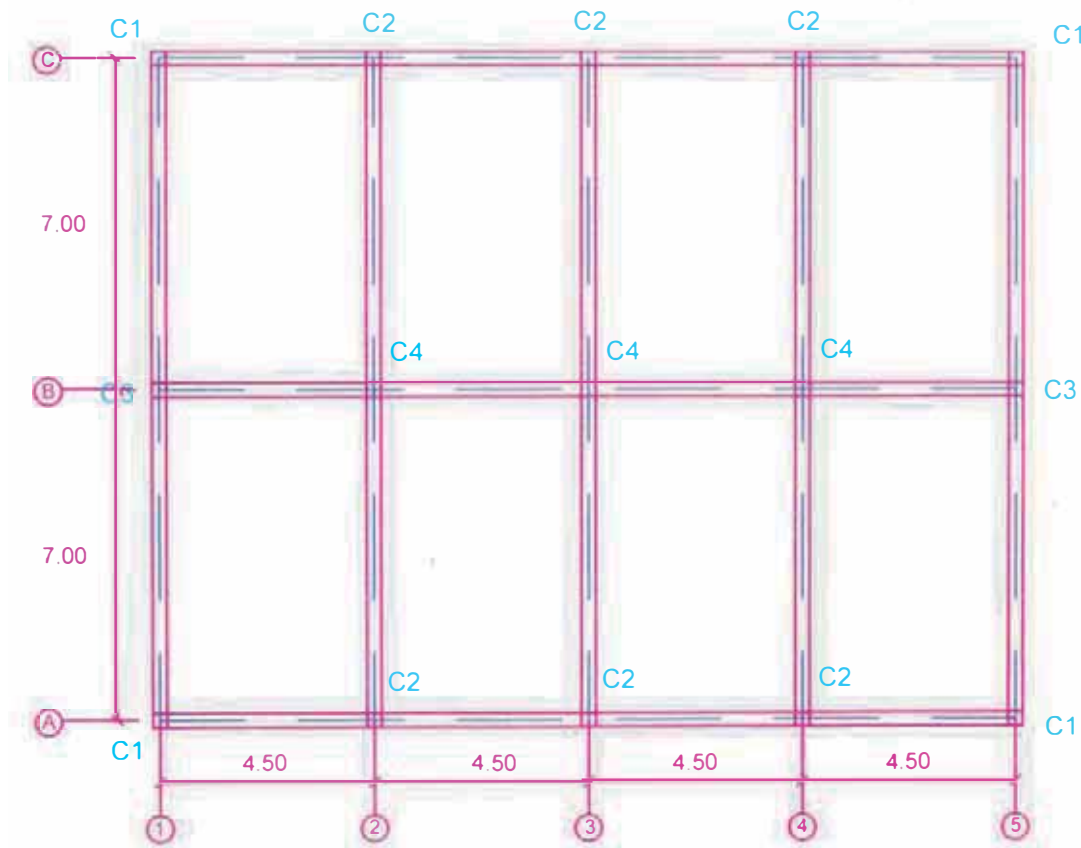
Los resultados finales obtenidos de la hoja de cálculo, los observamos en los cuadros que se muestran en las hojas siguientes.

Para la estructura analizada en la Planta Típica (1er al 3er Nivel) se dividió en 3 paños (tal como se observa en el plano E-01). Para la Planta del Cuarto Nivel se consideró solo 1 paño.

- *Acero por Temperatura*
 $A_{s_t} = 0.0018 \times 100 \times 5 = 0.90 \text{ cm}^2 \rightarrow \phi 3/8" @0.25$
- *Control de deflexiones*
 El peralte de las losas diseñadas es mayor que el mínimo requerido por el código para no efectuar el cómputo de deflexiones por lo que el cálculo no es necesario.
- *Detalle del refuerzo*
 El detalle del refuerzo se muestran en el plano E-01.



PLANTA LOSA PISO TIPICO



PLANTA LOSA DE TECHO

GRAFICO Nº 10

DISEÑO DE LOSAS ALIGERADAS

Losa Típica , (1er-3er Nivel) Paño I
 Uso : Hospital

TRAMO 1 (0.10 x 0.20)

Refuerzo de Flexión												
x	0.150	0.570	0.990	1.410	1.830	2.250	2.670	3.090	3.510	3.930	4.350	
M _U min	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	
M _U máx	0.142	0.475	0.713	0.855	0.902	0.854	0.711	0.472	0.139	0.000	0.000	
A _s sup	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.59	0.96	2.02	
A _s inf	0.30	0.75	1.13	1.36	1.44	1.36	1.13	0.74	0.29	0.00	0.24	

TRAMO 2 (0.10 x 0.20)

Refuerzo de Flexión												
x	0.150	0.570	0.990	1.410	1.830	2.250	2.670	3.090	3.510	3.930	4.350	
M _U min	-1.148	-0.653	-0.377	-0.199	-0.077	-0.012	-0.055	-0.055	-0.165	-0.380	-0.814	
M _U máx	0.000	0.000	0.000	0.272	0.451	0.534	0.523	0.523	0.217	0.000	0.000	
A _s sup	2.06	1.10	0.61	0.42	0.16	0.03	0.01	0.01	0.35	0.62	1.40	
A _s inf	0.28	0.00	0.00	0.57	0.71	0.84	0.83	0.83	0.45	0.00	0.00	

TRAMO 3

Refuerzo de Flexión												
x	0.150	0.570	0.990	1.410	1.830	2.250	2.670	3.090	3.510	3.930	4.350	
M _U min	-0.814	-0.380	-0.165	-0.055	-0.005	-0.077	-0.077	-0.199	-0.377	-0.653	-1.148	
M _U máx	0.000	0.000	0.217	0.416	0.523	0.451	0.451	0.272	0.000	0.000	0.000	
A _s sup	1.40	0.62	0.35	0.11	0.01	0.16	0.16	0.42	0.61	1.10	2.06	
A _s inf	0.00	0.00	0.45	0.65	0.83	0.71	0.71	0.57	0.00	0.00	0.28	

TRAMO 4

Refuerzo de Flexión												
x	0.150	0.570	0.990	1.410	1.830	2.250	2.670	3.090	3.510	3.930	4.350	
M _U min	-1.130	-0.576	-0.237	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	
M _U máx	0.000	0.000	0.139	0.472	0.711	0.854	0.902	0.855	0.713	0.475	0.142	
A _s sup	2.02	0.96	0.50	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
A _s inf	0.24	0.00	0.29	0.74	1.13	1.36	1.44	1.36	1.13	0.75	0.30	

DISEÑO DE LOSAS ALIGERADAS

Losa Típica , Paño II
Uso : Hospital

TRAMO 1 (0.10 x 0.20)

Refuerzo de Flexión												
x	0.150	0.570	0.990	1.410	1.830	2.250	2.670	3.090	3.510	3.930	4.350	
M_U min	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	-0.172	-0.501	-1.048	
M_U máx	0.145	0.485	0.731	0.881	0.936	0.896	0.760	0.529	0.203	0.000	0.000	
A_s sup	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.36	0.83	1.87	
A_s inf	0.30	0.77	1.16	1.41	1.50	1.43	1.21	0.84	0.42	0.00	0.06	

TRAMO 2

Refuerzo de Flexión												
x	0.150	0.570	0.990	1.410	1.830	2.250	2.670	3.090	3.510	3.930	4.350	
M_U min	-1.077	-0.616	-0.380	-0.237	-0.151	-0.122	-0.151	-0.237	-0.380	-0.616	-1.077	
M_U máx	0.000	0.000	0.000	0.234	0.377	0.424	0.377	0.234	0.000	0.000	0.000	
A_s sup	1.92	1.03	0.62	0.50	0.32	0.26	0.32	0.50	0.62	1.03	1.92	
A_s inf	0.13	0.00	0.00	0.49	0.59	0.67	0.59	0.49	0.00	0.00	0.13	

TRAMO 3

Refuerzo de Flexión												
x	0.150	0.570	0.990	1.410	1.830	2.250	2.670	3.090	3.510	3.930	4.350	
M_U min	-1.048	-0.501	-0.172	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	
M_U máx	0.000	0.000	0.203	0.529	0.760	0.896	0.936	0.881	0.731	0.485	0.145	
A_s sup	1.87	0.83	0.36	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
A_s inf	0.06	0.00	0.42	0.84	1.21	1.43	1.50	1.41	1.16	0.77	0.30	

DISEÑO DE LOSAS ALIGERADAS

Losa Cuarto Nivel, Paño I

Uso : Hospital

TRAMO 1 (0.10 x 0.20)

Refuerzo de Flexión												
x	0.150	0.570	0.990	1.410	1.830	2.250	2.670	3.090	3.510	3.930	4.350	
M _U min	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	-0.137	-0.442	-0.884	
M _U máx	0.111	0.370	0.553	0.660	0.691	0.645	0.523	0.325	0.051	0.000	0.000	
A _S sup	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.29	0.72	1.54	
A _S inf	0.23	0.58	0.87	1.05	1.10	1.02	0.83	0.57	0.11	0.00	0.00	

TRAMO 2

Refuerzo de Flexión												
x	0.150	0.570	0.990	1.410	1.830	2.250	2.670	3.090	3.510	3.930	4.350	
M _U min	-0.901	-0.511	-0.260	-0.086	0.000	0.000	0.000	0.000	-0.073	-0.267	-0.599	
M _U máx	0.000	0.000	0.000	0.150	0.295	0.365	0.358	0.276	0.118	0.000	0.000	
A _S sup	1.57	0.84	0.56	0.18	0.00	0.00	0.00	0.00	0.15	0.57	1.00	
A _S inf	0.00	0.00	0.00	0.31	0.57	0.57	0.57	0.57	0.25	0.00	0.00	

TRAMO 3

Refuerzo de Flexión												
x	0.150	0.570	0.990	1.410	1.830	2.250	2.670	3.090	3.510	3.930	4.350	
M _U min	-0.599	-0.267	-0.073	0.000	0.000	0.000	0.000	-0.086	-0.260	-0.511	-0.901	
M _U máx	0.000	0.000	0.118	0.276	0.358	0.365	0.295	0.150	0.000	0.000	0.000	
A _S sup	1.00	0.57	0.15	0.00	0.00	0.00	0.00	0.18	0.56	0.84	1.57	
A _S inf	0.00	0.00	0.25	0.57	0.57	0.57	0.57	0.31	0.00	0.00	0.00	

TRAMO 4

Refuerzo de Flexión												
x	0.150	0.570	0.990	1.410	1.830	2.250	2.670	3.090	3.510	3.930	4.350	
M _U min	-0.884	-0.442	-0.137	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	
M _U máx	0.000	0.000	0.051	0.325	0.523	0.645	0.691	0.660	0.553	0.370	0.111	
A _S sup	1.54	0.72	0.29	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
A _S inf	0.00	0.00	0.11	0.57	0.83	1.02	1.10	1.05	0.87	0.58	0.23	

5.3 DISEÑO DE VIGAS

En principio, los peraltes de las vigas se dimensionan a partir de los requerimientos mínimos para el control de deflexiones.

Las vigas se analizan por cualquier método elástico o haciendo uso del método de los coeficientes del ACI, si se satisfacen los requisitos para su utilización. En el primer caso, se debe considerar el efecto de la alternancia de cargas. No es necesario considerar la rigidez torsional de los elementos perpendiculares a la viga analizada a menos que sea comparable con su rigidez a la flexión.

El diseño de las vigas se ha realizado con el Programa SAP2000 Student versión 7.40, se utilizó el código ACI318-99 por ser el más semejante a nuestra norma. Los momentos y cortantes de diseño se obtienen de una combinación ENVOLVENTE (COMBO 14).

- Determinación del Refuerzo requerido por Flexión

Para calcular el acero de vigas simplemente armadas, por el método de la rotura, se usan las ecuaciones:

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

$$a = A_s f_y / (0,85 f'_c b)$$

Donde:

A_s = área de acero por flexión.

M_u = Momento de diseño, calculado por carga muerta, viva y sismo.

ϕ = factor de reducción de resistencia = 0,90.

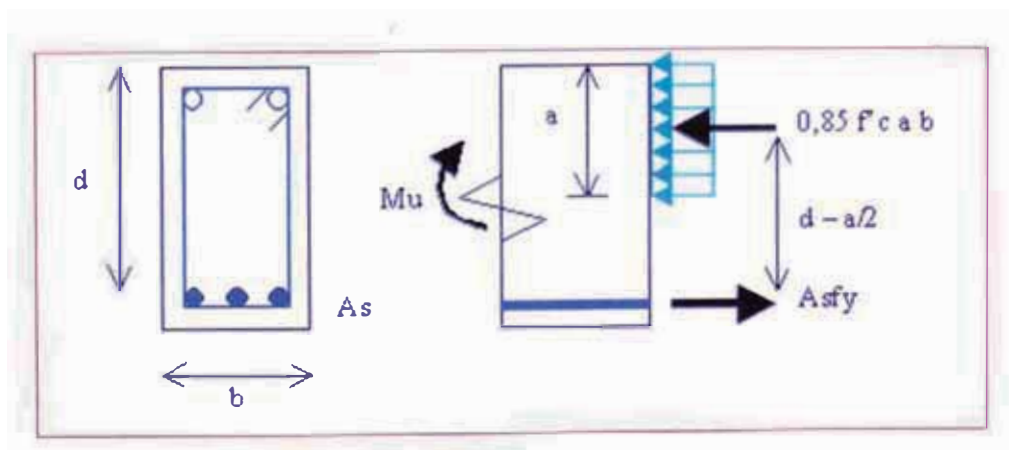
f_y = esfuerzo de fluencia del acero a usar.

f'_c = resistencia cilíndrica del concreto.

b = ancho de viga.

d = peralte efectivo de la viga.

a = dimensión vertical del rectángulo equivalente de esfuerzos.



En las hojas siguientes se muestran cuadros con los valores arrojados por el programa, en los cuales se puede observar:

- **ELEM** → Se refiere a los elementos ("frames") que han sido numerados por el programa, en este caso se refiere solo a las vigas. Las vigas están comprendidas entre : 16 - 27, 53-74, 90-111 y 127-148 los elementos no comprendidos en estos rangos son Columnas y Placas.
- **SECCION** → Se refiere a la sección de los elementos, que en este caso solo pueden ser de 2 tipos : VX y VY.
- **TOP**→ Se refiere al área de acero requerido por flexión (cm²) en la parte superior.
- **COMBO**→ Se refiere a la combinación elegida para el diseño por flexión, en este caso se escogió la combinación ENVOLVENTE que es la máxima.
- **BOTTOM**→ Se refiere al área de acero requerido por flexión (cm²) en la parte inferior.
- **SHEAR**→ Se refiere al área de acero requerida por corte en cm².

Se observa una columna adicional a la que arrojaba el programa , en la que se calcula el **Asmin** y se compara con el obtenido. El **Asmin** se calcula con la siguiente expresión :

$$Asmin = (0.7 \cdot f'c / fy) b d$$

Reemplazando

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

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

$$Asmin = 0.0024 b d$$

$$Asmin = 0.0024 \times 30 \times 44 \approx 3.20 \text{ cm}^2$$

$$Asmin = 0.0024 \times 30 \times 54 \approx 3.90 \text{ cm}^2$$

Diseñamos a manera de ejemplo la viga VT-106 que ha sido dividida en tres partes, tenemos los siguientes datos, de la envolvente :

◆ Acero negativo (Top Steel)

$$M_{3-3} = Mu = - 539.22 \text{ Tn-m} \rightarrow As^- = 4.25 \text{ cm}^2 \rightarrow 2 \Phi 5/8" + 1 \Phi 3/8"$$

$$M_{3-3} = Mu = - 85.747 \text{ Tn-m} \rightarrow As^- = 0.66 \text{ cm}^2 \rightarrow 2 \Phi 5/8" \text{ (As mínimo)}$$

$$M_{3-3} = Mu = - 37.860 \text{ Tn-m} \rightarrow As^- = 0.29 \text{ cm}^2 \rightarrow 2 \Phi 5/8" \text{ (As mínimo)}$$

$$M_{3-3} = Mu = - 550.08 \text{ Tn-m} \rightarrow As^- = 4.34 \text{ cm}^2 \rightarrow 2 \Phi 5/8" + 1 \Phi 3/8"$$

◆ Acero positivo (Bottom Steel)

$$M_{3-3} = Mu = 301.149 \text{ Tn-m} \rightarrow As = 2.344 \text{ cm}^2 \rightarrow 2 \Phi 5/8" \text{ (As mínimo)}$$

$$M_{3-3} = Mu = 265.655 \text{ Tn-m} \rightarrow As = 2.06 \text{ cm}^2 \rightarrow 2 \Phi 5/8" \text{ (As mínimo)}$$

$$M_{3-3} = Mu = 182.99 \text{ Tn-m} \rightarrow As = 1.416 \text{ cm}^2 \rightarrow 2 \Phi 5/8" \text{ (As mínimo)}$$

$$M_{3-3} = Mu = 207.671 \text{ Tn-m} \rightarrow As = 1.609 \text{ cm}^2 \rightarrow 2 \Phi 5/8" \text{ (As mínimo)}$$

▪ Determinación del Refuerzo por Corte:

a) *Cortante que toma el concreto:*

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

$$V_c = 9.014 T_n (V_X)$$

$$V_c = 10.778 T_n (V_Y)$$

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

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

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

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

En general cumpliendo con los pasos anteriores se verifica que el refuerzo por corte es mínimo, por lo tanto se aplicara los requisitos mínimos para que cumpla con un diseño sismo-resistente :

- Estará constituido por estribos cerrados de diámetro mínimo 3/8".
- La zona de confinamiento será de 2h. Los estribos se colocaran en esta zona con un espaciamiento **So** que no exceda el menor de los siguientes valores

$$0.25h$$

$$8db$$

$$30cm$$

So = 10cm ; El primer estribo deberá ubicarse a la mitad del espaciamiento **So o 5cm**.

- El espaciamiento de los estribos fuera de la zona de confinamiento no excederá de 0.5d.

En los planos se encuentran los esquemas respectivos.


El refuerzo por corte para las vigas se distribuye de la siguiente manera:

VIGAS X:

Dimensiones 0.30 x 0.50

Luz Libre 4.20 m (vigas entre columnas)


Luz Libre 2.60 m (vigas entre placa y columna)

- El primer estribo a 5cm.
- $S_o = 0.25 h \rightarrow 12.5cm$
 $8db \rightarrow 10.16 cm$  **So = 10 cm (menor de los tres)**
 $30cm \rightarrow 30.0 cm$
- $S \leq d/2 = 23 \rightarrow S = 25 cm$

- La zona de confinamiento será : $2h = 2 \times 0.50 = 1.00$
- Finalmente la distribución para el refuerzo transversal de las Vigas X será :
 $\phi \text{ 3/8" } : 1 @ 0.05 , 9 @ 0.10 \text{ resto } @ 0.25$

VIGAS Y:

Dimensiones	0.30 x 0.60
Luz Libre	6.40 m (vigas entre columnas)
Luz Libre	4.95 m (vigas entre placa y columna)

- El primer estribo a 5cm.
- $S_o = 0.25 h \rightarrow 15.0 \text{ cm}$
 $8db \rightarrow 10.16 \text{ cm}$  **$S_o = 10 \text{ cm}$**
 $30\text{cm} \rightarrow 30.0 \text{ cm}$
- $S \leq d/2 = 23 \rightarrow S = 25 \text{ cm}$
- La zona de confinamiento será : $2h = 2 \times 0.60 = 1.20$
- Finalmente la distribución para el refuerzo transversal de las Vigas Y será :
 $\phi \text{ 3/8" } : 1 @ 0.05 , 10 @ 0.10 \text{ resto } @ 0.25$

DISEÑO POR FLEXION Y CORTE DE VIGAS

VX	50	30
VY	60	30

ELEM	SECCION		TIPO	STATION	REFUERZO REQUERIDO						
	ID	ID			TOP	As min	COMBO	BOTTOM	As min	SHEAR	
16	VX		VT106	15	4.25	OK!!		COMB14	2.344	3.2	0
16	VX			155	0.66	3.2		COMB14	2.064	3.2	0
16	VX			295	0.291	3.2		COMB14	1.416	3.2	0
16	VX			435	4.338	OK!!		COMB14	1.609	3.2	0
17	VX		VT106	15	3.877	OK!!		COMB14	1.096	3.2	0
17	VX			155	0.482	3.2		COMB14	1.545	3.2	0
17	VX			295	0	3.2		COMB14	1.176	3.2	0
17	VX			435	2.791	3.2		COMB14	0.863	3.2	0
18	VX		VT106	15	4.62	OK!!		COMB14	4.62	OK!!	0
18	VX			93.333	1.51	3.2		COMB14	2.247	3.2	0
18	VX			171.667	1.251	3.2		COMB14	1.54	3.2	0
18	VX			250	4.62	OK!!		COMB14	4.026	OK!!	0
19	VX		VT106	200	4.62	OK!!		COMB14	4.184	OK!!	0
19	VX			278.333	0.918	3.2		COMB14	1.602	3.2	0
19	VX			356.667	1.754	3.2		COMB14	2.785	3.2	0
19	VX			435	4.62	OK!!		COMB14	4.62	OK!!	0
20	VY		VT101	30	8.94	OK!!		COMB14	2.893	3.9	0.048
20	VY			186.667	0.453	3.9		COMB14	5.524	OK!!	0
20	VY			343.333	0	3.9		COMB14	5.514	OK!!	0
20	VY			500	6.65	OK!!		COMB14	2.724	3.9	0.037
21	VY		VT102	30	10.967	OK!!		COMB14	0	3.9	0.079
21	VY			243.333	0	3.9		COMB14	5.524	OK!!	0
21	VY			456.667	0	3.9		COMB14	5.524	OK!!	0
21	VY			670	12.416	OK!!		COMB14	0	3.9	0.087

DISEÑO POR FLEXION Y CORTE DE VIGAS

VX	50	30
VY	60	30

ELEM	SECCION		TIPO	STATION	REFUERZO REQUERIDO					
	ID	ID			TOP	As min	COMBO	BOTTOM	As min	SHEAR
22	VY		VT103	30	11.083	OK!!		0	3.9	0.08
22	VY			243.333	0	3.9	COMB14	5.524	OK!!	0
22	VY			456.667	0	3.9	COMB14	5.524	OK!!	0
22	VY			670	12.35	OK!!	COMB14	0	3.9	0.086
23	VY		VT104	15	13.278	OK!!		0	3.9	0.09
23	VY			233.333	0	3.9	COMB14	5.524	OK!!	0
23	VY			451.667	0	3.9	COMB14	5.524	OK!!	0
23	VY			670	12.013	OK!!	COMB14	0	3.9	0.084
24	VY		VT105	30	8.995	OK!!		2.884	3.9	0.048
24	VY			186.667	0.471	3.9	COMB14	5.524	OK!!	0
24	VY			343.333	0	3.9	COMB14	5.524	OK!!	0
24	VY			500	6.634	OK!!	COMB14	2.759	3.9	0.037
25	VX		VT107	15	5.33	OK!!		2.531	3.2	0
25	VX			155	1.825	3.2	COMB14	2.035	3.2	0
25	VX			295	0.05	3.2	COMB14	1.537	3.2	0
25	VX			435	3.681	OK!!	COMB14	3.075	3.2	0
26	VX		VT107	15	3.556	3.2		1.36	3.2	0
26	VX			155	0.227	3.2	COMB14	1.411	3.2	0
26	VX			295	0.414	3.2	COMB14	1.425	3.2	0
26	VX			435	3.999	OK!!	COMB14	1.261	3.2	0
27	VX		VT107	15	3.999	OK!!		1.261	3.2	0
27	VX			155	0.414	3.2	COMB14	1.425	3.2	0
27	VX			295	0.227	3.2	COMB14	1.411	3.2	0
27	VX			435	3.556	3.2	COMB14	1.36	3.2	0

DISEÑO POR FLEXION Y CORTE DE VIGAS

VX	50	30
VY	60	30

ELEM	SECCION		TIPO	STATION		REFUERZO REQUERIDO					
	ID			ID		TOP	As min	COMBO	BOTTOM	As min	SHEAR
28	VX		VT107	15		3.681	OK!!	COMB14	3.075	3.2	0
28	VX			155		0.05	3.2	COMB14	1.537	3.2	0
28	VX			295		1.825	3.2	COMB14	2.035	3.2	0
28	VX			435		5.33	OK!!	COMB14	2.531	3.2	0
29	VY		VT101	200		6.634	OK!!	COMB14	2.759	3.9	0.037
29	VY			356.667		0	3.9	COMB14	5.524	OK!!	0
29	VY			513.333		0.471	3.9	COMB14	5.524	OK!!	0
29	VY			670		8.995	OK!!	COMB14	2.884	3.9	0.048
30	VY		VT102	30		12.013	OK!!	COMB14	0	3.9	0.084
30	VY			248.333		0	3.9	COMB14	5.524	OK!!	0
30	VY			466.667		0	3.9	COMB14	5.524	OK!!	0
30	VY			685		13.278	OK!!	COMB14	0	3.9	0.09
31	VY		VT103	30		12.35	OK!!	COMB14	0	3.9	0.066
31	VY			243.333		0	3.9	COMB14	5.524	OK!!	0
31	VY			456.667		0	3.9	COMB14	5.524	OK!!	0
31	VY			670		11.083	OK!!	COMB14	0	3.9	0.08
32	VY		VT104	30		12.416	OK!!	COMB14	0	3.9	0.087
32	VY			243.333		0	3.9	COMB14	5.524	OK!!	0
32	VY			456.667		0	3.9	COMB14	5.524	OK!!	0
32	VY			670		10.967	OK!!	COMB14	0	3.9	0.079
33	VY		VT105	200		6.65	OK!!	COMB14	2.724	3.9	0.037
33	VY			356.667		0	3.9	COMB14	5.514	OK!!	0
33	VY			513.333		0.453	3.9	COMB14	5.524	OK!!	0
33	VY			670		8.94	OK!!	COMB14	2.893	3.9	0.048

DISEÑO POR FLEXION Y CORTE DE VIGAS

VX	50	30
VY	60	30

ELEM	SECCION		TIPO	STATION	REFUERZO REQUERIDO						
	ID				TOP	As min	COMBO	BOTTOM	As min	SHEAR	
34	VX		VT108	15	4.62	OK!!			4.62	OK!!	0
34	VX			93.333	1.754	3.2			2.785	3.2	0
34	VX			171.667	0.918	3.2			1.602	3.2	0
34	VX			250	4.62	OK!!			4.184	OK!!	0
35	VX		VT108	200	4.62	OK!!			4.026	OK!!	0
35	VX			278.333	1.251	3.2			1.54	3.2	0
35	VX			356.667	1.51	3.2			2.247	3.2	0
35	VX			435	4.62	OK!!			4.62	OK!!	0
36	VX		VT108	15	2.791	3.2			0.863	3.2	0
36	VX			155	0	3.2			1.176	3.2	0
36	VX			295	0.482	3.2			1.545	3.2	0
36	VX			435	3.877	OK!!			1.096	3.2	0
37	VX		VT108	15	4.338	OK!!			1.609	3.2	0
37	VX			155	0.291	3.2			1.416	3.2	0
37	VX			295	0.66	3.2			2.064	3.2	0
37	VX			435	4.25	OK!!			2.344	3.2	0
53	VX		VT206	15	4.62	OK!!			3.156	3.2	0
53	VX			155	1.102	3.2			2.268	3.2	0
53	VX			295	0.543	3.2			1.727	3.2	0
53	VX			435	4.62	OK!!			2.663	3.2	0
54	VX		VT206	15	4.62	OK!!			2.261	3.2	0
54	VX			155	0.813	3.2			1.991	3.2	0
54	VX			295	0.168	3.2			1.544	3.2	0
54	VX			435	3.906	OK!!			1.926	3.2	0

DISEÑO POR FLEXION Y CORTE DE VIGAS

VX	50	30
VY	60	30

ELEM	SECCION		TIPO	STATION		REFUERZO REQUERIDO					
	ID			ID	TOP	As min	COMBO	BOTTOM	As min	SHEAR	
55	VX		VT206	15	4.753	OK!!	COMB14	6.034	OK!!	0	
55	VX			93.333	2.091	3.2	COMB14	3.379	3.2	0	
55	VX			171.667	1.564	3.2	COMB14	1.69	3.2	0	
55	VX			250	5.452	OK!!	COMB14	4.62	OK!!	0.004	
56	VX		VT206	200	5.055	OK!!	COMB14	4.62	OK!!	0.004	
56	VX			278.333	1.109	3.2	COMB14	1.675	3.2	0	
56	VX			356.667	2.599	3.2	COMB14	3.82	OK!!	0	
56	VX			435	5.467	OK!!	COMB14	6.361	OK!!	0	
57	VY		VT201	30	10.52	OK!!	COMB14	4.123	3.9	0.053	
57	VY			186.667	1.121	3.9	COMB14	5.524	OK!!	0	
57	VY			343.333	0	3.9	COMB14	5.524	OK!!	0	
57	VY			500	7.602	OK!!	COMB14	3.906	3.9	0.042	
58	VY		VT202	30	12.729	OK!!	COMB14	0	3.9	0.083	
58	VY			243.333	0	3.9	COMB14	5.524	OK!!	0	
58	VY			456.667	0	3.9	COMB14	5.524	OK!!	0	
58	VY			670	12.635	OK!!	COMB14	0	3.9	0.082	
59	VY		VT203	30	12.945	OK!!	COMB14	0	3.9	0.084	
59	VY			243.333	0	3.9	COMB14	5.524	OK!!	0	
59	VY			456.667	0	3.9	COMB14	5.524	OK!!	0	
59	VY			670	12.478	OK!!	COMB14	0	3.9	0.081	
60	VY		VT204	15	15.21	OK!!	COMB14	0	3.9	0.094	
60	VY			233.333	0	3.9	COMB14	5.524	OK!!	0	
60	VY			451.667	0	3.9	COMB14	5.527	OK!!	0	
60	VY			670	12.026	OK!!	COMB14	0	3.9	0.079	

DISEÑO POR FLEXION Y CORTE DE VIGAS

VX	50	30
VY	60	30

ELEM	SECCION	TIPO	STATION	REFUERZO REQUERIDO						
				ID	TOP	As min	COMBO	BOTTOM	As min	SHEAR
61	VY	VT205	30	10.603	OK!!		COMB14	4.107	3.9	0.053
61	VY		186.667	1.147	3.9		COMB14	5.524	OK!!	0
61	VY		343.333	0	3.9		COMB14	5.524	OK!!	0
61	VY		500	7.575	OK!!		COMB14	3.963	3.9	0.042
62	VX	VT207	15	6.923	OK!!		COMB14	3.028	3.2	0
62	VX		155	2.527	3.2		COMB14	2.08	3.2	0
62	VX		295	0.244	3.2		COMB14	2.064	3.2	0
62	VX		435	4.01	OK!!		COMB14	4.62	OK!!	0
63	VX	VT207	15	4.535	OK!!		COMB14	2.46	3.2	0
63	VX		155	0.545	3.2		COMB14	1.829	3.2	0
63	VX		295	0.709	3.2		COMB14	1.766	3.2	0
63	VX		435	4.62	OK!!		COMB14	2.252	3.2	0
64	VX	VT207	15	4.62	OK!!		COMB14	2.252	3.2	0
64	VX		155	0.709	3.2		COMB14	1.766	3.2	0
64	VX		295	0.545	3.2		COMB14	1.829	3.2	0
64	VX		435	4.535	OK!!		COMB14	2.46	3.2	0
65	VX	VT207	15	4.01	OK!!		COMB14	4.62	OK!!	0
65	VX		155	0.244	3.2		COMB14	2.064	3.2	0
65	VX		295	2.527	3.2		COMB14	2.08	3.2	0
65	VX		435	6.923	OK!!		COMB14	3.028	3.2	0
66	VY	VT201	200	7.575	OK!!		COMB14	3.963	3.9	0.042
66	VY		356.667	0	3.9		COMB14	5.524	OK!!	0
66	VY		513.333	1.147	3.9		COMB14	5.524	OK!!	0
66	VY		670	10.603	OK!!		COMB14	4.107	3.9	0.053

DISEÑO POR FLEXION Y CORTE DE VIGAS

VX	50	30
VY	60	30

ELEM	SECCION		TIPO	STATION	REFUERZO REQUERIDO				SHEAR	
	ID	ID			TOP	As min	COMBO	BOTTOM		As min
67	VY			30	12.026	OK!!		0	3.9	0.079
67	VY	VT202		248.333	0	3.9		5.527	OK!!	0
67	VY			466.667	0	3.9		5.524	OK!!	0
67	VY			685	15.21	OK!!		0	3.9	0.094
68	VY			30	12.478	OK!!		0	3.9	0.081
68	VY	VT203		243.333	0	3.9		5.524	OK!!	0
68	VY			456.667	0	3.9		5.524	OK!!	0
68	VY			670	12.945	OK!!		0	3.9	0.084
69	VY			30	12.635	OK!!		0	3.9	0.082
69	VY	VT204		243.333	0	3.9		5.524	OK!!	0
69	VY			456.667	0	3.9		5.524	OK!!	0
69	VY			670	12.729	OK!!		0	3.9	0.083
70	VY			200	7.602	OK!!		3.906	3.9	0.042
70	VY	VT205		356.667	0	3.9		5.524	OK!!	0
70	VY			513.333	1.121	3.9		5.524	OK!!	0
70	VY			670	10.52	OK!!		4.123	3.9	0.053
71	VX			15	5.467	OK!!		6.361	OK!!	0
71	VX	VT208		93.333	2.599	3.2		3.82	OK!!	0
71	VX			171.667	1.109	3.2		1.675	3.2	0
71	VX			250	5.055	OK!!		4.62	OK!!	0.004
72	VX			200	5.452	OK!!		4.62	OK!!	0.004
72	VX	VT208		278.333	1.564	3.2		1.69	3.2	0
72	VX			356.667	2.091	3.2		3.379	3.2	0
72	VX			435	4.753	OK!!		6.034	OK!!	0

DISEÑO POR FLEXION Y CORTE DE VIGAS

VX	50	30
VY	60	30

ELEM	SECCION		TIPO	STATION		REFUERZO REQUERIDO					
	ID			ID		TOP	As min	COMBO	BOTTOM	As min	SHEAR
73	VX		VT208	15		3.906	OK!!	COMB14	1.926	3.2	0
73	VX			155		0.168	3.2	COMB14	1.544	3.2	0
73	VX			295		0.813	3.2	COMB14	1.991	3.2	0
73	VX			435		4.62	OK!!	COMB14	2.261	3.2	0
74	VX		VT208	15		4.62	OK!!	COMB14	2.663	3.2	0
74	VX			155		0.543	3.2	COMB14	1.727	3.2	0
74	VX			295		1.102	3.2	COMB14	2.268	3.2	0
74	VX			435		4.62	OK!!	COMB14	3.156	3.2	0
90	VX		VT306	15		4.62	OK!!	COMB14	3.273	3.2	0
90	VX			155		1.217	3.2	COMB14	2.32	3.2	0
90	VX			295		0.541	3.2	COMB14	1.786	3.2	0
90	VX			435		4.62	OK!!	COMB14	2.868	3.2	0
91	VX		VT306	15		4.62	OK!!	COMB14	2.578	3.2	0
91	VX			155		0.876	3.2	COMB14	2.105	3.2	0
91	VX			295		0.273	3.2	COMB14	1.685	3.2	0
91	VX			435		4.229	OK!!	COMB14	2.258	3.2	0
92	VX		VT306	15		4.773	OK!!	COMB14	6.669	OK!!	0
92	VX			93.333		2.102	3.2	COMB14	3.727	OK!!	0
92	VX			171.667		1.658	3.2	COMB14	1.676	3.2	0.002
92	VX			250		5.881	OK!!	COMB14	4.62	OK!!	0.01
93	VX		VT306	200		5.375	OK!!	COMB14	4.62	OK!!	0.009
93	VX			278.333		1.119	3.2	COMB14	1.636	3.2	7.29E-04
93	VX			356.667		2.756	3.2	COMB14	4.2	OK!!	0
93	VX			435		5.69	OK!!	COMB14	6.982	OK!!	0

DISEÑO POR FLEXION Y CORTE DE VIGAS

VX	50	30
VY	60	30

ELEM	SECCION	TIPO	STATION	REFUERZO REQUERIDO					
				ID	TOP	As min	COMBO	BOTTOM	As min
94	VY	VT301	30	10.637	OK!!	COMB14	4.495	OK!!	0.053
94	VY		186.667	1.253	3.9	COMB14	5.524	OK!!	0
94	VY		343.333	0	3.9	COMB14	5.524	OK!!	0
94	VY		500	7.833	OK!!	COMB14	4.042	3.9	0.044
95	VY	VT302	30	13.096	OK!!	COMB14	0	3.9	0.084
95	VY		243.333	0	3.9	COMB14	5.524	OK!!	0
95	VY		456.667	0	3.9	COMB14	5.524	OK!!	0
95	VY		670	12.609	OK!!	COMB14	0	3.9	0.081
96	VY	VT303	30	13.39	OK!!	COMB14	0	3.9	0.085
96	VY		243.333	0	3.9	COMB14	5.524	OK!!	0
96	VY		456.667	0	3.9	COMB14	5.524	OK!!	0
96	VY		670	12.377	OK!!	COMB14	0	3.9	0.08
97	VY	VT304	15	15.862	OK!!	COMB14	0	3.9	0.096
97	VY		233.333	0.047	3.9	COMB14	5.524	OK!!	0
97	VY		451.667	0	3.9	COMB14	5.653	OK!!	0
97	VY		670	11.791	OK!!	COMB14	0.166	3.9	0.077
98	VY	VT305	30	10.745	OK!!	COMB14	4.474	OK!!	0.054
98	VY		186.667	1.287	3.9	COMB14	5.524	OK!!	0
98	VY		343.333	0	3.9	COMB14	5.524	OK!!	0
98	VY		500	7.798	OK!!	COMB14	4.114	3.9	0.044
99	VX	VT307	15	7.693	OK!!	COMB14	2.907	3.2	0
99	VX		155	2.888	3.2	COMB14	1.976	3.2	0
99	VX		295	0.208	3.2	COMB14	2.256	3.2	0
99	VX		435	3.747	OK!!	COMB14	4.62	OK!!	0

DISEÑO POR FLEXION Y CORTE DE VIGAS

VX	50	30
VY	60	30

ELEM	SECCION		TIPO	STATION	REFUERZO REQUERIDO				SHEAR	
	ID	ID			TOP	As min	COMBO	BOTTOM		As min
100	VX		VT307	15	4.62	OK!!		2.703	3.2	0
100	VX			155	0.59	3.2		1.931	3.2	0
100	VX			295	0.764	3.2		1.851	3.2	0
100	VX			435	4.62	OK!!		2.46	3.2	0
101	VX		VT307	15	4.62	OK!!		2.46	3.2	0
101	VX			155	0.764	3.2		1.851	3.2	0
101	VX			295	0.59	3.2		1.931	3.2	0
101	VX			435	4.62	OK!!		2.703	3.2	0
102	VX		VT307	15	3.747	OK!!		4.62	OK!!	0
102	VX			155	0.208	3.2		2.256	3.2	0
102	VX			295	2.888	3.2		1.976	3.2	0
102	VX			435	7.693	OK!!		2.907	3.2	0
103	VY		VT301	200	7.798	OK!!		4.114	3.9	0.044
103	VY			356.667	0	3.9		5.524	OK!!	0
103	VY			513.333	1.287	3.9		5.524	OK!!	0
103	VY			670	10.745	OK!!		4.474	OK!!	0.054
104	VY		VT302	30	11.791	OK!!		0.166	3.9	0.077
104	VY			248.33	0	3.9		5.653	OK!!	0
104	VY			466.67	0.047	3.9		5.524	OK!!	0
104	VY			685	15.862	OK!!		0	3.9	0.096
105	VY		VT303	30	12.377	OK!!		0	3.9	0.08
105	VY			243.333	0	3.9		5.524	OK!!	0
105	VY			456.667	0	3.9		5.524	OK!!	0
105	VY			670	13.39	OK!!		0	3.9	0.085

DISEÑO POR FLEXION Y CORTE DE VIGAS

VX	50	30
VY	60	30

ELEM	SECCION		TIPO	STATION		REFUERZO REQUERIDO					
	ID			ID	TOP	As min	COMBO	BOTTOM	As min	SHEAR	
106	VY		VT304	30	12.609	OK!!	COMB14	0	3.9	0.081	
106	VY			243.333	0	3.9	COMB14	5.524	OK!!	0	
106	VY			456.667	0	3.9	COMB14	5.524	OK!!	0	
106	VY			670	13.096	OK!!	COMB14	0	3.9	0.084	
107	VY		VT305	200	7.833	OK!!	COMB14	4.042	3.9	0.044	
107	VY			356.667	0	3.9	COMB14	5.524	OK!!	0	
107	VY			513.333	1.253	3.9	COMB14	5.524	OK!!	0	
107	VY			670	10.637	OK!!	COMB14	4.495	OK!!	0.053	
108	VX		VT308	15	5.69	OK!!	COMB14	6.982	OK!!	0	
108	VX			93.333	2.756	3.2	COMB14	4.2	OK!!	0	
108	VX			171.667	1.119	3.2	COMB14	1.636	3.2	7.29E-04	
108	VX			250	5.375	OK!!	COMB14	4.62	OK!!	0.009	
109	VX		VT308	200	5.881	OK!!	COMB14	4.62	OK!!	0.01	
109	VX			278.333	1.658	3.2	COMB14	1.676	3.2	0.002	
109	VX			356.667	2.102	3.2	COMB14	3.727	OK!!	0	
109	VX			435	4.773	OK!!	COMB14	6.669	OK!!	0	
110	VX		VT308	15	4.229	OK!!	COMB14	2.258	3.2	0	
110	VX			155	0.273	3.2	COMB14	1.685	3.2	0	
110	VX			295	0.876	3.2	COMB14	2.105	3.2	0	
110	VX			435	4.62	OK!!	COMB14	2.578	3.2	0	
111	VX		VT308	15	4.62	OK!!	COMB14	2.868	3.2	0	
111	VX			155	0.541	3.2	COMB14	1.786	3.2	0	
111	VX			295	1.217	3.2	COMB14	2.32	3.2	0	
111	VX			435	4.62	OK!!	COMB14	3.273	3.2	0	

DISEÑO POR FLEXION Y CORTE DE VIGAS

VX	50	30
VY	60	30

ELEM	SECCION		TIPO	STATION	REFUERZO REQUERIDO						
	ID				TOP	As min	COMBO	BOTTOM	As min	SHEAR	
127	VX		VT406	15	3.62	OK!!			2.063	3.2	0
127	VX			155	0.603	3.2			1.782	3.2	0
127	VX			295	0.132	3.2			1.16	3.2	0
127	VX			435	3.339	3.2			1.355	3.2	0
128	VX		VT406	15	3.165	3.2			0.999	3.2	0
128	VX			155	0.453	3.2			1.579	3.2	0
128	VX			295	0	3.2			1.161	3.2	0
128	VX			435	1.536	3.2			0.726	3.2	0
129	VX		VT406	15	4.113	OK!!			4.62	OK!!	0
129	VX			93.333	0.901	3.2			2.012	3.2	0
129	VX			171.667	2.308	3.2			1.906	3.2	0
129	VX			250	5.503	OK!!			4.459	OK!!	0
130	VX		VT406	200	4.901	OK!!			4.62	OK!!	0
130	VX			278.333	1.846	3.2			2.016	3.2	0
130	VX			356.667	1.115	3.2			2.184	3.2	0
130	VX			435	4.573	OK!!			4.62	OK!!	0
131	VY		VT401	30	6.797	OK!!			3.885	3.9	0.014
131	VY			186.667	0.292	3.9			5.096	OK!!	0
131	VY			343.333	0.056	3.9			4.671	OK!!	0
131	VY			500	6.694	OK!!			3.444	3.9	0.015
132	VY		VT402	30	8.264	OK!!			0	3.9	0.032
132	VY			243.333	0	3.9			5.524	OK!!	0
132	VY			456.667	0	3.9			5.213	OK!!	0
132	VY			670	8.586	OK!!			0	3.9	0.034

DISEÑO POR FLEXION Y CORTE DE VIGAS

VX	50	30
VY	60	30

ELEM	SECCION		TIPO	STATION		REFUERZO REQUERIDO					
	ID	ID		ID	ID	TOP	As min	COMBO	BOTTOM	As min	SHEAR
133	VY		VT403	30		8.469	OK!!	COMB14	0	3.9	0.033
133	VY			243.333	0		3.9	COMB14	5.524	OK!!	0
133	VY			456.667	0		3.9	COMB14	5.243	OK!!	0
133	VY			670	8.523	OK!!		COMB14	0	3.9	0.034
134	VY		VT404	15		10.681	OK!!	COMB14	0	3.9	0.042
134	VY			233.333	0		3.9	COMB14	4.976	OK!!	0
134	VY			451.667	0		3.9	COMB14	5.524	OK!!	0
134	VY			670	8.008	OK!!		COMB14	0	3.9	0.03
135	VY		VT405	30		6.895	OK!!	COMB14	3.869	3.9	0.014
135	VY			186.667	0.324	3.9	COMB14	5.077	OK!!	0	
135	VY			343.333	0.051	3.9	COMB14	4.697	OK!!	0	
135	VY			500	6.662	OK!!		COMB14	3.518	3.9	0.015
136	VX		VT407	15		6.102	OK!!	COMB14	1.941	3.2	0
136	VX			155	2.413	3.2	COMB14	1.625	3.2	0	
136	VX			295	0	3.2	COMB14	1.51	3.2	0	
136	VX			435	2.206	3.2	COMB14	4.004	OK!!	0	
137	VX		VT407	15		2.351	3.2	COMB14	1.514	3.2	0
137	VX			155	0	3.2	COMB14	1.426	3.2	0	
137	VX			295	0.304	3.2	COMB14	1.221	3.2	0	
137	VX			435	3.381	3.2	COMB14	0.929	3.2	0	
138	VX		VT407	15		3.381	3.2	COMB14	0.929	3.2	0
138	VX			155	0.304	3.2	COMB14	1.221	3.2	0	
138	VX			295	0	3.2	COMB14	1.426	3.2	0	
138	VX			435	2.351	3.2	COMB14	1.514	3.2	0	

DISEÑO POR FLEXION Y CORTE DE VIGAS

VX	50	30
VY	60	30

ELEM	SECCION		TIPO	STATION		REFUERZO REQUERIDO					
	ID			ID	TOP	As min	COMBO	BOTTOM	As min	SHEAR	
139	VX		VT407	15	2.206	3.2	COMB14	4.004	OK!!	0	
139	VX			155	0	3.2	COMB14	1.51	3.2	0	
139	VX			295	2.413	3.2	COMB14	1.625	3.2	0	
139	VX			435	6.102	OK!!	COMB14	1.941	3.2	0	
140	VY		VT401	200	6.662	OK!!	COMB14	3.518	3.9	0.015	
140	VY			356.667	0.051	3.9	COMB14	4.697	OK!!	0	
140	VY			513.333	0.324	3.9	COMB14	5.077	OK!!	0	
140	VY			670	6.895	OK!!	COMB14	3.869	3.9	0.014	
141	VY		VT402	30	8.008	OK!!	COMB14	0	3.9	0.03	
141	VY			248.333	0	3.9	COMB14	5.524	OK!!	0	
141	VY			466.667	0	3.9	COMB14	4.976	OK!!	0	
141	VY			685	10.681	OK!!	COMB14	0	3.9	0.042	
142	VY		VT403	30	8.523	OK!!	COMB14	0	3.9	0.034	
142	VY			243.333	0	3.9	COMB14	5.243	OK!!	0	
142	VY			456.667	0	3.9	COMB14	5.524	OK!!	0	
142	VY			670	8.469	OK!!	COMB14	0	3.9	0.033	
143	VY		VT404	30	8.586	OK!!	COMB14	0	3.9	0.034	
143	VY			243.333	0	3.9	COMB14	5.213	OK!!	0	
143	VY			456.667	0	3.9	COMB14	5.524	OK!!	0	
143	VY			670	8.264	OK!!	COMB14	0	3.9	0.032	

DISEÑO POR FLEXION Y CORTE DE VIGAS

VX	50	30
VY	60	30

ELEM	SECCION		TIPO	STATION	REFUERZO REQUERIDO					
	ID				TOP	As min	COMBO	BOTTOM	As min	SHEAR
144	VY		VT405	200	6.694	OK!!	3.444	3.9	0.015	
144	VY			356.667	0.056	3.9	4.671	OK!!	0	
144	VY			513.333	0.292	3.9	5.096	OK!!	0	
144	VY			670	6.797	OK!!	3.885	3.9	0.014	
145	VX		VT408	15	4.573	OK!!	4.62	OK!!	0	
145	VX			93.333	1.115	3.2	2.184	3.2	0	
145	VX			171.667	1.846	3.2	2.016	3.2	0	
145	VX			250	4.901	OK!!	4.62	OK!!	0	
146	VX		VT408	200	5.503	OK!!	4.459	OK!!	0	
146	VX			278.333	2.308	3.2	1.906	3.2	0	
146	VX			356.667	0.901	3.2	2.012	3.2	0	
146	VX			435	4.113	OK!!	4.62	OK!!	0	
147	VX		VT408	15	1.536	3.2	0.726	3.2	0	
147	VX			155	0	3.2	1.161	3.2	0	
147	VX			295	0.453	3.2	1.579	3.2	0	
147	VX			435	3.165	3.2	0.999	3.2	0	
148	VX		VT408	15	3.339	3.2	1.355	3.2	0	
148	VX			155	0.132	3.2	1.16	3.2	0	
148	VX			295	0.603	3.2	1.782	3.2	0	
148	VX			435	3.62	OK!!	2.063	3.2	0	

5.4 DISEÑO DE COLUMNAS

A continuación se dan algunas recomendaciones a tomar en cuenta en el diseño de las columnas:

- Elegir dimensiones adecuadas de tal manera de no requerirse cuantías superiores al 4% serán mas económicas y mas fáciles de construir.
- Armar las columnas tratando de usar un numero de barras en base al cual se disponga de una configuración de estribos uniforme en toda la altura donde se mantiene la sección.
- Tratar de elegir diámetros de barras que no sean muy diferentes aun cuando se pueden combinar varillas diferentes dentro de una misma sección.
- Realizar el diseño de una columna teniendo presente la semejanza que esta puede tener con el de otra columna de la misma edificación; es común encontrar columnas que con solamente observar la planta de la edificación se puede deducir que tendrán un diseño igual, y también es común que los números indiquen a veces resultados ligeramente diferentes, siendo importante que el diseñador no pierda la idea del conjunto estructural que esta proyectando, y que haga predominar el criterio ingenieril frente a un numero aparentemente exacto.

Estudio de una sección sometida a Compresion y Flexión Biaxial

Cuando se tiene una carga axial actuando en un punto, tal que se produzcan simultáneamente excentricidades en las dos direcciones de la columna, el problema del diseño es complejo, pues aun cuando se puede seguir trabajando con un bloque rectangular equivalente de compresiones, la posición del eje neutro no es simple de determinar pues la inclinación de este no es perpendicular a la excentricidad resultante.

Cuando la flexión es solo en un eje, ya se ha visto que es simple el procedimiento de construir un diagrama de interacción, variando la ubicación del eje neutro, pero siempre considerando que este era perpendicular a la excentricidad actuante. Sin embargo, en el caso de la flexión Biaxial, se debe tantear la inclinación del eje neutro y su distancia por lo que los procedimientos de calculo son largos y deben hacerse mediante procesos iterativos engorrosos. Actualmente con el auxilio de computadoras es factible la resolución de estos problemas y existen una serie de programas.

Suponiendo arbitrariamente una inclinación del eje neutro, su posición y una determinada distribución de refuerzo se puede plantear el equilibrio de la sección y tomar momentos en X y en Y, obteniéndose para esa condición un valor de P_u , M_{ux} y M_{uy} . Si este proceso se repite se podrá construir un diagrama de interacción que en realidad será espacial.

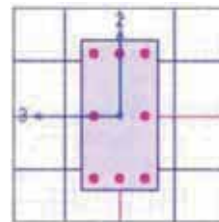
➤ **Procedimiento de Diseño :**

En el Anexo C se presenta el refuerzo requerido por las columnas (resultados obtenidos con el programa SAP 2000), tanto longitudinalmente como transversalmente . A diferencia de las vigas, para el diseño de las columnas ya no se trabajan con los resultados de la Envolvente, se considero las 13 combinaciones de carga (carga muerta , carga viva y cargas de sismo)

En cada una de las columnas se da un estado de flexocompresión biaxial, ya que están sujetas a cargas axiales y momentos flectores actuantes tanto en dirección X como en dirección Y. El programa muestra un diagrama de interacción espacial, con sus respectivos valores .

▪ *Refuerzo Longitudinal*

El refuerzo se distribuirá en las 4 caras de la columna



A continuación se da un Cuadro Resumen del Refuerzo longitudinal .

TIPO DE COLUMNA	SECCION	AREA ACERO (cm2)	No BARRAS
C1	30x60	18.00	6 ϕ 5/8" + 2 ϕ 3/4"
C2	30x60	23.94	8 ϕ 3/4"
C4	30x60	18.00	6 ϕ 5/8" + 2 ϕ 3/4"
C4'	30x60	43.90	8 ϕ 1"

Solo existe una columna C4 ' que es la mas esforzada y que se encuentra exacta en el centro, la interseccion de los porticos B y 3.

▪ *Refuerzo Transversal :*

En el siguiente cuadro se muestra los valores del cortante, tanto del actuante (V_u) como del asumido por el concreto (V_c) :

Nivel	V_u (Tn)	V_c (Tn)
C1	8.170	11.178
C2	9.380	11.599
C4	6.846	11.503
C4'	0.000	19.670

Se observa que las exigencias de diseño por corte en las columnas son mínimas, ello indica que sólo la resistencia al corte del concreto es capaz de resistir los efectos de las fuerzas cortantes actuantes, es decir restringir el crecimiento del agrietamiento inclinado, garantizando la ductilidad

del sistema y a su vez brindando una mayor capacidad de carga al elemento. Esta acción en que las exigencias de diseño por corte son mínimas en las columnas, se debe a que los elementos verticales que absorben en mayor proporción las fuerzas de corte son las placas, mucho más que lo que toman las columnas.

Se deberá cumplir entonces con los mínimos requerimientos:

- Se colocaran estribos cerrados en ambos extremos del elemento sobre una longitud de confinamiento "lo", medida desde la cara del nudo, que no sea menor que:

Un sexto de la luz libre = $2.80 / 6 = 47$ cm

La máxima dimensión de la sección transversal = 60 cm
45 cm

→ La zona de confinamiento será : lo = 60cm

- Los estribos que se encuentren en la longitud de confinamiento tendrán un espaciamiento que no debe exceder del menor de los siguientes valores, a menos que las exigencias de diseño por esfuerzo cortante sean mayores:

La mitad de la dimensión más pequeña de la sección transversal = $30 / 2 = 15$ cm
10 cm

→ El espaciamiento dentro de la zona de confinamiento será : s = 10cm

- El espaciamiento del refuerzo transversal fuera de la zona de confinamiento, no deberá exceder de :

16 veces el diámetro de la barra longitudinal = 25 cm

la menor dimensión del elemento = 30 cm

30 cm.

→ por lo tanto s' = 25cm

entonces usamos:

□ Ø 3/8" : 1 @ 0.05, 5 @ 0.10, r @ 0.25 c/lado

- ♦ El espaciamiento dentro del nudo estará dado por :

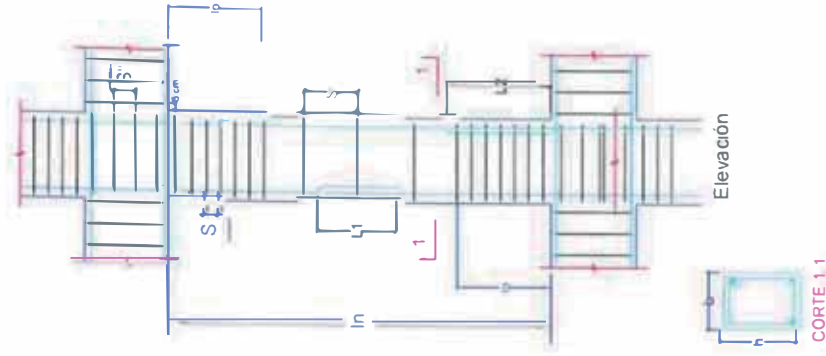
$$s \leq \frac{A_v f_y}{7b} \leq 15 \text{ cm} \quad \text{donde: } b = \text{ancho del nudo}$$

$$s \leq \frac{1.42 \times 4200}{7 \times 30} = 28.4 \text{ cm}$$

Entonces, en el nudo usamos estribos cada 15 cm.

Secciones Transversales de las Columnas

TIPO NIVEL	C-1	C-2	C-4	C-4'
1°-4° NIVEL				
1°-4° NIVEL	6x3/8" + 2x3/4"	6x3/4"	6x5/8" + 2x3/4"	8x1"
Refuerzo	□ #3/8"; 10.05.50.10, R0.25	□ #3/8"; 10.05.50.10, R0.25	□ #3/8"; 10.05.50.10, R0.25	□ #3/8"; 10.05.50.10, R0.25
Estribos	□ #3/8"; 10.05.50.10, R0.25	□ #3/8"; 10.05.50.10, R0.25	□ #3/8"; 10.05.50.10, R0.25	□ #3/8"; 10.05.50.10, R0.25



CONFINAMIENTO

- a) Zona de Confinamiento (lo):
 - Mayor de los siguientes valores
 - $l_n/6$
 - Mayor de (h,b)
 - 45 cm.
- b) Espaciamiento dentro de lo;(S)
 - (Menor de los siguientes valores)
 - Mínimo (h/2,b/2)
 - 10 cm.
- c) Espaciamiento fuera de lo;(S)
 - (Menor de los siguientes valores)
 - $16 \phi_b$
 - Mínimo (h,b)
 - 30 cm.
- d) Espaciamiento dentro del nudo; (S*)
 - 15 cm.

Valores de L1 y L2

φ	L1	L2
3/8"	0.40	0.45
1/2"	0.40	0.50
5/8"	0.45	0.60
3/4"	0.55	0.75

CUADRO DE LONGITUDES DE ANCLAJE (La) Y EMPALME (Le)				
φ	VICAS Y LOSAS		COLUMNAS Y MUROS	
	La (m)	Le (m)	La (m)	Le (m)
3/8"	0.35	0.40	0.30	0.30
1/2"	0.45	0.55	0.35	0.40
5/8"	0.55	0.70	0.40	0.50
3/4"	0.75	0.95	0.45	0.60
1"	1.20	1.30	0.60	0.80

LONGITUD DE TRASLAPE EN COLUMNAS

5.5 DISEÑO DE PLACAS

Denominados comúnmente muros de corte debido a que la carga lateral de un edificio, producida por viento o sismo, se transfiere por cortante horizontal a estos elementos y por que dada su rigidez absorben una buena parte de la fuerza sísmica total.

Dada la gran rigidez lateral de los muros de cortante en relación con la rigidez lateral de las columnas, estos elementos absorben grandes cortantes que a su vez producen grandes momentos, concentrándose los mayores valores en los pisos bajos.

En el diseño de muros la condición crítica siempre será la combinación que incluye sismo, puyes este hace que tenga gran cortante y grandes momentos.

En los muros usados en las edificaciones, generalmente los esfuerzos de compresion son bajos dado la gran sección de estos, lo cual conlleva a que en el diagrama de interacción se ubique en el punto que indique el par (Pu,Mu) actuante, por debajo del punto que denota la falla balanceada (Pu<Pb).

Es usual considerar en el diseño, un acero principal concentrado en los extremos y un acero de menor área repartido a lo largo del alma. Dado los esfuerzos elevados que se obtienen en los extremos y con el fin de proveer ductilidad en los núcleos comprimidos (o traccionados) de los extremos, se considera el confinamiento de estos núcleos con refuerzo transversal a manera de columnas.

◆ Diseño por Compresion

El diseño de muros de concreto armado sometidos a compresión puede efectuarse a través de dos métodos: el método empírico y el método general de diseño.

El método empírico, consiste en determinar la resistencia a la compresión del muro a través de la siguiente fórmula:

$$\Phi P_{nw} = 0.55 \Phi * f_c * A_g \left(1 - \left(\frac{k * L_c}{32 * t} \right)^2 \right) \dots\dots\dots(\alpha)$$

Donde :

- $\Phi = 0.70$ Factor de reducción de resistencia
- $k = 2.0$ Factor de altura efectiva. (muros con apoyos que admite desplazamiento relativo)
- L_c Distancia vertical entre apoyos (cm.)
- A_g Área de la sección transversal del muro (cm²)



Sección del muro (cm.)

$f'c = 210 \text{ kg-cm.}$

Método general de diseño de muros, si la carga axial se ubica fuera del tercio central, parte de su sección estará sometida a tracción y por lo tanto, se diseña siguiendo los criterios del diseño de columna.

♦ **Diseño por Flexión :**

Los muros con esfuerzos de flexión debido a la acción de fuerzas coplanares deberán diseñarse de acuerdo a lo siguiente :

- 1.- Muros esbeltos, cuando $H/L \geq 1$
 Serán aplicables los lineamientos generales establecidos para el diseño de elementos en flexo compresión. El refuerzo vertical se distribuirá a lo largo del muro, debiéndose concentrar mayor refuerzo en los extremos.
- 2.- Muros poco esbeltos, cuando $H/L < 1$
 Usualmente estos muros tienen carga axial no significativa, y la distribución de esfuerzos no cumple con los lineamientos establecidos para flexión y/o flexo-compresión. El diseño de estos muros es semejante al diseño de vigas pared.

♦ **Diseño por Fuerza Cortante :**

Los muros con esfuerzos de corte debido a la acción de fuerzas coplanares se diseñarán considerando :

$$V_u \leq \phi V_n$$

$$V_n = V_c + V_s$$

Donde : $V_n < 2.7 \sqrt{f'c} * t * d$ $d = 0.8 * L$

Resistencia al corte del concreto:

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

Para cálculos mas detallados considerar el menor valor de las siguientes expresiones:

$$V_c = 0.85 \sqrt{f'c} * t * d + \frac{N_u * d}{4 * L} \dots\dots\dots(\beta)$$

$$V_c = (0.15 \sqrt{f'c} + L \left(\frac{0.3 \sqrt{f'c} + 0.2 N_u / L}{M_u / V_u - L / 2} \right)) t * d \dots\dots\dots(\chi)$$

Si $(M_u / V_u - L / 2)$ es negativo no deberá usarse esta última ecuación.

Refuerzo horizontal por corte :

Cuando $V_u > \phi V_c$, deberá colocarse refuerzo horizontal por corte.

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

Donde :

A_{vh} : Área de refuerzo horizontal por corte en una franja de muro de longitud s_2

La cuantía ρ_h del refuerzo horizontal por corte será : $\rho_h \geq 0.0025$

El espaciamiento del refuerzo horizontal será el menor de : del refuerzo $L/5, 3t, 45\text{cm}$.

Refuerzo vertical por corte

La cuantía ρ_v del refuerzo vertical por corte será mayor o igual a :

$$\rho_v = (0.0025 + 0.5(2.5 - H/L) (\rho_h - 0.0025)) \geq 0.0025 \dots \dots \dots (\epsilon)$$

Pero no necesitará ser mayor que el refuerzo horizontal requerido.

El espaciamiento del refuerzo vertical será el menor de : $L/3, 3t, 45\text{cm}$.

Cuando se tengan muros con espesores mayores a 25 cm. el refuerzo por corte horizontal y vertical tendrá que distribuirse en dos caras.

◆ **Procedimiento de Diseño :**

Se diseñara las placas ubicadas en ambos ejes, las dimensiones son las siguientes :

- Muro en el eje X $L = 3.50 \text{ m}$ (Pórtico A)
- Muro en el eje Y $L = 3.50 \text{ m}$ (Pórtico 1)

Tipo de muro

- Altura total del muro $H = 13.00 \text{ m}$.
- Longitud $L = 3.50 \text{ m}$.

Luego: $H / L > 1$ Muro Esbelto

De los datos arrojados por el programa tenemos los siguientes :

Pórtico Secundario A				
Sección 0.30 x 3.50				
Nivel de Muro	Combinac.	Pu Tn	Mr Tn-m	Corte Tn
1	14	182.36	615.63	93.92

Pórtico Primario 1				
Sección 0.30 x 3.50				
Nivel de Muro	Combinac.	Pu Tn	Mr Tn-m	Corte Tn
1	14	285.84	572.74	90.38

➤ **Diseño por Compresion**

Dirección X :

Aplicamos la expresión :

$$\Phi P_{nw} = 0.55 \Phi * f_c * A_g \left(1 - \left(\frac{k * L_c}{32 * t} \right)^2 \right)$$

Donde :

$$\Phi = 0.70$$

$$k = 1.0$$

$$L_c = 370 \text{ cm} \quad \text{Distancia vertical entre apoyos.}$$

$$A_g = 30 \times 350 = 10500 \text{ cm}^2 \quad \text{Área de la sección transversal del muro.}$$

$$f_c = 210 \text{ kg/cm}^2$$

$$\rightarrow \Phi P_{nw} = 722.82 \text{ Tn.}$$

De los datos arrojados por el programa tenemos :

$$P_u = 182.36 \text{ Tn.}$$

Luego : $\Phi P_{nw} \gg P_u$

El muro no requiere refuerzo por compresión.

Dirección Y

Con los mismos datos anteriores , aplicando la expresión (α) y tenemos :

$$\Phi P_{nw} = 722.82 \text{ Tn.}$$

$$P_u = 285.84 \text{ Tn.}$$

Luego : $\Phi P_{nw} \gg P_u$

El muro no requiere refuerzo por compresión.

➤ **Diseño por Flexión**

Dirección X

El peralte efectivo se estima como: $d = 0.80 \times 3.50 = 2.80 \text{ m}$

$$M_u = 615.63 \text{ Tn-m}$$

$$b = 0.30 \text{ m}$$

Como es un muro esbelto , usamos la expresión :

$$M_u = \phi f_c \cdot b \cdot d^2 \cdot w (1 - 0.59w)$$

donde

$$b = 30 \text{ cm}$$

reemplazando valores en la expresion anterior tenemos :

$$w = \rho f_y / f'_c = 0.15215$$

$$\rightarrow \rho = 0.07607$$

$$A_s = 63.90 \text{ cm}^2$$

USAR : 14 Ø 1" @ extremo del muro

Dirección Y

El peralte efectivo se estima como: $d = 0.80 \times 3.50 = 2.80 \text{ m}$

$$M_u = 572.74 \text{ Tn}$$

$$b = 0.30 \text{ m}$$

de la formula anterior de flexión

$$A_s = 59.00 \text{ cm}^2, \quad \rho = 0.7 \%$$

USAR : 12 Ø 1" @ extremo del muro

➤ **Diseño por Corte :**

Dirección X :

Verificamos que la fuerza cortante en el elemento no sea mayor que la máxima permitida.

$$V_{\max} = 2.7 \sqrt{210} \times 30 \times (0.8 \times 350) = 328.66 \text{ Tn}$$

$$V_u / \Phi = 93.92 / 0.85 = 110.491 \text{ Tn} < V_{\max}$$

Resistencia al corte aportada por el concreto

$$V_c = 0.88 \sqrt{210} \times 30 \times 280 + \frac{1823600 \times 280}{4 \times 350} = 143.592 \text{ Tn}$$

$$V_c = (0.16 \sqrt{210} + 350 \left(\frac{0.33 \sqrt{210} + 0.2 \times 182360 / (350 \times 30)}{615630 \times 100} \right) \frac{350}{93920} \frac{2}{2}) \times 30 \times 280 = 69.99 \text{ Tn}$$

Consideramos la resistencia al corte más desfavorable:

$$V_c = 69.99 \text{ Tn.}$$

La resistencia al corte que debe ser aportada por el acero es:

$$V_s = V_n - V_c = 93.92 / 0.60 - 69.99 = 86.54 \text{ Tn}$$

Para el refuerzo horizontal requerido usaremos $\phi 3 / 8"$, el espaciamiento esta dado por:

$$s = \frac{A_v f_y d}{V_s} = \frac{2 \times 0.71 \times 4.2 \times 280}{87} = 19.29 \text{ cm}$$

La cuantia provista es

$$\rho_{\text{provista}} = 1.42 / (19.29 \times 30) = 0.0024 < 0.0025$$

No cumple con la cuantía mínima, si reducimos el espaciamiento se puede cumplir con la cuantía mínima :

$$s = 18 \text{ cm} \rightarrow \rho_{\text{provista}} = 1.42 / (18 \times 30) = 0.00263 > 0.0025 \quad \text{OK!!!}$$

→ **2 Φ3/8" @ 0.18m** **Refuerzo horizontal requerido**

- Refuerzo vertical del muro se determina a través de las expresiones siguientes :

$$\begin{aligned} \rho_v &= 0.0025 + 0.5(2.5 - h_w/l_w) (\rho - 0.0025) \geq 0.0025 \\ &= 0.0025 + 0.5(2.5 - 13/3.70) (0.00263 - 0.0025) \geq 0.0025 \\ &= 0.00243 \end{aligned}$$

$$A_s = 0.0025 \times 100 \times 30 = 7.5 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

→ **2 Φ3/8" @ 0.18m** **Refuerzo vertical requerido**

Dirección Y :

Verificamos que la fuerza cortante en el elemento no sea mayor que la máxima permitida.

$$V_{\text{max.}} = 2.7 \sqrt{210} \times 30 \times (0.8 \times 350) = 328.66 \text{ Tn}$$

$$V_u / \Phi = 90.38 / 0.85 = 106.329 \text{ Tn} < V_{\text{max}}$$

Resistencia al corte aportada por el concreto

$$V_c = 0.88 \sqrt{210} \times 30 \times 280 + \frac{285840 \times 280}{4 \times 350} = 164.288 \text{ Tn}$$

$$V_c = (0.16 \sqrt{210} + 350 \left(\frac{0.33 \sqrt{210} + 0.2 \times 285840 / (350 \times 30)}{572740 \times 100} \right)) \times 30 \times 280 = 85.02 \text{ Tn}$$

Consideramos la resistencia al corte más desfavorable:

$$V_c = 85.02 \text{ Tn.}$$

La resistencia al corte que debe ser aportada por el acero es:

$$V_s = V_n - V_c = 90.38 / 0.60 - 85.02 = 65.61 \text{ Tn}$$

Para el refuerzo horizontal requerido usaremos $\phi 3 / 8"$, el espaciamiento esta dado por:

$$s = \frac{A_v f_y d}{V_s} = \frac{2 \times 0.71 \times 4.2 \times 280}{65.61} = 25.45 \text{ cm}$$

La cuantía provista es :

$$\rho_{\text{provista}} = 1.42 / (25.45 \times 30) = 0.001859 < 0.0025$$

No cumple con la cuantía mínima, si reducimos el espaciamiento se puede cumplir con la cuantía mínima

$$s = 15 \text{ cm} \rightarrow \rho_{\text{provista}} = 1.42 / (18 \times 30) = 0.00315 > 0.0025 \quad \text{OK!!!}$$

→ **2 Φ3/8" @ 0.15m** **Refuerzo horizontal requerido**

- Refuerzo vertical del muro se determina a través de las expresiones siguientes :

$$\begin{aligned} \rho_v &= 0.0025 + 0.5(2.5 - h_w/l_w) (\rho - 0.0025) \geq 0.0025 \\ &= 0.0025 + 0.5(2.5 - 13/3.70) (0.00315 - 0.0025) \geq 0.0025 \\ &= 0.0021706 \end{aligned}$$

$$A_s = 0.0025 \times 100 \times 30 = 7.5 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

→ **2 Φ3/8" @ 0.20m** **Refuerzo vertical requerido**

➤ **Columnas de Confinamiento :**

Se verifica la necesidad de los elementos de confinamiento, estos deben disponerse si el esfuerzo maximo de compresion en la fibra extrema es mayor de $0.2f'c$.

$$A_g = 30 \times 350 = 10500 \text{ cm}^2$$

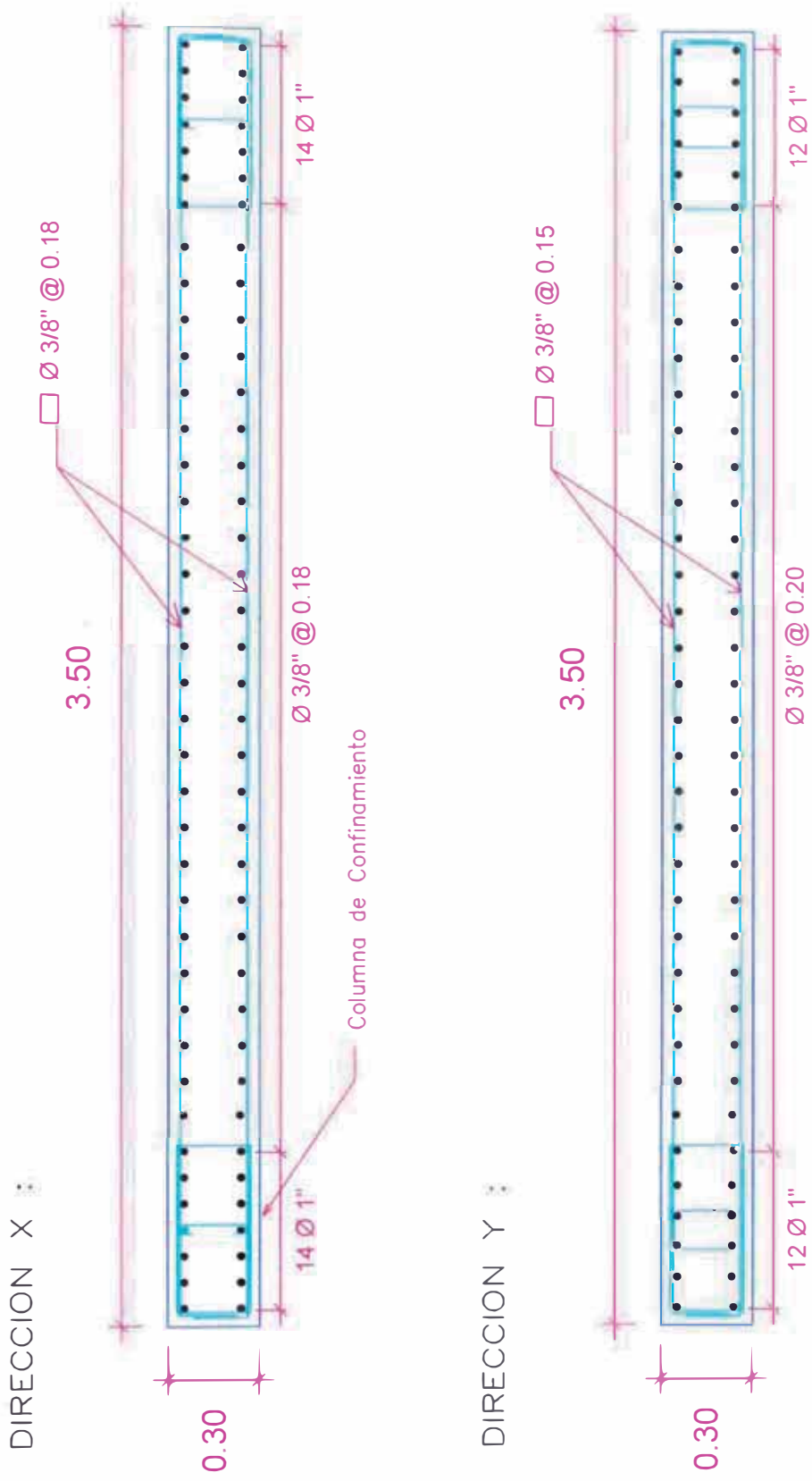
$$I = 30 \times 350^3 / 12 = 107187500$$

$$f'c = \frac{P_u}{A_g} + \frac{M_u l_w}{I g} = \frac{285840}{10500} + \frac{572740 \times 100 \times 350}{107187500} = 120.73 \text{ kg/cm}^2$$

$$f'c = 120.73 \text{ kg/cm}^2 \gg 0.20 f'c$$

Se concluye que se necesita elementos de confinamiento.

Secciones Transversales de las Placas



5.6 DISEÑO DE LA CIMENTACION

La cimentación estará conformada por zapatas de muro, zapatas conectadas y zapatas aisladas.

Las zapatas deberán dimensionarse para transmitir al suelo de cimentación una presión máxima que no exceda de la especificada en el estudio de mecánica de suelos.

Se considerarán para este fin las cargas y momentos, sin amplificar en la base de las columnas. Las solicitaciones que se transfieren al suelo se deberán verificar para las combinaciones de carga actuantes sobre la estructura. En el cálculo de las presiones de contacto entre las zapatas y el suelo no se deberán considerar las tracciones.

A menos que en el estudio de suelos no se permita, se podrá considerar un incremento del 33% en el valor de la presión admisible del suelo, en el cálculo de las presiones de contacto entre las zapatas y el suelo de cimentación para los estados de carga en los que intervenga sismo o viento.

◆ Consideraciones Generales para el diseño :

El diseño de cimentaciones en general involucra una serie de etapas las cuales se enumeran a continuación

1. Determinación de la presión neta del suelo y dimensionamiento de la zapata.
2. Determinación de la reacción amplificada del suelo.
3. Verificación del corte por flexion y por punzonamiento.
4. Cálculo del refuerzo por flexion o refuerzo longitudinal.
5. Verificación de la conexión columna-zapata o muro-zapata.

◆ Zapatas Aisladas

Las zapatas aisladas son losas rectangulares o cuadradas que sirven de apoyo a columnas. Son el tipo mas usual de cimentacion pues son las mas economicas. Si la cimentacion se ubica en el limite de propiedad, la excentricidad de las cargas aplicadas puede ser tan elevada que la capacidad portante del suelo es superada. En estos casos se hace uso de las zapatas conectadas o combinadas.

La zapata aislada que se dimensionara y diseñara sera la correspondiente a la **columna C4**, tenemos los siguientes datos :

C4 : 60 x 30

$P_D + P_L = 132.48 \text{ Tn}$

$P_S = 0$

$M_{SX} = 1.61 \text{ Tn-m}$

$M_{SY} = 4.78 \text{ Tn-m}$

$\gamma_t = 2100 \text{ kg/m}^3$

$q_s = 4.0 \text{ kg/cm}^2$

$f_c = 210 \text{ kg/cm}^2$, $f_y = 4200 \text{ kg / cm}^2$, para la columna y la zapata.

Asumimos :

$$S/C = 500 \text{ kg/m}^2.$$

▪ *Dimensionamiento de la zapata :*

El peralte de la zapata, en principio debe ser capaz de permitir el desarrollo del refuerzo en compresion de la columna. La longitud de anclaje en compresion de una varilla de ϕ 5/8" es :

$$L_{db} = 0.08 \times db \times \frac{f_y}{\sqrt{f'_c}} = 0.08 \times 1.59 \times 4200 / 14.5 = 36.84 \text{ cm}$$

$$L_{db} \geq 0.004 \times db \times f_y = 0.004 \times 1.59 \times 4200 = 26.71 \text{ cm}$$

Se considerara un peralte de $40 + 10 \cong 50 \text{ cm}$

La capacidad portante neta del terreno es :

$$\sigma_n = \sigma_t - \gamma_m hf - S/C = 40 - 1.7 \times 2 - 0.5 = 36.1 \text{ Tn/m}^2$$

El area requerida para que la reaccion del terreno no sobrepase la capacidad del suelo es :

$$A_{zap} = P / \sigma_n = (132.48) / 36.1 = 3.70 \text{ m}^2 \rightarrow 2 \times 2 \text{ m}^2$$

Para cumplir

$$lv_1 = lv_2 \rightarrow T = 2 + (0.60 - 0.30) / 2 = 2.15$$

$$S = 2 - (0.60 - 0.30) / 2 = 1.85$$

USAR : 2.20 X 1.90 m²

Verificamos :

$$\begin{aligned} \sigma_x &= \frac{P}{A} + \frac{Mxc}{I} \leq 1.3\sigma \\ &= \frac{132.48}{4.18} + \frac{1.61 \times 1.1}{1.26} \leq 46.93 \Rightarrow \text{CUMPLE !!!} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \sigma_y &= \frac{P}{A} + \frac{Myc}{I} \leq 1.3\sigma \\ &= \frac{132.48}{4.18} + \frac{4.78 \times 0.85}{1.69} \leq 46.93 \Rightarrow \text{CUMPLE !!!} \end{aligned}$$

▪ *Reaccion amplificada del suelo es :*

$$W_{UN} = Pu / A_{zap} = (208.80) / (2.2 \times 1.90) = 49.95 \text{ Tn/m}^2$$

▪ *Verificacion del Corte :*

La fuerza cortante ultima la tomamos de los resultados del SAP 2000

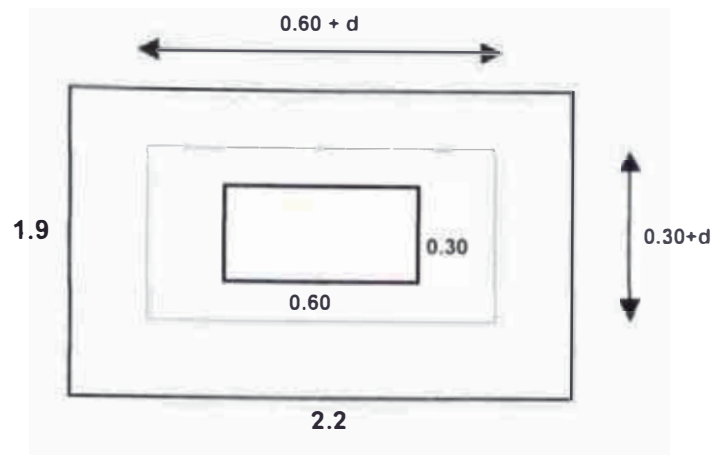
$$Vu = 3.39 \text{ Tn}$$

La resistencia del concreto al corte por flexion es

$$\phi Vc = 0.85 \times 0.53 \sqrt{f'_c} \times b \times d$$

$$\phi Vc = 0.85 \times 0.53 \times 14.5 \times 190 \times 40 = 49.6 \text{ Tn} > Vu \quad \text{OK!!}$$

Por Punzonamiento



Condición de diseño:

$$V_u / \phi = V_c$$

$$V_u / \phi = P_u - w_u (0.60+d) (0.30+d) \dots\dots\dots(1)$$

$$\beta = D_{\text{mayor}} / D_{\text{menor}} = 0.60 / 0.30 = 2.0$$

$$V_c = 1.06 \sqrt{f'_c} b_o d \dots\dots\dots(2)$$

Donde:

$$b_o = 2(0.60+d) + 2(0.30+d) = 1.8 + 4d^2$$

(1)=(2) :

$$208.80 - 49.95 (0.18 + 0.9d + d^2) = 0.58 \times 1.06 \times 210 \times 10 \times (1.8 + 4d^2)$$

$$d = 0.26 \text{ m.}$$

Usamos $h = 0.60\text{m}$ (por la longitud de anclaje)

• *Cálculo del refuerzo por flexion :*

$$M_u = (W_u \times S) l^2 / 2 = 49.95 \times 1.9 \times 0.8^2 / 2 = 30.37 \text{ Tn - m}$$

$$A_s = M_u / \phi f_y (d - a/2) = 30.37 \times 10^5 / (0.9 \times 4200 \times (0.9 \times 50)) = 17.85 \text{ cm}^2$$

$$a = A_s f_y / 0.85 f'_c b = 42.28 \times 4200 / 0.85 \times 210 \times 190 = 2.211 \text{ cm}$$

Iterando, tenemos

$$A_s = 16.43 \text{ cm}^2 \quad a = 2.03 \text{ cm}$$

Verificación A_{smin}

$$A_{smin} = \rho_{TEMP} b d = 0.0018 \times 190 \times 50 = 17.10 \text{ cm}^2$$

$$\text{USAR } 17.10 \text{ cm}^2 \rightarrow n = A_s / A_\phi = 17.10 / 1.27 = 14$$

$$s = 1.90 - 2r - \phi / (n-1) = 1.90 - 0.15 - 0.0127 / 13 = 0.134$$

USAR 14 ϕ 1/2" @ 0.15m

En Dirección Transversal

$$A_{st} = A_s \times 2.2 / 1.9 = 17.10 \times 2.2 / 1.9 = 19.8 \text{ cm}^2$$

$$n = 19.8 / 1.27 = 16$$

$$s = 2.2 - 2r - \phi / (n-1) = 2.2 - 0.15 - 0.0127 / 15 = 0.136$$

USAR 16 ϕ 1/2" @ 0.15m

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

Resistencia al aplastamiento sobre la Columna

$$P_{nb} = 0.85 f'_c A_c = 0.85 \times 210 \times 10 \times 0.60 \times 0.30 = 321.30 \text{ Tn}$$

$$P_n = P_u / \phi = 208.80 / 0.70 = 298.30 \text{ Tn}$$

$P_n < P_{nb} \Rightarrow$ CONFORME

Resistencia al aplastamiento en el concreto de la cimentacion

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

$$f_{ua} = 208.80 / (30 \times 60) = 116 \text{ kg/cm}^2$$

Esfuerzo admisible: $f_{uc} = \phi 0.85 \frac{A_2}{A_1} f'_c$ donde: $A_2 / A_1 \leq 2$

$$\sqrt{A_2 / A_1} > 2$$

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

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

Por lo menos 4 varillas

ELEVACION



0.60

14 Ø 1/2"

16 Ø 1/2"

2.20

Z-1

C4

1.90

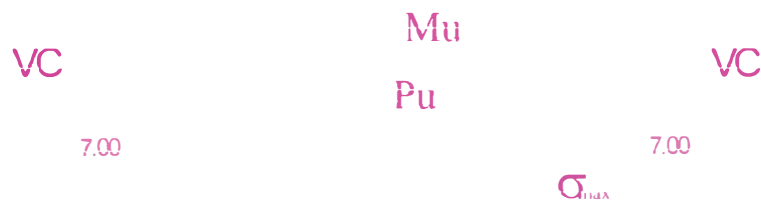
PLANTA

◆ **Zapatas Conectadas**

Las zapatas conectadas consisten en dos zapatas independientes unidas a través de una viga de cimentación. Este elemento busca transmitir el momento generado por la excentricidad que se presenta en la zapata exterior, a la zapata inferior.

Para el diseño, se asume que el peso propio de la viga es resistido por el relleno debajo de ella y que la reacción del terreno a las cargas se produce únicamente a través de las zapatas. Esta suposición es coherente, si se toma en cuenta que el terreno debajo de la viga se afloja y reacciona solo lo suficiente para soportar el peso de la viga.

En este caso se utilizará zapatas conectadas para la cimentación de la Placa y las dos columnas ubicadas en sus extremos, estos elementos se ubican en el Portico N° 1, el esquema es el siguiente



- Dimensionamiento de las zapatas :
 Dimensionaremos las zapatas de las columnas y la placa.

Zapata : Columnas:

La longitud de anclaje en compresión de una varilla de ϕ 5/8" es

$$L_{db} = 0.08 \times db \times \frac{f_y}{\sqrt{f'_c}} = 0.08 \times 1.59 \times 4200 / 14.5 = 36.84 \text{ cm}$$

$$L_{db} \geq 0.004 \times db \times f_y = 0.004 \times 1.59 \times 4200 = 26.71 \text{ cm}$$

Inicialmente se considerará un peralte de $40 + 10 = 50 \text{ cm}$.

La capacidad portante neta del terreno es :

$$\sigma_n = \sigma_t - \gamma_m hf - S/C = 40 - 1.7 \times 2 - 0.5 = 36.1 \text{ Tn/m}^2$$

El área requerida para que la reacción del terreno no sobrepase la capacidad del suelo es :

$$A_{zap} = \frac{P}{\sigma_n} = \frac{82.65}{36.10} = 2.289 \text{ m}^2 \rightarrow 1.51 \times 1.51 \text{ m}^2$$

Para cumplir

$$|V_1| = |V_2| \rightarrow T = 1.51 + (0.60 - 0.30) / 2 = 1.66$$

$$S = 1.51 - (0.60-0.30) / 2 = 1.36$$

USAR : 1.70 X 1.40 m²

$$A_{zap} = \frac{P}{\sigma_n} = \frac{75.90}{36.10} = 2.103 \text{ m}^2 \rightarrow 1.45 \times 1.45 \text{ m}^2$$

$$|v_1|=|v_2| \rightarrow$$

$$T = 1.45 + (0.60-0.30) / 2 = 1.6$$

$$S = 1.45 - (0.60-0.30) / 2 = 1.3$$

USAR : 1.60 X 1.30 m²

Siendo ambas columnas similares , tanto en las cargas aplicadas como en las dimensiones, se uniformiza, para las dos columnas se utilizara:

USAR : 1.70 X 1.40 m²

Zapata Placa :

La longitud de anclaje en compresion de una varilla de ϕ 5/8" es :

$$L_{db} = 0.08 \times db \times \frac{f_y}{\sqrt{f'_c}} = 0.08 \times 2.54 \times 4200 / 14.5 = 58.86 \text{ cm}$$

$$L_{db} \geq 0.004 \times db \times f_y = 0.004 \times 2.54 \times 4200 = 42.672 \text{ cm}$$

$$h = 60 + 10 = 70 \text{ cm}$$

La capacidad portante neta del terreno es :

$$\sigma_n = \sigma_t - \gamma_m hf - S/C = 40 - 1.7 \times 2 - 0.5 = 36.1 \text{ Tn/m}^2$$

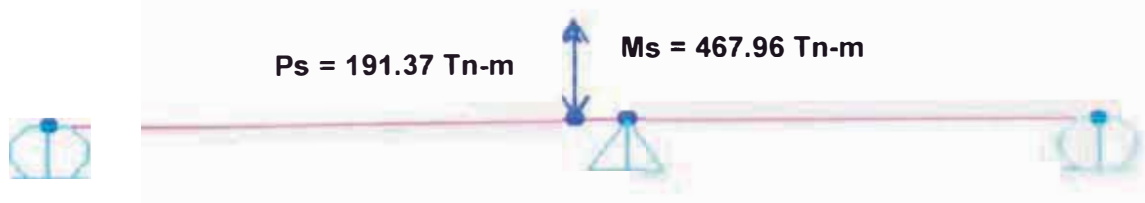
El area requerida para que la reaccion del terreno no sobrepase la capacidad del suelo es :

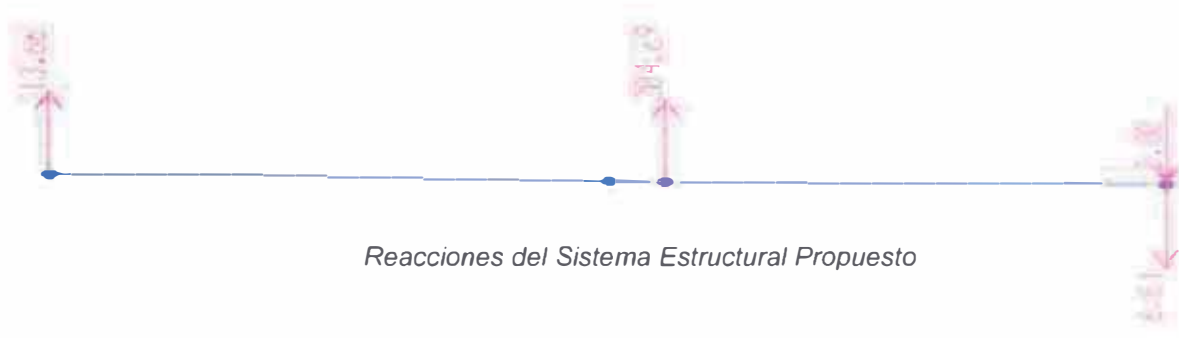
Se estima :

$$A_{zap} = \frac{1.20P}{\sigma_n} = \frac{1.20 \times 191.37}{36.10} = 6.36 \text{ m}^2$$

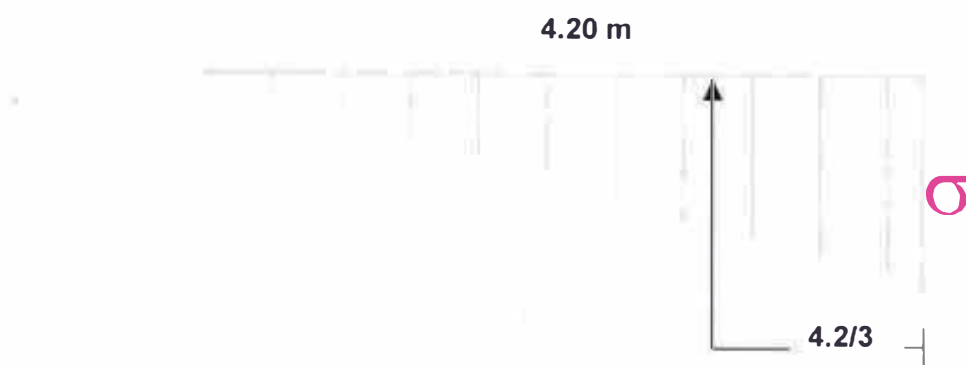
Se probara con una cimentacion de : 1.2 x 4.2 m²

Teniendo los dimensionamientos iniciales de las zapatas de las columnas y de la placa, procedo a resolver el sistema estructural siguiente tenemos :





El diagrama de presiones es de variación triangular para un sismo cuando ingresa de izquierda a derecha :



La resultante de este diagrama de presiones sera igual a

$$(\sigma_{\max} \times L) \times B / 2 = 204.69 \text{ Tn}$$

$$\sigma_{\max} = \frac{204.69 \times 2}{1.2 \times 4.2} = 8.12 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\sigma_{\max} = \frac{204.69 \times 2}{1.2 \times 4.2} = 8.12 \text{ Kg/cm}^2 > 1.3 \sigma_t = 4.70 \text{ Kg/cm}^2 \Rightarrow \text{NO CUMPLE}$$

Tenemos que aumentar las dimensiones de la zapata de la placa :

Probamos con 1.5 x 6.00 m²

$$(\sigma_{\max} \times L) \times B / 2 = 205.81 \text{ Tn}$$

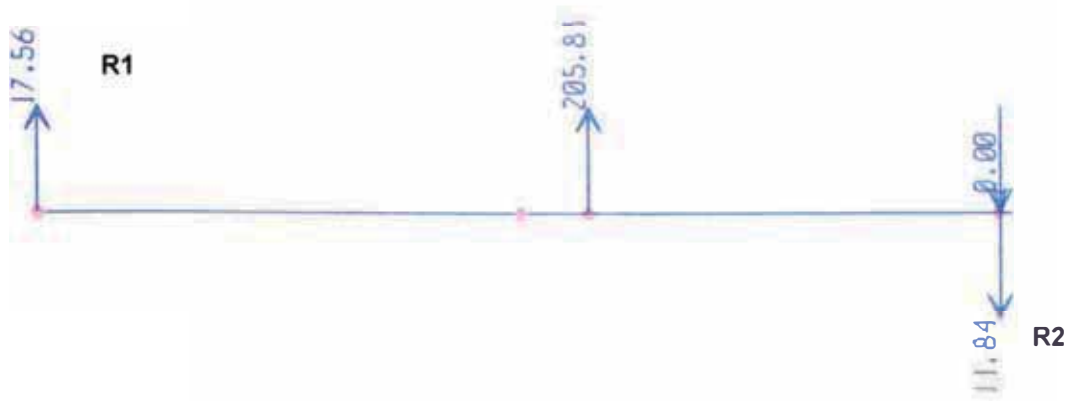
$$\sigma_{\max} = \frac{205.81 \times 2}{1.5 \times 6.00} = 4.57 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\sigma_{\max} = 4.57 \text{ Kg/cm}^2 < 1.3 \sigma_t = 4.70 \text{ Kg/cm}^2 \Rightarrow \text{CUMPLE!!!}$$

Antes de efectuar el diseño de la zapata se procedera a dimensionar la viga de cimentacion y determinar sus cargas de diseño.

Viga de Cimentacion : 50 x 1.20

Se adiciona la carga adicional (R1+R2) en las columnas adyacentes a la placa.
 Para la columna del lado izquierdo le corresponde la carga R1 = 17.56 Tn.



Siendo entonces el area de la zapata requerida para no sobrepasar los esfuerzos del suelo es :

$$A_{zap} = \frac{P}{\sigma_n} = \frac{82.65 - 17.56}{36.10} = 1.803 \text{ m}^2 \rightarrow 1.35 \times 1.35 \text{ m}^2$$

Para cumplir

$$l_{v_1} = l_{v_2} \rightarrow \begin{aligned} T &= 1.35 + (0.60 - 0.30) / 2 = 1.50 \\ S &= 1.35 - (0.60 - 0.30) / 2 = 1.20 \end{aligned}$$

USAR : 1.50 X 1.20 m²

Para la columna del lado derecho le corresponde la carga R2 = 11.84 Tn. Siendo entonces el área de la zapata requerida para no sobrepasar los esfuerzos del suelo es :

$$A_{zap} = \frac{P}{\sigma_n} = \frac{75.90 + 11.84}{36.10} = 2.43 \text{ m}^2 \rightarrow 1.60 \times 1.60 \text{ m}^2$$

Para cumplir :

$$l_{v_1} = l_{v_2} \rightarrow \begin{aligned} T &= 1.60 + (0.60 - 0.30) / 2 = 1.75 \\ S &= 1.60 - (0.60 - 0.30) / 2 = 1.45 \end{aligned}$$

USAR : 1.75 X 1.45 m²

Trabajamos con

1.75 X 1.45 m²

Diseño de la zapata de las columnas

De los calculos anteriores tenemos

$h_{min} = 0.50 \text{ cm}$ (por longitud de anclaje)

$A_{zapata} = 1.75 \times 1.45 = 2.54 \text{ m}^2$

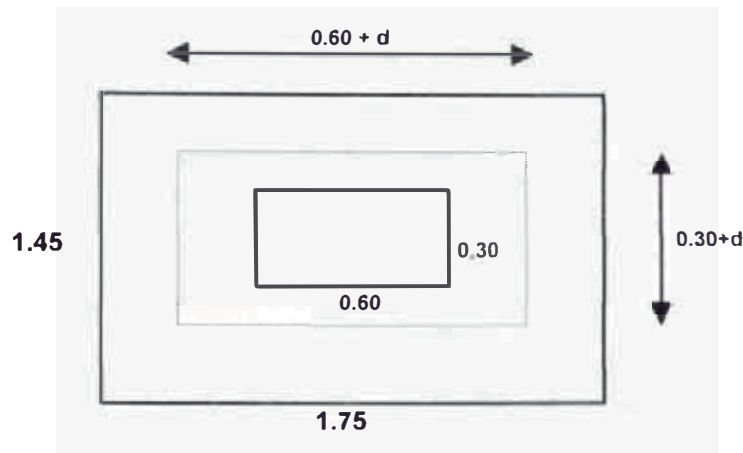
$P_u = 89.2 + 19.07 = 108.27 \text{ Tn}$

- *Reaccion amplificada del suelo es :*

$W_{UN} = P_u / A_{zap} = 108.27 / 2.54 = 42.63 \text{ Tn/m}^2$

- ◆ *Dimensionamiento de la altura h_z de la zapata*

Por Punzonamiento



Condición de diseño:

$V_u / \phi = V_c$

$V_u / \phi = P_u - w_u (0.60+d) (0.30+d)$ (1)

$\beta = D_{mayor} / D_{menor} = 0.60 / 0.30 = 2.0$

$V_c = 1.06 \cdot 210 \cdot b \cdot d$ (2)

Donde:

$b \cdot o = 2(0.60+d) + 2(0.30+d) = 1.8 + 4d^2$

(1)=(2) :

$d \approx 0.31$ (insuficiente) \Rightarrow **Usamos $h = 0.60\text{m}$** (por la longitud de anclaje)

$d_{prom} = 60 - (7.5 + \Phi) = 60 - (7.5 + 1.91)$

$d_{prom} = 50.59 \text{ cm} \approx 51 \text{ cm}$

- *Verificacion del Corte :*

$V_{du} = (w_u \times S) (l_v - d) = (42.63 \times 1.45) (0.575 - 0.51)$

$V_{du} = 4.02 \text{ Tn}$

La resistencia del concreto al corte por flexion es

$\phi V_c = 0.85 \times 0.53 \cdot f'_c \times b \times d$

$\phi V_c = 0.85 \times 0.53 \times 14.5 \times 145 \times 51 = 48.31 > V_u$ OK!!!!

- Cálculo del refuerzo por flexion :

$$M_u = (W_u \times S) l^2 / 2 = 42.63 \times 1.45 \times 0.575^2 / 2 = 10.22 \text{ Tn} - \text{m}$$

$$A_s = M_u / \phi f_y (d-a/2) = 10.22 \times 10^5 / (0.9 \times 4200 \times (0.9 \times 51)) = 5.89 \text{ cm}^2$$

$$a = A_s f_y / 0.85 f'_c b = 5.89 \times 4200 / 0.85 \times 210 \times 145 = 0.956 \text{ cm}$$

Iterando, tenemos

$$A_s = 5.34 \text{ cm}^2 \quad a = 0.867 \text{ cm}$$

Verificación Asmin

$$A_{smin} = \rho_{TEMP} b d = 0.0018 \times 145 \times 51 = 13.31 \text{ cm}^2$$

$$\text{Usar } 13.31 \text{ cm}^2 \rightarrow n = A_s / A_\phi = 13.31 / 1.27 = 11$$

$$s = 1.45 - 2r - \phi / (n-1) = 1.45 - 0.15 - 0.0127 / 10 = 0.13$$

USAR 11 ϕ 1/2" @ 0.15m

En Dirección Transversal

$$A_{st} = A_s \times 1.75 / 1.45 = 13.31 \times 1.75 / 1.45 = 16.06 \text{ cm}^2$$

$$n = 16.06 / 1.27 = 13$$

$$s = 1.75 - 2r - \phi / (n-1) = 1.75 - 0.15 - 0.0127 / 12 = 0.14$$

USAR 13 ϕ 1/2" @ 0.15m

- Verificación de la conexión columna-zapata y desarrollo del refuerzo :

Resistencia al aplastamiento sobre la Columna

$$P_{nb} = 0.85 f'_c A_c = 0.85 \times 210 \times 10 \times 0.60 \times 0.30 = 321.30 \text{ Tn}$$

$$P_n = P_u / \phi = 108.27 / 0.70 = 154.67 \text{ Tn}$$

$$P_n < P_{nb} \Rightarrow \text{CONFORME}$$

Resistencia al aplastamiento en el concreto de la cimentación

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

$$f_{ua} = 108.27 / (30 \times 60) = 60.15 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{Esfuerzo admisible: } f_{uc} = \phi 0.85 \frac{A_2}{A_1} f'_c \quad \text{donde: } \sqrt{A_2/A_1} \leq 2$$

$$\sqrt{A_2/A_1} > 2 \Rightarrow f_{uc} = 0.7(0.85)(2)(210) = 249.9 \text{ kg/cm}^2 \Rightarrow f_{ua} < f_{uc} \quad \text{CONFORME}$$



ELEVACION

Z-2

C2

1.45

1.75

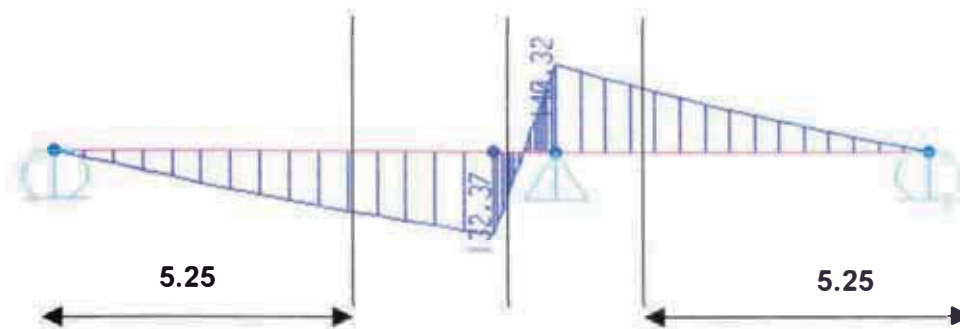
PLANTA

Diseño de la Viga de Cimentacion :

Se tomara una seccion de 50 x 120 . Del analisis del modelo idealizado para la viga de cimentacion tenemos el momento flector y la fuerza cortante amplificados :

$$Mu_1 \text{ cara de la placa} = 105.87 \text{ Tn}$$

$$Mu_2 \text{ cara de la placa} = - 119.75 \text{ Tn}$$



Con los momentos respectivos , diseñamos la viga por flexion

Diseño por Flexion :

$$As = Mu / [0.9 fy (d - a/2)]$$

$$a = As fy / (0.85 b f'c)$$

$$Mu_1 \Rightarrow As \approx 27.30 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{Acero inferior} \Rightarrow 4 \phi 1" + 2 \phi 3/4 "$$

$$Mu_2 \Rightarrow As \approx 36.00 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{Acero superior} \Rightarrow 6 \phi 1" + 2 \phi 3/4 "$$

$$\rho = \frac{As}{bd} = \frac{19.021}{50 \times 112.78} = 0.003371 > \rho_{\min} = \frac{14}{fy} \quad \text{CONFORME}$$

$$As_{\min} = \rho_{\min} \times 50 \times 112.78 = 18.61 \text{ cm}^2 \Rightarrow 4 \phi 1"$$

Diseño por Corte

Los cortantes que actuan en la viga :

$$Vu_1 = 16.39 \text{ Tn}$$

$$Vu_2 = 26.63 \text{ Tn}$$

La resistencia al corte aportada por el concreto es :

$$\Phi V_c = 0.85 \times 0.53 \times \sqrt{f'c} b w d = 0.85 \times 0.53 \times 14.5 \times 45 \times 112.8 = 33157.701 \text{ kg} = 33.2 \text{ Tn}$$

$$\Phi V_c > Vu$$

Se colocaran estribos minimos a todo lo largo de la viga para absorber esfuerzos que se puedan presentar por asentamientos diferenciales . El refuerzo transversal minimo estara constituido por estribos :

$\Phi 3/8'' @ 0.25 m$

SECCION TRANSVERSAL DE LA VIGA DE CONEXION



4 $\Phi 1'' + 2 \Phi 3/4''$



Diseño de la Zapata de la Placa :

El diseño se realiza con las Fuerzas y Momentos factorados (P_u , M_u), tenemos el diagrama de presión del suelo de variación triangular.

La resultante de este diagrama de presiones será igual a :

$$(\sigma_{\max} \times L) \times B / 2 = 301.12 \text{ Tn}$$

$$\sigma_{\max} = \frac{301.12 \times 2}{1.5 \times 6.0} = 6.70 \text{ Kg/cm}^2$$

La longitud de anclaje en compresión de una varilla de ϕ 1" es :

$$L_{db} = 0.08 \times d_b \times \frac{f_y}{\sqrt{f'_c}} = 0.08 \times 2.54 \times 4200 / 14.5 = 58.86 \text{ cm}$$

$$L_{db \text{ min}} = 59.00 \text{ cm}$$

$$h_z = 0.59 + 0.075 \approx 0.70 \text{ m}$$

Verificación por cortante

$$V_u = 6.7 \times 100 \times 125 = 83.75 \text{ Tn}$$

La resistencia al corte aportada por el concreto es :

$$\Phi V_c = 0.85 \times 0.53 \times \sqrt{f'_c} b_w d = 0.85 \times 0.53 \times 14.5 \times 100 \times 60 = 39.20 \text{ Tn}$$

$$\Phi V_c < V_u \Rightarrow \text{NO CUMPLE}$$

Además de incrementar la altura de la zapata de la placa se considero conveniente incrementar también el ancho :

$$\begin{aligned} \text{Nuevas dimensiones de la zapata de la placa :} & \quad 2.00 \times 6.00 \\ & \quad h_z = 1.00 \text{ m} \\ & \quad f'_c = 280 \text{ Kg/cm}^2 \end{aligned}$$

Nuevamente reemplazamos

$$(\sigma_{\max} \times L) \times B / 2 = 301.12 \text{ Tn}$$

$$\sigma_{\max} = \frac{301.12 \times 2}{2.0 \times 6.0} \approx 5.0 \text{ Kg/cm}^2$$

Cortante máximo actuante :

$$V_u = 5.0 \times 100 \times 125 = 62.50 \text{ Tn}$$

Cortante tomado por el concreto

$$\Phi V_c = 0.85 \times 0.53 \times \sqrt{f'_c} b_w d = 0.85 \times 0.53 \times 16.73 \times 100 \times 92.50 = 69.72 \text{ Tn}$$

$$\Phi V_c > V_u \Rightarrow \text{CUMPLE}$$

Verificación por Momento Flector :

$$M_u \max = 6.7 \times 100 \times 125 \times 125/2 = 52.34 \text{ Tn-m}$$

$$A_s \min = 0.0018 b h = 0.0018 \times 100 \times 100 = 18.0 \text{ cm}^2$$

$$\rho = \frac{18.0}{100 \times 92.5} = 0.001946 \Rightarrow w = 0.0292$$

$$\phi M_c = M_{min} = 0.9 \times 280 \times 100 \times 92.5^2 \times 0.0292 \times (1 - 0.59 \times 0.0292)$$

$$\phi M_c = 61.875 \text{ Tn-m} > 52.34 \text{ Tn-m} \Rightarrow \text{CUMPLE !!}$$

$$\text{USAR } 18.00 \text{ cm}^2 \rightarrow n = A_s / A_\phi = 18.00 / 1.98 = 9$$

$$s = 2.00 - 2r - \phi / (n-1) = 2.0 - 0.15 - 0.01588 / 8 = 0.23$$

USAR ϕ 5/8" @ 0.25m

En Dirección Transversal

$$A_{st} = A_s \times 6.0 / 2.0 = 18.00 \times 6.00 / 2.00 = 54.00 \text{ cm}^2$$

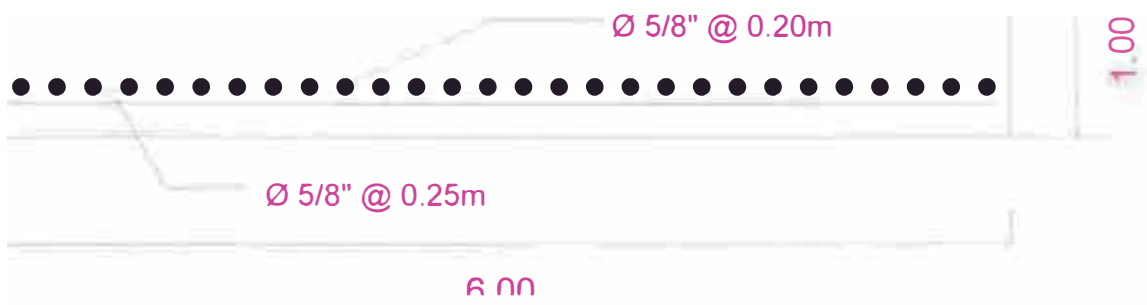
$$n = 54.00 / 1.98 = 27.3$$

$$s = 6.00 - 2r - \phi / (n-1) = 6.00 - 0.15 - 0.01588 / 27 = 0.21$$

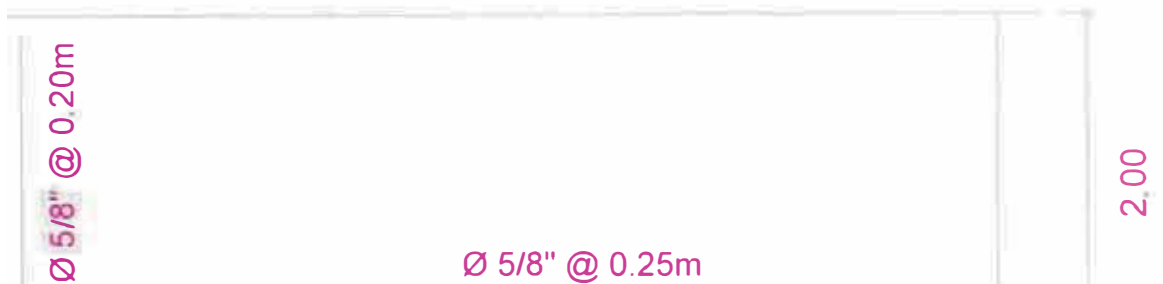
USAR ϕ 5/8" @ 0.20m

3.50

PLACA



ELEVACION



6.00

PLANTA

CAPITULO VI

CONCLUSIONES

CONCLUSIONES

- Queda establecida la importancia del trabajo en conjunto : arquitectónico-estructural , siendo esta una de las causas de daños mas frecuentes, debido a la posible concentración de esfuerzos producidos por la deficiente concepción estructural, lo que origina cambios bruscos de rigidez y de torsión del conjunto del edificio.
- Siendo nuestro país eminentemente sísmico, los desplazamientos laterales y las fuerzas sísmicas son parámetros que condicionan en gran medida el proyecto de edificaciones.
Por lo mismo, los cambios mas importantes adoptados en los últimos años en la Norma de Diseño Sismoresistente han ido básicamente por ese lado.
- Es poco probable y sumamente costoso estructurar y/o diseñar una estructura para la totalidad de esfuerzos generados por un movimiento sísmico. Por ello actualmente se prefiere reducir la carga de diseño y se garantiza por medio de la ductilidad la capacidad de la estructura para disipar energía. Esta solución implica que se espera que la estructura tenga daños pero estos no deben ser de magnitud suficiente para llevarla al colapso.
- Los valores de R en la nueva propuesta son menores que los de la norma vigente. Esto se debe a que el factor de carga para las acciones sísmicas, igual a 1.25 en la actual norma, se reduce a 1 en la nueva propuesta. Para estructuras de concreto armado, que es el caso analizado, en las edificaciones de baja altura, con $T < T_p$, los momentos y cortantes de diseño resultan un levemente mayores. Para estructuras flexibles la nueva propuesta es mas conservadora, ya que se ha eliminado el exponente 1.25 en la expresion C y por lo tanto el espectro de pseudo aceleración decrece mas lentamente.
- Con la Propuesta 2002 se vuelve a lo especificado en la NSR-77, en la que la estimación de los desplazamientos laterales se calcula multiplicando por 0.75 R los resultados obtenidos del análisis lineal y elástico con las sollicitaciones sísmicas.
- El uso de muros de corte o placas resultan en la mayoría de casos necesaria ya que estos elementos estructurales aumentan la rigidez del sistema y absorben un gran porcentaje de esfuerzos debido a sismos. En el caso analizado con el Análisis Estático, con muros de corte de

4.00 x 0.30 m, se tiene que el desplazamiento max. con la norma vigente es de **0.63%** (Tabla N°6) y con la Propuesta 2002 es del orden de **0.48%** (Tabla N° 7), observándose una disminución del **28%**. Se cumple así con uno de los objetivos principales que motivaron la modificación de la actual norma, ya que debido al exceso de rigidez solicitada las edificaciones se volvían necesariamente mas costosas, claro esta que este cambio no debe significar una disminución significativa de la seguridad de la edificación.

- Para el Análisis Dinámico por Superposición Espectral realizado se observa que los 4 primeros modos son los significativos, específicamente los 4 primeros modos son los que suman mas del 90% cumpliendo así con lo especificado por la Norma. Con respecto a los desplazamientos obtenidos se tiene que con la actual norma el desplazamiento máximo es del orden del 0.54% (Tabla N°10) menor a los desplazamientos obtenidos con el Análisis Estático, igualmente el análisis dinámico para la Propuesta 2002 arroja desplazamientos del orden de 0.27% (Tabla N°11) siendo el limite de 0.7%, es necesario entonces la reducción de la rigidez, traducido en la reducción de los muros de corte, influyendo directamente en el costo de la edificación. Finalmente para la Norma vigente se tienen placas de 3.5 x 0.30 y para la Propuesta 2002 las dimensiones mas adecuadas fueron 2.80 x 0.30m. obteniéndose un desplazamiento máximo de 0.62% de la altura (Tabla N° 13).
- Por ser la placa un elemento estructural sumamente rígido comparado con los demás elementos del pórtico absorbe la mayor cantidad de cortante, esto se verifico para ambos casos, en el caso de la Norma vigente se obtuvo que la placas absorbían un 95% del total del cortante en la dirección X y 90% en la dirección Y (Tablas N °14 y N°15), con la Propuesta 2002 se obtuvo 93% en la dirección X y 85 % en la dirección Y. Uno de los cambios que cabe mencionar en la Propuesta 2002 es la aclaración o definición mas detallada de los sistemas estructurales (Tabla N° 6 de la Norma) que resulta un poco ambigua en la actual norma.
- Con respecto al diseño, se diseño con el método de la rotura, evitando las fallas frágiles, se tomaron en cuenta las consideraciones o requisitos especiales para elementos sismoresistentes, es decir que los elementos tengan una ductilidad adecuada.
- Finalmente, es importante recordar que si bien los programas de computo son de una gran ayuda, estos deben ser utilizados con los conocimientos necesarios para lograr interpretar los datos correctamente. Los programas no modelan es el ingeniero quien lo hace, los programas son solo una herramienta que facilita el trabajo de calculo.

CAPITULO VII

ANEXOS

BIBLIOGRAFIA

- | | |
|-------------|---|
| TITULO | Estructuración y Diseño de Edificaciones de Concreto Armado. |
| AUTOR | Antonio Blanco Blasco. |
| BIBLIOTECA | Personal |
| LUGAR , AÑO | Lima, 1994 |
| | |
| TITULO | Análisis de Edificios. |
| AUTOR | Angel San Bartolomé. |
| BIBLIOTECA | Personal |
| LUGAR , AÑO | Lima, 1998 |
| | |
| TITULO | Fuerzas de diseño y control de desplazamientos en la Norma Peruana de Diseño Sismoresistente. |
| AUTOR | Alejandro Muñoz Peláez |
| BIBLIOTECA | FIC-UNI |
| LUGAR , AÑO | Lima, 1998 |
| | |
| TITULO | Modificaciones a la Norma de Diseño Sismoresistente de 1997 Edificios. |
| AUTOR | Dr. Javier Pique del Pozo. |
| BIBLIOTECA | FIC-UNI |
| LUGAR , AÑO | Lima, 2002 |
| | |
| TITULO | Análisis Dinámico de Construcciones Sismoresistente |
| AUTOR | Agustín B. Revoredo |
| BIBLIOTECA | Personal |
| LUGAR , AÑO | Argentina , 1996. |
| | |
| TITULO | Análisis Sísmico de Edificios |
| AUTOR | Javier Pique del Pozo - Hugo Scaletti Farina. |
| BIBLIOTECA | Personal |
| LUGAR , AÑO | Lima , 1996. |
| | |
| TITULO | Reglamento Nacional de Construcciones, NTE-E.030 Diseño Sismoresistente, 1997 |
| BIBLIOTECA | Personal |
| LUGAR , AÑO | Lima , 1997. |

TITULO Reglamento Nacional de Construcciones, NSR-77 Diseño Sismoresistente, 1977

BIBLIOTECA Personal

LUGAR , AÑO Lima , 1977.

TITULO Reglamento Nacional de Construcciones, Norma Técnica de Edificación E.030 Diseño Sismoresistente 2002 Sismoresistente, 1977

BIBLIOTECA Personal

LUGAR , AÑO Lima , 2002.

TITULO Manual SAP 2000 Student Version 7.4

AUTOR Computers and Structures Inc. 1995 University Ave. Berkeley, CA

BIBLIOTECA Personal

LUGAR , AÑO Lima , 2000