

UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA

FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL



**“ ESTUDIO DE LA DISTRIBUCIÓN DE FUERZA SÍSMICA EN
EDIFICIOS DE CONCRETO ARMADO CON APÉNDICE ”**

TESIS

**PARA OPTAR EL TÍTULO PROFESIONAL DE
INGENIERO CIVIL**

WERMER GEZILER MELGAR GUTIERREZ

PROMOCIÓN 2001-I

**LIMA – PERÚ
2003**

INDICE GENERAL

CAPITULO I	INTRODUCCIÓN	Pág.
1.1	Generalidades.	01
1.2	Planteamiento Arquitectónico.	03
1.3	Descripción de la Estructura	03
1.4	Normas de Diseño.	03
1.5	Especificaciones de Diseño.	04
1.6	Cargas a considerar.	05
CAPITULO II	PREDIMENSIONAMIENTO	
2.1	Generalidades.	06
2.2	Tipo de estructura.	07
2.2.1	Predimensionamiento de vigas.	08
2.2.2	Predimensionamiento de columnas.	13
2.2.3	Cálculos de predimensionamiento de vigas.	15
2.2.4	Cálculos de predimensionamiento de columnas.	26
CAPITULO III	ANÁLISIS ESTRUCTURAL	
3.1	Generalidades.	35
3.2	Características dinámicas de la estructura.	36
3.3	Fundamento del análisis dinámico de la estructura.	37
3.3.1	Introducción.	37
3.3.2	Equilibrio dinámico.	38
3.3.3	Solución de las ecuaciones de equilibrio dinámico.	40

3.3.3.1 Método de solución paso a paso.	40
3.3.3.2 Métodos de superposición modal espectral.	41
3.3.3.3 Análisis de respuesta espectral.	41
3.3.3.4 Solución en el dominio de frecuencias.	42
3.3.4 Determinación de los vectores propios o normales de oscilación por el método modal espectral.	43
3.3.4.1 Ecuación de equilibrio dinámico.	43
3.3.4.2 Análisis sísmico.	43
3.3.4.3 Análisis sísmico por superposición modal espectral.	44
3.3.5 Factor de amortiguamiento.	45
3.4 Concordancia con las normas de diseño sismorresistente.	46
3.4.1 Zonificación sísmica.	46
3.4.2 Clasificación de los suelos.	46
3.4.3 Categoría de la estructura.	47
3.4.4 Sistema estructural.	47
3.4.5 Factor de amplificación sísmica.	48
3.4.6 Aceleración espectral.	49
3.5 Fundamento del análisis estático con reglamento.	51
3.5.1 Generalidades.	51
3.5.2 Periodo Fundamental.	51
3.5.3 Factor de amplificación sísmica.	51
3.5.4 Determinación de la fuerza cortante en la base.	52
3.5.5 Distribución de la fuerza sísmica en altura.	52
3.5.6 Peso de la estructura (P).	53
3.6 Cálculos con el método estático.	54
3.6.1 Peso de Entrepisos.	55
3.6.2 Cálculo de la fuerza horizontal.	63
3.7 Cálculos con el método dinámico de superposición modal espectral .	73
3.8 Cálculo de la fuerza cortante en el apéndice empleando la norma E-060 .	83
3.9 Cálculos con el método dinámico de superposición modal espectral con apéndice.	93

CAPITULO IV INTERPRETACION DE RESULTADOS

4.1 Generalidades.	111
4.2 Verificación de fuerza cortante dinámica mayor al 80% de la estática en el primer nivel considerando edificación sin apéndice .	112
4.3 Variación de fuerzas cortantes en la edificación al no considerar y consi_ derando el apéndice mediante el método dinámico.	113
4.4 Comparación de fuerzas cortantes obtenidas en el apéndice con los distin_ tos métodos de calculo .	114
4.5 Determinación del peso máximo en apéndice.	115
4.6 Cálculo de fuerza cortante en el apéndice para edificaciones de 4,8 y 12 niveles .	119

CAPITULO V OBSERVACIONES , CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

5.1 Observaciones.	123
5.2 Conclusiones y Recomendaciones.	125

ANEXOS

A) Modelos empleados en la investigación.	128
B) Cuadros de desplazamientos y fuerzas cortantes en la edificación conside_ rando el Apéndice (CAP III 3.9)	153
C) Gráficos comparativos (CAP IV 4.2)	202
D) Gráficos comparativos (CAP IV 4.3)	226
E) Gráficos comparativos (CAP IV 4.4)	247
F) Manual del sap 2000 aplicado a un caso de la investigación, utilizando elementos frame y shell .	260

CAPITULO I

INTRODUCCIÓN

1.1 GENERALIDADES

En los proyectos de edificación es común no considerar en el análisis el apéndice , siendo en algunos casos equivocada esta consideración, ya que conforme se incrementa la masa del apéndice esta se hace influyente en los desplazamientos , fuerzas inerciales y cortantes en cada nivel de la edificación

La estructura a definir es la típica de todas las que participarán en el análisis de esta investigación , buscando no complicarse en una estructura compleja que incremente las preguntas y así salirse del objetivo buscado en la tesis

1.1.1 EDIFICIO .

Es una obra de construcción que presenta un sistema estructural , siendo en este caso *dual* conformada por la combinación de pórticos y placas para ser habitada; su finalidad podrá ser oficinas o departamentos .

1.1.2 APÉNDICE .

Se llamará así a una parte de la estructura en la edificación que tenga poca masa influyente en comparación a los niveles inferiores, ya que la ubicación del apéndice en este caso será el último nivel . Un ejemplo de lo dicho anteriormente, sería un tanque elevado que contenga un volumen de líquido almacenado, donde su capacidad estará en función de la demanda existente . La geometría de los depósitos es en algunos casos cuadrada, rectangular ,cilíndrica , etc . Para este caso la geometría será cuadrada . Cabe decir que este apéndice podría ser otro elemento no influyente en la edificación , como por ejemplo: un rótulo apoyado en una columna de concreto que se levanta en el último nivel de la edificación .

El depósito está conformado por tres partes bien definidas ; la losa de fondo , la cuba o cuerpo y la losa de techo que describiremos a continuación

-La losa de fondo que es plana y maciza , soportada sobre vigas , que transmiten las cargas a las columnas .

-La cuba o cuerpo que en este caso será de sección cuadrada siendo sin embargo la cilíndrica la que presenta mejor comportamiento estructural .

-La losa de techo que es una losa maciza plana .

-Cabe recalcar que en esta investigación se adicionará el apéndice al último nivel de la edificación, haciendo variar su masa en cinco veces para así poder observar la influencia que esta tiene en los desplazamientos , fuerzas cortantes , etc.

1.2 PLANTEAMIENTO ARQUITECTÓNICO :

Las estructuras que estudiaremos deberán cumplir con los requisitos de los códigos de diseño , fuera de esto no se le dará una exquisitez arquitectónica, ya que el objetivo de la presente investigación no busca ver estructuras volumétricamente espaciales que se relacionen con el medio que lo rodea; mas bien por el contrario busca ver las influencias del apéndice sobre la estructura propiamente dicha .

1.3 DESCRIPCION DE LA ESTRUCTURA :

Las estructuras a ser analizadas serán de concreto armado conformadas por placas , columnas y vigas . Dichas estructuras deberán cumplir con el código de diseño sismo resistente para tal cumplimiento se emplearan hojas de cálculo y consideraciones que simplifiquen el proceso de calculo permitiéndonos determinar los metrados de cargas que actúan sobre cada elemento y así obtener sus dimensiones :

1.4 NORMAS DE DISEÑO :

El análisis estructural se realizara en concordancia con las siguientes normas y reglamentos:

1.4.1 Reglamento Nacional de Construcciones .

1.4.2 Norma del ACI 1999

1.5 ESPECIFICACIONES DE DISEÑO :

1.5.1 Las edificaciones en estudio serán de 4 , 8 y 12 niveles , teniendo a su vez 8 tipos distintos de geometría en cada caso .

1.5.2 La altura del 1° nivel para cada edificación será de 3.2m y las demás de 2.8m .

1.5.3 La capacidad portante del terreno de fundación para efectos del análisis será :

$\sigma_t = 3.00 \text{ kg / cm}^2$ (suelo intermedio) .

1.5.4 El acero de refuerzo será de grado 60 de las siguientes características :

- Resistencia a la tracción $F_y = 4200 \text{ kg / cm}^2$.

-Módulo de elasticidad del acero $E = 2.0E+06 \text{ kg / cm}^2$.

1.5.5 El concreto a considerar para el diseño será de peso específico $\gamma = 2400 \text{ kg / m}^3$, con un módulo de elasticidad $E_c = 15000(f'c)^{0.5}$ y la resistencia $f'c$ alcanzada a los 28 días para cada elemento estructural será la indicada

Descripción	$f'c$ (kg / cm ²)
-Zapata .	210
-Vigas y columnas .	210
- Losa maciza del tanque .	210

1.6 CARGAS A CONSIDERAR :

- PESO PROPIO

Peso propio del aligerado (e = 0.17) = 280 kg /m²

Peso propio del aligerado (e = 0.20) = 300 kg /m²

Peso propio del aligerado (e = 0.25) = 350 kg /m²

Peso acabado típico = 100 kg / m² .

Peso acabado azotea = 80 kg / m² .

Peso tabiquería típica = 100 kg / m² .

Peso tabiquería azotea = 50 kg / m² .

- SOBRECARGA :

Sobrecarga típica = 250 kg / m²

Sobrecarga en la azotea = 200 kg / m²

CAPITULO II

PREDIMENSIONAMIENTO

2.1 GENERALIDADES :

Los elementos estructurales deben pre-dimensionarse de tal manera que cumplan desde un inicio con el R.N.C .Tales pre-dimensiones servirán para comenzar a analizar la edificación y conforme se avancé el análisis dichas magnitudes comenzaran a cambiar para así llegar finalmente a la mas optima que de a la edificación un buen comportamiento

2.2 TIPO DE ESTRUCTURA

1° Se comenzará diciendo lo que recomienda la norma :

Norma E-050

Capítulo N° 2

Tabla N°2.1.2

TIPO DE ESTRUCTURA	Distancia Mayor Entre Apoyos	N° PISOS (incluidos sótanos)			
		<=3	4 a 8	9 a 12	> 12
Aporticada de Acero	<12	C	C	C	B
Pórticos y/o muros de concreto	<10	C	C	B	A
Muros portantes de albañilería	<12	B	B*	-	-
Tanque elevado y similares	<10	B	A	A	A
Base de máquina y similares	Cualquiera	A	-	-	-
Estructuras especiales	Cualquiera	A	A	A	A
Otras estructuras	>10	B	A	A	A

*Cuando la distancia sobrepasa a la indicada , se clasificará en el inmediato superior

*De 4 a 5 pisos.

Como las edificaciones en análisis son del tipo B y C no se hace necesario un estudio especial del suelo como si se hiciese para el tipo A . El cuadro anterior nos indica que la distancia máxima entre ejes de pórticos es de 10m , estando así todas las edificaciones en estudio dentro de los límites recomendados por la norma

2.2.1 PREDIMENSIONAMIENTO DE VIGAS :

Las vigas serán predimensionadas como elementos simplemente reforzados y el momento positivo empleado para la predimensionación será el obtenido de un sistema de vigas continuas y no del que se obtendría de una viga de un solo tramo ya que a menor α (coeficiente de momento) mayor será el peralte de la viga tal como lo sustenta las expresiones que se calcularán a continuación . Además debemos indicar que lo que se busca es partir con dimensiones definidas en cada modelo estructurado .

W_u : Carga por unidad de área .

L_n : Longitud libre .

B : Dimensión transversal tributaria .

α : Coeficiente de momento .

Estos parámetros dependen de la ubicación de la sección y de las restricciones del apoyo

El momento flector último de una sección cualquiera sometida solo a cargas uniformemente distribuidas puede expresarse como sigue :

$$M_u = (w_u * B) * L_n^2 / \alpha \dots\dots\dots(1)$$

Para una sección rectangular con acero en tracción , de acuerdo al ACI 318 – 99 se tiene

$$M_u / \phi = f'_c * b * d^2 * w (1-0.59w) \dots\dots\dots(2)$$

De las expresiones anteriores (1) y (2)

$$(w_u * B) L_n^2 / (\alpha * \phi) = f'_c * b * d^2 * w (1-0.59w)$$

$$d = L_n * (w_u * B / (\alpha * \phi * f'_c * b * w (1-0.59w))) ^{0.50} \dots\dots\dots(3)$$

$$w = \rho * f_y / f'_c ; \rho_{min} \leq \rho \leq \rho_{max}$$

$$\rho_{min} = \text{menor} \{ 14/f_y ; 0.8(f'_c)^{0.5}/f_y \}$$

$$\rho_{max} = 0.5 \rho_b \text{ (esto es para zonas sísmicas)}$$

$$\rho_b = \beta_1 * 0.85 * f'_c / f_y * (6000 / (6000 + f_y)) ; \beta_1 = 0.85 \text{ para todo } f'_c \leq 280 \text{ kg/cm}^2$$

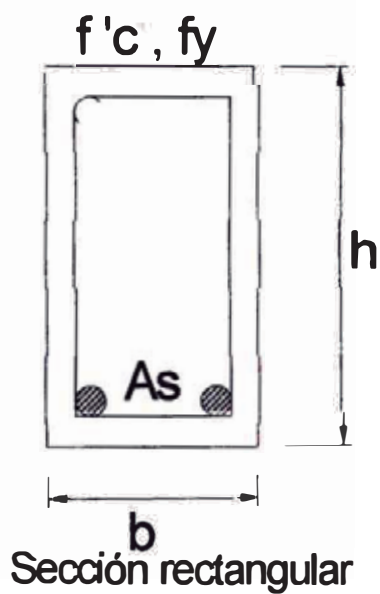
Donde

w = Cuantía mecánica .

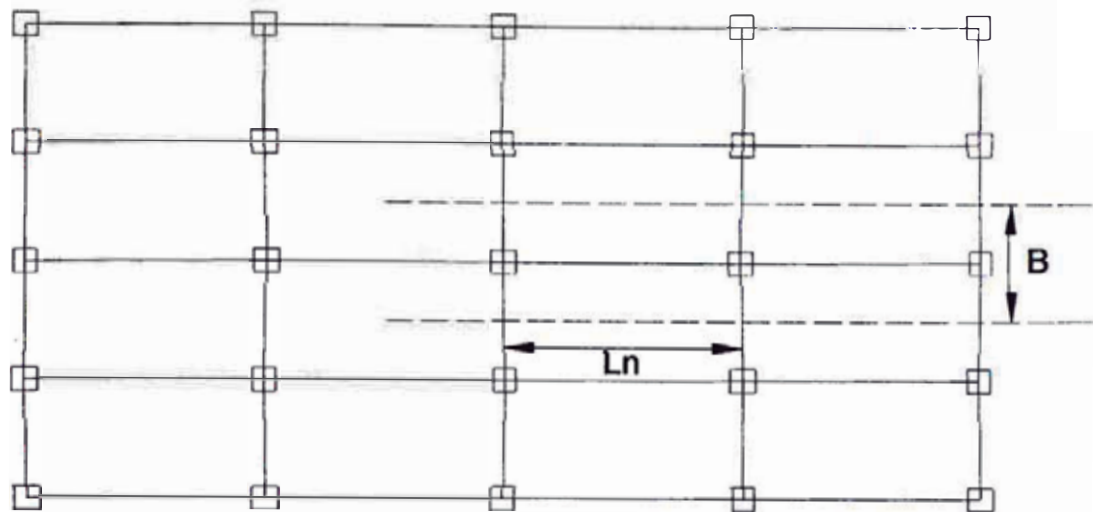
ρ = Cuantía

ρ_b = Cuantía balanceada

Considerando la sección de viga típica .



Siendo la planta



Planta Típica

Tomando la sección de momento positivo máximo , asumimos :

$$\alpha = 16$$

$$\phi = 0.90$$

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

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

$$b = B / 20$$

$$w_u = \text{Carga última en kg / cm}^2$$

De lo indicado anteriormente se tiene :

$$\rho_b = 0.0213$$

$$\rho_{\min} = 0.00330$$

$$\rho_{\max} = 0.0106$$

$$\rho = 0.007 \text{ (se asumirá una cuantía intermedia)}$$

Teniendose así una viga simplemente reforzada cuyas dimensiones serán las iniciales para comenzar el análisis definitivo de cada edificación.

$$w = \rho * f_y / f'_c = 0.007 * 4200 / 210 = 0.14$$

Para vigas peraltadas se puede considerar $d = h / 1.1$

$$h = 1.10 * \text{Ln} (w_u * B / (\alpha * \phi * f'_c * b * w (1-0.59w))) ^{0.50}$$

$$h = 1.10 * \text{Ln} (w_u * B / (\alpha * \phi * f'_c * B/20 * 0.14 (1-0.59*0.14))) ^{0.50}$$

De donde :

$$h = 1.10 * \text{Ln} (w_u * B / (\alpha * f'_c * 57.79)) ^{0.50}$$

MODIFICACIONES DE LAS DIMENSIONES DE VIGA .

a) Criterios de igualdad de cuantía , el momento actuante , M_u es el mismo para dos juegos diferentes de dimensiones de vigas .

“ $b h$ “ y “ $b_o h_o$ “

$$M_u = M_{u_o}$$

$$M_u = \phi * f'_c * b * d^2 * w (1-0.59w) = \phi * f'_c * b_o * d_o^2 * w (1-0.59w)$$

De donde ,

$$b * d^2 = b_o * d_o^2$$

Para casos prácticos se pueden intercambiar los peraltes efectivos “ d “ por su altura h .

$$b * h^2 = b_o * h_o^2$$

b) Criterio de igualdad de rigideces , las rigideces de las dos secciones es la misma por lo tanto:

$$b * h^3 = b_o * h_o^3$$

Este criterio último se recomienda para sistemas aporticados en zonas de alto riesgo sísmico . También es recomendable para el dimensionamiento de vigas chatas .

Es recomendable que las vigas chatas no tengan luz libre mayor de 4 m . Para vigas chatas menores de 4m se estima que su costo es igual al de una viga peraltada . Para vigas chatas mayores de 4m el costo es algo mayor .

RECOMENDACIONES DEL ACI 318 – 99 ZONAS DE ALTO RIESGO SISMICO .

Elementos a flexión sí $P_u \leq A_g * f'c / 10$

$$L_n \geq 4 * h$$

$$b \geq 0.30 * h$$

$$b \geq 0.25 \text{ m}$$

$$\rho_{\text{max}} = 0.025 .$$

2.2.2 PREDIMENSIONAMIENTO DE COLUMNAS :

Según ensayos experimentales en Japón :

$$n = P / (f'c * b * D)$$

$n > 1/3$ Falla frágil por aplastamiento debido a cargas axiales excesivas .

$n < 1/3$ Falla dúctil .

Las columnas se predimensionarán con la siguiente expresión :

$$b * D = P / (n * f'c)$$

Donde

D = dimensión de la sección en la dirección del análisis sísmico de la columna .

b = la otra dimensión de la sección de columna .

P = carga total que soporta la columna (ver la siguiente tabla) .

n = valor que depende del tipo de columna y se obtiene de la tabla siguiente .

$f'c$ = resistencia del concreto a la compresión simple .

Tipo C1 Para los primeros pisos	Columna interior	$P = 1.10 * PG$ $n = 0.30$
Tipo C1 Para los 4 últimos pisos superiores	Columna interior	$P = 1.10 * PG$ $n = 0.25$
Tipo C2 , C3	columna extrema de pórtico interior	$P = 1.25 * PG$ $n = 0.25$
Tipo C4	columna de esquina	$P = 1.50 * PG$ $n = 0.20$

PG = Peso total de las cargas de gravedad .

Nota :

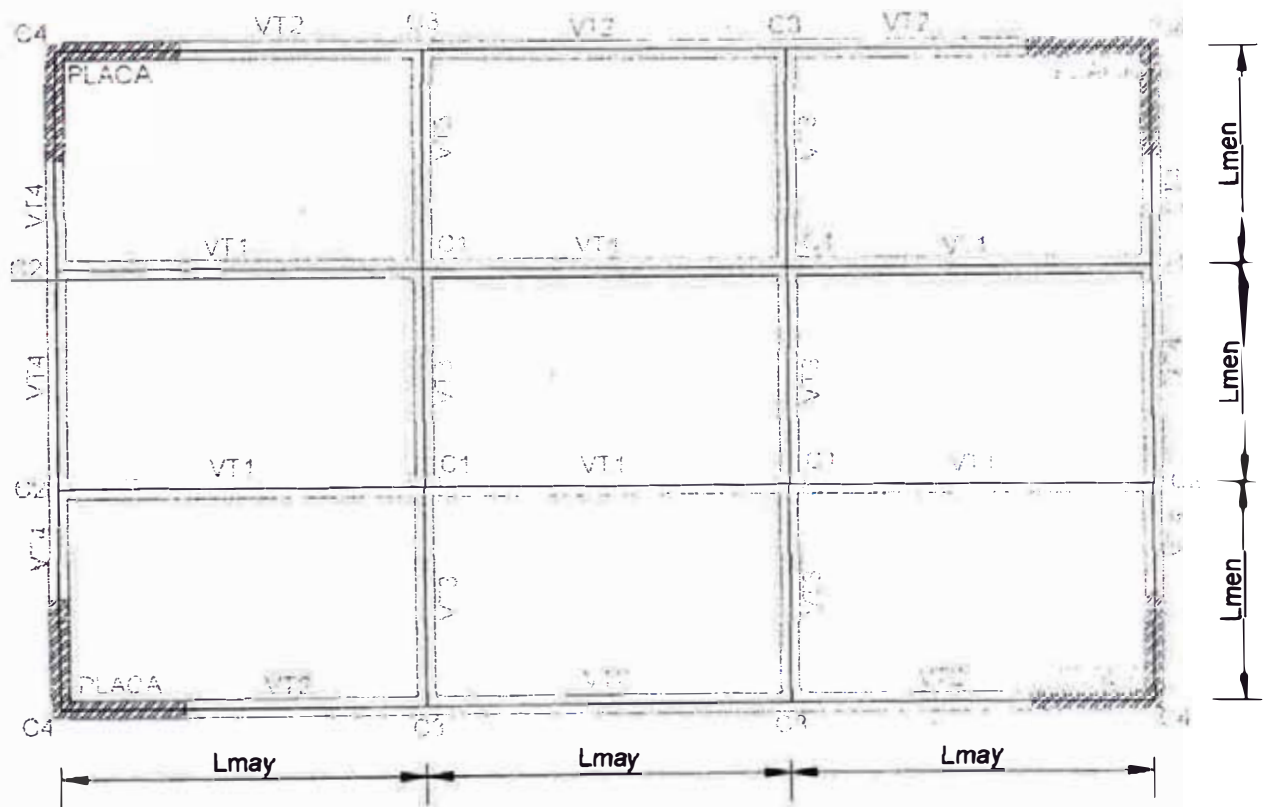
Se considera primeros pisos a los restantes de los 4 últimos pisos .

2.2.3 CALCULOS DE PREDIMENSIONAMIENTO DE VIGAS

Las edificaciones de 4,8 y 12 niveles tienen las siguientes longitudes :

i	Lmay(m)	Lmen(m)
1	5.0	3.0
2	6.0	3.0
3	6.0	4.0
4	7.0	4.0
5	7.0	5.0
6	8.0	5.0
7	8.0	6.0
8	9.0	6.0

$i = \{1,2,3,\dots,8\}$



PLANTA TIPICA

El cálculo que se realizará será para una sola edificación , ya que el resto se hará de la misma manera

4 niveles Caso 1 :

Para la edificación de cuatro niveles caso uno se tiene:

$$L_{\text{men}} = 3 \text{ m}$$

$$L_{\text{may}} = 5 \text{ m}$$

Espesor del aligerado :

$$e = L_{\text{men}} / 20 - L_{\text{men}} / 25 .$$

$$e = 3/20 - 3/25 \text{ (0.15 - 0.12 m)}$$

$$e = 0.17 \text{ m .}$$

Peso propio del aligerado ($e = 0.17$) = 280 kg/m² .

Según el gráfico anterior se tiene 4 tipos de viga , las que sirven de apoyo al aligerado y las que no , sin embargo estas últimas se dimensionarán para soportar un ancho efectivo de 4 veces el espesor de la losa aligerada .

Como es sabido el aporte en peso de la tabiquería para el dimensionamiento de las vigas no se considerará si la sobrecarga es mayor o igual a 500 kg / m² .

Se dirá también que las vigas del tipo 2 y 4 soportarán el peso de los muros que están descansando sobre estas en todo el perímetro de la edificación ; ya que sobre las otras se considerará solamente el peso de la tabiquería.

Dimensionamiento de vigas para 1º, 2º, 3º piso

VT1 :

$$h1 = 1.10 * 5 [(1.40*(280+100+100)+1.70*(250)) / 16 / 210 / 57.79]^{0.50}$$

$$h1 = 0.41 \text{ m .}$$

$$b1 = 3.0 / 20$$

$$b1 = 0.15 \text{ m .}$$

VT2 :

$$h2 = 1.10 * 5 [(1.40*(280+100+100)+1.70*(250)) / 16 / 210 / 57.79]^{0.50}$$

$$h2 = 0.41 \text{ m .}$$

$$b2 = 1.0/20*(1.5+1/(280+100+100+250)*0.20*2.80*1800+0.20/2)$$

$$b2 = 0.149 \text{ m .(0.15m)}$$

VT3 :

$$h3 = 1.10 * 3 [(1.40*(280+100+100)+1.70*(250)) / 16 / 210 / 57.79]^{0.50}$$

$$h3 = 0.248 \text{ m (0.25 m)}$$

$$b3 = 1/20*(8*0.17)$$

$$b3 = 0.068 \text{ m .}$$

VT4 :

$$h_4 = 1.10 * 3 [(1.40*(280+100+100)+1.70*(250)) / 16 / 210 / 57.79]^{0.50}$$

$$h_4 = 0.248 \text{ m (0.25 m)}$$

$$b_4 = 1.0/20*(4*0.17+1/(280+100+100+250)*0.20*2.8*1800+0.20/2)$$

$$b_4 = 0.108 \text{ m .}$$

Dimensionamiento de vigas para la azotea :

VT1 :

$$h_1 = 1.10 * 5 [(1.40*(280+80+50)+1.70*(200)) / 16 / 210 / 57.79]^{0.50}$$

$$h_1 = 0.377 \text{ m .}$$

$$b_1 = 3.0 / 20$$

$$b_1 = 0.15 \text{ m .}$$

VT2 :

$$h_2 = 1.10 * 5 [(1.40*(280+80+50)+1.70*(200)) / 16 / 210 / 57.79]^{0.50}$$

$$h_2 = 0.377 \text{ m}$$

$$b_2 = 1.0/20*(1.5+1/(280+80+50+200)*0.10*2.80*1800+0.10/2)$$

$$b_2 = 0.118 \text{ m}$$

VT3 :

$$h_3 = 1.10 * 3 [(1.40*(280+80+50)+1.70*(200)) / 16 / 210 / 57.79]^{0.50}$$

$$h_3 = 0.226 \text{ m .}$$

$$b_3 = 1/20*(8*0.17)$$

$$b_3 = 0.068 \text{ m .}$$

VT4 :

$$h_4 = 1.10 * 3 [(1.40*(280+80+50)+1.70*(200)) / 16 / 210 / 57.79]^{0.50}$$

$$h_4 = 0.226 \text{ m}$$

$$b_4 = 1.0/20*(4*0.17+1/(280+80+50+200)*0.10*2.8*1800+0.10/2)$$

$$b_4 = 0.0778 \text{ m .}$$

Como el sistema es aporticado y la edificación se encuentra en una zona de alto riesgo sísmico. Entonces para ajustar estas dimensiones aplicaremos el criterio de igualdad de rigideces .

$$b * h^3 = b_0 * h_0^3$$

1º, 2º, 3º nivel

VT1 :

$$h_1 = 0.41 \text{ m}$$

$$b_1 = 0.15 \text{ m}$$

$$0.15 * 0.41^3 = 0.25 * h_0^3 \Rightarrow b_0, h_0 = 0.25, 0.35$$

VT2 :

$$h_2 = 0.41 \text{ m}$$

$$b_2 = 0.149 \text{ m}$$

$$0.149 * 0.41^3 = 0.25 * bo^3 \Rightarrow bo , ho = 0.25 , 0.35$$

VT3 :

$$h3 = 0.248 \text{ m}$$

$$b3 = 0.068 \text{ m}$$

$$0.068 * 0.248^3 = 0.25 * bo^3 \Rightarrow bo , ho = 0.25 , 0.16(0.25,0.30)\text{min}$$

VT4 :

$$h4 = 0.248 \text{ m} .$$

$$b4 = 0.108 \text{ m} .$$

$$0.108 * 0.248^3 = 0.25 * bo^3 \Rightarrow bo , ho = 0.25, 0.187(0.25,0.30) \text{ min}$$

Como lo dice el código ACI en zonas de alto riesgo sísmico el ancho de la viga como mínimo es de 0.25 m .

De la misma manera se procederá en el ajuste de las dimensiones obtenidas para las vigas en la azotea .

VT1 :

$$h1 = 0.377 \text{ m}$$

$$b1 = 0.15 \text{ m}$$

$$0.15 * 0.377^3 = 0.25 * ho^3 \Rightarrow bo , ho = 0.25 , 0.35$$

VT2 :

$$h2 = 0.377 \text{ m}$$

$$b2 = 0.118 \text{ m}$$

$$0.118 * 0.377^3 = 0.25 * bo^3 \Rightarrow bo , ho = 0.25 , 0.30$$

VT3 :

$$h_3 = 0.226 \text{ m}$$

$$b_3 = 0.068 \text{ m}$$

$$0.068 * 0.226^3 = 0.25 * b_o^3 \Rightarrow b_o, h_o = 0.25, 0.23(0.25, 0.30) \text{ min}$$

VT4 :

$$h_4 = 0.226 \text{ m}$$

$$b_4 = 0.0778 \text{ m}$$

$$0.0778 * 0.226^3 = 0.25 * b_o^3 \Rightarrow b_o, h_o = 0.25, 0.23(0.25, 0.30) \text{ min}$$

Resumiendo en un cuadro las dimensiones de vigas obtenidas , se presenta :

Viga	Típico		Azotea	
	b(m)	h(m)	b(m)	h(m)
VT1	0.25	0.35	0.25	0.35
VT2	0.25	0.35	0.25	0.30
VT3	0.25	0.30	0.25	0.30
VT4	0.25	0.30	0.25	0.30

Sin embargo este proceso necesita sistematizarse por lo cual se ha realizado algunas hojas de cálculo para obtener estas dimensiones en las distintas edificaciones

El formato de esta hoja de cálculo es la siguiente :

H(1° piso) (m)	h(Típico) (m)	Lmen (m)	Lmay (m)	Lmen/25 (m)	Lmen/25 (m)	t (m)	PPAlig (Kg/m ²)	f _c (Columna) (Kg/cm ²)
3.2	2.8	3	5	0.15	0.12	0.17	280	210
% S/C Típica	f _c (Vigas) (Kg/cm ²)	Acab.Tip (Kg/m ²)	Acab.Azo (Kg/m ²)	Tab.Tip (Kg/m ²)	Tab.Azo (Kg/m ²)	S/Ctip (Kg/m ²)	S/Cazo (Kg/m ²)	Peso Colum (Kg/cm ²)
0.25	210	100	80	100	50	250	200	60
%S/C Azotea	N° Pisos	Ni (no variar)	γ (Kg/m ²)	α	ei (m)	Bi (m)	ei(Azot) (m)	
0.25	4							
1	T1	1	0	16	0	3	0	
	T2	1	1800	16	0.2	1.5	0.1	
	T3	1	0	16	0	1.36	0	
	T4	1	1800	16	0.2	0.68	0.1	

1° Tanteo

(0 SI NO HAY MURO)

Tipo	Típico		Azotea	
	b(m)	h(m)	b(m)	h(m)
VT1	0.15	0.41	0.15	0.38
VT2	0.15	0.41	0.12	0.38
VT3	0.07	0.25	0.07	0.23
VT4	0.11	0.25	0.08	0.23

Analizar por q en Azotea es un muro pequeño

Valores ajustados

Tipo	Típico		Azotea	
	b(m)	h(m)	b(m)	h(m)
VT1	0.25	0.35	0.25	0.32
VT2	0.25	0.35	0.25	0.29
VT3	0.25	0.16	0.25	0.15
VT4	0.25	0.19	0.25	0.15

Valores finales :

Viga	Típico		Azotea	
	b(m)	h(m)	b(m)	h(m)
VT1	0.25	0.35	0.25	0.35
VT2	0.25	0.35	0.25	0.30
VT3	0.25	0.30	0.25	0.30
VT4	0.25	0.30	0.25	0.30

Lo cual coincide con lo calculado en forma manual

Dimensión de vigas para las distintas edificaciones:

4Niveles		Típico		Azotea	
		b(m)	h(m)	b(m)	h(m)
1	VT1	0.25	0.35	0.25	0.35
	VT2	0.25	0.35	0.25	0.30
	VT3	0.25	0.30	0.25	0.30
	VT4	0.25	0.30	0.25	0.30
2	VT1	0.30	0.40	0.25	0.40
	VT2	0.30	0.40	0.25	0.35
	VT3	0.25	0.30	0.25	0.30
	VT4	0.25	0.30	0.25	0.30
3	VT1	0.30	0.45	0.30	0.40
	VT2	0.30	0.45	0.30	0.35
	VT3	0.25	0.30	0.25	0.30
	VT4	0.25	0.30	0.25	0.30
4	VT1	0.35	0.50	0.35	0.45
	VT2	0.35	0.50	0.30	0.45
	VT3	0.25	0.30	0.25	0.30
	VT4	0.25	0.30	0.25	0.30
5	VT1	0.35	0.55	0.35	0.50
	VT2	0.35	0.50	0.30	0.45
	VT3	0.25	0.30	0.25	0.30
	VT4	0.25	0.35	0.25	0.30
6	VT1	0.35	0.60	0.35	0.55
	VT2	0.35	0.55	0.30	0.50
	VT3	0.25	0.30	0.25	0.30
	VT4	0.25	0.35	0.25	0.30
7	VT1	0.40	0.60	0.40	0.60
	VT2	0.40	0.55	0.35	0.50
	VT3	0.30	0.35	0.25	0.35
	VT4	0.30	0.40	0.25	0.35
8	VT1	0.40	0.70	0.40	0.65
	VT2	0.40	0.65	0.30	0.60
	VT3	0.25	0.40	0.25	0.35
	VT4	0.25	0.40	0.25	0.35

8Niveles		Típico		Azotea	
		b(m)	h(m)	b(m)	h(m)
1	VT1	0.25	0.35	0.25	0.35
	VT2	0.25	0.35	0.25	0.30
	VT3	0.25	0.30	0.25	0.30
	VT4	0.25	0.30	0.25	0.30
2	VT1	0.30	0.40	0.30	0.40
	VT2	0.30	0.40	0.30	0.35
	VT3	0.25	0.30	0.25	0.30
	VT4	0.25	0.30	0.25	0.30
3	VT1	0.30	0.45	0.30	0.40
	VT2	0.30	0.45	0.30	0.35
	VT3	0.25	0.30	0.25	0.30
	VT4	0.25	0.30	0.25	0.30
4	VT1	0.35	0.50	0.30	0.50
	VT2	0.35	0.50	0.30	0.45
	VT3	0.25	0.30	0.25	0.30
	VT4	0.25	0.30	0.25	0.30
5	VT1	0.35	0.55	0.30	0.50
	VT2	0.35	0.50	0.30	0.45
	VT3	0.25	0.30	0.25	0.30
	VT4	0.25	0.35	0.25	0.30
6	VT1	0.35	0.60	0.30	0.60
	VT2	0.35	0.55	0.30	0.50
	VT3	0.25	0.30	0.25	0.30
	VT4	0.25	0.35	0.25	0.30
7	VT1	0.35	0.65	0.30	0.65
	VT2	0.35	0.60	0.30	0.55
	VT3	0.25	0.40	0.25	0.35
	VT4	0.25	0.40	0.25	0.35
8	VT1	0.35	0.75	0.35	0.70
	VT2	0.35	0.65	0.30	0.60
	VT3	0.25	0.40	0.25	0.35
	VT4	0.25	0.40	0.25	0.35

12Niveles		Típico		Azotea	
		b(m)	h(m)	b(m)	h(m)
1	VT1	0.25	0.35	0.25	0.35
	VT2	0.25	0.35	0.25	0.30
	VT3	0.25	0.30	0.25	0.30
	VT4	0.25	0.30	0.25	0.30
2	VT1	0.25	0.45	0.25	0.40
	VT2	0.25	0.45	0.25	0.35
	VT3	0.25	0.30	0.25	0.30
	VT4	0.25	0.30	0.25	0.30
3	VT1	0.25	0.45	0.25	0.45
	VT2	0.25	0.45	0.25	0.40
	VT3	0.25	0.30	0.25	0.30
	VT4	0.25	0.30	0.25	0.30
4	VT1	0.30	0.50	0.30	0.50
	VT2	0.30	0.50	0.25	0.45
	VT3	0.25	0.30	0.25	0.30
	VT4	0.25	0.30	0.25	0.30
5	VT1	0.30	0.55	0.30	0.50
	VT2	0.30	0.50	0.25	0.50
	VT3	0.25	0.30	0.25	0.30
	VT4	0.25	0.35	0.25	0.30
6	VT1	0.30	0.65	0.30	0.60
	VT2	0.30	0.60	0.30	0.50
	VT3	0.25	0.30	0.25	0.30
	VT4	0.25	0.35	0.25	0.30
7	VT1	0.30	0.70	0.30	0.65
	VT2	0.30	0.65	0.30	0.55
	VT3	0.25	0.40	0.25	0.35
	VT4	0.25	0.40	0.25	0.35
8	VT1	0.40	0.70	0.35	0.70
	VT2	0.35	0.70	0.30	0.60
	VT3	0.25	0.40	0.25	0.35
	VT4	0.25	0.40	0.25	0.35

2.2.4 CÁLCULOS DE PREDIMENSIONAMIENTO DE COLUMNAS

El cálculo que se realizará es para una sola edificación , ya que el resto se hará de la misma manera .

4 niveles Caso 1 : $L_{may} = 5.0m$ y $L_{men}=3.0m$

Tipos

C1 = Columna interior .

C2 = Columna extrema de pórtico interior .

C3 = Columna extrema de pórtico interior .

C4 = Columna de esquina .

C1

$$n = 0.25$$

$$PG = (L_{may} * L_{men} *(pp.alig+pp.acab.tip+pp.tab+s/c+pp.viga)+ \gamma_{concreto}*(b_1*h_1*L_{may}+b_3*h_3*L_{men})) * Num.pisos$$

$$P = 1.10*PG$$

$$C1 \times C1 = P / (n * f'c)$$

$$C1 = (P / (n * f'c)) ^{0.5}$$

$$PG = (5*3*(280+100+100+250+60)+2400(0.25*0.35*5+0.25*0.30*3))*4$$

$$PG = 53760 \text{ tn}$$

$$P = 1.10 * 53760$$

$$P = 59136 \text{ tn}$$

$$C1 \times C1 = 59136 / (0.25 * 210)$$

$$C1 \times C1 = 1126.4 \text{ cm}^2$$

$$C1 = 33.56 \text{ cm}$$

$$C1 = 0.35 \text{ m}$$

C2

$$n = 0.25$$

$$PG = (L_{may}/2 * L_{men} * (pp.alig + pp.acab.tip + pp.tab + s/c + pp.viga) + \gamma_{concreto} * (b1 * h1 * L_{may}/2 + b4 * h4 * L_{men})) * \text{Num.pisos}$$

$$P = 1.25 * PG$$

$$C2 \times C2 = P / (n * f'c)$$

$$C2 = (P / (n * f'c))^{0.5}$$

$$PG = (5/2 * 3 * (280 + 100 + 100 + 250 + 60) + 2400 * (0.25 * 0.35 * 5/2 + 0.25 * 0.30 * 3)) * 4$$

$$PG = 27960 \text{ tn}$$

$$P = 1.25 * 27960$$

$$P = 34950 \text{ tn}$$

$$C2 \times C2 = 34950 / (0.25 * 210)$$

$$C2 \times C2 = 665.71 \text{ cm}^2$$

$$C2 = 25.80 \text{ cm}$$

$$C2 = 0.25 \text{ m}$$

C3 :

$$n = 0.25$$

$$PG = (L_{may} * L_{men}/2 * (pp.alig + pp.acab.tip + pp.tab + s/c + pp.viga) + \gamma_{concreto} * (b^2 * h^2 * L_{may} + b^3 * h^3 * L_{men}/2)) * Num.pisos$$

$$P = 1.25 * PG$$

$$C3 \times C3 = P / (n * f'c)$$

$$C3 = (P / (n * f'c))^{0.5}$$

$$PG = (5^{3/2} * (280 + 100 + 100 + 250 + 60) + 2400(0.25 * 0.35 * 5 + 0.25 * 0.30^{3/2})) * 4$$

$$PG = 28980 \text{ tn}$$

$$P = 1.25 * 28980$$

$$P = 36225 \text{ tn}$$

$$C3 \times C3 = 36225 / (0.25 * 210)$$

$$C3 \times C3 = 690 \text{ cm}^2$$

$$C3 = 26.27 \text{ cm}$$

$$C3 = 0.25 \text{ m}$$

C4 :

$$n = 0.20$$

$$PG = (L_{may}/2 * L_{men}/2 (pp.alig+pp.acab.tip+pp.tab+s/c+pp.viga) + \gamma_{concreto} * (b^2 * h^2 * L_{may}/2 + b^4 * h^4 * L_{men}/2)) * Num.pisos$$

$$P = 1.50 * PG$$

$$C4 \times C4 = P / (n * f'c)$$

$$C4 = (P / (n * f'c)) ^{0.5}$$

$$PG = (5/2 * 3/2 * (280+100+100+250+60) + 2400(0.25 * 0.35 * 5/2 + 0.25 * 0.30 * 3/2)) * 4$$

$$PG = 15030 \text{ tn}$$

$$P = 1.50 * 15030$$

$$P = 22545 \text{ tn}$$

$$C4 \times C4 = 22545 / (0.20 * 210)$$

$$C4 \times C4 = 536.78 \text{ cm}^2$$

$$C4 = 23.17 \text{ cm}$$

$$C4 = 0.25 \text{ m}$$

Resumiendo en un cuadro las dimensiones de columnas obtenidas se presenta lo siguiente :

Tipo	b(m)	h(m)
C1	0.35	0.35
C2	0.25	0.25
C3	0.25	0.25
C4	0.25	0.25

Sin embargo este proceso necesita sistematizarse , por lo cual se ha realizado algunas hojas de calculo para obtener las dimensiones en las distintas edificaciones

El formato de esta hoja de cálculo es la siguiente

CASO	(VIGA)										(COL)				(MASAS)				
	Lmen (m)	Tipo	Típico	AZOTEA	TÍPICO	Azotea	Tipo	Columna	Típico	Masa	Inerc.Rotac	LX	LY						
		B(m)	Hm	b(m)	h(m)	b(m)	h(m)	cuadra(cm)	b(m)	h(m)	(Tn/(m/s ²))								
1	3	T1	0.15	0.41	0.15	0.38	0.25	0.35	0.25	0.35	0.35	0.35	0.350	0.350	1° piso	12.36	315.21	1.6	1.5
		T2	0.15	0.41	0.12	0.38	0.25	0.35	0.25	0.30	0.30	0.30	0.250	0.250	Típico	12.16	310.19		
		T3	0.07	0.25	0.07	0.23	0.25	0.30	0.25	0.30	0.30	0.30	0.250	0.250	Azotea	9.56	243.79	e(m)	0.20
	5	T4	0.11	0.25	0.08	0.23	0.25	0.30	0.25	0.30	0.30	0.30	0.80	0.80	0.25	Col.confí	0.250	<lado)	

El valor 0.25 de C4 es la dimension de la columna de confinamiento en la placa.

El valor 0.80 que aparece en la hoja ,es la dimension de una columna cuadrada equivalente a la suma de C4 y la placa en la esquina para poder metrarla.

Las dimensiones obtenidas para las distintas edificaciones según la hoja de calculo realizada son:

4Niveles		tipo	Columna cuadrada	
			b(m)	h(m)
1	Lmen(m)	C1	0.35	0.35
	3	C2	0.25	0.25
	Lmay(m)	C3	0.25	0.25
	5	C4	0.25	0.25
2	Lmen(m)	C1	0.40	0.40
	3	C2	0.30	0.30
	Lmay(m)	C3	0.30	0.30
	6	C4	0.25	0.25
3	Lmen(m)	C1	0.45	0.45
	4	C2	0.35	0.35
	Lmay(m)	C3	0.35	0.35
	6	C4	0.30	0.30
4	Lmen(m)	C1	0.45	0.45
	4	C2	0.35	0.35
	Lmay(m)	C3	0.35	0.35
	7	C4	0.35	0.35
5	Lmen(m)	C1	0.55	0.55
	5	C2	0.40	0.40
	Lmay(m)	C3	0.40	0.40
	7	C4	0.35	0.35
6	Lmen(m)	C1	0.55	0.55
	5	C2	0.45	0.45
	Lmay(m)	C3	0.45	0.45
	8	C4	0.40	0.40
7	Lmen(m)	C1	0.65	0.65
	6	C2	0.50	0.50
	Lmay(m)	C3	0.50	0.50
	8	C4	0.45	0.45
8	Lmen(m)	C1	0.70	0.70
	6	C2	0.55	0.55
	Lmay(m)	C3	0.55	0.55
	9	C4	0.50	0.50

8Niveles		tipo	Columna cuadrada	
			b(m)	h(m)
1	Lmen(m)	C1	0.45	0.45
	3	C2	0.40	0.40
	Lmay(m)	C3	0.40	0.40
	5	C4	0.35	0.35
2	Lmen(m)	C1	0.50	0.50
	3	C2	0.40	0.40
	Lmay(m)	C3	0.45	0.45
	6	C4	0.40	0.40
3	Lmen(m)	C1	0.55	0.55
	4	C2	0.50	0.50
	Lmay(m)	C3	0.50	0.50
	6	C4	0.45	0.45
4	Lmen(m)	C1	0.60	0.60
	4	C2	0.50	0.50
	Lmay(m)	C3	0.55	0.55
	7	C4	0.45	0.45
5	Lmen(m)	C1	0.70	0.70
	5	C2	0.60	0.60
	Lmay(m)	C3	0.60	0.60
	7	C4	0.50	0.50
6	Lmen(m)	C1	0.75	0.75
	5	C2	0.60	0.60
	Lmay(m)	C3	0.65	0.65
	8	C4	0.55	0.55
7	Lmen(m)	C1	0.85	0.85
	6	C2	0.70	0.70
	Lmay(m)	C3	0.70	0.70
	8	C4	0.65	0.65
8	Lmen(m)	C1	0.90	0.90
	6	C2	0.75	0.75
	Lmay(m)	C3	0.75	0.75
	9	C4	0.65	0.65

12Niveles		tipo	Columna cuadrada	
			b(m)	h(m)
1	Lmen(m)	C1	0.55	0.55
	3	C2	0.45	0.45
	Lmay(m)	C3	0.45	0.45
	5	C4	0.40	0.40
2	Lmen(m)	C1	0.60	0.60
	3	C2	0.50	0.50
	Lmay(m)	C3	0.50	0.50
	6	C4	0.45	0.45
3	Lmen(m)	C1	0.70	0.70
	4	C2	0.60	0.60
	Lmay(m)	C3	0.60	0.60
	6	C4	0.50	0.50
4	Lmen(m)	C1	0.75	0.75
	4	C2	0.65	0.65
	Lmay(m)	C3	0.65	0.65
	7	C4	0.55	0.55
5	Lmen(m)	C1	0.85	0.85
	5	C2	0.70	0.70
	Lmay(m)	C3	0.70	0.70
	7	C4	0.65	0.65
6	Lmen(m)	C1	0.90	0.90
	5	C2	0.75	0.75
	Lmay(m)	C3	0.75	0.75
	8	C4	0.70	0.70
7	Lmen(m)	C1	1.00	1.00
	6	C2	0.85	0.85
	Lmay(m)	C3	0.85	0.85
	8	C4	0.75	0.75
8	Lmen(m)	C1	1.05	1.05
	6	C2	0.90	0.90
	Lmay(m)	C3	0.95	0.95
	9	C4	0.80	0.80

CAPITULO III

ANÁLISIS ESTRUCTURAL

3.1 GENERALIDADES :

Se hará un estudio superficial de las características dinámicas de la estructura así como la concordancia de la estructura con la norma de diseño Sismo-Resistente del R.N.C. , también se presentará dos métodos distintos para la determinación de la fuerza sísmica , el método dinámico de análisis Modal espectral y el método estático general propuesto por el R.N.C

Se analizará los periodos , desplazamientos y cortantes de las estructuras obtenidas mediante el análisis dinámico para compararla con el cortante obtenido mediante el análisis estático y si el 80% de este ultimo es mayor entonces se tendrá que escalar las fuerzas cortantes obtenidas con el método dinámico así como indica la norma . También se hará el análisis dinámico de las estructuras mencionadas anteriormente adicionándoles el apéndice y comparar además de lo anterior la fuerza obtenida en el apéndice con el método alternativo que da la norma para estos elementos

3.2 CARACTERÍSTICAS DINÁMICAS DE LA ESTRUCTURA :

La intensidad de la respuesta dinámica de una estructura depende de sus características *dinámicas* , *ondas sísmicas* y *del medio que las propaga* .

Las características dinámicas empleadas para el análisis modal dependen esencialmente *del tipo constructivo* , *de la distribución y forma de la estructura resistente* desde el punto de vista *dinámico / estático* y de los materiales empleados .

Los elementos esenciales que definen las características dinámicas de la estructura que estudiaremos brevemente son las siguientes :

-Frecuencias o periodos propios T_i (naturales) de oscilación.

-Formas propias de oscilación , denominados vectores propios o normales de oscilación Φ_1

-Amortiguamiento de los diversos tipos estructurales $b(\%)$.

3.3 FUNDAMENTOS DEL ANÁLISIS DINÁMICO DE LA ESTRUCTURA .

3.3.1 Introducción .

Todas las estructuras físicas y reales , cuando están sujetas a cargas o desplazamientos , actúan dinámicamente . Si las cargas o desplazamientos son aplicados muy lentamente las fuerzas de inercia pueden despreciarse y se puede justificar un análisis de cargas estáticas . Por otro lado , todas las estructuras reales tienen un infinito número de grados de libertad de desplazamiento . Es así que la etapa mas crítica del análisis estructural es la creación de un modelo matemático , con una cantidad finita de elementos con masa y una cantidad finita de nudos , el mismo que simulará el comportamiento de la estructura real . La masa del sistema estructural , la cual se estima con mucho cuidado , es concentrada en un nudo maestro .

También , para las estructuras elásticas lineales las propiedades de rigidez de los miembros, con ayuda de *información experimental* puede aproximarse con un alto grado de confiabilidad . Sin embargo las cargas dinámicas y las condiciones de borde (cimentación) para muchas estructuras son difíciles de estimar . Esto siempre ocurre en el caso de cargas sísmicas . Para reducir los errores que son causados por todas estas aproximaciones , es necesario realizar diferentes análisis dinámicos usando diferentes modelos matemáticos , cargas y condiciones de borde .

3.3.2 Equilibrio Dinámico .

La ecuación de equilibrio de un sistema de varios grados de libertad de masas concentradas puede ser expresada como una función del tiempo como sigue :

$$F(t) I + F(t) D + F(t) S = F(t) \quad \dots\dots\dots \text{Ec. 1}$$

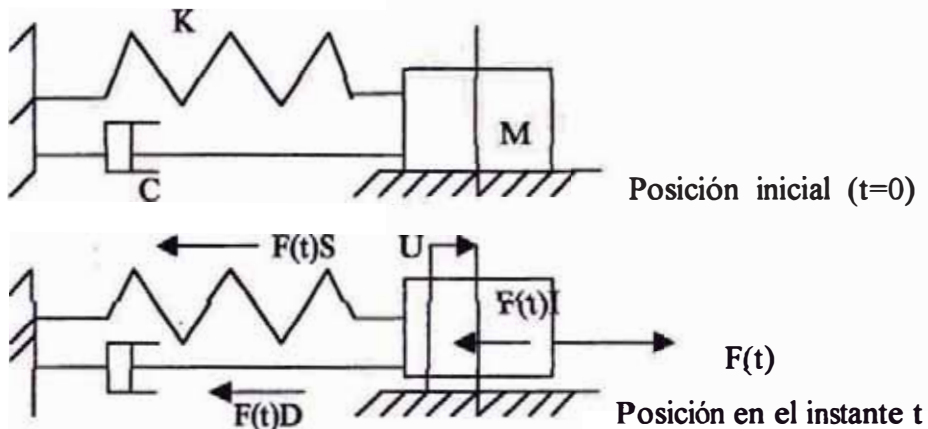
En la cual los vectores de fuerza en el tiempo t son :

$F(t) I$ es el vector de fuerzas de inercia actuando en las masas nodales .

$F(t) D$ es el vector de fuerzas de amortiguamiento viscoso .

$F(t) S$ es el vector de fuerzas por deformación de la estructura .

$F(t)$ es el vector de cargas aplicadas externamente .



La ecuación presente es válida tanto para sistemas lineales como no lineales ,si el equilibrio se formula con respecto a la geometría deformada de la estructura .

Para el análisis lineal , esta ecuación se puede escribir , en términos de desplazamientos nodales de la siguiente forma

$$M \ddot{u}(t) + C \dot{u}(t) + K u(t) = F(t) \quad \dots\dots\dots \text{Ec (2)}$$

En donde , M es la matriz de masas (concentradas) , C es la matriz de amortiguamiento viscoso (el cual es normalmente seleccionado para aproximar la energía de disipación en la estructura real) y K es la matriz de rigidez estática para el sistema de elementos estructurales

Los vectores dependientes del tiempo $\ddot{u}(t)_a$, $\dot{u}(t)_a$ y $u(t)_a$. Son las aceleraciones , velocidades y desplazamientos nodales absolutos , respectivamente .

Para cargas sísmicas , las cargas externas $F(t)$ son iguales a cero . Los movimientos sísmicos básicos son los tres componentes de desplazamiento de la base $u(t)$ ig que son conocidos en los puntos que se encuentran al nivel de la cimentación de la estructura . Por otro lado , se puede plantear la Ec (1) en términos de los desplazamientos $u(t)$, velocidades $\dot{u}(t)$ y aceleraciones $\ddot{u}(t)$ que son relativas a las tres componentes de los desplazamientos de la base .

Es así que ; los desplazamientos , velocidades y aceleraciones absolutas pueden eliminarse de la Ec (2) mediante las siguientes ecuaciones :

$$u(t)_a = u(t) + I_x u(t)_{xg} + I_y u(t)_{yg} + I_z u(t)_{zg} \quad \dots\dots\dots Ec (3a)$$

$$\dot{u}(t)_a = \dot{u}(t) + I_x \dot{u}(t)_{xg} + I_y \dot{u}(t)_{yg} + I_z \dot{u}(t)_{zg} \quad \dots\dots\dots Ec (3b)$$

$$\ddot{u}(t)_a = \ddot{u}(t) + I_x \ddot{u}(t)_{xg} + I_y \ddot{u}(t)_{yg} + I_z \ddot{u}(t)_{zg} \quad \dots\dots\dots Ec (3c)$$

Donde I_i es un vector con 1(unos) en los grados de libertad de la dirección “ i ” y ceros en las otras posiciones . Si sustituimos las Ec(3) en la Ec(2) , esto nos permite rescribir las ecuaciones de equilibrio como sigue :

$$M \ddot{u}(t) + C \dot{u}(t) + K u(t) = -M_x \ddot{u}(t)_{xg} - M_y \ddot{u}(t)_{yg} - M_z \ddot{u}(t)_{zg} \quad \dots\dots Ec(4)$$

Donde $M_i = M I_i$

La forma simplificada de la Ec (4) es posible desde que los desplazamientos y velocidades de cuerpo rígido asociado con los movimientos de la base no causan amortiguamiento o fuerzas en la estructura adicionales

Es importante entender que los desplazamientos , los mismos que son proporcionados por los programas de cómputo , son los desplazamientos relativos y fundamentalmente , la carga en la estructura es debida a desplazamientos en la base de la estructura y no a cargas nodales aplicadas en la estructura . También , es importante calcular los desplazamientos absolutos para evaluar apropiadamente los sistemas de aislamiento de la base .

3.3.3 Solución de las Ecuaciones de Equilibrio Dinámico .

Hay diversos métodos que pueden ser empleados para la solución de la Ec (1) . Cada método tiene su ventaja y desventaja que dependen del tipo de estructura y carga . Sin embargo , los diferentes métodos numéricos de solución pueden clasificarse como sigue

3.3.3.1 Método de Solución paso a paso .

El método de solución general para el análisis dinámico es un método incremental en el cual las ecuaciones de equilibrio son resueltas en los tiempos Δt , $2 \Delta t$, $3 \Delta t$, etc . Hay un gran número de métodos de solución incremental . En general , estos métodos involucran una solución de todo el conjunto de ecuaciones de equilibrio en cada incremento de tiempo . En el caso del análisis no lineal , puede ser necesario reformular la matriz de rigidez de todo el sistema estructural para cada intervalo de tiempo También la iteración será requerida dentro de cada incremento de tiempo para satisfacer el equilibrio

Como los requerimientos de cómputo son significativos , estos procedimientos pueden emplearse para resolver sistemas estructurales con pocos cientos de grados de libertad Adicionalmente , el amortiguamiento numérico o artificial debe considerarse en los métodos de solución incremental con el propósito de obtener soluciones estables . Para

los casos de estructuras no lineales sujetas a movimientos en la base , se hace necesario el empleo de los métodos de solución incremental .

En sistemas estructurales muy grandes , se ha encontrado que las combinaciones de los métodos de superposición modal e incremental han sido eficientes para sistemas con un pequeño número de elementos no lineales

3.3.3.2 Métodos de Superposición Modal Espectral .

El más común y efectivo procedimiento para el análisis sísmico de sistemas estructurales lineales es el método de superposición modal . Este método , luego de evaluar un conjunto de vectores ortogonales , reduce el gran conjunto de ecuaciones globales de equilibrio a un pequeño número de ecuaciones diferenciales desacopladas de segundo orden . La solución numérica de estas ecuaciones involucra una gran reducción de tiempo de computo

Se ha demostrado que los movimientos sísmicos excitan a la estructura solo en sus frecuencias más bajas . Típicamente , las aceleraciones de la tierra debido a los sismos son registradas con incrementos a razón de 200 puntos por segundo . Es así que la información de cargas básicamente no contiene información por encima de los 50 ciclos por segundo . Por lo que , despreciando las altas frecuencias y formas de modo del sistema no se introducen errores .

3.3.3.3 Análisis de Respuesta espectral .

El método de superposición modal ,el mismo que esta restringido al análisis elástico lineal, produce la completa respuesta en la historia de tiempo de los desplazamientos de los nudos y fuerzas en los elementos debida a una carga especificada de movimiento de la base . Hay dos desventajas en estos procedimientos :

Primero .- los procedimientos del método producen una gran cantidad de información la misma que requiere un enorme esfuerzo computacional que considere todas las posibilidades de la verificación del diseño como una función del tiempo .

Segundo .- el análisis debe repetirse para diferentes registros sísmicos con el propósito de asegurar que todos los modos significativos sean excitados .

Hay significativas ventajas computacionales usando el método de la respuesta espectral en el análisis de sismos para predecir los desplazamientos y fuerzas en los elementos de un sistema estructural . El método involucra el cálculo solamente de los valores máximos de los desplazamientos en cada modo usando un espectro de diseño el mismo que representa el promedio de diversos sismos . Luego , por ejemplo : Mediante el método CQC o SRSS se combinan estos valores máximos de respuesta modal obteniendo los valores más probables de desplazamiento y fuerza .

3.3.3.4 Solución en el Dominio de Frecuencias .

Este procedimiento es empleado para resolver las ecuaciones de equilibrio dinámico en el dominio de frecuencias , esto es , expandir las fuerzas externas $F(t)$ en términos de series de Fourier o integrales de Fourier .Este procedimiento es muy efectivo ya que para el las cargas de tipo periódica como una vibración de máquina , acústica , olas de mar y viento.

3.3.4 Determinación de los vectores propios o normales de oscilación por el método modal espectral .

Esta determinación la realizaremos planteando las siguientes ecuaciones

3.3.4.1 Ecuación de Equilibrio Dinámico .-

$$[M] \{ \ddot{u} \} + [C] \{ \dot{u} \} + [K] \{ u \} = \{ f(t) \}$$

$[M]$ = matriz de masas .

$[C]$ = matriz de amortiguamiento viscoso .

$[K]$ = matriz de rigidez .

$\{ \ddot{u} \}$ = aceleraciones absolutas .

$\{ \dot{u} \}$ = velocidades absolutas .

$\{ u \}$ = vector de desplazamientos absolutos .

3.3.4.2 Análisis Sísmico .-

$$\{ u \} = \{ X \} + \{ 1 \} u_s$$

$$[M] \{ \ddot{y} \} + [C] \{ \dot{y} \} + [K] \{ y \} = - [M] \{ 1 \} \ddot{u}_s$$

$\{ y \}$ = vector de desplazamientos relativos .

$\{ 1 \}$ = desplazamiento de cuerpo rígido con el terreno .

\ddot{u}_s = aceleración del terreno .

3.3.4.3 Análisis sísmico por superposición modal espectral .

$$C_{i \max} = \Gamma_i S_d = \Gamma_i S_a / \Omega_i^2$$

$S_d(T_i)$ = valor del espectro de desplazamientos .

$S_a(T_i)$ = valor espectral de pseudo – aceleración = $ZUCS_g$.

$$T_i = 2 \pi / \Omega_i$$

$$\{ X \}_{i \max} = \Gamma_i S_d \{ \phi \}_i$$

$$CQC : R = (\sum \sum R_i c_{ij} R_j)^{1/2}$$

$$c_{ij} = 8\beta^2 (1+r) r^{3/2} / [(1+r^2)^2 + 4\beta^2 r(1+r)^2]$$

$$SRSS : R = (\sum R_i^2)^{1/2}$$

Para estimar la respuesta máxima probablemente conociendo la respuesta máxima de los modos de vibración , se reconoce que la simple adición de las respuestas máximas siempre excederá el valor de la respuesta máxima real , debido a que las respuestas máximas correspondientes a los modos de vibración se producen en tiempos diferentes , por lo tanto; un criterio bastante utilizado es la “raíz media cuadrática SRSS : $R = (\sum R_i^2)^{1/2}$ ” .

Se conoce además que la influencia de los altos modos de vibración es comparablemente pequeña y es suficiente para fines prácticos considerar solamente los primeros modos de vibración siempre teniendo en cuenta que la suma de masas efectivas sea por lo menos el 90% de la masa de la estructura , donde los primeros modos a considerar son por lo general los tres primeros modos predominantes en cada dirección de análisis .

3.3.5 Factor de amortiguamiento .

El amortiguamiento tiene especial importancia en el cálculo sismo – resistente , ya que *influye directamente sobre la respuesta dinámica de la estructura.*

El efecto producido por el amortiguamiento se refleja en el espectro de velocidades, *pudiendo concluirse que las estructuras con alto grado de amortiguamiento y las que tienen mayor capacidad de absorción de energía se comportan favorablemente durante un sismo .*

El valor del factor de amortiguamiento es siempre menor que la unidad , tomando para estructuras de concreto armado valores de *0.10* , valor extraído de investigaciones teóricas y experimentales . Sin embargo, no es usual diseñar estructuras con un epicentro cercano .

3.4.3 Categoría de la estructura .-

Cada estructura debe ser clasificada de acuerdo al uso e importancia ante la ocurrencia de un sismo , para esto la norma nos da cuatro categorías entre la que podemos ubicar a las nuestras en la categoría C , como edificaciones comunes .

CATEGORÍA C :

Edificaciones comunes cuya falla ocasionaría pérdidas de cuantía intermedia como viviendas , oficinas , hoteles , restaurantes depósitos e instalaciones industriales cuya falla no acarree peligros adicionales de incendios , fugas de contaminantes , etc .

De acuerdo a su uso e importancia se ha considerado que para estructuras de la categoría C el factor de uso toma el valor de :

$$U = 1.00$$

3.4.4 Sistema estructural .-

Los sistemas estructurales se clasifican según los materiales usados y el sistema de estructuración sismorresistente predominante en cada dirección . Según la clasificación que se haga de una edificación se usará un coeficiente de reducción de fuerza sísmica (R) y se tendrá un límite de altura , sin embargo nuestro sistema es Dual, que no tiene límite de altura

Sistema Dual :

Sistema en el cual las fuerzas horizontales son resistidas por una combinación de pórticos y muros de concreto armado en adición a la caja de ascensores o escaleras

Los pórticos deberán ser diseñados para tomar por lo menos el veinticinco por ciento (25%) de la fuerza cortante de base .

Para este tipo de sistema estructural se ha designado un coeficiente de reducción R igual a :

$$R = 10$$

Cabe decir que nuestras estructuras presentan regularidad estructural en altura y en planta en ambas direcciones .

3.4.5 Factor de amplificación Sísmica .-

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

$$C = 2.50 \times (T_p / T)^{1.25} \quad C \leq 2.50$$

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

3.4.6 Aceleración espectral .-

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

$$S_a = (Z \times U \times S \times C / R) \times g$$

Para análisis en la dirección vertical podrá usarse un espectro con valores iguales a los 2/3 del espectro empleado para las direcciones horizontales, sin embargo; no es nuestro caso ya que estamos considerando estructuras no cerca de algún epicentro por lo que la aceleración vertical es mínima y podrá despreciarse para el análisis en ambas direcciones .

$$Z = 0.40$$

$$T_p = 0.60$$

$$S = 1.20$$

$$U = 1.0$$

$$R_x = 10$$

$$R_y = 10$$

$$S_{ai} = (Z * U * S * C_i / R) * g$$

$$C_i = 2.50 * (T_p / T_i)^{1.25} \leq 2.50$$

Donde para valores de T que le damos nos resulta una aceleración

Ti(S)	SaiX(m/s ²)	SaiY(m/s ²)
0.000	1.177	1.177
0.100	1.177	1.177
0.200	1.177	1.177
0.300	1.177	1.177
0.400	1.177	1.177
0.500	1.177	1.177
0.600	1.177	1.177
0.700	0.971	0.971
0.800	0.822	0.822
0.900	0.709	0.709
1.000	0.622	0.622
1.100	0.552	0.552
1.200	0.495	0.495
1.300	0.471	0.471

Los periodos obtenidos mediante el programa de computo SAP 2000 deberán estar incluidos en el intervalo de tiempo indicado anteriormente . Si no es así incrementar el dominio de tiempo asignado en la tabla .

3.5 FUNDAMENTO DEL ANÁLISIS ESTÁTICO CON REGLAMENTO

3.5.1 Generalidades .

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

3.5.2 Periodo Fundamental .

Este periodo fundamental se estimará para cada dirección con la siguiente expresión

$$T = h_n / C_T$$

h_n = altura total de la edificación en metros

C_T = coeficiente para estimar el periodo predominante de un edificio

3.5.3 Factor de amplificación sísmica .

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

$$C = 2.50 \times (T_p/T)^{1.25} \leq 2.50$$

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

3.5.4 Determinación de la fuerza cortante en la base .

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

$$V = Z \times U \times S \times C / R \times P$$

Debiendo considerarse para C / R el siguiente valor mínimo

$$C / R \geq 0.1$$

3.5.5 Distribución de la fuerza sísmica en altura .

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

$$F a = 0.07 T \times V \leq 0.15 \times V$$

Si $T < 0.70$ Seg entonces $F a = 0$

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

$$F_i = P_i \times h_i / \left(\sum_{j=1}^n P_j \times h_j \right) \times (V - F a)$$

Siendo :

$$Z = \text{Factor de zona} = 0.40$$

$$U = \text{Factor de uso e importancia} = 1.0$$

$$S = \text{Factor de suelo} = 1.20$$

$C = \text{Factor de amplificación sísmica}$

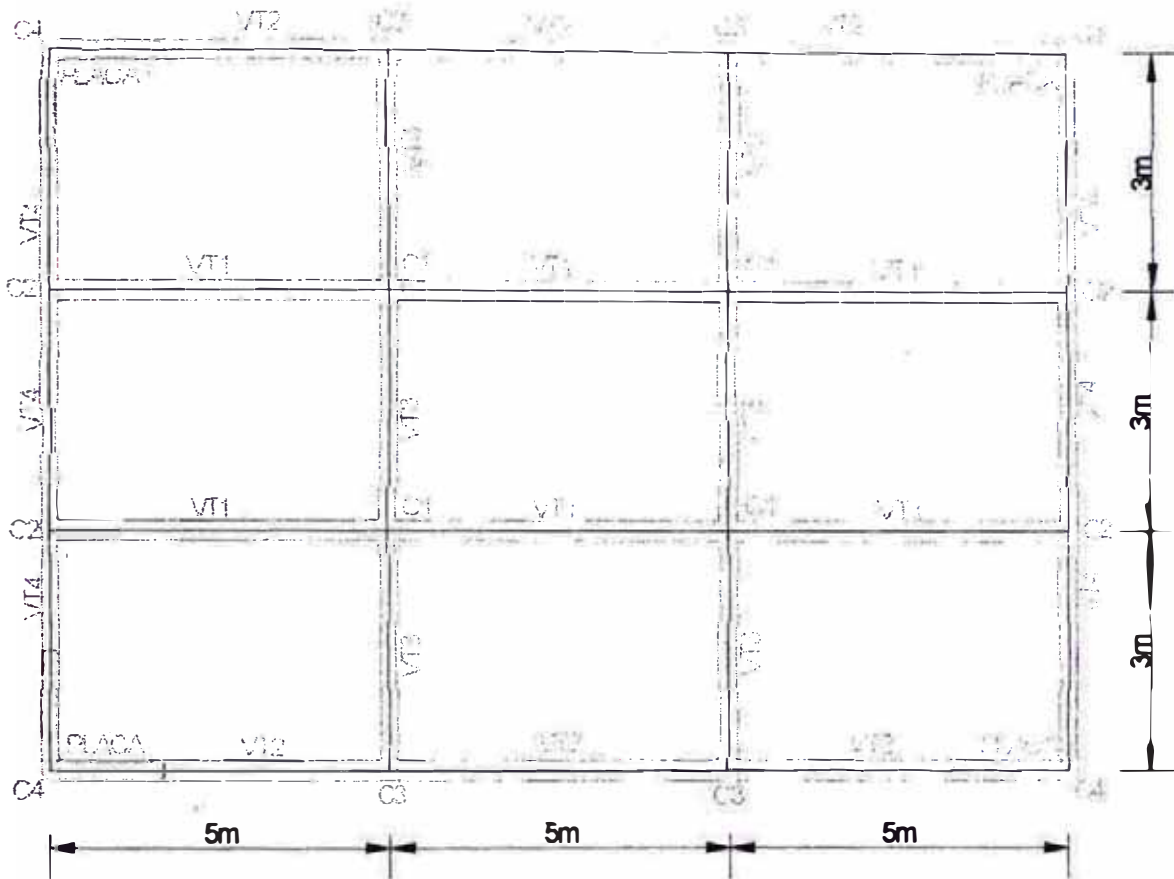
$$R = \text{Factor de reducción} = 10.0$$

3.5.6 Peso de la estructura (P)

Se calculará adicionando a la carga permanente y total de la estructura un porcentaje de la carga viva o sobrecarga que se determinará de acuerdo a la categoría de la edificación . Como la estructura en estudio es de la categoría C , se tomara el 25% de la carga viva .

3.6 CÁLCULOS CON EL MÉTODO ESTÁTICO .

Realizaremos el cálculo para la edificación de 4 niveles caso 1 que tiene las siguientes características (ver Pág. 16):



PLANTA TÍPICA

L may = 5 y L men = 3m

Vigas 1° , 2° y 3° nivel :

VT1 = 0.25 x 0.35

VT2 = 0.25 x 0.35

VT3 = 0.25 x 0.30

VT4 = 0.25 x 0.30

Vigas del 4° nivel

$$VT1A = 0.25 \times 0.35$$

$$VT2A = 0.25 \times 0.30$$

$$VT3A = 0.25 \times 0.30$$

$$VT4A = 0.25 \times 0.30$$

Columnas para todos los niveles

$$C1 = 0.35 \times 0.35$$

$$C2 = 0.25 \times 0.25$$

$$C3 = 0.25 \times 0.25$$

$$C4 = 0.25 \times 0.25$$

Placas en las esquinas (e = 0.20)

$$L_x = 1.60m$$

$$L_y = 1.50m$$

3.6.1 Peso de Entrepisos .

Se procederá a calcular los pesos de los entrepisos del 1° nivel , típico y azotea así como también las masas e inercias rotacionales respectivas

Datos generales

$$\text{área de la losa} = 135 \text{ m}^2 (5 \times 3 \times 9 \text{ m}^2)$$

$$h \text{ 1º nivel} = 3.20 \text{ m}$$

$$h \text{ típica} = 2.80 \text{ m}$$

$$t \text{ aligerado} = L_{men}/20 - L_{men}/25 = 0.15 - 0.12 \Rightarrow t \text{ alig} = 0.17\text{m}$$

$$t \text{ alig} = 0.17\text{m} , \text{ ppalig} = 280 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{acabado típico} = 100 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{acabado azotea} = 80 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{tab.típica} = 100 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{tab.azotea} = 50 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{s/c típica} = 250 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{s/c azotea} = 200 \text{ kg/m}^2$$

$$\% \text{ s/c típica} = 25$$

$$\% \text{ s/c azotea} = 25$$

3.6.1.1 Cálculo del peso , masa e Inercia del 1º nivel .

Como la columna 4 (C4) está acompañada de la placa entonces para metrar esto sumaremos el área de la C4 y placa .

$$\text{C4 transformada} = [L_x * e + (L_y - e) * e + \text{área C4} - ((\text{área C4})^{0.5} - e) * e]^{0.50}$$

$$\begin{aligned} \text{C4 transformada} &= [1.6 * 0.2 + (1.5 - 0.2) * 0.2 + 0.25 * 0.25 - ((0.25 * 0.25)^{0.5} - 0.20) * 0.2]^{0.5} \\ &= 0.7953 \end{aligned}$$

Así también se sumará el área de los 2 elementos de confinamiento vertical de la placa que en este caso son de 0.25×0.25 mayor que el espesor de la placa .

$$\text{peso} = 1/1000[(\text{ppalig} + \text{acabado típico} + \text{tabiquería típica} + \% \text{ s/c típica} \times \text{s/c típica}) \times 135 + (\text{h } 1^{\circ} \text{ nivel} + \text{h típica})/2 \times 4 \times (\text{áreaC1} + \text{áreaC2} + \text{áreaC3} + \text{áreaC4 transformada} + 2 \times 0.25 \times 0.25) \times 2400 + 6 \times (\text{áreaVT1} \times \text{Lmay} + \text{áreaVT2} \times \text{Lmay} + \text{áreaVT3} \times \text{Lmen} + \text{áreaVT4} \times \text{Lmen}) \times 2400]$$

$$\text{peso} = 1/1000[(280 + 100 + 100 + 0.25 \times 250) \times 135 + (3.2 + 2.8)/2 \times 4 \times (0.35 \times 0.35 + 0.25 \times 0.25 + 0.25 \times 0.25 + 0.7953 \times 0.7953 + 2 * 0.25 \times 0.25) \times 2400 + 6 \times (0.25 \times 0.35 \times 5 + 0.25 \times 0.35 \times 5 + 0.25 \times 0.30 \times 3 + 0.25 \times 0.30 \times 3) \times 2400] = 121.2616 \text{ Ton}$$

$$\text{peso(Ton)} = 121.2616$$

$$\text{masa(Ton / (m/s}^2)) = 121.2616/9.81 = 12.36102$$

$$\text{Inercia rotacional} = 12.36102/12 \times ((3 \times 3)^2 + (3 \times 5)^2) = 315.21$$

$$\text{masa(Ton / (m/s}^2)) = 12.36102$$

$$\text{Inercia rotacional(Ton / (m / s}^2) \times \text{m}^2) = 315.21$$

3.6.1.2 Cálculo del peso , masa e Inercia del 2 °y 3° nivel (Típico) .

Seguiremos empleando la sección transformada de la columna 4 calculada en 3.6.1.1 para metrar el peso del entrepiso así también los confinamientos verticales de la placa de 0.25×0.25

$$\text{peso} = 1/1000[\text{ppalig} + \text{acabado típico} + \text{tabiquería típica} + \% \text{ s/c típica} \times \text{s/c típica}) \times 135 + (\text{h típica}) \times 4 \times (\text{áreaC1} + \text{áreaC2} + \text{áreaC3} + \text{áreaC4 transformada} + 2 \times 0.25 \times 0.25) \times 2400 + 6 \times (\text{áreaVT1} \times \text{Lmay} + \text{áreaVT2} \times \text{Lmay} + \text{áreaVT3} \times \text{Lmen} + \text{áreaVT4} \times \text{Lmen}) \times 2400]$$

$$\text{peso} = 1/1000[(280+100+100+0.25 \times 250) \times 135 + (2.8) \times 4 \times (0.35 \times 0.35 + 0.25 \times 0.25 + 0.25 \times 0.25 + 0.7953 \times 0.7953 + 2 \times 0.25 \times 0.25) \times 2400 + 6 \times (0.25 \times 0.35 \times 5 + 0.25 \times 0.35 \times 5 + 0.25 \times 0.30 \times 3 + 0.25 \times 0.30 \times 3) \times 2400] = 119.3319 \text{ Ton}$$

$$\text{peso (Ton)} = 119.3319$$

$$\text{masa (Ton / (m/s}^2)) = 119.3319/9.81 = 12.1643$$

$$\text{Inercia rotacional} = 12.1643/12 \times ((3 \times 3)^2 + (3 \times 5)^2) = 310.190$$

$$\text{masa (Ton / (m/s}^2)) = 12.1643$$

$$\text{Inercia rotacional (Ton / (m / s}^2) \times \text{m}^2) = 310.190$$

3.6.1.3 Cálculo del peso masa e Inercia del 4º nivel (Azotea) .

Seguiremos empleando la sección transformada de la columna 4 calculada en 3.6.1.1 para metrar el peso del entrepiso así también los confinamientos verticales de la placa de 0.25x0.25:

$$\text{peso} = 1/1000[\text{ppalig} + \text{acabado azotea} + \text{tabiquería azotea} + \% \text{ s/c azotea} \times \text{s/c azotea} \times 135 + (\text{htípica})/2 \times 4 \times (\text{áreaC1} + \text{áreaC2} + \text{áreaC3} + \text{áreaC4 transformada} + 2 \times 0.25 \times 0.25) \times 2400 + 6 \times (\text{áreaVT1 AxLmay} + \text{áreaVT2 AxLmay} + \text{áreaVT3 AxLmen} + \text{áreaVT4 AxLmen}) \times 2400]$$

$$\text{peso} = 1/1000[(280+80+0.25 \times 200) \times 135 + (2.8)/2 \times 4 \times (0.35 \times 0.35 + 0.25 \times 0.25 + 0.25 \times 0.25 + 0.7953 \times 0.7953 + 2 \times 0.25 \times 0.25) \times 2400 + 6 \times (0.25 \times 0.35 \times 5 + 0.25 \times 0.30 \times 5 + 0.25 \times 0.30 \times 3 + 0.25 \times 0.30 \times 3) \times 2400] = 93.7872 \text{ Ton}$$

$$\text{peso (Ton)} = 93.7872$$

$$\text{masa (Ton / (m/s}^2)) = 93.7872/9.81 = 9.560$$

$$\text{Inercia rotacional} = 9.560/12 \times ((3 \times 3)^2 + (3 \times 5)^2) = 243.789$$

$$\text{masa}(\text{Ton} / (\text{m/s}^2)) = 9.56$$

$$\text{Inercia rotacional}(\text{Ton} / (\text{m} / \text{s}^2) \times \text{m}^2) = 243.789$$

Cuadro resumen de pesos , masas e inercias redondeadas a 2 decimales

Nivel	Peso (Ton)	Masa (Ton/(m/s²))	Inerc.Rotacional (Ton/(m/s²)x²m)
1° piso	121.26	12.36	315.21
Típico	119.33	12.16	310.19
Azotea	93.79	9.56	243.79

Sin embargo se tiene 24 tipos de edificación que son 8 casos de 4 niveles , 8 de 8 niveles y 8 de 12 niveles respectivamente

Por lo que se nos hace necesario recurrir a una hoja de cálculo que determine los valores obtenidos anteriormente

La hoja de calculo da como resultado los siguientes valores

4Niveles		Peso (Ton)	Masa (Ton/(m/s²))	Inercia Rotacional (Tonxmxs²)
1	1Piso	121.26	12.36	315.21
	Típico	119.33	12.16	310.19
	Azotea	93.79	9.56	243.79
2	1Piso	147.86	15.07	508.70
	Típico	145.68	14.85	501.18
	Azotea	112.49	11.47	387.00
3	1Piso	187.81	19.14	746.65
	Típico	185.23	18.88	736.41
	Azotea	145.48	14.83	578.37
4	1Piso	220.52	22.48	1,095.85
	Típico	217.86	22.21	1,082.63
	Azotea	172.66	17.60	858.01
5	1Piso	272.01	27.73	1,538.90
	Típico	268.94	27.41	1,521.52
	Azotea	214.75	21.89	1,214.96
6	1Piso	312.19	31.82	2,124.24
	Típico	308.75	31.47	2,100.82
	Azotea	247.15	25.19	1,681.66
7	1Piso	398.09	40.58	3,043.49
	Típico	394.02	40.16	3,012.37
	Azotea	320.38	32.66	2,449.39
8	1Piso	452.62	46.14	4,048.66
	Típico	448.1	45.68	4,008.30
	Azotea	361.31	36.83	3,231.88

12Niveles		Peso (Ton)	Masa (Ton/(m/s ²))	Inercia Rotacional (Tonxm ² s ²)
1	1Piso	160.36	16.35	416.83
	Típico	155.82	15.88	405.04
	Azotea	112.03	11.42	291.21
2	1Piso	188.61	19.23	648.90
	Típico	183.71	18.73	632.04
	Azotea	"1.75	11.74	463.57
3	1Piso	230.44	23.49	916.1 \
	Típico	225.02	22.94	894.56
	Azotea	165.37	16.86	657.45
4	1Piso	271.57	27.68	1,349.53
	Típico	265.50	27.06	1,319.40
	Azotea	195.72 "	19.95	972.64
5	1Piso	326.44	33.28	1,846.85
	Típico	319.74	32.59	1,808.94
	Azotea	237.63	24.22	1,344.41
6	1Piso	369.00	37.61	2,510.78
	Típico	'361.77	. 'o.88	2,401.59
	Azotea	272.22	27.75	1,852.25
7	1Piso	457.34	46.62	3.,496.51
	Típico	449.01	45.77	3,432.77
	Azotea	343.92	35.06	2,629.32
8	1Piso	513.10	52.30	4,589.65
	Típico	504.12	51.39	4,509.36
	Azotea	390.61	39.82	3,494.01

12Niveles		Peso (Ton)	Masa (Ton/(m/s ²))	Inercia Rotacional (Tonxmxs ²)
1	1Piso	187.00	19.06	486.08
	Típico	180.69	18.42	469.67
	Azotea	124.46	12.69	323.53
2	1Piso	214.46	21.86	737.82
	Típico	207.75	21.18	714.74
	Azotea	144.17	14.70	496.01
3	1Piso	266.44	27.16	1,059.23
	T,pico	258.W	26.34	1,027.11
	Azotea	182.91	18.65	727.16
4	1Piso	305.69	31.16	1,519.12
	Típico	297.02	30.28	1,476.02
	Azotea	211.74	21.58	1,052.20
5	1Piso	367.02	37.41	2,076.39
	Típico	357.26	36.42	2,021.18
	Azotea	258.03	26.30	1,459.80
6	1Piso	412.78	42.08	2,808.64
	Típico	402.42	41.02	2,738.16
	Azotea	294.12	29.98	2,001.31
7	1Piso	502.49	51.22	3,841.65
	Típico	490.89	50.04	3,752.99
	Azotea	366.73	37.38	2,803.74
8	1Piso	571.64	58.27	5,113.25
	Típico	559.06	50.99	5,000.76
	Azotea	415.81	42.39	3,719.42

3.6.2 Cálculo de la fuerza horizontal .

Para el caso 1 de 4niveles tenemos los siguientes parámetros

#niveles	4.00
h1°(m)	3.20
H típica(m)	2.80
P1°(tn)	121.26
P típica(tn)	119.33
P azotea(tn)	93.79
Ct	45.00
Tp	0.60
R	10.00
Z	0.40
U	1.00
S	1.20

h_n = altura total de la edificación en metros

$h_n = h_1 + 3 \times h_{típica}$

$h_n = 3.2 + 3 \times 2.8 = 11.60m$

$C_T = 45$ (Norma)

Donde el periodo fundamental se estimará para cada dirección con la siguiente expresión

$T = h_n / C_t$

$T = 11.60/45 = 0.258$ seg

El factor de amplificación sísmica (C) se calculará por la siguiente expresión :

$C = 2.50 \times (T_p/T)^{1.25} \leq 2.50$

T_p = Período que define la plataforma del espectro que para el suelo intermedio toma 0.6

$$T_p = 0.6$$

Debiendo considerarse para C / R el siguiente valor mínimo

$$C / R \geq 0.1$$

$$C = 2.50 \times (0.6 / 0.258)^{1.25} = 7.179 \leq 2.50 \text{ y } C \geq 0.1 \times R = 0.1 \times 10 = 1$$

Para las direcciones X e Y no existe diferencia en el coeficiente de reducción ($R=10$) por presentar regularidad la edificación en ambas direcciones lo que conlleva a decir que la fuerza cortante total en la base es la misma para ambas

El peso total será calculado como la suma de todos los niveles

$$P = P_1 + 2 \times P_{\text{típico}} + P_{\text{azotea}}$$

$$P = 121.26 + 2 \times 119.33 + 93.79$$

$$P = 453.71 \text{ Ton}$$

La fuerza horizontal o cortante total en la base de la estructura se determinará por la siguiente expresión

$$V = Z \times U \times S \times C / R \times P$$

$$V = 0.40 \times 1.00 \times 1.20 \times 2.50 / 10.00 \times (453.71)$$

$$V = 54.4 \text{ Ton}$$

Distribución de la fuerza sísmica en altura .

Si el periodo fundamental T , es mayor que 0.7 Seg , una parte de la fuerza cortante V , denominada Fa , deberá aplicarse en la azotea el cálculo de esta fuerza se determinará con la siguiente expresión

$$F a = 0.07 T \times V \leq 0.15 \times V$$

Si $T < 0.70$ Seg entonces $F a = 0$

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

$$F_i = P_i \times h_i / (\sum_{j=1}^n P_j \times h_j) \times (V - F a)$$

Como el periodo fundamental $T = 0.258$ seg es menor a 0.70seg entonces $F a = 0$

La distribución y valores de la fuerza cortante se presentara en el siguiente cuadro:

n	P	h	Pxh	Pxh/(SUMAPh)	Fi (Ton)	Vi(Ton)
4	93.78	11.60	1,087.89	0.34	18.27	18.27
3	119.29	8.80	1,049.75	0.32	17.63	35.90
2	119.29	6.00	715.74	0.22	12.02	47.92
1	121.25	3.20	388.01	0.12	6.52	54.43

Fi = Fuerza inercial

Vi = Fuerza Cortante

Sin embargo en la investigación se tienen 24 tipos de edificación que son 8 casos de 4 niveles , 8 casos de 8 niveles y 8 casos de 12 niveles . Por lo que se nos hace necesario prescindir de una hoja de cálculo para determinar los valores calculados anteriormente

Estos procesos nos dan como resultado los siguientes cuadros

Para 4 niveles :

1

n	Fi (ton)	Vi(Ton)
4	18.270	18.270
3	17.635	35.905
2	12.024	47.929
1	6.516	54.446

2

n	Fi (ton)	Vi (Ton)
4	21.959	21.959
3	21.574	43.533
2	14.709	58.242
1	7.963	66.204

3

n	Fi(ton)	Vi(Ton)
4	28.334	28.334
3	27.368	55.702
2	18.660	74.361
1	10.090	84.452

4

n	Fi(ton)	Vi(Ton)
4	33.579	33.579
3	32.142	65.721
2	21.915	87.636
1	11.831	99.467

5

n	Fi(ton)	Vi(Ton)
4	41.720	41.720
3	39.636	81.355
2	27.024	108.380
1	14.578	122.957

6

n	Fi(ton)	Vi(Ton)
4	47.996	47.996
3	45.486	93.482
2	31.013	124.496
1	26.725	141.221

7

n	Fi(ton)	Vi(Ton)
4	62.084	62.084
3	57.923	120.007
2	39.493	159.500
1	21.281	180.780

8

n	Fi(ton)	Vi(Ton)
4	70.089	70.089
3	65.945	136.033
2	44.962	180.996
1	24.221	205.217

Para 8 niveles :

1

n	Fi(ton)	Vi(Ton)
8	24.312	24.312
7	29.662	53.974
6	25.509	79.483
5	21.357	100.840
4	17.204	118.044
3	13.051	131.096
2	8.899	139.994
1	4.884	144.878

2

n	Fi(ton)	Vi(Ton)
8	29.190	29.190
7	34.910	64.101
6	30.023	94.124
5	25.136	119.259
4	20.248	139.507
3	15.361	154.868
2	10.473	165.341
1	5.735	171.076

3

n	Fi(ton)	Vi(Ton)
8	35.811	35.811
7	42.742	78.553
6	36.758	115.312
5	30.774	146.086
4	24.791	170.877
3	18.807	189.683
2	12.823	202.506
1	7.003	209.509

4

n	Fi(ton)	Vi(Ton)
8	42.368	42.368
7	50.415	92.783
6	43.357	136.140
5	36.299	172.439
4	29.241	201.680
3	22.183	223.862
2	15.125	238.987
1	8.251	247.237

5

n	Fi(ton)	Vi(Ton)
8	51.399	51.399
7	60.665	112.064
6	52.172	164.237
5	43.679	207.916
4	35.186	243.102
3	26.693	269.794
2	18.200	287.994
1	9.910	297.904

6

n	Fi(ton)	Vi(Ton)
8	58.817	58.817
7	68.568	127.385
6	58.968	186.353
5	49.369	235.722
4	39.769	275.491
3	30.170	305.661
2	20.570	326.231
1	11.190	337.421

7

n	Fi(ton)	Vi(Ton)
8	74.196	74.196
7	84.972	159.168
6	73.076	232.244
5	61.180	293.424
4	49.284	342.708
3	37.388	380.096
2	25.492	405.588
1	13.848	419.436

8

n	Fi(ton)	Vi(Ton)
8	84.188	84.188
7	95.309	179.497
6	81.966	261.462
5	68.623	330.085
4	55.279	385.364
3	41.936	427.300
2	28.593	455.893
1	15.521	471.414

Para 12 niveles :

1

n	Fi(ton)	Vi(Ton)
12	29.948	29.948
11	26.470	56.418
10	24.094	80.512
9	21.719	102.231
8	19.343	121.574
7	16.968	138.542
6	14.592	153.134
5	12.217	165.351
4	9.841	175.193
3	7.466	182.658
2	5.090	187.749
1	2.810	190.558

2

n	Fi(ton)	Vi(Ton)
12	34.594	34.594
11	30.417	65.011
10	27.688	92.699
9	24.958	117.657
8	22.228	139.885
7	19.498	159.383
6	16.769	176.152
5	14.039	190.191
4	11.309	201.500
3	8.579	210.079
2	5.850	215.929
1	3.221	219.149

3

n	Fi(ton)	Vi(Ton)
12	43.581	43.581
11	37.785	81.366
10	34.394	115.760
9	31.003	146.763
8	27.612	174.375
7	24.221	198.596
6	20.830	219.426
5	17.439	236.866
4	14.048	250.914
3	10.657	261.571
2	7.266	268.837
1	3.997	272.834

4

n	Fi(ton)	Vi(Ton)
12	50.322	50.322
11	43.417	93.739
10	39.521	133.260
9	35.624	168.884
8	31.728	200.612
7	27.832	228.444
6	23.935	252.379
5	20.039	272.418
4	16.142	288.560
3	12.246	300.806
2	8.349	309.156
1	4.583	313.739

5

n	Fi(ton)	Vi(Ton)
12	61.040	61.040
11	52.179	113.219
10	47.497	160.716
9	42.814	203.530
8	38.131	241.661
7	33.448	275.109
6	28.766	303.874
5	24.083	327.957
4	19.400	347.357
3	14.717	362.075
2	10.034	372.109
1	5.498	377.607

6

n	Fi(ton)	Vi(Ton)
12	69.288	69.288
11	58.731	128.019
10	53.461	181.480
9	48.190	229.670
8	42.919	272.589
7	37.648	310.237
6	32.378	342.615
5	27.107	369.721
4	21.836	391.557
3	16.565	408.123
2	11.294	419.417
1	6.179	425.596

7

n	Fi(ton)	Vi(Ton)
12	85.739	85.739
11	71.548	157.287
10	65.127	222.414
9	58.706	281.120
8	52.285	333.405
7	45.864	379.269
6	39.443	418.712
5	33.022	451.734
4	26.601	478.335
3	20.180	498.515
2	13.759	512.274
1	7.512	519.766

8

n	Fi(ton)	Vi(Ton)
12	97.351	97.351
11	81.497	178.848
10	74.183	253.031
9	66.869	319.900
8	59.555	379.455
7	52.241	431.697
6	44.928	476.624
5	37.614	514.238
4	30.300	544.538
3	22.986	567.525
2	15.672	583.197
1	8.547	591.744

3.7 CÁLCULOS CON EL MÉTODO DINÁMICO DE SUPERPOSICIÓN MODAL ESPECTRAL .

El análisis dinámico de cada edificación se realizara con el programa SAP 2000 , donde será necesario ingresar el espectro de diseño que nos da la norma y que fue calculado en el capítulo III . 3.4.6 el cual presentamos a continuación :

Ti(S)	SaiX(m/s ²)	SaiY(m/s ²)
0.000	1.177	1.177
0.100	1.177	1.177
0.200	1.177	1.177
0.300	1.177	1.177
0.400	1.177	1.177
0.500	1.177	1.177
0.600	1.177	1.177
0.700	0.971	0.971
0.800	0.822	0.822
0.900	0.709	0.709
1.000	0.622	0.622
1.100	0.552	0.552
1.200	0.495	0.495
1.300	0.471	0.471

Los periodos obtenidos mediante el programa de computo SAP 2000 deberán estar incluidos en el intervalo de tiempo indicado anteriormente . Si no es así incrementar el dominio de tiempo asignado en la tabla

Las propiedades y dimensiones de los elementos también serán ingresados , así como aquellos parámetros necesarios que nos permita ejecutar el programa

Cabe mencionar que en Anexos se presenta un manual práctico del SAP 2000 donde ejecutamos el análisis dinámico de la edificación de 4 niveles caso 1 . Así mismo se presenta los resultados obtenidos del archivo *. OUT

Las grafica de cada modelo analizado se muestra en anexos .

3.7.1 Discusión de los Resultados :

1) De Anexos observamos que el período máximo obtenido corresponde a la primera forma de modo siendo su valor $T = 0.39$ seg el cual se encuentra dentro del intervalo de tiempo dado para el espectro de diseño [0.00 , 1.30 seg].

2) La norma E030 nos exige que en cada dirección se debe considerar aquellos modos de vibración cuya suma de masas efectivas sea por lo menos el 90% de la masa de la estructura , pudiéndose tomar en cuenta por lo menos los tres primeros modos predominantes , sin embargo para nuestro caso estamos considerando los 15 primeros modos de vibración , dando la suma de masas efectivas como resultado en las direcciones X e Y , 97.83 y 97.82% respectivamente . Lo cual satisface lo exigido .

3)El tipo de combinación modal elegido es la raíz cuadrada de la suma de cuadrados (SRSS) tal opción es dada por R.N.C . Así también diremos que la combinación suma de valores absolutos es demasiado conservadora.

4)Los valores de desplazamiento serán multiplicados por el factor de reducción ($R=10$) más no así las fuerzas cortantes y momentos .

5)El desplazamiento máximo relativo permitido para estructuras de concreto armado que indica la norma es $0.007x$ h entrepiso . Siendo 0.0224m para el primer nivel y 0.0196m para los demás niveles .

6)Para cada una de las direcciones consideradas en el análisis Dinámico , la fuerza cortante en la base del edificio no podrá ser menor que el 80% del valor calculado con el análisis estático para estructuras regulares (como todos los casos de nuestra investigación)

Los desplazamientos y fuerzas cortantes de cada nivel se presentarán en el siguiente cuadro:

4pc1	n	Dx(m)	Dy(m)	Vx(Ton)	Vy(Ton)
	4°	0.0197	0.0192	23.957	23.899
	3°	0.0193	0.0192	41.717	41.865
	2°	0.0160	0.0163	52.682	53.000
	1°	0.0090	0.0094	58.164	58.531

Como podemos observar del cuadro, los valores de desplazamiento son inferiores a los límites establecidos por la norma en ambas direcciones ,así también las fuerzas cortantes en la base son mayores que la obtenida con el método estático

Dirección X:

$$D_x (4^\circ) = 0.01965 \quad = \quad 0.0196 \text{ m}$$

$$D_x (3^\circ) = 0.0193 \quad < \quad 0.0196 \text{ m}$$

$$D_x (2^\circ) = 0.0160 \quad < \quad 0.0196 \text{ m}$$

$$D_x (1^\circ) = 0.0090 \quad < \quad 0.0224 \text{ m}$$

$$V_x (4^\circ) = 23.957$$

$$V_x (3^\circ) = 41.717$$

$$V_x (2^\circ) = 52.682$$

$$V_x (1^\circ) = 58.164 \quad > \quad 54.446 * 80\% = 43.557 \text{ Ton}$$

Dirección Y

$$D_y (4^\circ) = 0.0192 \quad < \quad 0.0196 \text{ m}$$

$$D_y (3^\circ) = 0.0192 \quad < \quad 0.0196 \text{ m}$$

$$D_y (2^\circ) = 0.0163 \quad < \quad 0.0196 \text{ m}$$

$$D_y (1^\circ) = 0.0094 \quad < \quad 0.0224 \text{ m}$$

$$V_y (4^\circ) = 23.899$$

$$V_y (3^\circ) = 41.865$$

$$V_y (2^\circ) = 53.000$$

$$V_y (1^\circ) = 58.531 \quad > \quad 54.446 * 80\% = 43.557 \text{ Ton}$$

Los valores obtenidos para las demás edificaciones junto con la primera se presentan a continuación

3.7.2 Cálculo de desplazamientos y fuerzas horizontales .

Para 4 niveles :

4pc1

n	Dx (m)	Dv(m)	Vx(Ton)	Vv(Ton)
4º	0.0197	0.0192	23.957	23.899
3º	0.0193	0.0192	41.717	41.865
2º	0.0160	0.0163	52.682	53.000
1º	0.0090	0.0094	58.164	58.531

4pc2

n	Dx(m)	Dv(m)	Vx(Ton)	Vv(Ton)
4	0.0188	0.0185	28.657	28.583
3º	0.0186	0.0188	50.826	51.021
2º	0.0157	0.0162	64.555	64.949
1º	0.0091	0.0096	71.447	71.889

4pc3

n	Dx (m)	Dv(m)	Vx(Ton)	Vv(Ton)
4º	0.0180	0.0185	36.095	36.127
3º	0.0180	0.0185	63.868	63.716
2º	0.0155	0.0156	81.145	80.800
1º	0.0093	0.0091	89.847	89.444

4pc4

n	Dx (m)	Dv(m)	Vx(Ton)	Vv(Ton)
4	0.0194	0.0196	42.822	42.948
3º	0.0197	0.0195	75.772	75.494
2º	0.0171	0.0164	96.363	95.664
1º	0.0104	0.0096	106.726	105.914

4pc5

n	Dx (m)	Dv(m)	Vx(Ton)	Vv(Ton)
4º	0.0188	0.0184	51.799	52.085
3º	0.0193	0.0182	92.131	91.477
2º	0.0170	0.0153	117.413	115.893
1º	0.0106	0.0090	130.162	128.462

4pc6

n	Dx (m)	Dy (m)	Vx(Ton)	Vy(Ton)
4º	0.0184	0.0186	59.341	59.710
3º	0.0190	0.0184	105.619	104.860
2º	0.0169	0.0155	134.706	132.903
1º	0.0106	0.0092	149.378	147.330

4pc7

n	Dx(m)	Dy(m)	Vx(Ton)	Vy(Ton)
4 ^º	0.0178	0.0187	75.325	75.902
3 ^º	0.0187	0.0185	133.959	132.998
2 ^º	0.0167	0.0157	170.854	168.492
1 ^º	0.0107	0.0095	189.5-99	186.864

4pc8

n	Dx(m)	Dy(m)	Vx(Ton)	Vy(Ton)
4 ^º	0.0170	0.0193	84.912	85.802
3 ^º	0.0182	0.0192	152.731	151.321
2 ^º	0.0166	0.0163	195.689	192.031
1 ^º	0.0109	0.0099	217.470	213.104

Para 8 niveles :

8pc1

n	Dx(m)	Dy(m)	Vx(ton)	Vy(Ton)
8	0.0190	0.0175	36.568	36.616
7	0.0196	0.0180	72.319	72.362
6	0.0197	0.0180	99.718	99.625
5	0.0192	0.0174	121.009	120.793
4	0.0177	0.0160	137.690	137.229
3	0.0152	0.0136	149.993	149.490
2	0.0114	0.0101	158.090	157.625
1	0.0063	0.0056	161.967	161.614

8pc2

n	Dx(m)	Dy(m)	Vx(Ton)	Vy(Ton)
8	0.0188	0.0185	43.257	43.315
7	0.0194	0.0190	85.170	85.224
6	0.0196	0.0191	117.383	117.282
5	0.0191	0.0185	142.560	142.215
4	0.0177	0.0171	162.115	161.593
3	0.0153	0.0146	176.643	176.061
2	0.0115	0.0109	186.224	185.671
1	0.0064	0.0061	190.859	190.397

8pc3

n	Dx(m)	Dy(m)	Vx(Ton)	Vy(Ton)
8	0.0182	0.0188	50.355	50.428
7	0.0189	0.0194	100.560	100.670
6	0.0192	0.0195	139.340	139.124
5	0.0189	0.0189	169.785	168.994
4	0.0177	0.0175	193.480	192.264
3	0.0154	0.0150	211.086	209.768
2	0.0118	0.0114	222.728	221.522
1	0.0068	0.0065	228.391	227.372

8pc4

<i>n</i>	<i>Dx(m)</i>	<i>Dy(m)</i>	<i>Vx(Ton)</i>	<i>Vy(Ton)</i>
8	0.0178	0.0169	59.749	60.151
7	0.0186	0.0173	119.194	119.442
6	0.0190	0.0173	165.301	164.523
5	0.0189	0.0166	201.542	199.427
4	0.0178	0.0152	229.775	226.631
3	0.0156	0.0129	250.792	247.188
2	0.0120	0.0097	264.696	261.160
1	0.0070	0.0057	271.481	268.268

8pc5

<i>n</i>	<i>Dx(m)</i>	<i>Dy(m)</i>	<i>Vx(Ton)</i>	<i>Vy(Ton)</i>
8	0.0178	0.0179	68.965	69.074
7	0.0186	0.0186	138.947	139.041
6	0.0191	0.0190	193.315	193.138
5	0.0190	0.0187	236.110	235.473
4	0.0180	0.0175	269.507	268.509
3	0.0158	0.0153	294.386	293.288
2	0.0122	0.0118	310.903	309.861
1	0.0073	0.0070	319.026	318.094

8pc6

<i>n</i>	<i>Dx(m)</i>	<i>Dy(m)</i>	<i>Vx(Ton)</i>	<i>Vy(Ton)</i>
8	0.0180	0.0177	78.519	78.587
7	0.0190	0.0184	157.325	157.396
6	0.0195	0.0187	218.544	218.311
5	0.0193	0.0184	266.117	265.926
4	0.0183	0.0172	304.315	303.127
3	0.0160	0.0150	332.382	331.141
2	0.0124	0.0117	351.062	350.010
1	0.0074	0.0070	360.299	359.457

8pc7

<i>n</i>	<i>Dx(m)</i>	<i>Dy(m)</i>	<i>Vx(Ton)</i>	<i>Vy(Ton)</i>
8	0.0174	0.0184	95.448	95.993
7	0.0184	0.0192	191.571	191.869
6	0.0191	0.0197	266.428	266.139
5	0.0191	0.0195	325.693	324.508
4	0.0182	0.0183	371.998	370.052
3	0.0161	0.0161	406.570	404.253
2	0.0127	0.0125	429.642	427.166
1	0.0077	0.0075	440.974	438.552

8pc8

n	Dx(m)	Dy(m)	Vx(Ton)	Vy(Ton)
8	0.0175	0.0177	108.217	108.407
7	0.0186	0.0185	215.681	215.885
6	0.0193	0.0191	299.751	299.489
5	0.0193	0.0189	366.186	365.297
4	0.0184	0.0179	418.180	416.744
3	0.0163	0.0158	457.078	455.440
2	0.0129	0.0124	483.036	481.414
1	0.0079	0.0076	495.894	494.347

Para 12 niveles :

12pc1

n	Dx(m)	Dy(m)	Vx(Ton)	Vy(Ton)
12	0.0181	0.0179	41.658	35.037
11	0.0184	0.0186	86.256	71.063
10	0.0185	0.0192	122.004	99.180
9	0.0184	0.0197	151.393	122.064
8	0.0181	0.0199	176.073	141.281
7	0.0174	0.0197	196.969	157.943
6	0.0163	0.0191	214.848	172.685
5	0.0148	0.0179	230.083	185.706
4	0.0129	0.0160	242.583	196.881
3	0.0105	0.0135	252.218	205.795
2	0.0076	0.0100	258.792	212.001
1	0.0045	0.0058	261.988	215.013

12pc2

n	Dx(m)	Dy(m)	Vx(Ton)	Vy(Ton)
12	0.0174	0.0170	47.534	39.972
11	0.0177	0.0178	99.180	81.729
10	0.0179	0.0185	141.186	114.892
9	0.0179	0.0191	175.826	142.012
8	0.0176	0.0194	204.857	164.880
7	0.0171	0.0194	229.496	184.694
6	0.0161	0.0189	250.532	202.097
5	0.0147	0.0178	268.340	217.317
4	0.0129	0.0161	282.964	230.263
3	0.0107	0.0136	294.225	240.549
2	0.0078	0.0103	301.829	247.643
1	0.0047	0.0060	305.641	251.189

12pc3

n	Dx(m)	Dy(m)	Vx(Ton)	Vy(Ton)
12	0.0173	0.0179	59.500	52.919
11	0.0176	0.0185	122.653	107.933
10	0.0178	0.0188	174.057	151.851
9	0.0178	0.0190	216.459	187.469
8	0.0176	0.0190	251.993	217.329
7	0.0170	0.0185	282.143	243.175
6	0.0160	0.0177	307.873	265.687
5	0.0146	0.0164	329.643	285.132
4	0.0128	0.0145	347.519	301.635
3	0.0106	0.0121	361.292	314.782
2	0.0078	0.0090	370.610	323.773
1	0.0047	0.0053	375.280	328.191

12pc4

n	Dx(m)	Dy(m)	Vx(Ton)	Vy(Ton)
12	0.0155	0.0183	84.960	83.647
11	0.0160	0.0185	175.272	168.812
10	0.0165	0.0186	250.251	237.274
9	0.0167	0.0185	313.033	293.877
8	0.0167	0.0182	366.001	341.248
7	0.0164	0.0175	410.974	381.511
6	0.0157	0.0164	449.166	415.788
5	0.0147	0.0149	481.195	444.545
4	0.0132	0.0129	507.183	467.859
3	0.0112	0.0104	526.817	485.289
2	0.0086	0.0073	539.665	496.627
1	0.0051	0.0037	545.429	501.776

12pc5

n	Dx(m)	Dy(m)	Vx(Ton)	Vy(Ton)
12	0.0163	0.0180	71.533	72.053
11	0.0170	0.0184	148.288	148.132
10	0.0175	0.0187	210.701	209.028
9	0.0179	0.0188	262.107	258.651
8	0.0179	0.0186	305.369	300.104
7	0.0177	0.0181	342.630	335.604
6	0.0171	0.0171	374.855	366.506
5	0.0160	0.0158	402.469	393.404
4	0.0144	0.0139	425.649	416.221
3	0.0122	0.0116	443.898	434.384
2	0.0093	0.0087	456.357	447.080
1	0.0058	0.0053	462.511	453.605

12pc6

n	Dx(m)	Dy(m)	Vx(Ton)	Vy(Ton)
12	0.0163	0.0182	78.630	79.646
11	0.0170	0.0187	161.407	162.852
10	0.0176	0.0190	228.467	229.205
9	0.0181	0.0191	283.934	283.102
8	0.0183	0.0189	330.818	328.081
7	0.0182	0.0184	371.175	366.684
6	0.0177	0.0175	406.228	400.457
5	0.0167	0.0161	436.481	430.053
4	0.0151	0.0143	461.870	455.360
3	0.0129	0.0119	481.866	475.677
2	0.0099	0.0090	495.638	489.978
1	0.0061	0.0055	502.560	497.357

12pc7

n	Dx(m)	Dy(m)	Vx(Ton)	Vy(Ton)
12	0.0161	0.0180	90.183	96.598
11	0.0169	0.0185	183.859	197.497
10	0.0177	0.0188	259.244	278.373
9	0.0183	0.0188	321.451	344.143
8	0.0187	0.0186	374.252	398.946
7	0.0188	0.0180	419.735	445.851
6	0.0184	0.0171	459.511	486.804
5	0.0175	0.0157	494.289	522.678
4	0.0160	0.0139	523.658	553.393
3	0.0137	0.0116	547.027	578.132
2	0.0107	0.0089	563.340	595.658
1	0.0066	0.0055	571.495	604.770

12pc8

n	Dx(m)	Dy(m)	Vx(Ton)	Vy(Ton)
12	0.0160	0.0185	99.409	106.825
11	0.0170	0.0185	202.513	219.259
10	0.0180	0.0190	285.082	309.021
9	0.0180	0.0200	352.989	381.702
8	0.0190	0.0186	410.386	442.132
7	0.0196	0.0185	460.094	493.949
6	0.0188	0.0175	503.832	539.442
5	0.0180	0.0161	542.247	579.626
4	0.0164	0.0143	575.080	614.363
3	0.0142	0.0120	601.412	642.600
2	0.0112	0.0092	619.907	662.746
1	0.0069	0.0058	629.311	673.226

3.8 CÁLCULO DE LA FUERZA CORTANTE EN EL APÉNDICE EMPLEANDO LA NORMA E 060

Como ya se indicó en el capítulo I 1.1.2 el apéndice a considerar será un tanque de agua, sin embargo, puede también ser una torre, letrero o chimenea que tenga rigidez ya que el valor C_1 para estos elementos no estructurales es el mismo .

La norma nos indica que en el caso de elementos no estructurales aislados del sistema estructural principal, estos deberán diseñarse para resistir una fuerza sísmica (V) asociada a su peso (P) tal como se indica a continuación :

$$V = Z \times U \times C_1 \times P$$

La norma asigna para estos casos un valor de C_1 igual a 0.75 .

Los valores de Z y U ya fueron calculados en el capítulo III ,3.4.1 y 3.4.3 respectivamente, resultando $Z= 0.4$ y $U = 1.00$.

Como ya se indicó en el capítulo I 1.1.2 el peso del apéndice se variará a tal punto de que este tenga influencia sobre la edificación y deje de llamarse apéndice o elemento no estructural, para esto se incrementará el peso del apéndice progresivamente en cinco veces para cada edificación llegando al límite de las distorsiones en los entrepisos de $D_i/h_{ei} = 0.007$ a 0.0075 para todos los niveles excepto el apéndice, Los entrepisos tendrán esa variación por que suponemos por el momento que conforme se incremente el peso del apéndice, se incrementarán las distorsiones.

El sistema estructural optado para el apéndice será de 4 columnas, 4 placas, y losa de fondo. Las columnas soportan el peso del apéndice a su vez confinan los 4 muros de corte que son los que restringen los desplazamientos en ambas direcciones de este elemento no estructural. Siendo la ubicación de la losa de fondo sobre las columnas y placas. Por lo

que existirá un predimensionamiento de columnas y muros los cuales no se indicarán ya que esto es como predimensionar 4 columnas de esquina tipo C4 explicado en el capítulo II.2.2.4 que soporten la 4ta parte del peso mismo, y los muros de corte tendrán

espesores que impidan que el apéndice llegue al desplazamiento máximo relativo indicado por la norma (0.007).

La altura promedio del apéndice será de 4.8 m

2.8m de altura que tiene el baño y 2 m al fondo de losa garantizando así la presión mínima requerida para la salida de agua en la ducha del último nivel

Así también se deberá decir que el apéndice se apoyará en la columna C1 , sobre la viga VT1 , VT3 de la azotea y sobre dos vigas que se adicionarán a la estructura del edificio apoyándose sobre las vigas VT1 y VT3 en este ultimo nivel . El peralte de la viga adicionada será $L/9-L/10$ para evitar problemas de deflexión

Como ya se dijo en un comienzo el peso del apéndice será variado 5 veces para esto debemos tener valores referenciales reales . Comenzaremos calculando la altura del tanque que es 0 .1 a 0.20 m mas que la del agua . La altura de agua alojada en el tanque saldrá de la dotación y el volumen de agua contra incendios que necesite la edificación . No seremos muy explícitos en el calculo de estos requerimientos ya que es un procedimiento sencillo el que debe realizarse . Como el uso de la edificación es oficinas o departamentos se harán dos cálculos . Presentaremos a continuación los siguientes cuadros que nos sirvieron para calcular la dotación y el volumen de agua contra incendios

Nº (# NIVELES) =	4	8	12	
H(m) =	11.60	22.80	34.00	Alt.Edific

Dotación (L/DIA):

Oficinas	6	(por m2 útil empleado)
Departamentos	1200	Departamento de 3 Dormitorios Multifamiliar

V.T.E	Volumen del Tanque Elevado(V consumo domestico +V contra incendios)
V.C.D	Volumen Consumo Domestico(1/3 * Dotación)
V.A.C.I	Volumen de Agua contra incendio(15<=H<50 ; V.A.C.I=15 m3)Y (50<=H;V.A.C.I=15 m3)
V.T.E =	1/3* Dotación +V.A.C.I

	VOLUMEN (m3) DEL TANQUE ELEVADO - OFICINAS				
	# OFICINAS	Área(m2)	V.T.E - 4P	V.T.E - 8P	V.T.E - 12P
CASO-01	2	55	1.000	1.760	2.640
CASO-02	2	70	1.120	2.240	3.360
CASO-03	3	60	1.440	2.880	4.320
CASO-04	4	55	1.760	3.520	5.280
CASO-05	5	55	2.200	4.400	6.600
CASO-06	6	55	2.640	5.280	7.920
CASO-07	7	55	3.080	6.160	9.240
CASO-08	8	55	3.520	7.040	10.560

	VOLUMEN (m3) DEL TANQUE ELEVADO - DEPARTAMENTOS				
	# DEPARTAMENTOS	Área(m2)	V.T.E - 4P	V.T.E - 8P	V.T.E - 12P
CASO-01	1	1	1.600	3.200	4.800
CASO-02	1	1	1.600	3.200	4.800
CASO-03	2	1	3.200	6.400	9.600
CASO-04	2	1	3.200	6.400	9.600
CASO-05	3	1	4.800	9.600	14.400
CASO-06	3	1	4.800	9.600	14.400
CASO-07	4	1	6.400	12.800	19.200
CASO-08	4	1	6.400	12.800	19.200

Estos volúmenes servirán para variar los pesos a soportar por el apéndice encontrándose así para cada edificación 5 apéndices distintos

Para la edificación de 4 niveles caso 1 se tiene :

$$L=5.0m$$

$$h \text{ viga adicionada } = L/9 - L/10 = 0.56 - 0.50 \Rightarrow 0.55 ; b \times h (0.30 \times 0.55)$$

Los pesos del apéndice a considerar (P_i) serán los provenientes de la losa de fondo , tapa , pared del tanque , columnas y vigas que lo confinan al tanque mas el peso que almacene *incluyendo las dos terceras parte de las columnas y placas de soporte*

1)Peso del apéndice 1 : $P_1 = 5.73 \text{ ton}$

$$V_1 = Z \times U \times C_1 \times P = 0.40 \times 1.00 \times 0.75 \times 5.73 = 1.719 \text{ Ton}$$

2)Peso del apéndice 2 ; $P = 7.90 \text{ Ton}$

$$V_2 = Z \times U \times C_1 \times P = 0.40 \times 1.00 \times 0.75 \times 7.90 = 2.370 \text{ Ton}$$

3)Peso del apéndice 3 ; $P = 8.73 \text{ Ton}$

$$V_3 = Z \times U \times C_1 \times P = 0.40 \times 1.00 \times 0.75 \times 8.73 = 2.619 \text{ Ton}$$

4)Peso del apéndice 4 ; $P = 11.77 \text{ Ton}$

$$V_4 = Z \times U \times C_1 \times P = 0.40 \times 1.00 \times 0.75 \times 11.77 = 3.531 \text{ Ton}$$

5)Quinto peso del apéndice ; $P = 16.19 \text{ Ton}$

$$V_4 = Z \times U \times C_1 \times P = 0.40 \times 1.00 \times 0.75 \times 16.19 = 4.857 \text{ Ton}$$

Para hacer más rápido el metrado se realizo una hoja de calculo obteniendo lo siguiente en los distintos casos

Caso 1:

COLUMNAS Y PLACAS

a(m) =	1.90		
h(m) =	0.10	≥ 0.10	
et (m)[espesor tapa] =	0.100		
ef (m)[espesor fondo] =	0.100	$\geq a/20 = 0.095$	
ep (m)[espesor pared] =	0.100		
f'c(kg/cm2) =	210.00		
c(m)ancho columna =	0.05	\geq	0.05
Altura (m) =	4.80		
e (m) [espesor placa] =	0.05		

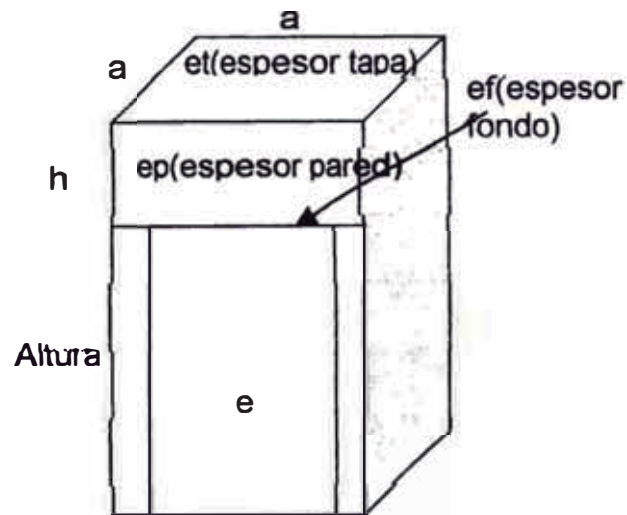
P(apéndice)
5.73

MASA(TON-S2/M)=

0.58
0.35

INERCIA ROTACIONAL (TON-S2-M)=

L (m) =	5		
	L/9	-	L/10
h (VIGA) =	0.56	-	0.5



Caso 2 :

COLUMNAS Y PLACAS

a(m) =	1.90	
h(m) =	0.40	>=0.10
et (m)[espesor tapa] =	0.100	
ef (m)[espesor fondo] =	0.100	>=a/20 = 0.095
ep (m)[espesor pared] =	0.100	
f'c(kg/cm2) =	210.00	
c(m)ancho columna =	0.10	>= 0.07
Altura (m) =	4.80	
e (m) [espesor placa] =	0.05	

P(apéndice)
7.90

MASA(TON-S2/M)=

0.80
0.48

INERCIA ROTACIONAL (TON-S2-M)=

L (m) =	5		
	L/9	-	L/10
h (VIGA) =	0.56	-	0.5

Caso 3 :

COLUMNAS Y PLACAS

a(m) =	1.90	
h(m) =	0.55	>=0.10
et (m)[espesor tapa] =	0.100	
ef (m)[espesor fondo] =	0.100	>=a/20 = 0.095
ep (m)[espesor pared] =	0.100	
f'c(kg/cm2) =	210.00	
c(m)ancho columna =	0.10	>= 0.07
Altura (m) =	4.80	
e (m) [espesor placa] =	0.05	

P(apéndice)
8.73

MASA(TON-S2/M)=

0.89
0.54

INERCIA ROTACIONAL (TON-S2-M)=

L (m) =	5		
	L/9	-	L/10
h (VIGA) =	0.56	-	0.5

Caso 4 :

COLUMNAS Y PLACAS

a(m) =	1.90		
h(m)=	1.10	>=0.10	
et(m) [espesor tapa]=	0.100		
ef(m)[espesor fondo]=	0.100	>=a/20 = 0.095	
ep (m)[espesor pared] =	0.100		
fc (kg/cm2)=	210.00		
c(m) ancho columna=	0.10	>=	0.09
Altura (m) =	4.80		
e (m)[espesor placa] =	0.05		

P(apéndice)
11.77

MASA(TON-S2/M)=

1.20

INERCIA ROTACIONAL (TON-S2-M)=

0.72

L (m) =	5		
	L/9	-	L/10
h (VIGA) =	0.56	-	0.5

Caso 5 :

COLUMNAS Y PLACAS

a(m) =	1.90		
h(m) =	1.90	>=0.10	
et (m)[espesor tapa] =	0.100		
ef (m)[espesor fondo] =	0.100	>=a/20 = 0.095	
ep (m)[espesor pared] =	0.100		
f'c(kg/cm2) =	210.00		
c(m)ancho columna =	0.10	>=	0.11
Altura (m) =	4.80		
e (m) [espesor placa] =	0.05		

P(apéndice)
16.19

MASA(TON-S2/M) =

1.65

INERCIA ROTACIONAL (TON-S2-M)=

0.99

L (m) =	5		
	L/9	-	L/10
h (VIGA) =	0.56	-	0.5

Nota : También se puede observar que la hoja de calculo nos da la masa e inercia rotacional para realizar el análisis dinámico de las edificaciones existentes incluyendo el apéndice .

Los valores obtenidos para las demás edificaciones junto con la primera se presentan a continuación en los siguientes cuadros

4 PISOS	Casos	Viga Apoyo	Área	Peso	V.apendice
		(bxh)	(m ²)	(ton)	Norma(Tn)
Caso 1	1	0.30x0.55	1.90x1.90	5.73	1.72
	2	0.30x0.55	1.90x1.90	7.90	2.37
	3	0.30x0.55	1.90x1.90	8.73	2.62
	4	0.30x0.55	1.90x1.90	11.77	3.53
	5	0.30x0.55	1.90x1.90	16.19	4.86
Caso 2	1	0.40x0.65	1.90x1.90	5.73	1.72
	2	0.40x0.65	1.90x1.90	8.17	2.45
	3	0.40x0.65	1.90x1.90	8.73	2.62
	4	0.40x0.65	1.90x1.90	16.19	4.86
	5	0.40x0.65	1.90x1.90	28.09	8.43
Caso 3	1	0.40x0.65	1.90x1.90	5.73	1.72
	2	0.40x0.65	1.90x1.90	8.45	2.53
	3	0.40x0.65	1.90x1.90	11.21	3.36
	4	0.40x0.65	1.90x1.90	16.19	4.86
	5	0.40x0.65	1.90x1.90	22.44	6.73
Caso 4	1	0.40x0.75	1.90x1.90	5.73	1.72
	2	0.40x0.75	1.90x1.90	9.00	2.70
	3	0.40x0.75	1.90x1.90	11.21	3.36
	4	0.40x0.75	1.90x1.90	16.19	4.86
	5	0.40x0.75	1.90x1.90	22.44	6.73
Caso 5	1	0.40x0.75	1.90x1.90	5.73	1.72
	2	0.40x0.75	1.90x1.90	9.83	2.95
	3	0.40x0.75	1.90x1.90	13.98	4.19
	4	0.40x0.75	1.90x1.90	20.18	6.05
	5	0.40x0.75	1.90x1.90	22.44	6.73
Caso 6	1	0.40x0.85	1.90x1.90	5.73	1.72
	2	0.40x0.85	1.90x1.90	10.38	3.12
	3	0.40x0.85	1.90x1.90	13.70	4.11
	4	0.40x0.85	1.90x1.90	16.19	4.86
	5	0.40x0.85	1.90x1.90	24.13	7.24
Caso 7	1	0.40x0.85	1.90x1.90	5.73	1.72
	2	0.40x0.85	1.90x1.90	10.94	3.28
	3	0.40x0.85	1.90x1.90	13.70	4.11
	4	0.40x0.85	1.90x1.90	16.19	4.86
	5	0.40x0.85	1.90x1.90	25.26	7.58
Caso 8	1	0.45x0.95	1.90x1.90	5.73	1.72
	2	0.45x0.95	1.90x1.90	9.00	2.70
	3	0.45x0.95	1.90x1.90	11.77	3.53
	4	0.45x0.95	1.90x1.90	16.19	4.86
	5	0.45x0.95	1.90x1.90	42.21	12.66

8 PISOS	Casos	Viga Apoyo	Área	Peso	V.apendice
		(bxh)	(m2)	(ton)	Norma(Tn)
Caso 1	1	0.30x0.55	2.50x2.50	9.34	2.80
	2	0.30x0.55	2.50x2.50	12.74	3.82
	3	0.30x0.55	2.50x2.50	15.08	4.52
	4	0.30x0.55	2.50x2.50	34.18	10.25
	5	0.30x0.55	2.50x2.50	40.33	12.10
Caso 2	1	0.40x0.65	2.50x2.50	9.34	2.80
	2	0.40x0.65	2.50x2.50	13.68	4.10
	3	0.40x0.65	2.50x2.50	15.08	4.52
	4	0.40x0.65	2.50x2.50	34.18	10.25
	5	0.40x0.65	2.50x2.50	51.69	15.51
Caso 3	1	0.40x0.65	2.50x2.50	9.34	2.80
	2	0.40x0.65	2.50x2.50	14.61	4.38
	3	0.40x0.65	2.50x2.50	19.75	5.93
	4	0.40x0.65	2.50x2.50	34.18	10.25
	5	0.40x0.65	2.50x2.50	41.28	12.38
Caso 4	1	0.40x0.75	2.50x2.50	9.34	2.80
	2	0.40x0.75	2.50x2.50	15.54	4.66
	3	0.40x0.75	2.50x2.50	19.75	5.93
	4	0.40x0.75	2.50x2.50	34.18	10.25
	5	0.40x0.75	2.50x2.50	46.01	13.80
Caso 5	1	0.40x0.75	2.50x2.50	9.34	2.80
	2	0.40x0.75	2.50x2.50	16.95	5.08
	3	0.40x0.75	2.50x2.50	24.42	7.33
	4	0.40x0.75	2.50x2.50	34.18	10.25
	5	0.40x0.75	2.50x2.50	42.22	12.67
Caso 6	1	0.40x0.85	2.50x2.50	9.34	2.80
	2	0.40x0.85	2.50x2.50	18.35	5.50
	3	0.40x0.85	2.50x2.50	29.45	8.83
	4	0.40x0.85	2.50x2.50	34.18	10.25
	5	0.40x0.85	2.50x2.50	46.01	13.80
Caso 7	1	0.40x0.85	2.50x2.50	9.34	2.80
	2	0.40x0.85	2.50x2.50	19.28	5.78
	3	0.40x0.85	2.50x2.50	24.89	7.47
	4	0.40x0.85	2.50x2.50	34.18	10.25
	5	0.40x0.85	2.50x2.50	46.01	13.80
Caso 8	1	0.45x0.95	2.50x2.50	9.34	2.80
	2	0.45x0.95	2.50x2.50	16.48	4.94
	3	0.45x0.95	2.50x2.50	21.15	6.35
	4	0.45x0.95	2.50x2.50	34.18	10.25
	5	0.45x0.95	2.50x2.50	53.58	16.08

12 PISOS	Casos	Viga Apoyo	Área	Peso	Apéndice
		(bxh)	(m ²)	(ton)	Norma(Tn)
Caso 1	1	0.30x0.55	3.0x3.0	13.54	4.06
	2	0.30x0.55	3.0x3.0	18.24	5.47
	3	0.30x0.55	3.0x3.0	21.59	6.48
	4	0.30x0.55	3.0x3.0	50.96	15.29
	5	0.30x0.55	3.0x3.0	117.20	35.16
Caso 2	1	0.40x0.65	3.0x3.0	13.54	4.06
	2	0.40x0.65	3.0x3.0	19.58	5.87
	3	0.40x0.65	3.0x3.0	21.59	6.48
	4	0.40x0.65	3.0x3.0	50.96	15.29
	5	0.40x0.65	3.0x3.0	226.25	67.88
Caso 3	1	0.40x0.65	3.0x3.0	13.54	4.06
	2	0.40x0.65	3.0x3.0	20.92	6.28
	3	0.40x0.65	3.0x3.0	34.83	10.45
	4	0.40x0.65	3.0x3.0	49.04	14.71
	5	0.40x0.65	3.0x3.0	263.08	78.92
Caso 4	1	0.40x0.75	3.0x3.0	13.54	4.06
	2	0.40x0.75	3.0x3.0	22.26	6.68
	3	0.40x0.75	3.0x3.0	34.83	10.45
	4	0.40x0.75	3.0x3.0	49.72	14.91
	5	0.40x0.75	3.0x3.0	95.50	28.65
Caso 5	1	0.40x0.75	3.0x3.0	13.54	4.06
	2	0.40x0.75	3.0x3.0	24.27	7.28
	3	0.40x0.75	3.0x3.0	41.59	12.48
	4	0.40x0.75	3.0x3.0	49.04	14.71
	5	0.40x0.75	3.0x3.0	88.65	26.59
Caso 6	1	0.40x0.85	3.0x3.0	13.54	4.06
	2	0.40x0.85	3.0x3.0	26.29	7.89
	3	0.40x0.85	3.0x3.0	41.59	12.48
	4	0.40x0.85	3.0x3.0	49.72	14.91
	5	0.40x0.85	3.0x3.0	112.60	33.78
Caso 7	1	0.40x0.85	3.0x3.0	13.54	4.06
	2	0.40x0.85	3.0x3.0	29.54	8.86
	3	0.40x0.85	3.0x3.0	44.43	13.33
	4	0.40x0.85	3.0x3.0	61.24	18.37
	5	0.40x0.85	3.0x3.0	98.68	29.60
Caso 8	1	0.45x0.95	3.0x3.0	13.54	4.06
	2	0.45x0.95	3.0x3.0	31.57	9.47
	3	0.45x0.95	3.0x3.0	49.72	14.91
	4	0.45x0.95	3.0x3.0	68.09	20.43
	5	0.45x0.95	3.0x3.0	114.26	34.28

3.9 CÁLCULOS CON EL MÉTODO DINÁMICO DE SUPERPOSICIÓN MODAL ESPECTRAL CON APÉNDICE .

Como ya se explicó en el capítulo III.3.7 el análisis dinámico será realizado con ayuda del programa SAP 2000 , donde ahora se le acoplará a las edificaciones existentes el apéndice en la azotea , las características geométricas de los 5 apéndices para cada edificación se indicaron en el capítulo III.3.8 . Lo que si falta indicar son las masas e inercias rotacionales de estos apéndices , las cuales ya se han calculado con la hoja de calculo descrita en el capítulo antes mencionado :

$$\text{Masa.apéndice(Ton/(m/s}^2)) = \text{Peso Apéndice(Ton)/(9.81m/s}^2)$$

$$\text{Inercia .rotacional(Tonxmxs}^2) = \text{Masa.apéndice} \times (a^2+b^2)/12$$

a y b son las dimensiones de la losa de fondo del apéndice , que para nuestros casos son iguales ya que la losa es cuadrada . Como ya se indicaron las áreas en el capítulo III.3.8 entonces tenemos lo siguiente :

Para 4 niveles a=b=1.90 m

Para 8 niveles a=b= 2.50m

Para 12 niveles a=b= 3.0 m

Para la edificación de 4 niveles caso 1 tenemos lo siguiente :

4 Niveles	apéndice :	1	2	3	4	5
Caso 1	Masa (Ton/(m/s ²))	0.58	0.80	0.89	1.20	1.65
	Inercia Rotacional (Tonxmxs ²)	0.35	0.48	0.54	0.72	0.99

3.9.1 Discusión de los resultados .

- a) Debemos verificar los periodos obtenidos con el programa SAP 2000 ya que estos tendrán que estar en el intervalo de tiempo dado al espectro de diseño. De no ser así se incrementara el dominio de tiempo asignado al espectro (Pág. 76).
- b) La norma E030 nos exige que en cada dirección se debe considerar aquellos modos de vibración cuya suma de masas efectivas sea por lo menos el 90% de la masa de la estructura .
- c) El tipo de combinación modal elegido es la raíz cuadrada de la suma de cuadrados (SRSS) ya que la combinación de la suma de valores absolutos es demasiado conservador .
- d) Los valores de desplazamiento serán multiplicados por el factor de reducción ($R=10$) mas no así las fuerzas cortantes y momentos .
- e) El desplazamiento máximo relativo permitido para estructuras de concreto armado que indica la norma es $0.007x h$ entrepiso . Sin embargo consideraremos hasta 0.0075 por un posible incremento en la distorsión que puede presentarse al incluir el apéndice en toda la estructura .

4 pisos : caso 1 :

Apéndice 1

M O D A L P E R I O D S A N D F R E Q U E N C I E S				
MODE	PERIOD (TIME)	FREQUENCY (CYC/TIME)	FREQUENCY (RAD/TIME)	EIGENVALUE (RAD/TIME) **2
1	0.403439	2.478691	15.574074	242.551790
2	0.402203	2.486307	15.621925	244.044544
3	0.222954	4.485230	28.181528	794.198529
4	0.156382	6.394600	40.178457	1614.308
5	0.123284	8.111325	50.964957	2597.427
6	0.088357	11.317766	71.111619	5056.862
	0.085501	11.695800	73.486881	5400.322
8	0.049645	20.142819	126.561064	16017.703
9	0.045314	22.068043	138.657602	19225.931
10	0.041842	23.899512	150.165062	22549.546
11	0.040725	24.554705	154.281762	23802.862
12	0.038909	25.700701	161.482264	26076.522
13	0.031525	31.721228	199.310351	39724.616
14	0.031277	31.972882	200.891542	40357.412
15	0.031212	32.038551	201.304151	40523.361

El mayor periodo es 0.403 seg que está dentro del rango para el que se ha especificado el espectro de diseño .

M O D A L P A R T I C I P A T I N G M A S S R A T I O S

MODE	PERIOD	INDIVIDUAL MODE (PERCENT)			CUMULATIVE SUM (PERCENT)		
		UX	UY	UZ	UX	UY	UZ
1	0.403439	1.2494	71.8875	0.0000	1.2494	71.8875	0.0000
2	0.402203	71.1363	1.2762	0.0002	72.3857	73.1637	0.0002
3	0.222954	0.0031	0.0150	0.0000	72.3888	73.1787	0.0002
4	0.156382	0.9931	0.0562	0.1313	73.3819	73.2349	0.1315
5	0.123284	0.0622	1.5876	0.0482	73.4442	74.8224	0.1797
6	0.088357	0.0189	18.4225	0.0030	73.4630	93.2449	0.1827
7	0.085501	19.7423	0.0110	0.0112	93.2053	93.2559	0.1939
8	0.049645	0.0000	0.0000	0.0000	93.2053	93.2560	0.1939
9	0.045314	0.0000	0.0000	0.0001	93.2053	93.2560	0.1940
10	0.041842	0.0554	0.0490	13.6557	93.2607	93.3050	13.8497
11	0.040725	0.0012	4.5586	0.1290	93.2619	97.8636	13.9786
12	0.038909	4.6123	0.0001	0.1269	97.8741	97.8637	14.1055
13	0.031525	0.0000	0.0000	0.0019	97.8741	97.8637	14.1074
14	0.031277	0.0000	0.0001	2.9288	97.8741	97.8638	17.0362
15	0.031212	0.0000	0.0000	10.4858	97.8742	97.8638	27.5220

Para nuestro caso estamos considerando los 15 primeros modos de vibración , dando como resultado la suma de masas efectivas en las direcciones X e Y , 97.87 y 97.86% respectivamente . Lo cual satisface lo exigido.

Ahora discutiremos los desplazamientos obtenidos

n	Dx(m)	Dy(m)
A	0.0139	0.0093
4°	0.0201	0.0197
3°	0.0196	0.0197
2°	0.0163	0.0166
1°	0.0091	0.0096

Apéndice :

$$D_x = 0.0139m < 0.007 * 4.8 = 0.0336m$$

$$D_y = 0.0093m < 0.007 * 4.8 = 0.0336m$$

Demás Niveles

$$4 \text{ Nivel } 0.007 * 2.8 = 0.0196 < D_x = 0.0201 \text{ m } < 0.0075 * 2.8 = 0.021$$

$$0.007 * 2.8 = 0.0196 < D_y = 0.0197 \text{ m } < 0.0075 * 2.8 = 0.021m$$

$$3 \text{ Nivel } D_x = 0.0196 \text{ m } \leq 0.0196 \text{ m}$$

$$D_y = 0.0197 \text{ m } \text{ aprox } = 0.0196 \text{ m}$$

2 Nivel $D_x = 0.0163 \text{ m} < 0.0196 \text{ m}$

$D_y = 0.0166 \text{ m} < 0.0196 \text{ m}$

1 Nivel $D_x = 0.0091 \text{ m} < 0.007 * 3.2 = 0.0224 \text{ m}$

$D_y = 0.0096 \text{ m} < 0.007 * 3.2 = 0.0224 \text{ m}$

Como se puede observar los desplazamientos obtenidos están en los rangos indicados .

Apéndice 2

M O D A L P E R I O D S A N D F R E Q U E N C I E S				
MODE	PERIOD (TIME)	FREQUENCY (CYC/TIME)	FREQUENCY (RAD/TIME)	EIGENVALUE (RAD/TIME)**2
1	0.406193	2.461883	15.468468	239.273509
2	0.405243	2.467653	15.504718	240.396281
3	0.223252	4.479240	28.143894	792.078778
4	0.176047	5.680310	35.690441	1273.808
5	0.137869	7.253256	45.573552	2076.949
6	0.088535	11.295023	70.968722	5036.560
7	0.085549	11.689160	73.445161	5394.192
8	0.049652	20.140162	126.544373	16013.478
9	0.043605	22.933140	144.093169	20762.841
10	0.042460	23.551762	147.980085	21898.106
11	0.040733	24.550355	154.254430	23794.429
12	0.038917	25.695980	161.452604	26066.943
13	0.031273	31.976312	200.913095	40366.072
14	0.031212	32.039097	201.307585	40524.744
15	0.030830	32.435670	203.799328	41534.166

El mayor periodo es 0.406 seg que está dentro del rango para el que se ha especificado el espectro de diseño

M O D A L P A R T I C I P A T I N G M A S S R A T I O S							
MODE	PERIOD	INDIVIDUAL MODE (PERCENT)			CUMULATIVE SUM (PERCENT)		
		UX	UY	UZ	UX	UY	UZ
1	0.406193	6.4647	66.4274	0.0000	6.4647	66.4274	0.0000
2	0.405243	65.6410	6.6001	0.0003	72.1057	73.0275	0.0003
3	0.223252	0.0096	0.0288	0.0001	72.1153	73.0563	0.0004
4	0.176047	1.3143	0.0681	0.1090	73.4296	73.1243	0.1094
5	0.137869	0.0628	1.4899	0.0396	73.4924	74.6142	0.1491
6	0.088535	0.0099	18.6608	0.0023	73.5023	93.2750	0.1513
7	0.085549	19.7284	0.0061	0.0102	93.2307	93.2811	0.1615
8	0.049652	0.0000	0.0001	0.0000	93.2307	93.2812	0.1615
9	0.043605	0.0000	0.0000	0.0009	93.2307	93.2812	0.1625
10	0.042460	0.0422	0.0228	13.8904	93.2730	93.3040	14.0528
11	0.040733	0.0006	4.5680	0.0572	93.2735	97.8720	14.1100
12	0.038917	4.6090	0.0001	0.0904	97.8825	97.8721	14.2004
13	0.031273	0.0000	0.0003	3.3796	97.8825	97.8724	17.5801
14	0.031212	0.0000	0.0001	10.0910	97.8825	97.8724	27.6711
15	0.030830	0.0007	0.0052	0.0000	97.8833	97.8776	27.6711

Para nuestro caso estamos considerando los 15 primeros modos de vibración , dando la suma de masas efectivas como resultado en las direcciones X e Y , 97.88 y 97.87 % respectivamente . Lo cual satisface lo exigido.

Ahora discutiremos los desplazamientos obtenidos :

n	Dx(m)	Dy(m)
A	0.0166	0.0111
4°	0.0188	0.0185
3°	0.0183	0.0184
2°	0.0152	0.0155
1°	0.0085	0.0089

Apéndice :

$$D_x = 0.0166 \text{ m} < 0.0336 \text{ m}$$

$$D_y = 0.0111 \text{ m} < 0.0336 \text{ m}$$

Demás Niveles

4 Nivel $D_x = 0.0188 \text{ m} < 0.0196 \text{ m}$

$$D_{ic} = 0.0185 \text{ m} < 0.0196 \text{ m}$$

3 Nivel $D_x = 0.0183 \text{ m} < 0.0196 \text{ m}$

$$D_y = 0.0184 \text{ m} < 0.0196 \text{ m}$$

2 Nivel $D_x = 0.0152 \text{ m} < 0.0196 \text{ m}$

$$D_y = 0.0155 \text{ m} < 0.0196 \text{ m}$$

1 Nivel $D_x = 0.0085 \text{ m} < 0.0224 \text{ m}$

$$D_y = 0.0089 \text{ m} < 0.0224 \text{ m}$$

Como se puede observar los desplazamientos obtenidos están en los rangos indicados .

Apéndice 3

M O D A L P E R I O D S A N D F R E Q U E N C I E S

MODE	PERIOD (TIME)	FREQUENCY (CYC/TIME)	FREQUENCY (RAD/TIME)	EIGENVALUE (RAD/TIME)**2
1	0.407214	2.455714	15.429707	238.075857
2	0.406336	2.461017	15.463029	239.105265
3	0.223392	4.476436	28.126275	791.087342
4	0.183011	5.464151	34.332271	1178.705
5	0.143355	6.975682	43.829504	1921.025
6	0.088582	11.288951	70.930572	5031.146
7	0.085560	11.687653	73.435687	5392.800
8	0.049654	20.139374	126.539420	16012.225
9	0.043605	22.933106	144.092952	20762.779
10	0.042485	23.537482	147.890363	21871.559
11	0.040733	24.549823	154.251085	23793.397
12	0.038918	25.695278	161.448192	26065.519
13	0.031273	31.976236	200.912617	40365.880
14	0.031212	32.039093	201.307557	40524.732
15	0.030877	32.386765	203.492048	41409.014

El mayor periodo es 0.407 seg que está dentro del rango para el que se ha especificado el espectro de diseño .

M O D A L P A R T I C I P A T I N G M A S S R A T I O S

MODE	PERIOD	INDIVIDUAL MODE (PERCENT)			CUMULATIVE SUM (PERCENT)		
		UX	UY	UZ	UX	UY	UZ
1	0.407214	11.6806	61.0367	0.0001	11.6806	61.0367	0.0001
2	0.406336	60.2883	11.9250	0.0003	71.9690	72.9617	0.0004
3	0.223392	0.0150	0.0366	0.0002	71.9840	72.9983	0.0006
4	0.183011	1.4641	0.0738	0.0993	73.4481	73.0721	0.0999
5	0.143355	0.0649	1.5026	0.0361	73.5130	74.5748	0.1360
6	0.088582	0.0081	18.7101	0.0020	73.5210	93.2848	0.1380
7	0.085560	19.7187	0.0051	0.0096	93.2397	93.2899	0.1476
8	0.049654	0.0000	0.0001	0.0000	93.2397	93.2899	0.1476
9	0.043605	0.0000	0.0000	0.0010	93.2397	93.2899	0.1485
10	0.042485	0.0408	0.0219	13.9073	93.2805	93.3118	14.0558
11	0.040733	0.0005	4.5630	0.0548	93.2811	97.8748	14.1106
12	0.038918	4.6042	0.0001	0.0873	97.8852	97.8749	14.1979
13	0.031273	0.0000	0.0003	3.3697	97.8852	97.8752	17.5676
14	0.031212	0.0000	0.0001	10.0998	97.8852	97.8753	27.6674
15	0.030877	0.0010	0.0050	0.0000	97.8862	97.8803	27.6674

Para nuestro caso estamos considerando los 15 primeros modos de vibración , dando la suma de masas efectivas como resultado en las direcciones X e Y , 97.88 y 97.88% respectivamente . Lo cual satisface lo exigido.

Ahora discutiremos los desplazamientos obtenidos

n	Dx(m)	Dy(m)
A	0.0169	0.0113
4°	0.0176	0.0173
3°	0.0171	0.0172
2°	0.0142	0.0145
1°	0.0080	0.0083

Apéndice :

$$D_x = 0.0169 \text{ m} < 0.0336 \text{ m}$$

$$D_y = 0.0113 \text{ m} < 0.0336 \text{ m}$$

Demás Niveles :

4 Nivel $D_x = 0.0176 \text{ m} < 0.0196 \text{ m}$

$$D_y = 0.0173 \text{ m} < 0.0196 \text{ m}$$

3 Nivel $D_x = 0.0171 \text{ m} < 0.0196 \text{ m}$

$$D_y = 0.0172 \text{ m} < 0.0196 \text{ m}$$

2 Nivel $D_x = 0.0142 \text{ m} < 0.0196 \text{ m}$

$$D_y = 0.0145 \text{ m} < 0.0196 \text{ m}$$

1 Nivel $D_x = 0.0080 \text{ m} < 0.0224 \text{ m}$

$$D_y = 0.0083 \text{ m} < 0.0224 \text{ m}$$

Como se puede observar los desplazamientos obtenidos están en los rangos indicados .

Apéndice 4

MODAL PERIODS AND FREQUENCIES

MODE	PERIOD (TIME)	FREQUENCY (CYC/TIME)	FREQUENCY (RAD/TIME)	EIGENVALUE (RAD/TIME)**2
1	0.411208	2.431862	15.279837	233.473412
2	0.410092	2.438476	15.321396	234.745177
3	0.224205	4.460212	28.024338	785.363504
4	0.204196	4.897245	30.770296	946.811134
5	0.160396	6.234559	39.172892	1534.515
6	0.088682	11.276209	70.850513	5019.795
7	0.085585	11.684227	73.414164	5389.639
8	0.049660	20.136890	126.523812	16008.275
9	0.043605	22.933111	144.092986	20762.788
10	0.042549	23.502251	147.669000	21806.134
11	0.040736	24.548530	154.242965	23790.892
12	0.038920	25.693570	161.437463	26062.054
13	0.031274	31.975575	200.908462	40364.210
14	0.031212	32.038960	201.306721	40524.396
15	0.030991	32.267336	202.741650	41104.177

El mayor periodo es 0.411 seg que está dentro del rango para el que se ha especificado el espectro de diseño .

MODAL PARTICIPATING MASS RATIOS

MODE	PERIOD	INDIVIDUAL MODE (PERCENT)			CUMULATIVE SUM (PERCENT)		
		UX	UY	UZ	UX	UY	UZ
1	0.411208	42.4669	29.2194	0.0003	42.4669	29.2194	0.0003
2	0.410092	28.8872	43.4593	0.0003	71.3541	72.6787	0.0006
3	0.224205	0.0998	0.0901	0.0016	71.4538	72.7689	0.0022
4	0.204196	2.0713	0.0845	0.0750	73.5252	72.8534	0.0772
5	0.160396	0.0768	1.6948	0.0276	73.6020	74.5482	0.1048
6	0.088682	0.0050	18.7684	0.0015	73.6070	93.3166	0.1063
7	0.085585	19.6636	0.0032	0.0083	93.2705	93.3198	0.1146
8	0.049660	0.0000	0.0001	0.0000	93.2705	93.3198	0.1146
9	0.043605	0.0000	0.0000	0.0010	93.2705	93.3198	0.1156
10	0.042549	0.0375	0.0196	13.9481	93.3080	93.3394	14.0637
11	0.040736	0.0004	4.5448	0.0495	93.3084	97.8843	14.1132
12	0.038920	4.5861	0.0001	0.0799	97.8946	97.8844	14.1931
13	0.031274	0.0000	0.0004	3.2881	97.8946	97.8847	17.4812
14	0.031212	0.0000	0.0001	10.1508	97.8946	97.8848	27.6320
15	0.030991	0.0010	0.0051	0.0000	97.8956	97.8899	27.6320

Para nuestro caso estamos considerando los 15 primeros modos de vibración , dando la suma de masas efectivas como resultado en las direcciones X e Y , 97.89 y 97.88% respectivamente . Lo cual satisface lo exigido.

Ahora discutiremos los desplazamientos obtenidos

N	Dx(m)	Dy(m)
A	0.0203	0.0113
4°	0.0149	0.0147
3°	0.0145	0.0146
2°	0.0120	0.0123
1°	0.0067	0.0071

Apéndice :

$$D_x = 0.0203 \text{ m} < 0.0336 \text{ m}$$

$$D_y = 0.0113 \text{ m} < 0.0336 \text{ m}$$

Demás Niveles

4 Nivel $D_x = 0.0149 \text{ m} < 0.0196 \text{ m}$

$$D_y = 0.0147 \text{ m} < 0.0196 \text{ m}$$

3 Nivel $D_x = 0.0145 \text{ m} < 0.0196 \text{ m}$

$$D_y = 0.0146 \text{ m} < 0.0196 \text{ m}$$

2 Nivel $D_x = 0.0120 \text{ m} < 0.0196 \text{ m}$

$$D_y = 0.0123 \text{ m} < 0.0196 \text{ m}$$

1 Nivel $D_x = 0.0067 \text{ m} < 0.0224 \text{ m}$

$$D_y = 0.0071 \text{ m} < 0.0224 \text{ m}$$

Como se puede observar los desplazamientos obtenidos están en los rangos indicados .

Apéndice 5

M O D A L P E R I O D S A N D F R E Q U E N C I E S				
MODE	PERIOD (TIME)	FREQUENCY (CYC/TIME)	FREQUENCY (RAD/TIME)	EIGENVALUE (RAD/TIME)**2
1	0.418349	2.390346	15.018988	225.569991
2	0.415589	2.406221	15.118734	228.576132
3	0.233289	4.286522	26.933014	725.387246
4	0.221825	4.508055	28.324947	802.302644
5	0.181045	5.523494	34.705136	1204.446
6	0.088753	11.267264	70.794307	5011.834
7	0.085605	11.681575	73.397499	5387.193
8	0.049671	20.132667	126.497277	16001.561
9	0.043605	22.933107	144.092964	20762.782
10	0.042604	23.471999	147.478918	21750.031
11	0.040737	24.547443	154.236134	23788.785
12	0.038922	25.692129	161.428409	26059.131
13	0.031275	31.974481	200.901591	40361.449
14	0.031212	32.038617	201.304568	40523.529
15	0.031088	32.166688	202.109263	40848.154

El mayor periodo es 0.418 seg que está dentro del rango para el que se ha especificado el espectro de diseño .

M O D A L P A R T I C I P A T I N G M A S S R A T I O S							
MODE	PERIOD	INDIVIDUAL MODE (PERCENT)			CUMULATIVE SUM (PERCENT)		
		UX	UY	UZ	UX	UY	UZ
1	0.418349	58.8403	11.1884	0.0009	58.8403	11.1884	0.0009
2	0.415589	11.1642	60.9095	0.0002	70.0046	72.0978	0.0011
3	0.233289	2.9547	0.3208	0.0417	72.9592	72.4186	0.0428
4	0.221825	0.6942	0.0247	0.0162	73.6534	72.4433	0.0590
5	0.181045	0.0994	2.1816	0.0200	73.7528	74.6249	0.0791
6	0.088753	0.0033	18.7362	0.0012	73.7561	93.3611	0.0803
7	0.085605	19.5587	0.0022	0.0073	93.3148	93.3633	0.0876
8	0.049671	0.0000	0.0001	0.0000	93.3148	93.3634	0.0876
9	0.043605	0.0000	0.0000	0.0012	93.3148	93.3634	0.0889
10	0.042604	0.0347	0.0178	13.9868	93.3495	93.3812	14.0757
11	0.040737	0.0004	4.5168	0.0454	93.3499	97.8981	14.1210
12	0.038922	4.5583	0.0001	0.0741	97.9082	97.8981	14.1952
13	0.031275	0.0000	0.0005	3.1968	97.9082	97.8986	17.3920
14	0.031212	0.0000	0.0001	10.2580	97.9082	97.8988	27.6499
15	0.031088	0.0010	0.0051	0.0006	97.9091	97.9039	27.6506

Para nuestro caso estamos considerando los 15 primeros modos de vibración , dando la suma de masas efectivas como resultado en las direcciones X e Y , 97.90 y 97.90% respectivamente . Lo cual satisface lo exigido.

Ahora discutiremos los desplazamientos obtenidos :

n	Dx(m)	Dy(m)
A	0.0334	0.0172
4°	0.0178	0.0177
3°	0.0172	0.0176
2°	0.0142	0.0148
1°	0.0079	0.0085

Apéndice :

$$D_x = 0.0334 \text{ m} < 0.0336 \text{ m}$$

$$D_y = 0.0172 \text{ m} < 0.0336 \text{ m}$$

Demás Niveles

4 Nivel $D_x = 0.0178 \text{ m} < 0.0196 \text{ m}$

$$D_y = 0.0177 \text{ m} < 0.0196 \text{ m}$$

3 Nivel $D_x = 0.0172 \text{ m} < 0.0196 \text{ m}$

$$D_y = 0.0176 \text{ m} < 0.0196 \text{ m}$$

2 Nivel $D_x = 0.0142 \text{ m} < 0.0196 \text{ m}$

$$D_y = 0.0148 \text{ m} < 0.0196 \text{ m}$$

1 Nivel $D_x = 0.0079 \text{ m} < 0.0224 \text{ m}$

$$D_y = 0.0085 \text{ m} < 0.0224 \text{ m}$$

Como se puede observar los desplazamientos obtenidos están en los rangos indicados .

Los valores obtenidos para las demás edificaciones junto con la primera se presentan en **ANEXOS** Calculos con el método dinámico de superposición modal espectral

3.9.2 Comparación de fuerzas cortantes y porcentajes en peso del apéndice con la azótea

Obtenidas las fuerzas cortantes por los métodos anteriores se procederá a realizar un **análisis cuantitativo** llegando a conclusiones porcentuales tanto en fuerza cortante como en peso .

Los cuadros indicaran que tanto por ciento es mayor el cortante obtenido del análisis dinámico con respecto al obtenido del método alternativo que da la norma

4 PISOS	Apend	Peso apéndice	Apéndice	V.din		1.30*V.apéndice	
		(ton)	Norma(Tn)	(ton)		(Tn)	
Caso 1	1	5.73	1.72	2.14	<	2.23	Cumple
	2	7.90	2.37	2.55	<	3.08	Cumple
	3	8.73	2.62	2.61	<	3.40	Cumple
	4	11.77	3.53	2.99	<	4.59	Cumple
	5	16.19	4.86	4.57	<	6.31	Cumple
Caso 2	1	5.73	1.72	2.67	>	2.23	No Cumple
	2	8.17	2.45	2.93	<	3.19	Cumple
	3	8.73	2.62	3.02	<	3.40	Cumple
	4	16.19	4.86	4.76	<	6.31	Cumple
	5	28.09	8.43	7.42	<	10.95	Cumple
Caso 3	1	5.73	1.72	2.47	>	2.23	No Cumple
	2	8.45	2.53	2.92	<	3.30	Cumple
	3	11.21	3.36	3.61	<	4.37	Cumple
	4	16.19	4.86	4.56	<	6.31	Cumple
	5	22.44	6.73	6.55	<	8.75	Cumple
Caso 4	1	5.73	1.72	3.12	>	2.23	No Cumple
	2	9.00	2.70	3.16	<	3.51	Cumple
	3	11.21	3.36	3.59	<	4.37	Cumple
	4	16.19	4.86	4.96	<	6.31	Cumple
	5	22.44	6.73	7.59	<	8.75	Cumple
Caso 5	1	5.73	1.72	2.90	>	2.23	No Cumple
	2	9.83	2.95	3.41	<	3.83	Cumple
	3	13.98	4.19	4.48	<	5.45	Cumple
	4	20.18	6.05	7.22	<	7.87	Cumple
	5	22.44	6.73	7.77	<	8.75	Cumple
Caso 6	1	5.73	1.72	3.66	>	2.23	No Cumple
	2	10.38	3.12	3.56	<	4.05	Cumple
	3	13.70	4.11	4.40	<	5.34	Cumple
	4	16.19	4.86	5.08	<	6.31	Cumple
	5	24.13	7.24	8.31	<	9.41	Cumple
Caso 7	1	5.73	1.72	4.53	>	2.23	No Cumple
	2	10.94	3.28	3.86	<	4.27	Cumple
	3	13.70	4.11	4.56	<	5.34	Cumple
	4	16.19	4.86	5.25	<	6.31	Cumple
	5	25.26	7.58	8.93	<	9.85	Cumple
Caso 8	1	5.73	1.72	4.82	>	2.23	No Cumple
	2	9.00	2.70	5.10	>	3.51	No Cumple
	3	11.77	3.53	4.51	<	4.59	Cumple
	4	16.19	4.86	5.26	<	6.31	Cumple
	5	42.21	12.66	11.23	<	16.46	Cumple

4 PISOS	Apend	Peso apéndice	Peso Azotea	P.Apend/P.Azot
		(ton)	(ton)	%
Caso 1	1	5.73	93.79	6.11
	2	7.90	93.79	8.42
	3	8.73	93.79	9.30
	4	11.77	93.79	12.55
	5	16.19	93.79	17.26
Caso 2	1	5.73	112.49	5.09
	2	8.17	112.49	7.27
	3	8.73	112.49	7.76
	4	16.19	112.49	14.39
	5	28.09	112.49	24.97
Caso 3	1	5.73	145.48	3.94
	2	8.45	145.48	5.81
	3	11.21	145.48	7.71
	4	16.19	145.48	11.13
	5	22.44	145.48	15.42
Caso 4	1	5.73	172.66	3.32
	2	9.00	172.66	5.21
	3	11.21	172.66	6.50
	4	16.19	172.66	9.38
	5	22.44	172.66	13.00
Caso 5	1	5.73	214.75	2.67
	2	9.83	214.75	4.58
	3	13.98	214.75	6.51
	4	20.18	214.75	9.40
	5	22.44	214.75	10.45
Caso 6	1	5.73	247.15	2.32
	2	10.38	247.15	4.20
	3	13.70	247.15	5.54
	4	16.19	247.15	6.55
	5	24.13	247.15	9.76
Caso 7	1	5.73	320.38	1.79
	2	10.94	320.38	3.41
	3	13.70	320.38	4.28
	4	16.19	320.38	5.05
	5	25.26	320.38	7.89
Caso 8	1	5.73	361.31	1.58
	2	9.00	361.31	2.49
	3	11.77	361.31	3.26
	4	16.19	361.31	4.48
	5	42.21	361.31	11.68

8 PISOS	Apend	Peso Apéndice	Apéndice	V.din		1.75*V.apéndice	
		(ton.)	Norma(Tn)	(ton)		(Tn)	
Caso 1	1	9.34	2.80	5.21	>	4.90	No Cumple
	2	12.74	3.82	5.09	<	6.69	Cumple
	3	15.08	4.52	5.30	<	7.92	Cumple
	4	34.18	10.25	10.51	<	17.94	Cumple
	5	40.33	12.10	12.00	<	21.17	Cumple
Caso 2	1	9.34	2.80	6.57	>	4.90	No Cumple
	2	13.68	4.10	6.77	<	7.18	Cumple
	3	15.08	4.52	6.61	<	7.92	Cumple
	4	34.18	10.25	10.67	<	17.94	Cumple
	5	51.69	15.51	14.64	<	27.14	Cumple
Caso 3	1	9.34	2.80	6.69	>	4.90	No Cumple
	2	14.61	4.38	8.05	>	7.67	No Cumple
	3	19.75	5.93	7.33	<	10.37	Cumple
	4	34.18	10.25	10.49	<	17.94	Cumple
	5	41.28	12.38	12.19	<	21.67	Cumple
Caso 4	1	9.34	2.80	6.95	>	4.90	No Cumple
	2	15.54	4.66	7.02	<	8.16	Cumple
	3	19.75	5.93	7.32	<	10.37	Cumple
	4	34.18	10.25	10.92	<	17.94	Cumple
	5	46.01	13.80	13.81	<	24.16	Cumple
Caso 5	1	9.34	2.80	7.57	>	4.90	No Cumple
	2	16.95	5.08	10.91	>	8.90	No Cumple
	3	24.42	7.33	9.61	<	12.82	Cumple
	4	34.18	10.25	11.96	<	17.94	Cumple
	5	42.22	12.67	13.14	<	22.17	Cumple
Caso 6	1	9.34	2.80	6.15	>	4.90	No Cumple
	2	18.35	5.50	11.29	>	9.63	No Cumple
	3	29.45	8.83	14.30	<	15.46	Cumple
	4	34.18	10.25	13.88	<	17.94	Cumple
	5	46.01	13.80	14.67	<	24.16	Cumple
Caso 7	1	9.34	2.80	6.02	>	4.90	No Cumple
	2	19.28	5.78	13.07	>	10.12	No Cumple
	3	24.89	7.47	13.08	>	13.07	No Cumple
	4	34.18	10.25	14.46	<	17.94	Cumple
	5	46.01	13.80	14.98	<	24.16	Cumple
Caso 8	1	9.34	2.80	4.70	<	4.90	Cumple
	2	16.48	4.94	12.39	>	8.65	No Cumple
	3	21.15	6.35	12.81	>	11.10	No Cumple
	4	34.18	10.25	19.47	>	17.94	No Cumple
	5	53.58	16.08	18.31	<	28.13	Cumple

8 PISOS	Apend	Peso Apéndice	Peso Azotea	P.Apend/P.Azot
		(ton)	(ton)	%
Caso 1	1	9.34	112.03	8.34
	2	12.74	112.03	11.37
	3	15.08	112.03	13.46
	4	34.18	112.03	30.51
	5	40.33	112.03	36.00
Caso 2	1	9.34	134.75	6.93
	2	13.68	134.75	10.15
	3	15.08	134.75	11.19
	4	34.18	134.75	25.36
	5	51.69	134.75	38.36
Caso 3	1	9.34	165.37	5.65
	2	14.61	165.37	8.83
	3	19.75	165.37	11.94
	4	34.18	165.37	20.67
	5	41.28	165.37	24.96
Caso 4	1	9.34	195.72	4.77
	2	15.54	195.72	7.94
	3	19.75	195.72	10.09
	4	34.18	195.72	17.46
	5	46.01	195.72	23.51
Caso 5	1	9.34	237.63	3.93
	2	16.95	237.63	7.13
	3	24.42	237.63	10.28
	4	34.18	237.63	14.38
	5	42.22	237.63	17.77
Caso 6	1	9.34	272.22	3.43
	2	18.35	272.22	6.74
	3	29.45	272.22	10.82
	4	34.18	272.22	12.56
	5	46.01	272.22	16.90
Caso 7	1	9.34	343.92	2.72
	2	19.28	343.92	5.61
	3	24.89	343.92	7.24
	4	34.18	343.92	9.94
	5	46.01	343.92	13.38
Caso 8	1	9.34	390.61	2.39
	2	16.48	390.61	4.22
	3	21.15	390.61	5.42
	4	34.18	390.61	8.75
	5	53.58	390.61	13.72

12 PISOS	Apend	Peso Apéndice	Apéndice	V.din		1.75*V.apéndice	
		(ton)	Norma(Tn)	(ton)		(Tn)	
Caso 1	1	13.54	4.06	7.77	>	7.11	No Cumple
	2	18.24	5.47	11.38	>	9.57	No Cumple
	3	21.59	6.48	10.88	<	11.34	Cumple
	4	50.96	15.29	17.53	<	26.76	Cumple
	5	117.20	35.16	26.42	<	61.53	Cumple
Caso 2	1	13.54	4.06	4.59	<	7.11	Cumple
	2	19.58	5.87	6.34	<	10.28	Cumple
	3	21.59	6.48	6.95	<	11.34	Cumple
	4	50.96	15.29	19.53	<	26.76	Cumple
	5	226.25	67.88	44.82	<	118.78	Cumple
Caso 3	1	13.54	4.06	4.54	<	7.11	Cumple
	2	20.92	6.28	6.94	<	10.98	Cumple
	3	34.83	10.45	13.41	<	18.28	Cumple
	4	49.04	14.71	17.58	<	25.75	Cumple
	5	263.08	78.92	50.59	<	138.12	Cumple
Caso 4	1	13.54	4.06	6.38	<	7.11	Cumple
	2	22.26	6.68	12.91	>	11.69	No Cumple
	3	34.83	10.45	17.77	<	18.28	Cumple
	4	49.72	14.91	17.04	<	26.10	Cumple
	5	95.50	28.65	25.13	<	50.14	Cumple
Caso 5	1	13.54	4.06	5.08	<	7.11	Cumple
	2	24.27	7.28	12.82	>	12.74	No Cumple
	3	41.59	12.48	20.93	<	21.84	Cumple
	4	49.04	14.71	24.10	<	25.75	Cumple
	5	88.65	26.59	23.97	<	46.54	Cumple
Caso 6	1	13.54	4.06	4.66	<	7.11	Cumple
	2	26.29	7.89	11.03	<	13.80	Cumple
	3	41.59	12.48	21.35	<	21.84	Cumple
	4	49.72	14.91	21.26	<	26.10	Cumple
	5	112.60	33.78	28.61	<	59.11	Cumple
Caso 7	1	13.54	4.06	4.58	<	7.11	Cumple
	2	29.54	8.86	12.62	<	15.51	Cumple
	3	44.43	13.33	25.57	>	23.33	No Cumple
	4	61.24	18.37	28.77	<	32.15	Cumple
	5	98.68	29.60	27.55	<	51.80	Cumple
Caso 8	1	13.54	4.06	5.05	<	7.11	Cumple
	2	31.57	9.47	10.74	<	16.58	Cumple
	3	49.72	14.91	20.97	<	26.10	Cumple
	4	68.09	20.43	32.80	<	35.75	Cumple
	5	114.26	34.28	38.36	<	59.98	Cumple

12 PISOS	Apend	Peso Apéndice	Peso Azotea	P.Apend/P.Azot
		(ton)	(ton)	%
Caso 1	1	13.54	124.46	10.88
	2	18.24	124.46	14.65
	3	21.59	124.46	17.35
	4	50.96	124.46	40.95
	5	117.20	124.46	94.17
Caso 2	1	13.54	144.17	9.39
	2	19.58	144.17	13.58
	3	21.59	144.17	14.98
	4	50.96	144.17	35.35
	5	226.25	144.17	156.93
Caso 3	1	13.54	182.91	7.40
	2	20.92	182.91	11.44
	3	34.83	182.91	19.04
	4	49.04	182.91	26.81
	5	263.08	182.91	143.83
Caso 4	1	13.54	211.74	6.40
	2	22.26	211.74	10.51
	3	34.83	211.74	16.45
	4	49.72	211.74	23.48
	5	95.50	211.74	45.10
Caso 5	1	13.54	258.03	5.25
	2	24.27	258.03	9.41
	3	41.59	258.03	16.12
	4	49.04	258.03	19.01
	5	88.65	258.03	34.36
Caso 6	1	13.54	294.12	4.60
	2	26.29	294.12	8.94
	3	41.59	294.12	14.14
	4	49.72	294.12	16.90
	5	112.60	294.12	38.28
Caso 7	1	13.54	366.73	3.69
	2	29.54	366.73	8.06
	3	44.43	366.73	12.12
	4	61.24	366.73	16.70
	5	98.68	366.73	26.91
Caso 8	1	13.54	415.81	3.26
	2	31.57	415.81	7.59
	3	49.72	415.81	11.96
	4	68.09	415.81	16.38
	5	114.26	415.81	27.48

CAPITULO IV

INTERPRETACIÓN DE RESULTADOS

4.1 GENERALIDADES

Habiendo realizado el cálculo de cortante en los apéndices por los dos métodos se hará las comparaciones del caso para determinar cual es el cortante definitivo que actúa en elemento no estructural y cual es la masa límite del apéndice para poder tomarlo como elemento no estructural . Ya que si el elemento sobrepasa esta masa límite no podrá llamarse apéndice por tanto ya influirá tremendamente en la estructura y tendrá que analizarse en conjunto

4.2 VERIFICACIÓN DE FUERZA CORTANTE DINAMICA MAYOR AL 80% DE LA ESTÁTICA EN EL PRIMER NIVEL CONSIDERANDO EDIFICACIÓN SIN APÉNDICE

Las edificaciones de 4 , 8 y 12 niveles tienen sus elementos estructurales tales como Columnas , placas y vigas dimensionados para cumplir las exigencias sísmicas dadas por la norma , limitando así el desplazamiento máximo relativo de cada entrepiso que puede ocurrir en cada edificación . Además que en cada dirección considerada para el análisis dinámico , la fuerza cortante en la base del edificio no podrá ser menor que el 80% del valor calculado con el método estático . Estos cumplimientos se verificarán de los resultados obtenidos en el capítulo III 3.6.2 y 3.7.2 , mediante gráficas comparativas ubicadas en anexos

VD_x = Fuerza cortante Dinámica en la dirección X

VD_y = Fuerza cortante Dinámica en la dirección Y .

VE = Fuerza cortante Estática en la dirección X e Y .

Nota:

De las gráficas comparativas se puede concluir que en ningún caso la fuerza cortante dinámica del primer piso es menor al 80% del obtenido por el método estático. Además es notorio que la diferencia entre fuerza cortante obtenida por el método dinámico y el estático se incrementa conforme aumenta el número de niveles de cada edificación.

4.3 VARIACION DE FUERZAS CORTANTES EN LA EDIFICACIÓN AL NO CONSIDERAR Y CONSIDERANDO EL APÉNDICE MEDIANTE EL MÉTODO DINÁMICO

Si bien los distintos niveles han cumplido con las exigencias indicadas por el R.N.C. sin considerar el apéndice , ahora se tendrá que analizar la variación de fuerzas cortantes obtenidas con el método dinámico considerando las distintas asas de los apéndices para cada caso de edificación , esto conllevará a realizar gráficas comparativas ubicadas en el anexo para su mejor discusión:

V_{sa} = Fuerza cortante dinámica en un nivel sin considerar el apéndice en la estructura .

V_{ai} = Fuerza cortante dinámica en un nivel considerando el apéndice i en la estructura

Donde : $i=1,2,3,4,5$

[V_{sa}] = ton .

[V_{ai}] = ton .

Nota:

De las gráficas comparativas se pueden concluir que la fuerza cortante en los niveles inferiores disminuyen y en los niveles superiores se incrementan conforme aumenta la masa en el apéndice .Ocurriendo de esta manera una redistribución de fuerzas cortantes.

4.4 COMPARACION DE FUERZAS CORTANTES OBTENIDAS EN EL APÉNDICE CON LOS DISTINTOS MÉTODOS DE CÁLCULO

Una vez cumplido con el R.N.C para cada edificación se procedió a incorporar a la estructura el elemento no estructural (Apéndice) provocándose de esta manera variación en desplazamientos y fuerzas cortantes

Como se sabe en el capítulo III.3.8 se calculó la fuerza cortante en el apéndice por el método que da la norma en el caso de tener elementos no estructurales. Así también en el capítulo III.3.9 se calculó con el método dinámico de superposición modal espectral que nos da un resultado mucho más real y fino . Es pues importante hacer gráficas comparativas para obtener conclusiones definitivas con respecto al cálculo correcto de la fuerza cortante en el apéndice.

Debido a la cantidad de comparaciones graficas se opto por ubicarlas en anexos

Donde:

V_a = Fuerza cortante en el apéndice calculado por el método que da la norma (Elementos no estructurales)

V_{ad} = Fuerza cortante en el apéndice calculado por el método dinámico de superposición modal espectral

$[V_a]$ = toneladas .

$[V_{ad}]$ = toneladas .

Nota:

De los gráficos comparativos se puede concluir que la fuerza cortante obtenida en el apéndice por el método dinámico es mayor al obtenido por el método alternativo indicado por la norma incrementándose así esta variación edificios de mayor altura tal como lo sustenta los gráficos respectivos .

4.5 DETERMINACIÓN DEL PESO MÁXIMO EN APÉNDICE .

Como se sabe la distorsión máxima en elementos de concreto armado es 0.007 y así se respetó en cada edificación , sin embargo ; al colocar el apéndice la distorsión se incremento en menos de un 7% y en otras ni se vio afectado . Es pues criterio del analista aceptar un incremento muy pequeño en sus distorsiones ; para así no considerar en su modelado estructural el apéndice

A continuación presentamos las gráficas para determinar el peso máximo que debe tener el apéndice en función del peso del último nivel de la edificación :

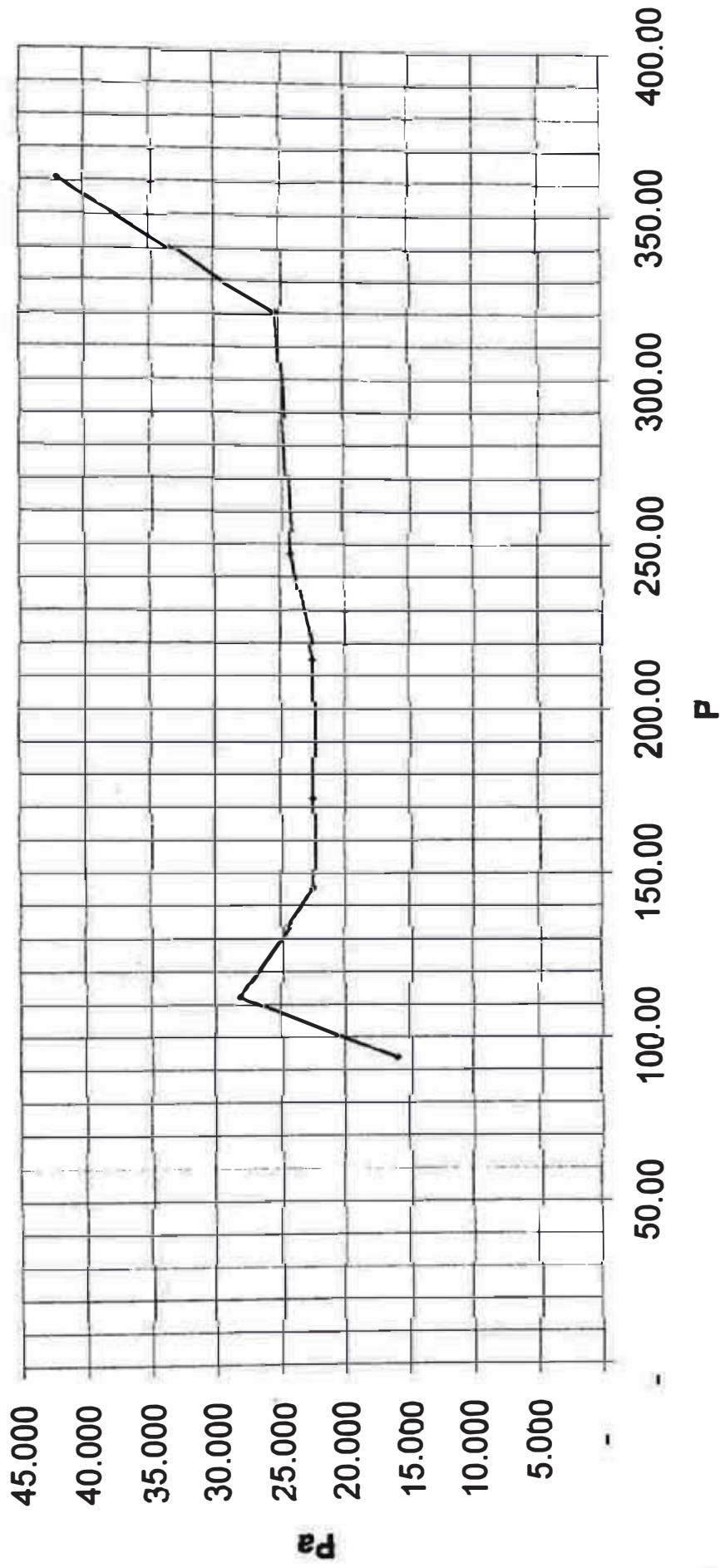
P = Peso del último nivel de la edificación .

P_a = Peso máximo que debe tener el apéndice para que la edificación siga siendo lo suficientemente rígida

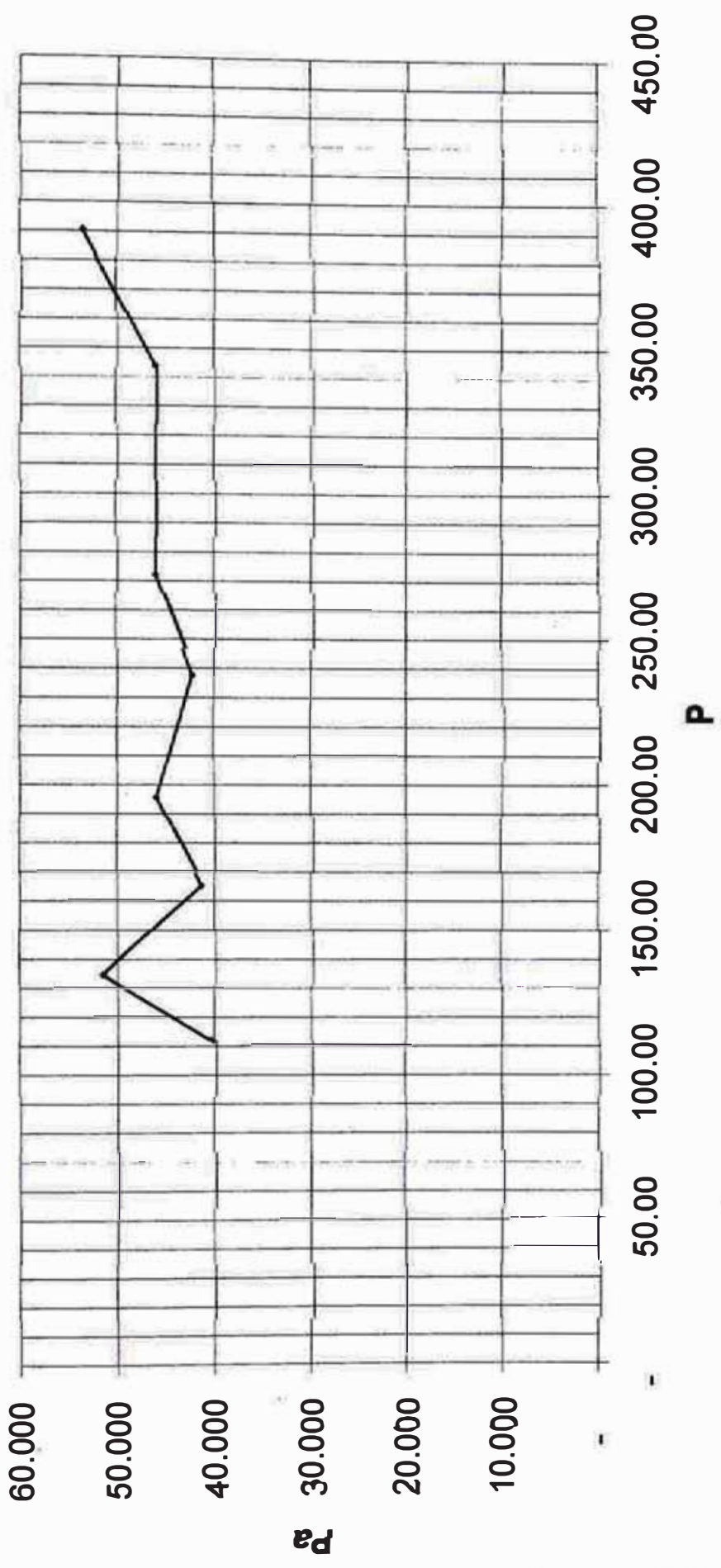
[P] = toneladas .

[P_a] = toneladas .

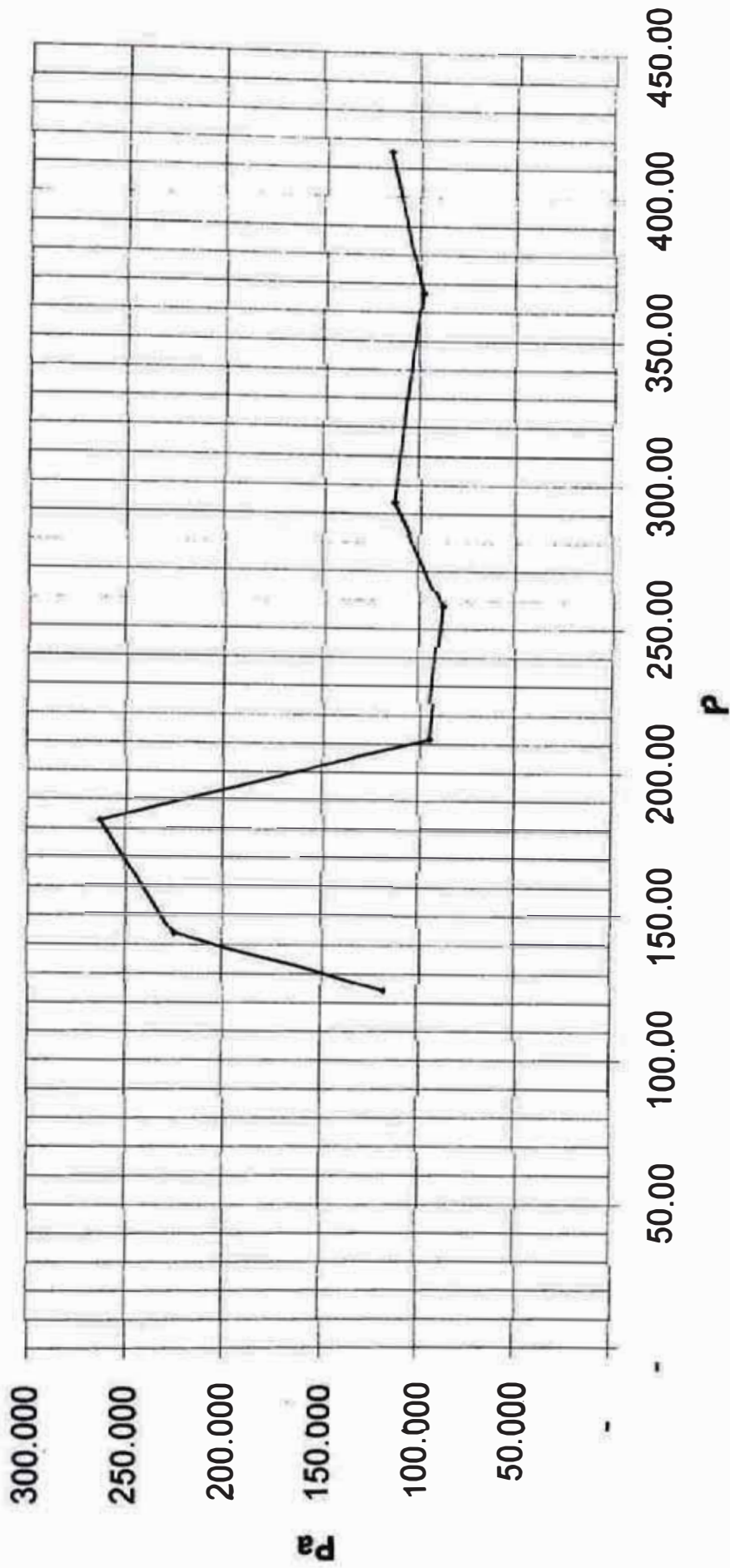
4 NIVELES



8 NIVELES



12 NIVELES



4.6 CÁLCULO DE FUERZA CORTANTE EN EL APÉNDICE PARA EDIFICACIONES DE 4 , 8 Y 12 NIVELES .

A continuación se presentaran 3 gráficas para edificaciones de 4 , 8 y 12 niveles a escalas numéricas para así poder calcular la fuerza cortante en el apéndice , cabe decir que en las gráficas se incluirán las fuerzas obtenidas con el método que da la norma para elementos no estructurales y así compararlo con el valor obtenido del método dinámico:

V_{ad} = Fuerza cortante en el apéndice obtenida del método dinámico de superposición modal espectral .

V_{an} = Fuerza cortante en el apéndice obtenido del método alternativo que da la norma para elementos no estructurales .

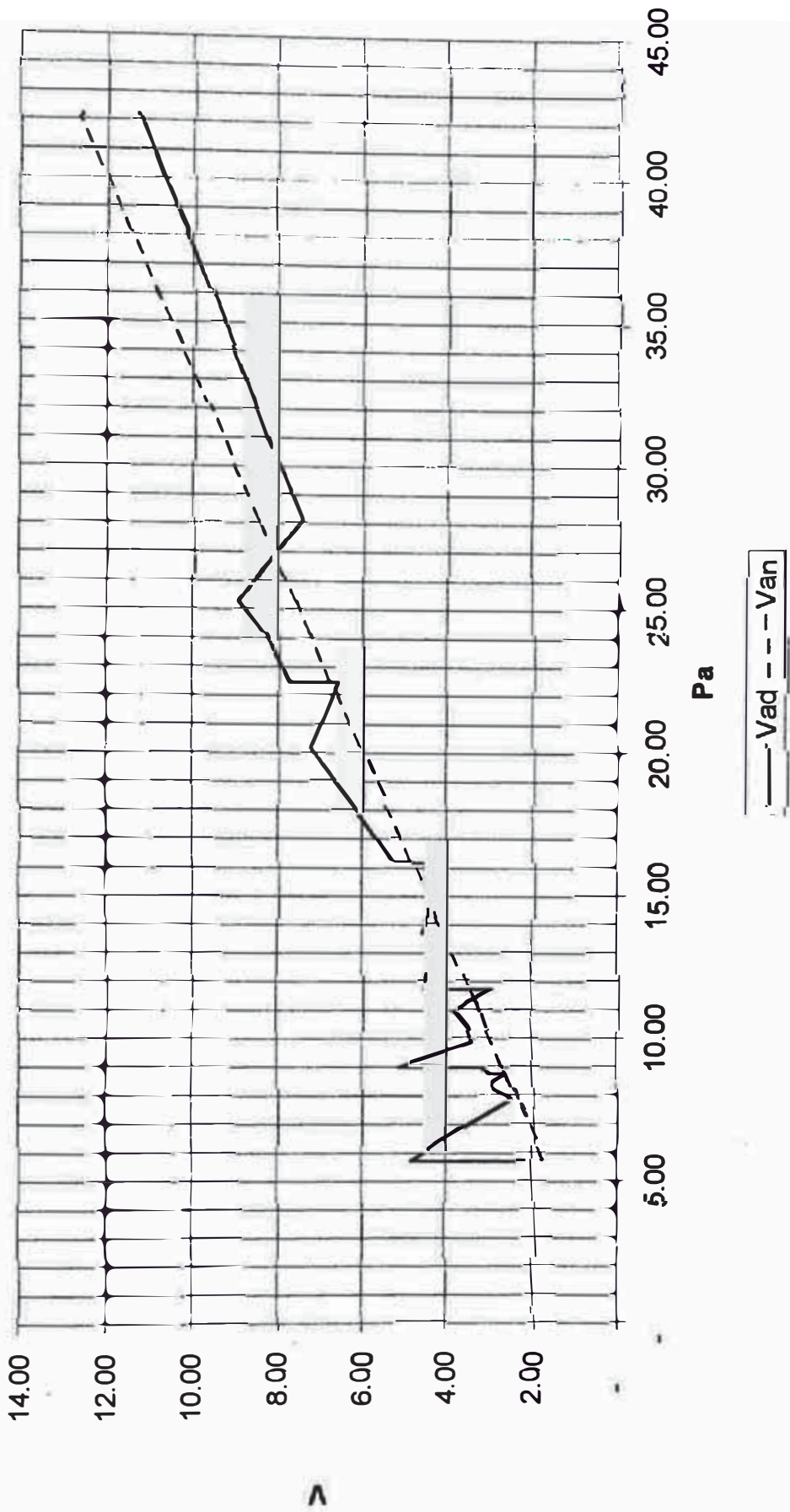
P_a = Peso del apéndice .

$[V_{ad}]$ = toneladas .

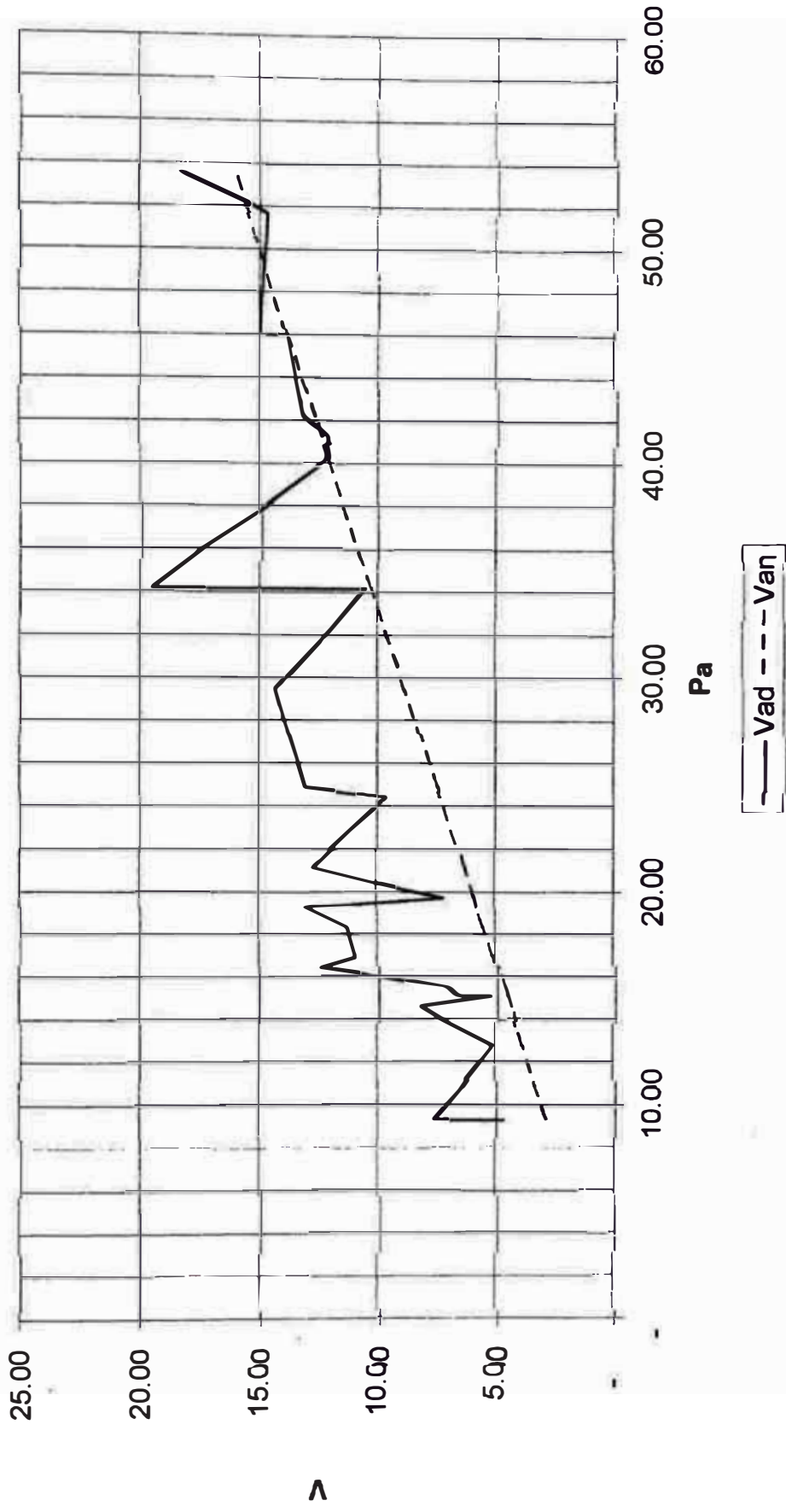
$[V_{an}]$ = toneladas .

$[P_a]$ = toneladas .

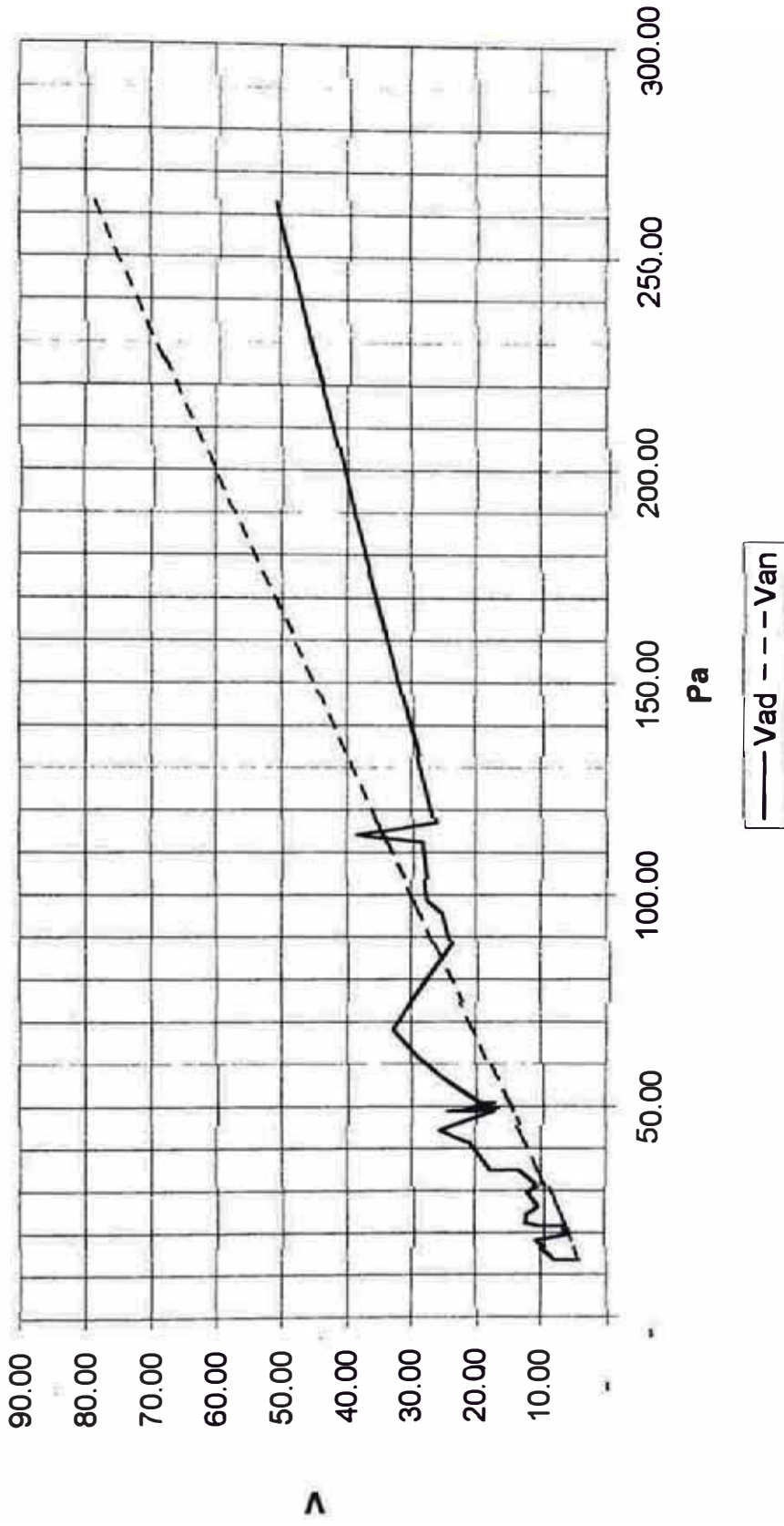
EDIFICACION DE 4 NIVELES



EDIFICACION DE 8 NIVELES



EDIFICACION DE 12 NIVELES



CAPITULO V

OBSERVACIONES , CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

5.1 OBSERVACIONES

5.1.1 Las distorsiones de entrepiso que indica la norma para elementos cuyo material predominante es concreto armado son de 0.007 sin embargo al incrementarse el apéndice a la edificación se pensó que tales distorsiones aumentarían , por tal motivo se dio una holgura llegando a 0.0075 , finalmente en general los resultados del análisis indicaron que este incremento considerable de distorsiones en los entrepisos de la edificación modelada con el apéndice no ocurre .

5.1.2 El número de formas de modo considerado en cada edificación con y sin apéndice fue el mismo con el objeto de ver la influencia exacta del apéndice y no la suma de otros factores de precisión

5.1.3 Los elementos de soporte que podría tener el apéndice serian columnas y placas o solamente un tipo de ellas pero si su altura promedio partiendo del nivel inferior de la

azotea debe estar entre los 4 y 5m . Caso como el nuestro donde se trabajo con una altura promedio de 4.8m

5.1.4 Debemos de indicar que el tan solo hecho de colocar vigas e incrementar de sección las existentes por vigas de peralte $L/9 - L/10$ en la azotea que sirvan de soporte al apéndice para que no cause deflexiones considerables hará que la rigidez de este nivel se incremente llegando a tomar mayor fuerza cortante

5.1.5 La ubicación de las placas en forma simétrica y lo más lejano del centro de rigidez (ubicación perimetral) hace que el incremento de fuerza cortante provocado por el momento torsor generado por una amplificación de la excentricidad o una inversión de momento torsor sea despreciable Por tal comportamiento este incremento de fuerza cortante no se considero en el análisis de las edificaciones haciendo que la excentricidad en las direcciones X e Y sean cero

5.1.6 La mayor fuerza cortante en la dirección X e Y obtenida en el apéndice tras realizar el análisis dinámico fue la que se tomó para elaborar los gráficos comparativos

5.2 CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

5.2.1 CONCLUSIONES

5.2.1.1 El valor de la fuerza cortante obtenida de la expresión $V = Z.U.C1.P$ para apéndices que da la norma es menor por lo general de los obtenidos con el método dinámico tal como lo sustenta el análisis realizado para edificaciones de 4 , 8 y 12 niveles . Sin embargo para edificaciones de 4 niveles el valor de fuerza cortante obtenido con este método alternativo en apéndices sería correcto si $C1=0.975$ para pesos de apéndice que sean menores o iguales al 11% del peso de la azotea , en edificaciones de 8 niveles si $C1=1.35$ para pesos de apéndice que sean menores o iguales al 15% del peso de la azotea y para 12 niveles si $C1=1.35$ para pesos de apéndice que sean menores o iguales al 20% del peso de la azotea .

Se recomienda ver el capítulo III.3.9 y las gráficas comparativas en anexos .

5.2.1.2 La Suposición de que al incrementar el apéndice en la edificación la fuerza cortante del 1º nivel se incrementaría no es tan cierta ,ya que el incremento de fuerza en este nivel es casi nulo y el decremento es mayor . Más bien existe el incremento de fuerzas cortantes en los niveles superiores ; ocurriendo así una redistribución de fuerzas cortantes . Por lo que el diseño de los elementos en el primer nivel no se vera afectado al considerar apéndice , mas no así en los últimos niveles si es que se opto por diseñar en estos con la fuerza obtenida del análisis sin considerar el apéndice .

5.2.1.3 El proceso para calcular la fuerza cortante en el apéndice es el siguiente

5.2.1.3.1 Con el peso de la azotea determinamos cual es el peso máximo que puede tener el apéndice empleando las gráficas del capítulo IV-4.5

5.2.1.3.2 Una vez verificado que el peso del apéndice es menor que el máximo obtenido en el paso anterior , procederemos a calcular la fuerza cortante de las dos direcciones del apéndice que esta en función de su peso propio del apéndice tal como se indica en la gráfica IV-4.6

5.2.2 RECOMENDACIONES

5.2.2.1 Para pesos de apéndices que se encuentran fuera de los intervalos de las graficas se aconseja hacer el análisis dinámico

5.2.2.2 Se recomienda seguir analizando edificios con y sin apéndices de distintos niveles para así incrementar el espacio muestral logrado en esta tesis . Así mismo analizar edificaciones con apéndices ubicados en las esquinas lográndose calcular cual es el incremento de la fuerza cortante causado por esta irregularidad

5.2.2.3 Sería interesante analizar también los reservorios apoyados y elevados con apéndices , pudiendo ser este un elementos de publicidad ya que por la ubicación tiene una gran visión panorámica

BIBLIOGRAFÍA

- 1.-Blanco,A.“*ESTRUCTURACION Y DISEÑO DE EDIFICACIONES DE CONCRETO ARMADO*” Colección del ingeniero civil 1996-1997-2da edición Noviembre 1994 .
- 2.-Irala,C.“*COPIA DE CLASE DE INGENIERIA ANTISISMICA*” U.N.I – F.I.C - Lima 2001 .
- 3.-Ministerio de Vivienda “*NORMAS DE DISEÑO SISMORRESISTENTE E-030*”Lima 1997 .
- 4.-Morales,R.“*DISEÑO EN CONCRETO ARMADO*” II Congreso Nacional de Estructuras y Construcción – Capitulo Peruano ACI – Primera Edición , Lima Diciembre 2000 .
- 5.-Morales,R.“*APUNTES DE CLASE DE CONCRETO ARMADO IP*” U.N.I – F.I.C - Lima 2001 .
- 6.-Pique,J y Scaletti,H.“*ANÁLISIS SISMICO DE EDIFICIOS*” Colección del Ingeniero Civil 1990-1991- Primera Edición , Lima Octubre 1991 .
- 7.-Pique,J. “*APUNTES DE CLASE DE INGENIERIA ANTISISMICA*” U.N.I – F.I.C - Lima 2000 .
- 8.-Rojas,V. “*MANUAL TEORICO PRACTICO SAP 2000*” COLEGIO DE INGENIEROS DEL PERU
- 9.-San Bartolomé,A.“*ANÁLISIS DE EDIFICIOS*” Pontificia Universidad Católica del Perú – Primera Edición , Marzo 1998 .
- 10.-Scaletti,H. “*APUNTES DE CLASE DE ANÁLISIS ESTRUCTURAL IP*” U.N.I – F.I.C

11.-Timoshenko ,S and J.M.Gere 1961.*Theory of Elastic Stability 2nd Edition* Mc Graw-Hill Book Company.

12.-Torres,M.“*MODELAMIENTO Y ANÁLISIS ESTRUCTURAL EN EL SAP 2000*”
U.N.I - F.I.C – Lima 2002 ., *CONSEJO DEPARTAMENTAL DE ICA*” - U.N.I - F.I.C –
Lima 2000

13.-University Berkeley “*MANUAL DEL SAP 2000*” Computers and Structures,
California U.S.A .