

300615

12
2ej



Universidad La Salle

**ESCUELA DE INGENIERIA
INCORPORADA A LA U.N.A.M.**

"APLICACION DEL REGLAMENTO DE CONSTRUCCIONES PARA EL D.F. 1987 AL ANALISIS SISMICO DE ESTRUCTURAS"

TESIS PROFESIONAL

Que para obtener el Título de
INGENIERO CIVIL
p r e s e n t a:

HECTOR MARTINEZ REYES

Director de Tesis:
M. EN I. ALBERTO CASTILLO HERNANDEZ

MEXICO, D. F.

1993

**TESIS CON
FALLA DE COPIA**



Universidad Nacional
Autónoma de México



UNAM – Dirección General de Bibliotecas Tesis Digitales Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS © PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

Todo el material contenido en esta tesis está protegido por la Ley Federal del Derecho de Autor (LFDA) de los Estados Unidos Mexicanos (México).

El uso de imágenes, fragmentos de videos, y demás material que sea objeto de protección de los derechos de autor, será exclusivamente para fines educativos e informativos y deberá citar la fuente donde la obtuvo mencionando el autor o autores. Cualquier uso distinto como el lucro, reproducción, edición o modificación, será perseguido y sancionado por el respectivo titular de los Derechos de Autor.

INDICE

INTRODUCCION	1
CAPITULO I	
ANALISIS SISMICO SIMPLIFICADO DE UNA CONSTRUCCION DE DOS NIVELES	2
CAPITULO II	
ANALISIS SISMICO ESTATICO DE UN EDIFICIO DE CINCO NIVELES	13
II.1 EDIFICIO SIN APENDICES	13
II.2 EDIFICIO CON APENDICES	52
CAPITULO III	
ANALISIS SISMICO ESTATICO DE UN PARAGUAS DE CUBIERTA	60
CAPITULO IV	
ANALISIS SISMICO DINAMICO MODAL DE UN EDIFICIO DE TRES NIVELES	64
CAPITULO V	
ANALISIS SISMICO DE UN MURO DE RETENCION	76
APENDICE	
ESTRUCTURAS DE CORTANTE Y DE FLEXION	83
RECOMENDACIONES Y CONCLUSIONES	86
AGRADECIMIENTOS	87
REFERENCIAS	88

INTRODUCCION

El presente trabajo de tesis está orientado a explicar la aplicación de la versión actual del capítulo de Diseño por Sismo del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal y sus Normas Técnicas Complementarias mediante ejemplos que aclaren la forma en que deben emplearse sus diversas especificaciones.

Dado el objetivo de este trabajo y teniendo en cuenta que el desarrollo de la mayor parte de los ejemplos aquí incluidos se basan en datos supuestos, y hasta cierto punto alejados de la realidad, es aconsejable darle más importancia a los conceptos más que al manejo numérico. Por otro lado, para una mejor comprensión y buen manejo del mismo, conviene tener a la mano las referencias siguientes:

- Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal (Reglamento, referencia 1).
- Normas Técnicas Complementarias para Diseño por sismo (NTCS, referencia 2).
- Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Manposteria (NTCM, referencia 3).
- Comentarios a las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo (referencia 7).

En los primeros tres capítulos se ilustra la aplicación del método estático de análisis sísmico en sus distintas variantes.

El capítulo cuarto se refiere al análisis sísmico dinámico modal que aunque no tiene modificaciones sustanciales con respecto a la versión anterior del Reglamento se incluye en este trabajo con objeto de presentar en forma clara y detallada la forma en que deben aplicarse las especificaciones que marcan las normas para éste método de análisis.

En el quinto y último capítulo se ilustra el análisis sísmico de un muro de retención.

En lo posible se trata de ilustrar los conceptos y procedimientos a través de ejemplos que pueden resolverse manualmente. Aunque se reconoce que en los despachos de cálculo estructural se emplean cada vez sistemas automatizados de cálculo que permiten la incorporación de métodos muy refinados, aquí se presentan sólo ejemplos que pueden ser resueltos con calculadora de escritorio a fin de poder explicar e ilustrar en detalle el análisis sísmico.

CAPITULO I

I.- ANALISIS SISMICO SIMPLIFICADO DE UNA CONSTRUCCION DE DOS NIVELES

INTRODUCCION

El método de análisis sísmico simplificado para la determinación del efecto de sismos en estructuras, es un caso particular del método estático. Se introduce con objeto de cubrir los casos de muchas construcciones de vivienda de hasta 3 o 4 niveles.

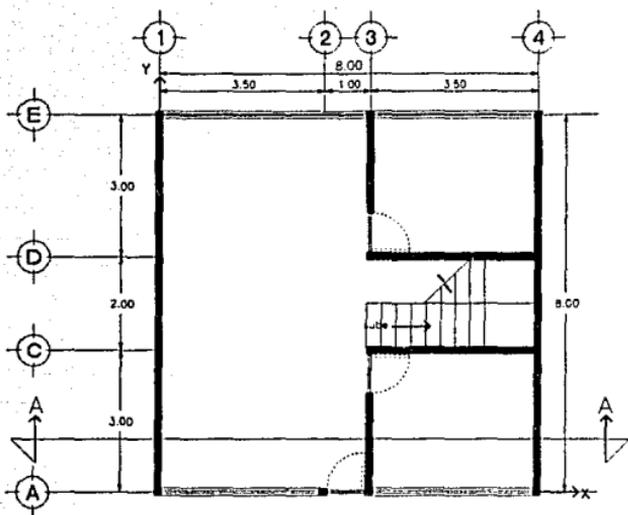
De acuerdo con el Artículo 203 del Reglamento ^{(1)*}, es aceptable efectuar un análisis estático simplificado en estructuras que satisfagan lo especificado en el inciso 2.2 de las NTCS ⁽²⁾.

Se presenta un ejemplo en el que se hace la determinación de fuerzas sísmicas en una construcción de dos niveles y se revisa su resistencia, de acuerdo con lo establecido en el Reglamento ⁽¹⁾ y en las NTCM ⁽³⁾.

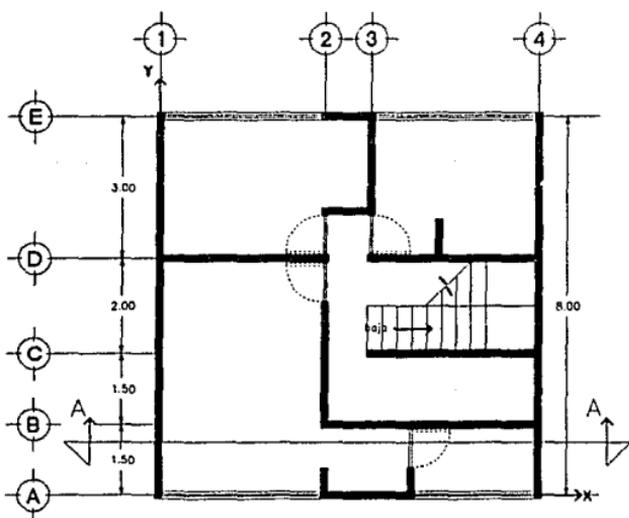
Se trata de establecer las fuerzas cortantes originadas por sismo y de revisar la seguridad en cada piso según las dos direcciones ortogonales en que puede actuar este, de la estructura de dos niveles mostrada en las figuras I.1 y I.2 que corresponde a una casa habitación construida con piezas macizas y ubicada en la zona I. Se considera que los muros son de tabique de barro recocido de 14 cm de espesor (em) y esfuerzo cortante nominal de diseño $V^* = 3.5 \text{ Kg/cm}^2$, según la tabla del inciso 2.4.2 de las NTCM ⁽³⁾.

Para aplicar el método simplificado, según lo descrito en el inciso 2.2 de las NTCS ⁽²⁾, se hará caso omiso de los desplazamientos horizontales, torsiones y momentos de volteo, verificando únicamente que en cada piso la suma de las resistencias al corte de los muros de carga proyectados en la dirección en estudio, sea cuando menos igual a la fuerza cortante total que obre en dicho piso, empleando los coeficientes sísmicos reducidos que se indican en la tabla 7.1 de dichas normas.

* : Los números entre paréntesis se refieren a las referencias mencionadas al final de este trabajo.



PLANTA BAJA



PLANTA ALTA

Acotaciones en metros

FIGURA I.1 : CASA HABITACION EN LA ZONA I

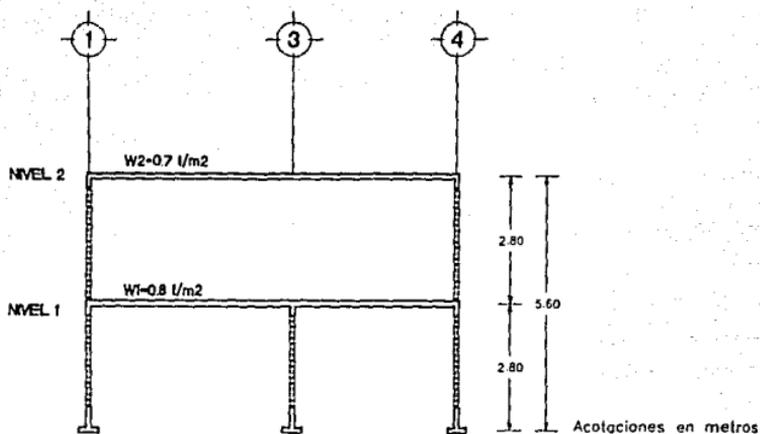


FIGURA I.2 : CORTE A-A

Se cumplen las condiciones para la aplicación del método simplificado, ya que:

I.- Las cargas verticales están soportadas en más de 75% por muros (no existen columnas u otro sistema estructural).

Existen dos muros extremos que abarcan cada uno más de la mitad de la dimensión mayor en planta.

II.- La relación longitud a ancho de la planta no excede de 2.0 (ver la figura I.1).

$$\text{longitud/ancho} = 8/8 = 1; 1 < 2.0 \text{ O.K.}$$

III.- La altura total es menor de 13 m. y su relación con el lado menor no excede de 1.5.

$$\text{altura/lado menor} = 5.60/8 = 0.7; 0.7 < 1.5 \text{ O.K.}$$

DETERMINACION DE FUERZAS CORTANTES

De la tabla 7.1 de las NTCS ⁽¹⁾, para terreno tipo I, altura entre 4 y 7 m. y muros de piezas macizas, se tiene un coeficiente sísmico "c" de 0.08.

La fuerza cortante en la base está dada por la expresión :

$$V_o = c W_o \quad (1.1)$$

donde : V_o = fuerza cortante basal.

W_o = peso total de la construcción.

Así :

$$W_o = \text{área} \times W_2 + \text{área} \times W_1$$

$$W_o = (8 \times 8) \times 0.7 + (8 \times 8) \times 0.8$$

$$W_o = 96 \text{ t}$$

Sustituyendo en I.1

$$V_o = 0.08 \times 96$$

$$V_o = \underline{7.68 \text{ t}}$$

En la tabla I se resumen los cálculos que conducen a las fuerzas cortantes en cada nivel, las cuales se indican en la última columna de la tabla. El peso de cada nivel se obtiene multiplicando su área (8 x 8) por la carga "W" indicada en la figura I.2.

La fuerza P_i en cada nivel se obtiene como sigue:

$$P_i = (W_{ih} / \sum W_{ih}) c \sum W_i \quad (1.2)$$

donde: W_i = peso del nivel i .

h_i = altura medida de la base al nivel i .

TABLA I: DETERMINACION DE FUERZAS DE INERCIA Y CORTANTES

NIVEL	ENTREPISO	ALTURA DE ENTREPISO	W_i (t)	h_i (m)	$W_i h_i$ (m)	P_i (t)	V_i (t)
2	2	2,80	44,80	5,60	250,88	4,89	4,89
1	1	2,80	51,20	2,80	143,36	2,68	7,68
SUMAS			96,00		394,24	7,68	

Así, sustituyendo en (I.2)

$$P_2 = (250.88/394.24) \times 0.08 \times 96$$

$$P_2 = \underline{4.89 \text{ t}}$$

$$P_1 = (143.36/394.24) \times 0.08 \times 96$$

$$P_1 = \underline{2.79 \text{ t}}$$

Obteniendose los siguientes cortantes de entrepiso

$$V_2 = \underline{4.89 \text{ t}}$$

$$V_1 = 4.89 + 2.79 = \underline{7.68 \text{ t}}$$

REVISIÓN DE LA SEGURIDAD DE LA PLANTA BAJA EN EL SENTIDO OX

El esfuerzo cortante resistente para un muro está dado, de acuerdo con el inciso 4.3.2 de las NTCM⁽³⁾, por la expresión:

$$VR = FR (0.5 V^* AT + 0.3 P) \leq 1.5 FR V^* AT \quad (1.3)$$

donde:

V^* = esfuerzo cortante nominal de diseño.

AT = área bruta de la sección transversal del muro.

P = carga vertical que actúa sobre el muro, sin multiplicar por el factor de carga.

FR = factor de reducción de resistencia.

según la citada sección 4.3.2 y tratándose de muros confinados* (para nuestro caso), el valor de FR es de 0.7.

Así, sustituyendo en 1.3 se tiene:

$$VR = 0.7 \times (0.5 \times 3.5 \times AT + 0.3 P) \leq 1.5 \times 0.7 \times 3.5 \times AT$$

$$VR = (1.225 AT + 0.21 P) \leq (3.675 AT) \quad (1.4)$$

En los muros en los que la relación de su altura H entre su largo L, sea mayor a 1.33, el esfuerzo cortante resistente se reducirá multiplicándolo por el coeficiente $(1.33 L/H)^2$, según lo especifica el inciso 4.1.3 de las NTCM⁽³⁾.

Por tanto:

Si $H/L \leq 1.33$:

$$VR = (1.225 AT + 0.21 P) \leq (3.675 AT) \quad (1.5)$$

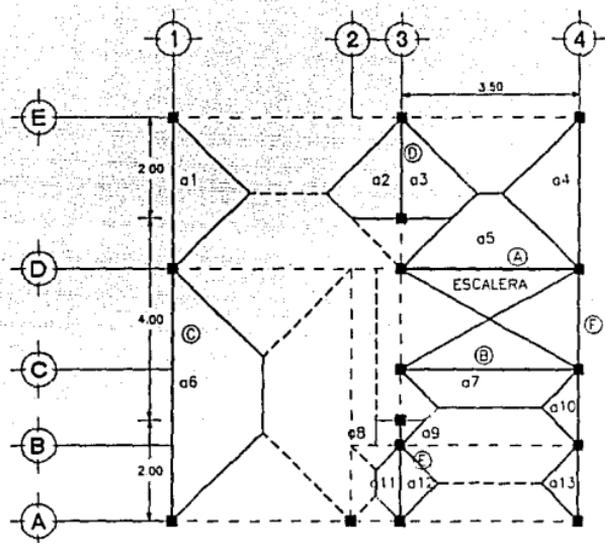
* : Muros reforzados con castillos y dalas que cumplan con los requisitos planteados en el inciso 3.3 de las NTCM.

Si $H/L > 1.33$:

$$VR = (1.33 L/H)^2 (1.225 AT + 0.21P) \leq (1.33 L/H)^2 (3.675AT) \quad (I.6)$$

El área resistente "AT" se calcula multiplicando la longitud del muro "L" por su espesor efectivo " e_m ".

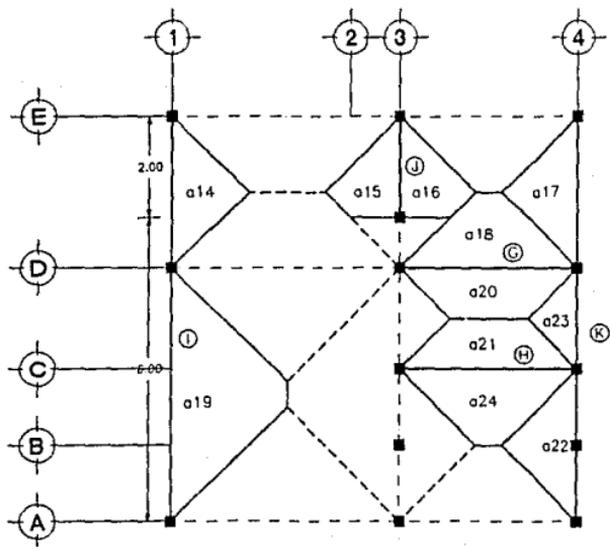
La carga vertical "P" que actúa sobre el muro, se calcula multiplicando la carga "W" por el área tributaria que obra sobre el muro.



Áreas Tributarias en m².

a1-2.25	a13-0.56
a2-1.75	a14-2.25
a3-1.75	a15-1.75
a4-2.25	a16-1.75
a5-3.00	a17-2.25
a6-5.69	a18-3.00
a7-2.06	a19-6.19
a8-0.25	a20-2.50
a9-0.13	a21-2.50
a10-0.56	a22-2.25
a11-0.50	a23-1.00
a12-0.56	a24-3.00

PLANTA BAJA



--- Trabe
 — Muro de carga
 ■ costillo

PLANTA ALTA

FIGURA I.3: PLANO ESTRUCTURAL

ANALISIS DE LA PLANTA BAJA

Por ejemplo, para el muro B el esfuerzo cortante resistente "VR" resulta:

$$H = 2.80 \text{ m} = 280 \text{ cm}$$

$$L = 3.50 \text{ m} = 350 \text{ cm}$$

$$H/L = 280/350 = 0.8$$

Dado que $H/L = 0.8$ resulta ser menor a 1.33 es necesario aplicar la expresión 1.5.

$$AT = L \times \text{cm} = 350 \times 1.4$$

$$AT = 4900 \text{ cm}^2$$

$$P = (W1 \times a7) + [W2 \times (a21 + a24) + \text{peso de muro H}]$$

$$P = (0.8 \times 2.06) + 0.7 \times (2.50 + 3.00) + (3.50 \times 2.80 \times 0.14) \times 15^*$$

$$P = 7.56 \text{ t}$$

$$P = 7560 \text{ Kg}$$

Sustituyendo en 1.5

$$VR = (1.225 \times 4900 + 0.21 \times 7560) \leq (3.675 \times 4900)$$

$$VR = 7590 \leq 18007$$

$$VR = 7590 \text{ Kg}$$

En la tabla II se resumen los cálculos que conducen a las cortantes resistentes por muro, las cuales se indican en la última columna de la tabla.

* : 1.5 es el peso volumétrico del muro en t/m³ (supuesto).

**TABLA II : DETERMINACION DE FUERZAS RESISTENTES DE MUROS.
SENTIDO OX**

MURO	H/L	AT (cm ²)	P (Kg)	(1,225AT+0,21P) < (3,675 AT)	VR (Kg)
A	2,8/3,5=0,8	350x14=4900	8308	747<18007	7747
B	2,8/3,5=0,8	350x14=4900	7560	7590<18007	7590
T O T A L					15337

El cortante actuante en la planta baja es de 7.68 t y su valor de diseño es $V_u = 1.1 \times 7.68 = 8.45 \text{ t} = 8450 \text{ Kg}$, donde 1.1 es el factor de carga especificado en el Artículo 194 del Reglamento⁽¹⁾.

La fuerza resistente de 15337 Kg es mayor que la fuerza cortante de diseño en el entrepiso, de 8450 Kg.

$$VR = 15337 \text{ Kg} > Vu = 8450 \text{ Kg}; \text{ O.K.}$$

REVISION DE LA SEGURIDAD DE LA PLANTA BAJA EN EL SENTIDO OY

La tabla III se construye de manera semejante a la tabla II.

**TABLA III: DETERMINACION DE FUERZAS RESISTENTES DE MUROS.
SENTIDO OY**

MURO	H/L	AT (cm ²)	P (Kg)	(1,225AT+0,21P) < (3,675 AT)	VR (Kg)
C	2,8/8=0,4	800x14=11200	16964	17282<41160	17282
D	2,8/2=1,4	200x14=2800	6426	4779<10290	4779
E	2,8/2=1,4	200x14=2800	1152	36722<10290	3672
F	2,8/8=0,4	800x14=11200	11250	16083<41160	16083
T O T A L					41816

En el sentido OY la fuerza resistente de 41816 Kg es también mayor a la fuerza cortante de diseño en el entrepiso.

$$VR = 41816 \text{ Kg} > Vu = 8450 \text{ Kg}; \text{ O.K.}$$

Por tanto, la estructuración propuesta en planta baja es aceptable.

No se presenta el análisis de la planta alta, pues en ella la fuerza cortante de entrepiso es menor y, como se puede ver en la figura I.1, existe la misma cantidad de muros, de manera que la fuerza resistente en ambos sentidos es aproximadamente la misma que en la planta baja. Esta situación es bastante común, y en la mayoría de los casos bastará con analizar la planta baja cuando se cumplan los requisitos para aplicar el método simplificado de análisis.

CAPITULO II

II.- ANALISIS SISMICO ESTATICO DE UN EDIFICIO DE CINCO NIVELES

El Reglamento⁽¹⁾ y sus NTCS⁽²⁾ permiten, en su Artículo 203 e inciso 2.1 respectivamente, que el análisis sísmico de edificios con altura menor de 60 m. se realice de acuerdo con el método estático, descrito en la sección 8 de las normas antes mencionadas.

Los métodos de análisis estático se basan en la determinación de la fuerza lateral total (cortante en la base) a partir de la fuerza de inercia que se induce en un sistema equivalente de un grado de libertad, para después distribuir esta cortante en fuerzas concentradas a diferentes alturas de la estructura, obtenidas suponiendo que esta va a vibrar en su primer modo natural.

Así pues, la aplicación de este método consta esencialmente de los siguientes pasos:

- 1) Se presenta la acción del sismo por fuerzas horizontales que actúan en los centros de masas de los pisos, en dos direcciones ortogonales.
- 2) Estas fuerzas se distribuyen entre los sistemas resistentes a carga lateral que tiene la estructura (muros y/o marcos).
- 3) Se efectúa el análisis estructural de cada sistema resistente ante las cargas laterales que le correspondan.

En este trabajo se tratan los puntos 1 y 2. El punto 3 queda fuera del alcance del mismo.

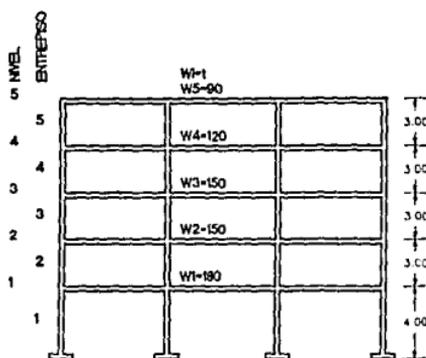
Se analizarán tres estructuras bajo este método: dos edificios de cinco niveles (con y sin apéndices) tratados en los incisos. II.1 y II.2 de este capítulo y un paraguas de cubierta para una nave industrial tratado en el capítulo III.

II.1.-EDIFICIO SIN APENDICES

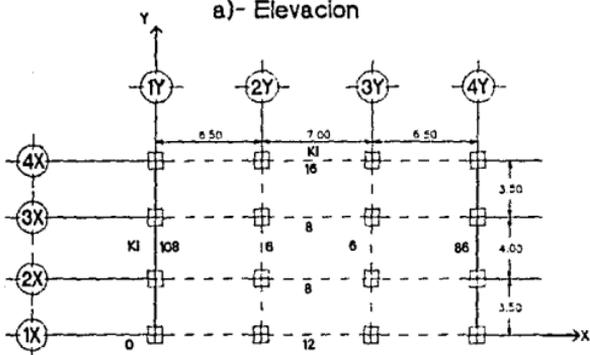
Para el edificio a tratar en esta sección se hará la valuación de las fuerzas laterales que habrán de aplicarse para el análisis estático, la valuación de los momentos torsionales y de volteo, así como la verificación de las limitaciones a los desplazamientos.

DESCRIPCION DE LA ESTRUCTURA

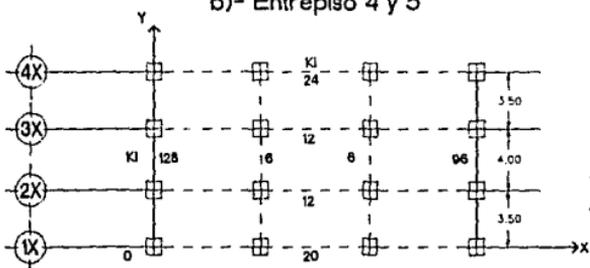
Se trata de un edificio de cinco niveles, que por su importancia se clasifica como tipo A. Se idealizará como una estructura de cortante (ver apéndice). En la figura II.1 se presenta un corte esquemático de la construcción en una de sus dos direcciones de análisis y se consignan los pesos de cada nivel y las rigideces de entrepiso.



a)- Elevacion



b)- Entrepiso 4 y 5



Columna
 Trabe
 Muro de concreto reforzado en toda la altura

Aotaciones en metros
 Rigideces K_j en t/cm

c)- Entrepiso 1 2 y 3

FIGURA II.1: DATOS GENERALES.

En la figura II.1 se puede observar que las rigideces de los entrepisos 4,5 y 1,2,3 son diferentes, esto es por razones arquitectónicas. Por las mismas razones las resistencias* de los entrepisos 1 a 5, para el sentido OX son diferentes. En la tabla IV se proporcionan valores supuestos de dichas resistencias.

NOTA: La obtención de la resistencia lateral de entrepiso es posible siempre y cuando la estructura en estudio se encuentre estructurada y dimensionada.

TABLA IV: RESISTENCIAS DE ENTREPISOS PARA EL SENTIDO OX

ENTREPISO	RESISTENCIA OBLIGADA POR RAZONES ARQUITECTONICAS (t)
5	39,2
4	87,3
3	125,1
2	140,5
1	145,7

En el caso en cuestión (edificio sin apéndices), la aplicación de lo estipulado en el inciso 8.1 de las NTCs⁽²⁾ conduce a que la fuerza P_i aplicada en el centro de masas del nivel i está dada por la expresión:

$$P_i = (W_i h_i / \sum W_i h_i) c / Q \sum W_i \quad (II.1)$$

donde: W_i = Peso del nivel i .

h_i = Altura medida de la base al nivel i .

c = Coeficiente sísmico.

Q = Factor de comportamiento sísmico.

NOTA: Para deducción de la fórmula II.1 ver referencia 6 pags. 444 y 445.

*: El cálculo de la resistencia lateral de entrepiso de una estructura se determina mediante procedimientos analíticos basados en el conocimiento de las propiedades geométricas de la estructura y mecánicas de los materiales que la componen. Los procedimientos para la determinación de la resistencia son muy específicos de cada material y tipo estructural y que para su tratamiento deberá recurrirse a los textos especializados de estructuras de acero, concreto, etc.

El edificio está estructurado a base de marcos regulares de concreto en la dirección "X", mientras que en la dirección "Y" la resistencia a cargas laterales es proporcionada esencialmente por muros de concreto (ejes 1Y y 4Y). Con lo anterior y de acuerdo con lo estipulado en la sección 5 de las NTCS⁽²⁾, se consideran aplicables los siguientes valores de Q, a reserva de verificar algunos requisitos después del diseño.

Para la dirección X : $Q_x = 4$

Para la dirección Y : $Q_y = 2$

Obsérvese que los valores de Q no tienen que ser iguales en las dos direcciones, dado que las estructuraciones en ambas pueden ser diferentes.

REQUISITOS DE DISEÑO

Se supondrá que la estructura está ubicada en la zona de terreno comprensible (III) y que se trata de una construcción clasificada como tipo A. Para estas condiciones, en el Artículo 206 del Reglamento⁽¹⁾ se encuentra que el coeficiente sísmico "c" vale 0.40 y, de acuerdo con lo especificado en el mismo Artículo el coeficiente "c" se incrementa en 50 %.

Por tanto:

$$c = 1.5 \times 0.40$$

$$c = 0.60$$

VALUACION DE FUERZAS LATERALES EN LOS ENTREPIOS

Si se adopta para el análisis estático el criterio del inciso 8.1 de las NTCS⁽²⁾, la relación V_o/W_o en la base debe ser igual a c/Q . Sin embargo puede aplicarse el inciso 8.2 de las citadas normas, según el cual es posible adoptar fuerzas cortantes menores, siempre y cuando se tome en cuenta el valor aproximado del período fundamental de vibración de la estructura*.

Aceptando para este caso, el criterio marcado en el inciso 8.1, se procede a obtener las fuerzas cortantes en los entrepisos, tanto en el sentido X como en el sentido Y.

* : En este ejemplo el período fundamental no se considera. En el ejemplo del inciso II.2 se aborda la manera de tomar en cuenta este concepto.

VALUACION DE LAS FUERZAS LATERALES EN LOS ENTREPIOS EN EL SENTIDO X

En la tabla V se presentan en forma sistematizada las operaciones que nos conducen a la obtención de las fuerzas cortantes en los entrepisos.

TABLA V. DETERMINACION DE FUERZAS DE INERCIA Y CORTANTES EN EL SENTIDO X

NIVEL	ENTREPISO	ALTURA EN ENTREPISO (m)	Wi (t)	hi (m)	Wihi (t-m)	Pix (t)	Vix (t)
5	5	3,0	90	16	1440	23,77	23,77
4	4	3,0	120	13	1560	25,75	49,52
3	3	3,0	150	10	1500	24,76	74,28
2	2	3,0	150	7	1050	17,33	91,61
1	1	4,0	180	4	720	11,88	103,49
S U M A S			690		6270	103,49	

Aplicando la fórmula II.1

$$P_i = (W_i h_i / \sum W_i h_i) c / Q_x \sum W_i$$

se obtiene el sistema de fuerzas P_i

$$P_5 = (1440/6270) \times 0.60/4 \times 690 ; P_5 = 23.77 \text{ t}$$

$$P_4 = (1560/6270) \times 0.60/4 \times 690 ; P_4 = 25.75 \text{ t}$$

$$P_3 = (1500/6270) \times 0.60/4 \times 690 ; P_3 = 24.76 \text{ t}$$

$$P_2 = (1050/6270) \times 0.60/4 \times 690 ; P_2 = 17.33 \text{ t}$$

$$P_1 = (720/6270) \times 0.60/4 \times 690 ; P_1 = 11.88 \text{ t}$$

obteniendose las siguientes cortantes de entrepiso

$$V_5 = 23.77 \text{ t}$$

$$V_4 = 23.77 + 25.75 = 49.52 \text{ t}$$

$$V_3 = 23.77 + 25.75 + 24.76 = 74.28 \text{ t}$$

$$V_2 = 23.77 + 25.75 + 24.76 + 17.33 = 91.61 \text{ t}$$

$$V_1 = 23.77 + 25.75 + 24.76 + 17.33 + 11.88 = 103.49 \text{ t}$$

De acuerdo con el Artículo 194 del Reglamento⁽¹⁾ estas fuerzas deben multiplicarse por un factor de carga de 1.1 a fin de obtener las cortantes sísmicas de diseño de los diversos entrepisos. Así se obtienen los valores :

$$Vu5 = 1.1 \times 23.77 = 26.15 \text{ t}$$

$$Vu4 = 1.1 \times 49.52 = 54.47 \text{ t}$$

$$Vu3 = 1.1 \times 74.28 = 81.71 \text{ t}$$

$$Vu2 = 1.1 \times 91.61 = 100.77 \text{ t}$$

$$Vu1 = 1.1 \times 103.49 = 113.84 \text{ t}$$

En los entrepisos 1 a 5 las resistencias disponibles obligadas por razones arquitectónicas, son superiores a las requeridas (ver tabla IV). Los factores de seguridad (resistencias disponibles entre requeridas : $Ci = VRi/Vui$) para los entrepisos 1 a 5 son :

$$\text{Entrepiso 5 : } C5 = 39.2/26.15 = 1.5$$

$$\text{Entrepiso 4 : } C4 = 87.3/54.47 = 1.6$$

$$\text{Entrepiso 3 : } C3 = 125.1/81.71 = 1.5$$

$$\text{Entrepiso 2 : } C2 = 140.5/100.77 = 1.4$$

$$\text{Entrepiso 1 : } C1 = 145.7/113.84 = 1.3$$

El promedio de estos valores es:

$$CP = \frac{\sum Ci}{n} = 1.46$$

El coeficiente mínimo es el 1.3 del primer entrepiso.

Según el punto 3 de la sección 5 de las NTCS⁽²⁾ es el mínimo cociente de la capacidad resistente de un entrepiso entre la acción de diseño no diferirá en más del 35% del promedio de dichos cocientes para todos los entrepisos; es decir, se debe cumplir:

$$(Cp/Cmin.) - 1 \leq 0.35$$

para nuestro caso:

$$(1.46/1.3) - 1 \leq 0.35$$

$$0.12 \leq 0.35 ; \text{O.K.}$$

Por tanto, se satisface el requisito aplicable al punto 3 de las citadas normas (Para una mayor comprensión del porque de la verificación anterior ver referencia 7 pags. 34, 35 y 36).

Si el valor de $(C_p/C_{min}) - 1$ hubiera resultado mayor a 0.35 no habría sido posible considerar para la dirección X un factor de comportamiento sísmico Q de 4. En este caso habría que asignar un valor menor que cumpliera con la norma.

VALUACION DE LAS FUERZAS LATERALES EN LOS ENTREPISOS EN EL SENTIDO Y

La tabla VI se construye de manera semejante a la tabla V.

TABLA VI: DETERMINACION DE FUERZAS DE INERCIA Y CORTANTES EN EL SENTIDO Y

NIVEL	ENTREPISO	ALTURA EN ENTREPISO (m)	W _i (t)	h _i (m)	W _i h _i (t-m)	P _{ix} (t)	V _{ix} (t)
5	5	3,0	90	16	1440	47,54	47,54
4	4	3,0	120	13	1560	51,50	99,04
3	3	3,0	150	10	1500	49,52	148,56
2	2	3,0	150	7	1050	34,67	183,23
1	1	4,0	180	4	720	23,77	207,00
S U M A S			690		6270	207,00	

Aplicando la fórmula II.1

$$P_i = (W_i h_i / \sum W_i h_i) c / Q_y \sum W_i$$

se obtiene el sistema de fuerzas P_i

$$P_5 = (1440/6270) \times 0.60/2 \times 690 ; P_5 = \underline{47.54 \text{ t}}$$

$$P_4 = (1560/6270) \times 0.60/2 \times 690 ; P_4 = \underline{51.50 \text{ t}}$$

$$P_3 = (1500/6270) \times 0.60/2 \times 690 ; P_3 = \underline{49.52 \text{ t}}$$

$$P_2 = (1050/6270) \times 0.60/2 \times 690 ; P_2 = \underline{34.67 \text{ t}}$$

$$P_1 = (720/6270) \times 0.60/2 \times 690 ; P_1 = \underline{23.77 \text{ t}}$$

obteniéndose las siguientes cortantes de entrepiso

$$V5 = 47.54 \text{ t}$$

$$V4 = 47.54 + 51.50 = 99.04 \text{ t}$$

$$V3 = 47.54 + 51.50 + 49.52 = 148.56 \text{ t}$$

$$V2 = 47.54 + 51.50 + 49.52 + 34.67 = 183.23 \text{ t}$$

$$V1 = 47.54 + 51.50 + 49.52 + 34.67 + 23.77 = 207.00 \text{ t}$$

Dada la naturaleza de la estructuración en el sentido "Y" (rigidez proporcionada esencialmente por muros). Se considera aceptable el valor de Q_y de 2. (ver sección 5 de la NTCS⁽²⁾).

TORSION

En este paso del análisis sísmico hay que considerar que el inciso 8.6 de las NTCS⁽²⁾ especifica que el momento torsionante se tomará por lo menos igual a la fuerza cortante de entrepiso multiplicada por la excentricidad que para cada marco o muro resulte más desfavorable de las siguientes: $1.5e_s + 0.1b$ ó $e_s - 0.1b$, donde "e_s" es la excentricidad torsional calculada en el entrepiso considerado y "b" es la máxima dimensión en planta de dicho entrepiso, medida perpendicularmente a la dirección del movimiento del terreno que se esté analizando.

También debe tenerse presente que el inciso 8.8 de las mismas normas estipula que las estructuras se analizarán bajo la acción de dos componentes horizontales ortogonales que se combinarán tomando en cada dirección en que se analice la estructura, el 100% de los efectos del componente que obra en esa dirección y el 30% de los efectos del que obra perpendicularmente a ella, con los signos que para cada concepto resulten más desfavorables.

Se supondrá que el peso en todos los niveles está uniformemente distribuido en toda la planta, de manera que el centro de masa "C_m" (punto por donde pasa la línea de acción de la fuerza cortante) coincida con el centro geométrico de la planta, por lo que las coordenadas de "C_m" para todos los niveles, son X_m = 10.00 m. y Y_m = 5.50 m. (vea figuras II. 1b y II. 1c).

ANALISIS DEL ENTREPISO I

Para cada entrepiso, el procedimiento de distribución de fuerzas sísmicas entre los diferentes elementos resistentes consiste esencialmente en los siguientes pasos :

a) Se determina la posición del centro de masas "C_m" del entrepiso.

$$X_m = 10.00 \text{ m} ; Y_m = 5.50 \text{ m}$$

b) Se determina la posición del centro de torsión "Ct" del entrepiso, aplicando las siguientes expresiones

$$X_t = (\sum K_{iy} X_i) / \sum (K_{iy}) \quad (II.2)$$

$$Y_t = (\sum K_{ix} Y_i) / \sum (K_{ix}) \quad (II.3)$$

en que K_{ix} y K_{iy} son las rigideces de los diferentes marcos alineados en las direcciones X y Y, respectivamente; X_i y Y_i son sus coordenadas con respecto a los ejes de referencia.

En las tablas VII y VIII se presentan en forma sistematizada las operaciones que conducen a la obtención de las coordenadas del centro de torsión "Xt" y "Yt". (ver figura II.1c).

TABLA VII : DETERMINACION DE X_t

EJE	K_{iy} (t/cm)	X_i (m)	$K_{iy}X_i$
1Y	128	0,0	0,0
2Y	6	6,5	39,0
3Y	6	13,5	81,0
4Y	96	20,0	1920,0
SUMAS	236		2040,0

TABLA VIII : DETERMINACION DE Y_t

EJE	K_{ix} (t/cm)	Y_i (m)	$K_{ix}Y_i$
1X	20	0,0	0,0
2X	12	3,5	42,0
3X	12	13,5	90,0
4X	24	20,0	264,0
SUMAS	68		396,0

Así, sustituyendo en II.2 y II.3

*: También llamado centro de rigidez.

$$X_t = 2040/236 = 8.64 ; Y_t = 396/68 = 5.82$$

$$X_t = 8.64 \text{ m} ; Y_t = 5.82 \text{ m}$$

Como puede observarse en la figura II.1c, la distribución de los elementos estructurales de los entrepisos 1, 2 y 3 es la misma, por lo tanto, las coordenadas del centro de torsión para los tres entrepisos son : 8.64 m, $Y_t = 5.82$ m.

Con las coordenadas del centro de masas y las del centro de torsión se calculan las excentricidades torsionales con las expresiones:

$$e_x = X_m - X_t \quad (II.4)$$

$$e_y = Y_m - Y_t \quad (II.5)$$

NOTA: Estas expresiones están deducidas tomando como ejes de referencia los que pasan por el centro de torsión.

La excentricidad calculada en X vale :

$$e_x = X_m - X_t = 10.00 - 8.64$$

$$e_x = 1.36 \text{ m}$$

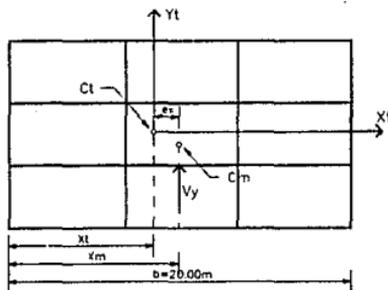


FIGURA II.2 : EXCENTRICIDAD TORSIONAL e_x

La excentricidad calculada en Y vale :

$$e_y = Y_m - Y_t = 5.50 - 5.82$$

$$e_y = -0.32 \text{ m}$$

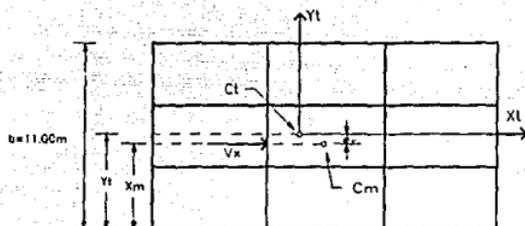


FIGURA II.3 : EXCENTRICIDAD TORSIONAL e_y

c) Se determinan las excentricidades de diseño, aplicando las siguientes expresiones.

Si la excentricidad torsional es positiva

$$e_1 = 1.5 e_s + 0.1 b \quad (\text{II.6})$$

$$e_2 = e_s - 0.1 b$$

Si la excentricidad torsional es negativa

$$e_1 = 1.5 e_s - 0.1 b \quad (\text{II.7})$$

$$e_2 = e_s + 0.1 b$$

donde: e_s = excentricidad torsional calculada (e_x ó e_y)

b = máxima dimensión en planta, medida perpendicularmente a la dirección del movimiento del terreno que se esté analizando.

Las excentricidades de diseño en X valen : ($e_x = e_s$)

Dado que $e_x = 1.36\text{ m}$ es positiva, aplicar las expresiones II.6 (ver figura II.2)

$$e_1 = 1.5 \times 1.36 + 0.1 \times 20$$

$$e_1 = 4.01\text{ m}$$

$$e_2 = 1.36 - 0.1 \times 20$$

$$e_2 = -0.64\text{ m}$$

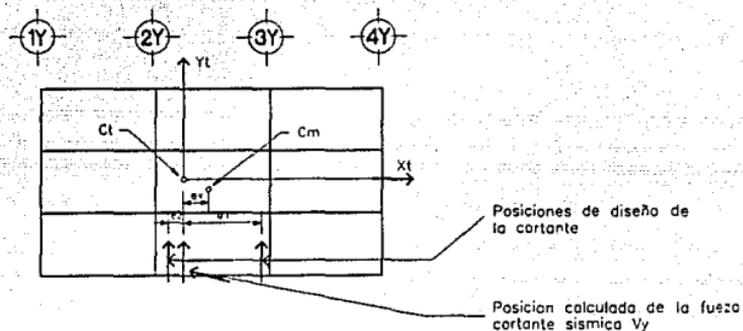


FIGURA II.4: POSICIONES DE LA FUERZA CORTANTE SISMICA V_y PARA CALCULAR LOS MOMENTOS TORSIONALES DE DISEÑO.

Las excentricidades de diseño en Y valen : ($e_y = e_s$)

Dado que $e_y = -0.32$ m es negativa, aplicando las expresiones II.7 (ver figura II.3),

$$e1 = 1.5 \times -0.32 - 0.1 \times 11$$

$$e1 = -1.58 \text{ m}$$

$$e2 = -0.32 + 0.1 \times 11$$

$$e2 = 0.78 \text{ m}$$

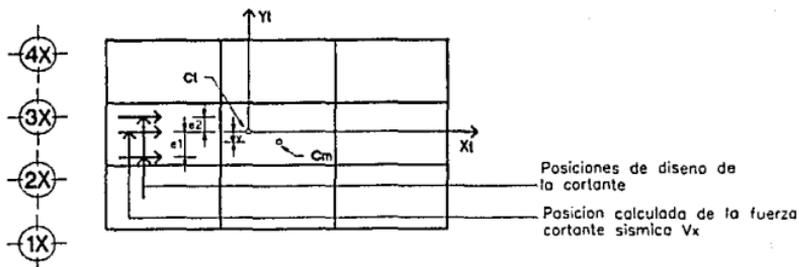


FIGURA II.5: POSICIONES DE LA FUERZA CORTANTE SISMICA V_x PARA CALCULAR LOS MOMENTOS TORSIONALES DE DISEÑO.

d) Se determinan los momentos con respecto al centro de torsión.

SISMO EN X:

Para evaluar los momentos torsionales originados por aparición del sismo en X, se tomarán las excentricidades de diseño calculadas con la excentricidad torsional "ey" (ver figura II.5).

Para el entrepiso 1 se tiene un cortante sísmico V_x de 103.49 t (ver tabla V).

$$M_{t,x} = e1 V_x = -1.58 \times 103.49$$

$$M_{t,x} = -163.51 \text{ t}\cdot\text{m}$$

$$M_{t,x} = e2 V_x = 0.78 \times 103.49$$

$$M_{t,x} = 80.72 \text{ t}\cdot\text{m}$$

SISMO EN Y:

Para evaluar los momentos torsionales originados por aparición del sismo en Y, se tomarán las excentricidades de diseño calculadas con la excentricidad torsional "ex" (ver figura II.4).

Para el entrepiso 1 se tiene un cortante sísmico V_y de 207.00 t (ver figura VI).

$$M_{t,y} = e1 V_y = 4.04 \times 207$$

$$M_{t,y} = 836.28 \text{ t}\cdot\text{m}$$

$$M_{t,y} = e2 V_y = -0.64 \times 207$$

$$M_{t,y} = -132.48 \text{ t}\cdot\text{m}$$

La fuerza cortante que debe ser resistida por un elemento resistente cualquiera (muros y/o marcos) es igual a la suma de una fracción de la cortante de entrepiso proporcional a su rigidez (cortante directa) más la cortante que se induce por el momento torsionante (cortante por torsión).

e) Se efectua la distribución de la cortante directa de entepiso, así como la determinación de la cortante por torsión para cada elemento resistente, en las dos direcciones ortogonales.

Para elementos paralelos al eje X:

La cortante directa VDi para cada elemento resistente se calcula con la expresión :

$$VDi = (Kix / \Sigma Kix) Vix \quad (II.8)$$

La cortante torsional Vti para cada elemento resistente se calcula con la expresión :

$$Vti = [(KixYit) / (\Sigma KixYit^2 + \Sigma KiyXit^2)] Mtix \quad (II.9)$$

Para elementos paralelos al eje Y:

La cortante directa VDi para cada elemento resistente se calcula con la expresión :

$$VDi = (Kiy / \Sigma Kiy) Viy \quad (II.10)$$

La cortante torsional Vti para cada elemento resistente se calcula con la expresión :

$$Vti = [(KiyXit) / (\Sigma KixYit^2 + \Sigma KiyXit^2)] Mtix \quad (II.11)$$

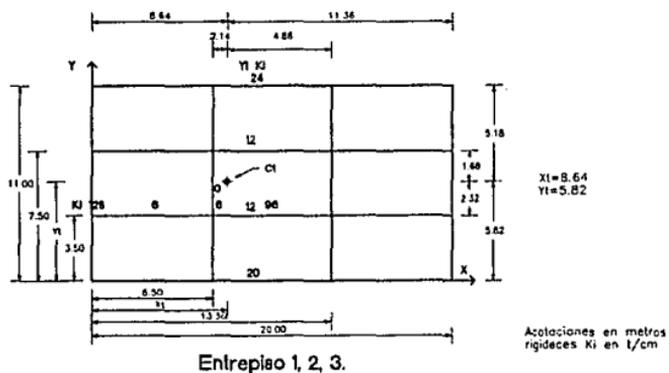


FIGURA II.6: POSICION DEL CENTRO DE TORSION.

En la tabla IX se presentan en forma sistematizada los datos y operaciones que conducen a la obtención, tanto de la cortante directa, como de la cortante torsional para cada uno de los elementos resistentes en las dos direcciones ortogonales.

TABLA IX : DETERMINACION DE VD Y Vt

EJE	Kix (t/cm)	Yit (m)	KixYit	KixYit ²
1X	20	-5,82	-116,40	677,45
2X	12	-2,32	-27,84	64,59
3X	12	1,68	20,16	33,87
4X	24	5,18	124,32	643,98
SUMAS	68			1419,89
EJE	Kix (t/cm)	Yit (m)	KixYit	KixYit ²
1Y	128	-8,64	-1105,92	9555,15
2Y	6	-2,14	-12,84	27,48
3Y	6	4,86	29,16	141,72
4Y	96	11,36	1090,56	12388,76
SUMAS	236			22113,11

$$(\sum KixYit^2 + \sum KiyXit^2) = 1419,88 + 22113,11 = 23533,1 \text{ -m}^2 \text{ /cm}$$

Para la aplicación de las fórmulas II.9 y II.11 primeramente deberá investigarse cuál de las dos excentricidades de diseño "e1" y "e2" (para cada una de las dos direcciones ortogonales), produce el efecto más desfavorable para cada elemento resistente en la dirección considerada; es decir, determinar que momento torsional (en X : Mt,x ó M_{Lx}; en Y : Mt,y ó M_{Ly}) provoca la condición más desfavorable para el elemento resistente en estudio.

ELEMENTOS RESISTENTES PARALELOS AL EJE X: Vx = 103.49 t (ver tabla V)

Sustituyendo en II.8 (ver tabla IX)

$$\text{VD para el marco 1X : } (10/68) \times 103,49 = 30,44 \text{ t}$$

$$\text{VD para el marco 2X : } (12/68) \times 103,49 = 18,26 \text{ t}$$

$$\text{VD para el marco 3X : } (12/68) \times 103,49 = 18,26 \text{ t}$$

$$\text{VD para el marco 4X : } (24/68) \times 103,49 = 36,53 \text{ t}$$

Sustituyendo en II.9 (ver tabla IX y figura II.5)

$$V_t \text{ para el marco 1X: } (-116.40/23533) \times -163.51^* = \underline{+0.81 t}$$

$$V_t \text{ para el marco 2X: } (-27.84/23533) \times -163.51 = \underline{+0.19 t}$$

$$V_t \text{ para el marco 3X: } (20.16/23533) \times 80.72 = \underline{+0.07 t}$$

$$V_t \text{ para el marco 4X: } (124.32/23533) \times 80.72 = \underline{+0.43 t}$$

ELEMENTOS RESISTENTES PARALELOS AL EJE Y: $V_y = 207.00 t$ (ver tabla VI)

Sustituyendo en II.10 (ver tabla IX)

$$VD \text{ para el muro 1Y: } (128/236) \times 207 = \underline{112.27 t}$$

$$VD \text{ para el marco 2Y: } (6/236) \times 207 = \underline{5.26 t}$$

$$VD \text{ para el marco 3Y: } (6/236) \times 207 = \underline{5.26 t}$$

$$VD \text{ para el muro 4Y: } (96/236) \times 207 = \underline{84.20 t}$$

Sustituyendo en II.11 (ver tabla IX y figura II.4)

$$V_t \text{ para el muro 1Y: } (-1105.92/23533) \times -132.48 = \underline{+6.23 t}$$

$$V_t \text{ para el marco 2Y: } (-12.84/23533) \times -132.48 = \underline{+0.07 t}$$

$$V_t \text{ para el marco 3Y: } (29.16/23533) \times 836.28 = \underline{+1.04 t}$$

$$V_t \text{ para el muro 4Y: } (1090.56/23533) \times 836.28 = \underline{+38.75 t}$$

f) Se determinan las fuerzas laterales finales para cada sistema de entrepiso.

* : Como puede observarse en la figura II.5, el momento torsionante inducido por $e_2 V_x$ provoca un movimiento de rotación del marco 1X contrario a la dirección de la cortante directa VD que le corresponde a dicho marco. Por el contrario, el momento torsionante inducido por $e_1 V_x$ provoca un movimiento de rotación en la misma dirección en que actúa la cortante directa VD. En el primer caso, a la cortante directa habría que restarle el valor de la cortante torsional V_t correspondiente, proporcionando una cortante total menor que si tomáramos en cuenta el segundo caso donde la cortante torsional V_t . En conclusión, el efecto inducido por el momento torsional $e_1 V_x$ resulta ser el más desfavorable para dicho marco.

ELEMENTOS RESISTENTES PARALELOS AL EJE X

Para el sistema resistente paralelo al eje X las fuerzas laterales finales son debidas a la suma de 100% de los efectos debido al sismo actuando en la dirección X con el 30 % de los efectos producidos por el mayor de los dos momentos torsionales provocados por el sismo actuando en la dirección Y y viceversa. Rige el mayor de los resultados.

Los efectos debidos al sismo actuando en la dirección X son (ver paso e):

	$V_D (t)$	$V_t (t)$
EJE 1X :	30.44	+0.81
EJE 2X :	18.26	+0.19
EJE 3X :	18.26	+0.07
EJE 4X :	36.53	+0.43

Los efectos producidos por el mayor de los dos momentos torsionantes provocados por el sismo actuando en la dirección Y, se determinan basándose en la expresión II.9 haciendo caso omiso de los signos. El mayor de los momentos es M_{t1} y = 836.28 t-m.

Por tanto (ver tabla IX):

$$\text{EJE 1X : } (116.40/23533) \times 836.28 = 4.14 \text{ t}$$

$$\text{EJE 1X : } (27.84/23533) \times 836.28 = 0.99 \text{ t}$$

$$\text{EJE 1X : } (20.16/23533) \times 836.28 = 0.72 \text{ t}$$

$$\text{EJE 1X : } (124.32/23533) \times 836.28 = 4.42 \text{ t}$$

En la tabla X se resume lo indicado en este paso del análisis.

TABLA X : DISTRIBUCION DE FUERZAS CORTANTES FINALES EN LOS ELEMENTOS RESISTENTES PARALELOS AL EJE X DEL ENTREPISO 1.

EJE	EFECTO DE V_x			EFECTO DE V_y TORSION (V_{ty})	$VT+0,3V_{ty}$	$0,3VT+V_{ty}$
	DIRECTA (V_D)	TORSION (V_t)	TOTAL (V_T)			
1X	30,44	+0,81	31,25	4,14	32,49	13,52
2X	18,26	+0,19	18,45	0,99	18,75	6,53
3X	18,26	+0,07	18,33	0,72	18,55	6,22
4X	36,53	+0,43	36,96	4,42	38,29	15,51
RIGE:						

NOTA : Todo en Toneladas

ELEMENTOS RESISTENTES PARALELOS AL EJE Y

Para el sistema resistente paralelo al eje Y las fuerzas laterales finales son debidas a la suma de 100% de los efectos debidos al sismo actuando en la dirección Y con el 30% de los efectos producidos por el mayor de los dos momentos torsionales provocados por el sismo actuando en la dirección X y viceversa. Rige el mayor de los resultados.

Los efectos debidos al sismo actuando en la dirección Y son (ver paso c) :

	<u>VD (t)</u>	<u>Vt (t)</u>
EJE 1Y:	112.27	+6.23
EJE 2Y:	5.26	+0.07
EJE 3Y:	5.26	+1.04
EJE 4Y:	84.20	+38.75

Los efectos producidos por el mayor de los dos momentos torsionantes provocados por el sismo actuando en la dirección X se determinan basandose en la expresión II.11 haciendo caso omiso de los signos. El mayor de los momentos es M_t , $x = 163.51$ t-m.

Por tanto (ver tabla IX)

$$\text{EJE 1Y: } (1105.92/23533) \times 163.51 = 7.68 \text{ t}$$

$$\text{EJE 2Y: } (12.84/23533) \times 163.51 = 0.09 \text{ t}$$

$$\text{EJE 3Y: } (29.16/23533) \times 163.51 = 0.20 \text{ t}$$

$$\text{EJE 4Y: } (1090.56/23533) \times 163.51 = 7.58 \text{ t}$$

En la tabla XI se resume lo indicado en este paso del análisis.

TABLA XI: DISTRIBUCION DE FUERZAS CORTANTES FINALES EN LOS ELEMENTOS RESISTENTES PARALELOS AL EJE Y DEL ENTREPISO 1.

EJE	EFECTO DE V_x			EFECTO DE V_y TORSION (V_{ty})	VT+0,3V _{ty}	0,3VT+V _{ty}
	DIRECTA (VD)	TORSION (Vt)	TOTAL (VT)			
1Y	112,27	+6,26	118,50	7,68	120,80	43,23
2Y	5,26	+0,07	5,33	0,09	5,36	1,69
3Y	5,26	+1,04	6,30	0,20	6,36	2,09
4Y	84,20	+38,75	122,95	7,58	125,22	44,47
RIGE:						

NOTA : Todo en Toneladas.

Se aprecia en los resultados contenidos en la tabla XI, que casi la totalidad de la cortante por torsión es absorbida por los ejes 1Y y 4Y debido a que los muros les proporcionan alta rigidez lateral y a que su posición, alejada del centro de torsión y simetría, les proporciona alta rigidez torsional.

El procedimiento que se siguió para distribuir las fuerzas sísmicas entre los diferentes elementos resistentes para el entrepiso 1 fue paso por paso; esto con el fin de presentar en forma clara la secuencia a seguir para la determinación del sistema de cargas laterales que actúan en cada elemento resistente de la estructura en cuestión, para posteriormente afectar el análisis estructural correspondiente.

El análisis de los entrepisos 2, 3, 4 y 5 se efectuarán en forma sistematizada.

TABLA XII: DISTRIBUCION DE FUERZAS CORTANTES FINALES EN LOS ELEMENTOS RESISTENTES DEL ENTREPISO 2.

SENTIDO X

Vx	es	b	e1=1,5es-0,1b	e2=es+0,1b	Mtx=e1Vx	Mt x=e2Vx
91,61	-0,32	11	-1,58	0,78	-144,74	71,46
Ym=5,50 ; Yt=5,82 ; es=5,50-5,82=-0,32 ; KixYit ² + kiyXit ² =23533						
EJE	Kix	Yi	KixYi	Yit	KixYit	KixYit ²
1X	20	0,0	0,0	-5,82	-116,40	677,45
2X	12	3,5	42,0	-2,32	-27,84	64,59
3X	12	7,5	90,0	168,00	20,16	33,87
4X	24	11,0	264,0	5,18	124,32	643,98
SUMAS	68		396,0			1419,89
Yt = 396/68 = 5,82						
EJE	EFECTO DE Vx			EFECTO DE Vy TORSION (VTY)	VT+0,3Vty	0,3VT+Vty
	DIRECTA (VD)	TORSION (Vt)	TOTAL (VT)			
1X	26,94	0,72	27,66	3,66	28,76	11,96
2X	16,17	0,17	16,34	0,88	16,6	5,78
3X	16,17	0,06	16,23	0,63	16,42	5,5
4X	32,33	0,38	32,71	3,91	33,88	13,72
RIGE:						

SENTIDO Y

Vy	es	b	e1=1,5es+0,1b	e2=e+0,1b	Mty=e1Vy	Mt y=e2vy
183,23	1,36	20	4,04	-0,64	740,25	-117,27

$$X_m=10,00; X_t=8,64; e_s=10,00-8,64=1,36$$

EJE	Kiy	Xi	KiyXi	Xit	KiyXit	KiyXit ²
1Y	128	0,0	0,0	-8,64	-1105,92	9555,15
2Y	6	6,5	39,0	-2,14	-12,84	27,48
3Y	6	13,5	81,0	4,86	29,16	141,72
4Y	96	20,0	1920,0	11,36	1090,56	12388,76
SUMAS	236		2040,0			22113,11

$$X_t = 2040/236 = 8,64$$

EJE	EFECTO DE Vx			EFECTO DE Vy TORSION (VIY)	VI+0,3Vty	0,3VI+Vty
	DIRECTA (VD)	TORSION (Vi)	TOTAL (VT)			
1Y	99,38	5,51	104,89	6,8	106,93	38,27
2Y	4,66	0,06	4,72	0,08	4,74	1,5
3Y	4,66	0,92	5,58	0,18	5,63	1,85
4Y	74,53	34,3	108,83	6,71	110,84	39,36
RIGE:						

TABLA XIII: DISTRIBUCION DE FUERZAS CORTANTES FINALES EN LOS ELEMENTOS RESISTENTES DEL ENTREPISO 3.

SENTIDO X

Vx	es	b	e1=1.5es-0,1b	e2=es+0,1b	Mt x=e1Vx	Mt x=e2Vx
74,28	-0,32	11	-1,58	0,78	-117,36	57,94
Ym=5,50 ; Yt=5,82 ; es=5,50-5,82=-0,32 ; KixYit ² + KiyXit ² =23533						
EJE	Kix	Yi	KixYi	Yit	KixYit	KixYit ²
1X	20	0,0	0,0	-5,82	-116,40	677,45
2X	12	3,5	42,0	-2,32	-27,84	64,59
3X	12	7,5	90,0	1,68	20,16	33,87
4X	24	11,0	264,0	5,18	124,32	643,98
SUMAS	68		396,0			1419,89
Yt = 396 / 68 = 5,82						
EJE	EFECTO DE Vx			EFECTO DE Vy TORSION (VTY)	VT+0,3Vty	0,3VT+Vty
	DIRECTA (VD)	TORSION (Vt)	TOTAL (VT)			
1X	21,85	0,58	22,43	2,97	23,32	9,7
2X	13,11	0,14	13,25	0,71	13,46	4,69
3X	13,11	0,05	13,16	0,51	13,31	4,46
4X	26,22	0,31	26,53	3,17	27,48	11,13
RIGE :						

SENTIDO Y

Vy	es	b	e1=1,5es+0,1b	e2=es-0,1b	Mt y=c1Vy	Mt y=c2vy
148,56	1,36	20	4,04	-0,64	600,18	-95,08
Xm=10,00 ; Xt=8,64 ; es=10,00-8,64=1,36						
EJE	Kiy	Xi	KiyXi	Xit	KiyXit	KiyXit ²
1Y	128	0,0	0,0	-8,64	-1105,92	9555,15
2Y	6	6,5	39,0	-2,14	-12,84	27,48
3Y	6	13,5	81,0	4,86	29,16	141,72
4Y	96	20,0	1920,0	11,36	1090,56	12388,76
SUMAS	236		2040,0			22113,11
Xt = 2040 / 236 = 8,64						
EJE	EFECTO DE Vy			EFECTO DE Vx TORSION (Vtx)	VT+0,3Vtx	0,3VT+Vtx
	DIRECTA (VD)	TORSION (Vt)	TOTAL (VT)			
1Y	80,57	4,47	85,04	5,52	86,7	31,03
2Y	3,78	0,05	3,83	0,06	3,85	1,21
3Y	3,78	0,74	4,52	0,15	4,57	1,51
4Y	60,43	27,81	88,24	5,44	89,87	31,91
RIGE :						

TABLA XIV: DISTRIBUCION DE FUERZAS CORTANTES FINALES EN LOS ELEMENTOS RESISTENTES DEL ENTREPISO 4.

SENTIDO X

Vx	es	b	e1=1,5es-0,1b	e2=es+0,1b	Mt x=e1Vx	Mt x=e2Vx
49,52	-0,5	11	-1,85	0,6	-91,61	29,71
Ym=5,50 ; Yt=6,00 ; es=5,50-6,00=-0,50 ; KixYit ² + KiyXit ² =20212,05						
EJE	Kix	Yi	KixYi	Yit	KixYit	KixYit ²
1X	12	0,0	0,0	-6,00	-72,00	432,00
2X	8	3,5	28,0	-2,50	-20,00	50,00
3X	8	7,5	60,0	1,50	12,00	18,00
4X	16	11,0	176,0	5,00	80,00	400,00
SUMAS	44		264,0			900,00
Yt = 264 / 44 = 6,00						
EJE	EFECTO DE Vx			EFECTO DE Vy TORSION (Vty)	VT+0,3Vty	0,3VT+Vty
	DIRECTA (VD)	TORSION (Vt)	TOTAL (VT)			
1X	13,51	0,33	13,84	1,27	14,22	5,42
2X	9	0,09	9,09	0,35	9,2	3,08
3X	9	0,02	9,02	0,21	9,08	2,92
4X	18,01	0,12	18,13	1,42	18,56	6,86
RIGE :						

SENTIDO Y

Vy	es	b	e1=1,5es+0,1b	e2=es-0,1b	Mty=e1Vy	Mt y=e2vy
99,04	1,07	20	3,61	-0,93	357,53	-92,11
Xm=10,00 ; Xt=8,93 ; es=10,00-8,93=1,07						
EJE	Kiy	Xi	KiyXi	Xit	KiyXit	KiyXit ²
1Y	108	0,0	0,0	-8,93	-964,44	8612,45
2Y	6	6,5	39,0	-2,43	-14,58	35,43
3Y	6	13,5	81,0	-4,57	-27,42	125,31
4Y	86	20,0	1720,0	11,07	952,02	10538,86
SUMAS	206		1840,0			19312,05
Xt = 1840/206 = 8,93						
EJE	EFECTO DE Vy			EFECTO DE Vx TORSION (Vx)	VT+0,3Vtx	0,3VT+Vtx
	DIRECTA (VD)	TORSION (Vt)	TOTAL (VT)			
1Y	51,92	-4,4	56,32	4,37	57,63	21,27
2Y	2,88	0,07	2,95	0,07	2,97	0,96
3Y	2,88	0,49	3,37	0,12	3,41	1,13
4Y	41,35	16,84	58,19	4,32	59,49	21,78
RIGE :						

TABLA XV: DISTRIBUCION DE FUERZAS CORTANTES FINALES EN LOS ELEMENTOS RESISTENTES DEL ENTREPISO 5.

SENTIDO X

Vx	es	b	e1=1,5es-0,1b	e2=es+0,1b	Mtx=e1Vx	Mt x=e2Vx
23,77	-0,5	11	-1,85	0,6	-43,97	14,26
Ym=5,50 ; Yt=6,00 ; es=5,50-6,00=-0,50 ; KixYit ² + KiyXit ² =20212,05						
EJE	Kix	Yi	KixYi	Yit	KixYit	KixYit ²
1X	12	0,0	0,0	-6,00	-72,00	432,00
2X	8	3,5	28,0	-2,50	-20,00	50,00
3X	8	7,5	60,0	1,50	12,00	18,00
4X	16	11,0	176,0	5,00	80,00	400,00
SUMAS	44		264,0			900,00
Yt = 264 / 44 = 6,00						
EJE	EFECTO DE Vx			EFECTO DE Vy TORSION (Vty)	VT+0,3Vty	0,3VT+Vty
	DIRECTA (VD)	TORSION (Vt)	TOTAL (VT)			
1X	6,48	0,16	6,64	0,61	6,82	2,6
2X	4,32	0,04	4,36	0,17	4,41	1,48
3X	4,32	0,01	4,33	0,1	4,36	1,4
4X	8,64	0,06	8,7	0,68	8,9	3,29
RIGE :						

SENTIDO Y

Vy	es	b	e1=1,5es+0,1b	e2=es-0,1b	Mty=e1Vy	Mt y=e2vy
47,54	1,07	20	3,61	-0,93	171,62	-44,21

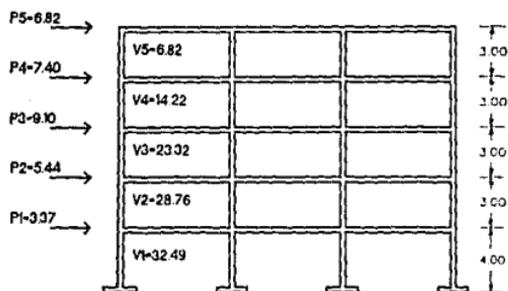
$$X_m=10,00; X_t=8,93; e_s=10,00-8,93=1,07$$

EJE	K _{iy}	X _i	K _{iy} X _i	X _{it}	K _{iy} X _{it}	K _{iy} X _{it} ²
1Y	108	0,0	0,0	-8,93	-964,44	8612,45
2Y	6	6,5	39,0	-2,43	-14,58	35,43
3Y	6	13,5	81,0	4,57	27,42	125,31
4Y	86	20,0	1720,0	11,07	952,02	10538,86
SUMAS	206		1840,0			19312,05

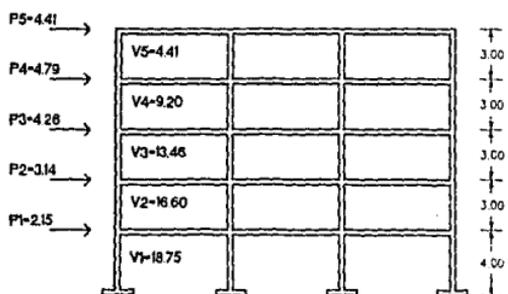
$$X_t = 1840 / 206 = 8,93$$

EJE	EFECIO DE V _y			EFECTO DE V _x TORSION (V _{tx})	VT+0,3V _{tx}	0,3VT+V _{tx}
	DIRECTA (VD)	TORSION (V _t)	TOTAL (VT)			
1Y	24,92	2,11	27,03	2,1	27,66	10,21
2Y	1,38	0,03	1,41	0,03	1,42	0,45
3Y	1,38	0,23	1,61	0,06	1,63	0,54
4Y	19,85	8,08	27,93	2,07	28,55	10,45
RIGE						

En las figuras siguientes se presenta un corte esquemático de todos y cada uno de los elementos resistentes de la estructura tratada en esta sección con su respectivo sistema de cargas laterales finales, listos para ser analizados bajo cualquier método de análisis estructural.

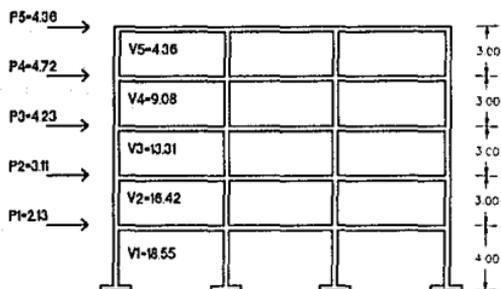


MARCO IX

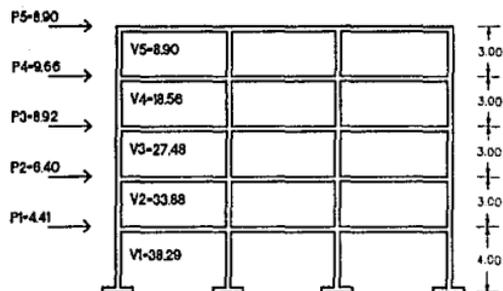


Fuerza en toneladas
Anotaciones en metros

MARCO 2X

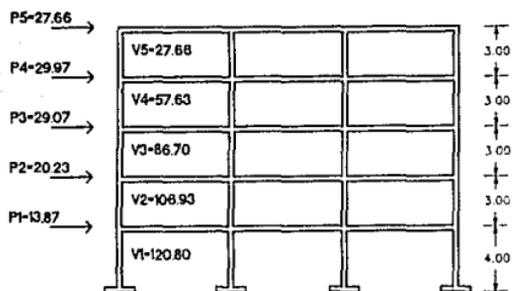


MARCO 3X

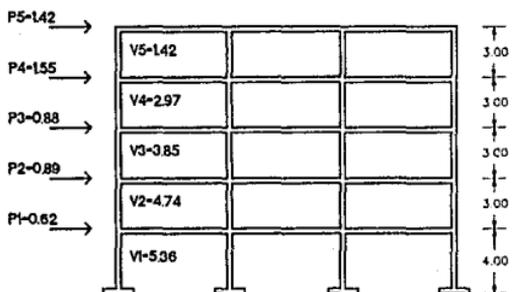


Fuerza en toneladas
Acolaciones en metros

MARCO 4X

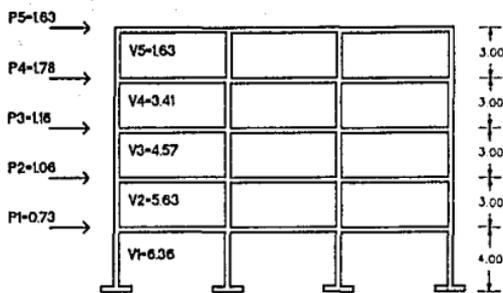


MURO 1Y

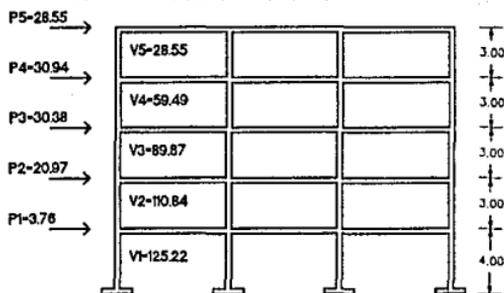


Fuerza en toneladas
Anotaciones en metros

MARCO 2Y



MARCO 3Y



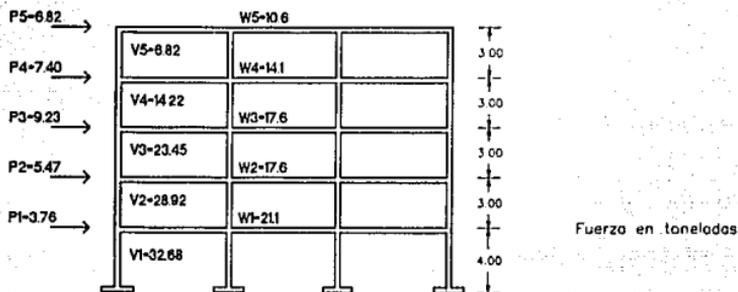
Fuerza en toneladas
Anotaciones en metros

MARCO 4Y

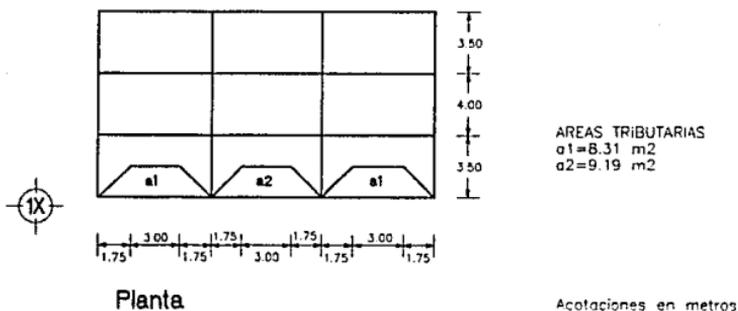
MOMENTOS DE VOLTEO

El inciso 8.5 de las NTCS²¹ estipula que cuando se hace un análisis estático, el momento de volteo para cada elemento resistente en un nivel dado podrá reducirse, tomándolo igual a lo calculado multiplicado por $0.8 + 0.2Z$ (siendo Z la relación entre la altura a la que se calcula el factor reductivo por momento de volteo y la altura total de la construcción), pero no menor que el producto de la fuerza cortante en el nivel en cuestión multiplicada por su distancia al centro de gravedad de la parte de la estructura que se encuentra por encima de dicho nivel.

Por ejemplificar el cálculo del momento de volteo, de acuerdo con lo anterior, solo se hará el análisis del marco IX presentado nuevamente en la figura II.7.



Elevacion (marco IX)



Planta

FIGURA II.7: REPRESENTACION DEL MARCO IX PARA EJEMPLIFICAR EL CALCULO DE MOMENTOS DE VOLTEO.

Las fuerzas cortantes de diseño V_i de los entrepisos 5 a 1 (del marco IX) esquematizadas en la figura II.7 fueron tomadas de tablas XV, XIV, XIII, XII y X, respectivamente.

Las fuerzas P_i se obtuvieron a partir de las fuerzas cortantes V_i , de este modo:

$$P_5 = V_5$$

$$P_4 = V_4 - P_5$$

$$P_3 = V_3 - P_4 - P_5$$

$$P_2 = V_2 - P_3 - P_4 - P_5$$

$$P_1 = V_1 - P_2 - P_3 - P_4 - P_5$$

Los valores de W_i indicados en la figura II.7 son los pesos tributarios de cada nivel del marco en estudio. Para este caso :

$$W_i = (W_i/\text{área}) \times (a_1 + a_2 + a_3)$$

así:

$$W_5 = (90/11 \times 20) \times (8.31 + 9.19 + 8.31) = 10.6 \text{ t}$$

$$W_4 = (120/11 \times 20) \times (8.31 + 9.19 + 8.31) = 14.1 \text{ t}$$

$$W_3 = (150/11 \times 20) \times (8.31 + 9.19 + 8.31) = 17.6 \text{ t}$$

$$W_2 = (150/11 \times 20) \times (8.31 + 9.19 + 8.31) = 17.6 \text{ t}$$

$$W_1 = (180/11 \times 20) \times (8.31 + 9.19 + 8.31) = 21.1 \text{ t}$$

Se procede a calcular el momento de volteo M_v sin reducir para cada uno de los cinco niveles.

$$M_{v5} = 0$$

$$M_{v4} = 6.82 \times 3 = \underline{20.46 \text{ t-m}}$$

$$M_{v3} = 6.82 \times 6 + 7.4 \times 3 = \underline{63.12 \text{ t-m}}$$

$$M_{v2} = 6.82 \times 9 + 7.4 \times 6 + 9.23 \times 3 = \underline{133.47 \text{ t-m}}$$

$$M_{v1} = 6.82 \times 12 + 7.4 \times 9 + 9.23 \times 6 + 5.47 \times 3 = \underline{220.23 \text{ t-m}}$$

$$M_{v0} = 6.82 \times 16 + 7.4 \times 13 + 9.23 \times 10 + 5.47 \times 7 + 3.76 \times 4 = \underline{350.95 \text{ t-m}}$$

En la siguiente tabla se presentan en forma sistematizada las operaciones que conducen a la obtención de los momentos de volteo de diseño.

NIVEL	ENTRE-PISO	Pi (t)	Vi (t)	Wi (t)	Mv (t - m)	Z	j = 0,8 + 0,2Z	jMv (t - m)	Yg (m)	ViYg (t - m)
5		6,82		10,6	0	1	1	0	0	0
4	5	7,4	6,82	14,1	20,46	0,8	0,96	19,64	3	20,46
3	4	9,23	14,22	17,6	63,12	0,6	0,92	58,07	4,29	61
2	3	5,47	23,45	17,6	133,47	0,4	0,88	117,45	5,5	128,98
1	2	3,76	28,92	21,1	220,23	0,3	0,86	189,4	6,89	199,26
0	1		32,68		350,95	0	0,8	280,76	9,09	297,06

En esta tabla, Yg es la distancia del nivel considerado al centro de gravedad de la parte de la estructura por encima de dicho nivel. De este modo los valores de Yg contenidos en la tabla se obtuvieron como sigue:

Nivel 5: $Yg = 0$

Nivel 4: $Yg = 3,00\text{ m}$

Nivel 3: Nivel Wi Yi Wi Yi

5 10,5 6 63,60

4 14,1 3 42,3

24,7 105,9

$Yg = 105,9/24,7 = 4,29\text{ m}$

Nivel 2: Nivel Wi Yi Wi Yi

5 10,6 9 95,4

4 14,1 6 84,6

3 17,6 3 52,8

42,3 232,8

$Yg = 232,8/42,3 = 5,50\text{ m}$

Nivel 1: Nivel W_i Y_i $W_i Y_i$

5 10.6 12 127.2

4 14.1 9 126.9

3 17.6 6 105.6

2 17.6 3 52.8

59.9 412.5

$$Y_g = 412.5/59.9 = \underline{6.89m}$$

Nivel 0: Nivel W_i Y_i $W_i Y_i$

5 10.6 16 169.6

4 14.1 13 183.3

3 17.6 10 176.0

2 17.6 7 123.2

1 21.1 4 84.4

81.0 736.5

$$Y_g = 736.5/81 = \underline{9.09m}$$

De acuerdo con el citado inciso 8.5, deberá tomarse como momento de volteo para diseño en cada nivel, la mayor de las cantidades $\sum M_i$ ó $\sum Y_i Y_g$. En este caso, el valor de $\sum Y_i Y_g$ rige el diseño en todos los niveles.

EFFECTOS DE SEGUNDO ORDEN Y REVISION DE DESPLAZAMIENTOS

Las NTCS¹⁹ especifican en su inciso 8.7 que deberán tomarse en cuenta los efectos de segundo orden (también conocidos como efectos de esbeltez) cuando la diferencia en desplazamientos laterales entre dos niveles consecutivos dividida entre la diferencia de alturas correspondiente, sea mayor que 0.08 veces la relación entre la fuerza cortante del entrepiso y las fuerzas verticales debidas al peso de la construcción incluyendo cargas muertas y vivas que obra encima de la elevación que se considera.

Se entenderá por efectos de segundo orden, los momentos y cortantes adicionales provocados por las cargas verticales al obrar en la estructura desplazada lateralmente. Para valuar dichos efectos se pueden aplicar los procedimientos aproximados que aceptan las normas para estructuras de concreto y estructuras metálicas.

En la tabla XVI se presentan las operaciones necesarias para llevar a cabo la revisión por este concepto de cada uno de los entrepisos del marco IX mostrado en la Figura II.7

La deformación de entrepiso se obtiene dividiendo la fuerza cortante entre la rigidez de entrepiso multiplicada por el factor Q , según el Artículo 207 del Reglamento⁽¹⁾.

TABLA XVI: VERIFICACION APROXIMADA DE LOS REQUISITOS DE DESPLAZAMIENTO LATERAL.

NIVEL	ENTRE- PISO	W _i (t)	VDi (t)	K _i (t/cm)	Δ i=(VDi/Ki) QX (cm)	Δi/hi	0.08x (VDi /We)
5	5	10,6	6,48	12	2,16	0,007	0,049
4	4	14,1	13,51	12	4,5	0,015	0,044
3	3	17,6	21,85	20	4,37	0,015	0,041
2	2	17,6	26,94	20	5,39	0,018	0,036
1	1	21,1	30,44	20	6,09	0,015	0,03

NOTA: Los valores de VDi de la cuarta columna fueron tomados de tablas: XV, XIV, XIII, XII y VI respectivamente. El término "We" es el peso que obra encima del nivel considerado.

Para empezar a estudiar los efectos de esbeltez se empezará por comparar el cociente Δ/h con $0.08x(VDi/We)$, según estipula la sección 8.7 de las NTCs²⁰. Este último valor resulta ser mayor que $\Delta i/hi$ en todos los entrepisos; por tanto, en ningún entrepiso deben tomarse en cuenta los efectos de esbeltez. En caso contrario ver las normas correspondientes (concreto o metálicas).

Finalmente, efectuando la verificación de los requisitos de desplazamiento lateral de acuerdo con lo descrito en el Artículo 209 del Reglamento¹⁹.

Suponiendo que los muros de mampostería estén desligados de la estructura principal, se tiene:

Para el nivel 5 el desplazamiento relativo de 2.16 cm (sexta columna de la tabla) resulta ser menor al admisible; que según el citado Artículo vale $0.012h = 0.012 \times 300 = 3.60$ cm; por tanto, la estructuración propuesta para el entrepiso 5 es satisfactoria.

Para los niveles 4, 3, 2 y 1 el desplazamiento relativo resulta ser mayor al admisible; es decir:

Nivel 4: $4.50 \text{ cm} > 0.012 \times 300 = 3.60 \text{ cm}$

Nivel 3: $4.37 \text{ cm} > 0.012 \times 300 = 3.60 \text{ cm}$

Nivel 2: $5.39 \text{ cm} > 0.012 \times 300 = 3.60 \text{ cm}$

Nivel 1: $6.09 \text{ cm} > 0.012 \times 400 = 4.80 \text{ cm}$

Lo anterior nos indica que la rigidez de dichos entresijos es insuficiente para evitar el desplazamiento excesivo; por tanto, será necesario una nueva estructuración que proporcione la rigidez suficiente para poder cumplir con lo especificado en el ya mencionado Artículo 209 del Reglamento⁽¹⁾. Esto nos lleva a pensar en la importancia de considerar el prediseño en el diseño de una estructura.a.

II.2.- EDIFICIO CON APENDICES

En esta sección solo se hará la valuación de las fuerzas laterales que habrán de aplicarse para el análisis estático, aplicando los criterios planteados en los incisos 1 y 2 de la sección 8 de las NTCS⁽¹⁾. Para el cálculo de la torsión, momentos de volteo y revisión de desplazamientos se procederá como en la sección anterior (II.1).

DESCRIPCION DE LA ESTRUCTURA

Se trata de un edificio de 5 niveles para oficinas. En la figura II.8 se presenta un corte esquemático de la estructura en una de sus dos direcciones de análisis consignándose los pesos de cada nivel y las rigideces de entrepiso.

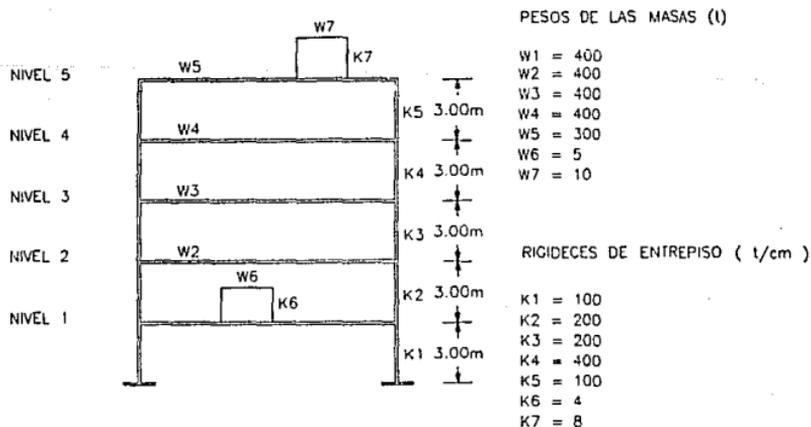


FIGURA II.8: ELEVACION, MASAS Y RIGIDECES.

VALUACION DE FUERZAS LATERALES ADOPTANDO EL CRITERIO DEL INCISO 8.1.

Según muestra la figura II.8, existen dos apéndices desplantados sobre los niveles 1 y 5 , respectivamente. En este caso (edificio con apéndices) no se aplica la fórmula II.1 y para valorar las fuerzas en los pisos debe emplearse textualmente el párrafo del inciso 8.1 de las NTCS⁽²⁾, el cual especifica que las fuerzas cortantes sísmicas en los diferentes niveles de una estructura pueden valorarse suponiendo un conjunto de fuerzas horizontales que actúan sobre cada uno de los puntos donde se supongan concentradas las masas. Cada una de estas fuerzas se tomará al peso de la masa que corresponde multiplicado por un coeficiente proporcional a "h", siendo "h" la altura de la masa en cuestión sobre el desplante o nivel a partir del cual las deformaciones estructurales pueden ser apreciables.

Lo anterior nos lleva a plantear la ecuación.

$$P_i = \beta W_i h_i \quad (II.12)$$

Para determinar las fuerzas en un apéndice se debe aplicar el párrafo del inciso 8.4 de las NTCS⁽³⁾, según el cual se supondrá actuando sobre dicho apéndice la misma distribución de aceleraciones que le corresponderían si se apoyara directamente en el suelo, multiplicada por $1+4c'/c$, donde c' es el factor por el que se multiplica el peso del nivel de desplante del apéndice cuando se valúan las fuerzas sobre toda la construcción.

Los detalles constructivos, los materiales empleados y la estructuración son tales que puede tomarse un factor de comportamiento sísmico Q igual a 4.

REQUISITOS DE DISEÑO

Se supondrá que la construcción se localiza en la zona de terreno firme (I), a la que corresponde, para construcciones del grupo B, un coeficiente sísmico de 0.16 (Artículo 206 del Reglamento⁽¹⁾).

De acuerdo con el inciso 8.1, la relación V_0/W_0 debe ser igual a $c/Q = 0.16/4 = 0.04$, estando incluidos en V_0 y W_0 las fuerzas laterales y los pesos, respectivamente, de los apéndices.

Las fuerzas sísmicas P_i en los niveles 1 a 5 están dadas por la ecuación II.12, entonces :

$$\begin{aligned}P_5 &= \beta W_5 h_5 = \beta \times 300 \times 15 = 4500 \beta \\P_4 &= \beta W_4 h_4 = \beta \times 400 \times 12 = 4800 \beta \\P_3 &= \beta W_3 h_3 = \beta \times 400 \times 9 = 3600 \beta \\P_2 &= \beta W_2 h_2 = \beta \times 400 \times 6 = 2400 \beta \\P_1 &= \beta W_1 h_1 = \beta \times 400 \times 3 = 1200 \beta\end{aligned}\tag{II.13}$$

Si los apéndices se apoyaran directamente sobre el terreno tendrían unas fuerzas sísmicas iguales a :

$$\begin{aligned}P_6' &= c/Q \times W_6 = 0.04 \times 5 = 0.20 \\P_7' &= c/Q \times W_7 = 0.04 \times 10 = 0.40\end{aligned}\tag{II.14}$$

De acuerdo con el párrafo del inciso 8.4 de las NTCS⁽²⁾, para el apéndice que pesa W_6 , el valor de c' es el factor por el cual se multiplica W_1 para obtener la fuerza P_1 ; es decir, según las expresiones II.13, $c'6 = \beta h_1 = 3 \beta$. Análogamente, para el apéndice que pesa W_7 se tiene $c'7 = \beta h_5 = 15 \beta$.

Las fuerzas de las expresiones II.14 tienen que multiplicarse por $(1 + 4c'/c)$ como sigue:

$$\begin{aligned}P_6 &= P_6' \times (1 + 4c'6/c) = 0.20 \times (1 + 4 \times 3\beta/0.16) \\P_6 &= 0.20 + 15\beta\end{aligned}\tag{II.15}$$

$$\begin{aligned}P_7 &= P_7' \times (1 + 4c'7/c) = 0.40 \times (1 + 4 \times 15\beta/0.16) \\P_7 &= 0.40 + 150\beta\end{aligned}\tag{II.16}$$

Para calcular β se emplea la condición de que la suma de las fuerzas P_1 a P_7 ($\sum P_i = V_0$) entre la suma de los pesos W_1 a W_7 ($\sum W_i = W_0$) debe ser igual a c/Q .

Usando las expresiones II.13, II.15 y II.16 se llega a .

$$(16665 \beta + 0.60) / 1915 = 0.04$$

$$16665 \beta + 0.60 = 0.04 \times 1915$$

de donde

$$\beta = 0.0045605$$

sustituyendo este valor en II.13, II.15 y II.16 se obtiene

$$P7 = 1.08 \text{ t} \quad ; \quad V7 = 1.08 \text{ t}$$

$$P6 = 20.52 \text{ t} \quad ; \quad V6 = 21.60 \text{ t}$$

$$P5 = 21.89 \text{ t} \quad ; \quad V5 = 43.49 \text{ t}$$

$$P4 = 16.42 \text{ t} \quad ; \quad V4 = 59.91 \text{ t}$$

$$P3 = 10.95 \text{ t} \quad ; \quad V3 = 70.86 \text{ t}$$

$$P2 = 0.27 \text{ t} \quad ; \quad V2 = 71.13 \text{ t}$$

$$P1 = 5.47 \text{ t} \quad ; \quad V1 = 76.60 \text{ t}$$

Para verificación se debe cumplir $V_o/W_o = 0.04$; así :

$$76.60/1915 = 0.04 \text{ ; O.K.}$$

VALUACION DE FUERZAS LATERALES ADOPTANDO EL CRITERIO DEL INCISO 8.2

Para este caso el criterio marcado en el inciso 8.2 de las NTCS⁽²⁾ especifica que podrá adoptarse fuerzas cortantes menores que las calculadas de acuerdo al inciso 8.1, siempre y cuando se tome en cuenta el valor aproximado del período fundamental de vibración de la estructura.

Para el caso en estudio, ignorando la contribución de los apéndices W6 y W7, el período se calcula a continuación, empleando los valores que se consignan en la siguiente tabla.BL.

NIVEL	ENTRE- PISO	Wi (t)	hi (m)	Pi (t)	Vi (t)	Ki (t / cm)	i=Vi/Ki (cm)	Xi (cm)
5		300	15	20,73				
	5				20,73	100	0,207	2,044
4		400	12	22,11				
	4				42,84	100	0,498	1,837
3		400	9	16,58				
	3				59,42	200	0,297	1,409
2		400	6	11,05				
	2				70,47	200	0,352	1,112
1		400	3	5,53				
	1						0,76	0,76

Los valores de Pi de la tabla se obtuvieron aplicando la fórmula H.1.

Los valores Vi se obtuvieron acumulando las fuerzas Pi arriba de cada entrepiso; divididos entre las rigideces de entrepiso conducen a los correspondientes desplazamientos relativos. Los valores de Xi obtenidos acumulando los desplazamientos relativos de entrepiso a partir del desplante, son los desplazamientos de los diversos niveles con respecto a dicho desplante, debidos a la acción del sistema Pi.

El período fundamental se tomará, según la citada sección 8.1, como:

$$T = 6.3 \left\{ \sum W_i X_i^2 / (g \sum P_i X_i) \right\}^{1/2} \quad (II.17)$$

donde $g = 981 \text{ cm/seg}^2$

Entonces:

$$\sum W_i X_i^2 = 300 \times 2.044^2 + 400 \times 1.837^2 + 400 \times 1.409^2 + 400 \times 1.112^2 \\ + 400 \times 0.760^2$$

$$\sum W_i X_i^2 = 4123 \text{ t-cm}^2$$

$$\begin{aligned} \Sigma P_i X_i &= 20.73 \times 2.044 + 22.11 \times 1.837 + 16.58 \times 1.409 \\ &+ 11.05 \times 1.112 + 5.53 \times 0.760 \\ \Sigma P_i X_i &= 122.8 \text{ t-cm} \end{aligned}$$

Sustituyendo en II.17

$$\begin{aligned} T &= 6.3 \times [4123 / (981 \times 122.8)]^{1/2} \\ T &= 1.17 \text{ seg} \end{aligned}$$

De acuerdo al valor de T calculado, se aplica uno de los tres casos siguientes:

CASO 1 : Si $T < T_a$ se procederá como el inciso 8.1, pero de tal manera que la relación V_o/W_o sea igual a a/Q' , calculándose "a" y "Q'" como se especifica en las secciones 3 y 4 de las presentes normas. Por tanto, el sistema de fuerzas P_i se obtiene con la expresión :

$$P_i = a/Q' (W_{ih} / \Sigma W_{ih}) \Sigma W_i \quad (\text{II.18})$$

donde a y Q' se calculan como sigue

$$\begin{aligned} a &= (1 + 3T/T_a) c/4 \\ Q' &= 1 + (T/T_a) (Q - 1) \end{aligned}$$

CASO 2 : Si $T_a \leq T \leq T_b$ no se permitirá reducción por concepto de la influencia del período fundamental de vibración. Para este caso $a = c$ y $Q' = Q$ de tal manera que la relación V_o/W_o será igual a c/Q como lo especifica el inciso 8.1 de las presentes normas. Por lo tanto el sistema de fuerzas P_i se obtiene con la fórmula II.1

CASO 3 : Si $T > T_b$ se procederá como especifica el párrafo b del inciso 8.2⁽²⁾, pero de tal manera que cada una de las fuerzas laterales se tome igual al peso de la masa que corresponde multiplicada por un coeficiente igual a $(K_1 h_i + K_2 h_i^2) c/Q$. Por tanto, el sistema de fuerzas P_i se obtiene con la expresión :

$$P_i = W_i (K_1 h_i + K_2 h_i^2) c/Q \quad (\text{II.19})$$

donde K_1 y K_2 se calculan como sigue

$$K1 = q [1 - r (1 - q)] \Sigma Wi / \Sigma Wihi$$

$$K2 = 1.5 r q (1 - q) \Sigma Wi / \Sigma Wihi^2$$

$$\text{siendo } q = (Tb/T)^r$$

NOTA: Ta y Tb son los períodos característicos del espectro de diseño que se definen en la sección 3 de las NTCS^(a).

Dado que el valor de T de 1.7 seg. resulta mayor que Tb, que según la tabla 3.1 vale 0.6 para la zona II^(a), es aplicable el caso 3.

Según la tabla 3.1 de la sección 3, $r = 1/2$. De aquí, teniendo en cuenta que $q = (Tb/T)^{1/2} = (0.6/1.17)^{1/2} = 0.716$, se obtiene

$$K1 = 0.0708$$

$$K2 = 0.00165$$

De aquí sustituyendo en II.19 se obtiene el sistema de fuerzas Pi ya reducidas.

$$P5 = (0.0708 \times 15 + 0.00165 \times 15^2) \times 0.16/4 \times 300 = 17.19 \text{ t}$$

$$P4 = (0.0708 \times 12 + 0.00165 \times 12^2) \times 0.16/4 \times 400 = 17.39 \text{ t}$$

$$P3 = (0.0708 \times 9 + 0.00165 \times 9^2) \times 0.16/4 \times 400 = 12.33 \text{ t}$$

$$P2 = (0.0708 \times 6 + 0.00165 \times 6^2) \times 0.16/4 \times 400 = 7.49 \text{ t}$$

$$P1 = (0.0708 \times 3 + 0.00165 \times 3^2) \times 0.16/4 \times 400 = 3.63 \text{ t}$$

Para calcular las fuerzas laterales sobre los apéndices, se procederá de acuerdo al párrafo del inciso 8.4 ^(a).

Si los apéndices se apoyaran directamente sobre el terreno tendrían unas fuerzas sísmicas iguales a:

$$P6' = c/Q \times W6 = 0.04 \times 5 = 0.20$$

(II.20)

$$P7' = c/Q \times W7 = 0.04 \times 10 = 0.40$$

De acuerdo con el párrafo del inciso 8.4 de las NTCS^(a) para el apéndice que pesa W6, el valor de c' es el factor por el cual se multiplica W1 para obtener la fuerza P1; es decir, según la expresión II.19, $c'6 = (K1h1 + K2h1^2) c/Q$. Análogamente, para el apéndice que pesa W7 se tienen $c'7 = (K1h5 + K2h5^2) c/Q$.

De este modo

$$c'6 = (0.0708 \times 3 + 0.00165 \times 3^2) \times 0.16/4$$

$$c'6 = 0.009085$$

$$c'7 = (0.0708 \times 15 + 0.00165 \times 15^2) \times 0.16/4$$

$$c'7 = 0.05731$$

Las fuerzas de las expresiones II.20 tienen que multiplicarse por $(1 + 4c'/c)$ como sigue :

$$P6 = P6' \times (1 + 4c'6/c) = 0.20 \times (1 + 4 \times 0.009085/0.16)$$

$$P6 = \underline{0.25 \text{ t}}$$

$$P7 = P7' \times (1 + 4c'7/c) = 0.40 \times (1 + 4 \times 0.05731/0.16)$$

$$P7 = \underline{0.97 \text{ t}}$$

Resumiendo se tiene :

$$P7 = \underline{0.97 \text{ t}} \quad ; \quad V7 = \underline{0.97 \text{ t}}$$

$$P5 = \underline{17.19 \text{ t}} \quad ; \quad V5 = \underline{18.16 \text{ t}}$$

$$P4 = \underline{17.39 \text{ t}} \quad ; \quad V4 = \underline{35.55 \text{ t}}$$

$$P3 = \underline{12.33 \text{ t}} \quad ; \quad V3 = \underline{47.88 \text{ t}}$$

$$P2 = \underline{7.74 \text{ t}} \quad ; \quad V2 = \underline{55.62 \text{ t}}$$

$$P6 = \underline{0.25 \text{ t}} \quad ; \quad V6 = \underline{55.87 \text{ t}}$$

$$P1 = \underline{3.63 \text{ t}} \quad ; \quad V1 = \underline{59.50 \text{ t}}$$

Para el cálculo de la torsión se procederá de la misma forma que en la sección anterior (II.1), para de este modo obtener el sistema de fuerzas cortantes finales que obran sobre la estructura.

Para la valuación de momentos de volteo y revisión de desplazamiento ver procedimiento de la ya citada sección II.1.

CAPITULO III

III-ANALISIS SISMICO ESTATICO DE UN PARAGUAL DE CUBIERTA

DESCRIPCION DE LA ESTRUCTURA

Se trata de una estructura constituida por cuatro segmentos de paraboloides hiperbolicos dispuestos formando una cubierta cuadrada en planta apoyada sobre una columna central. El espesor es constante, y la carga por metro cuadrado de proyección horizontal es de 150 Kg/m^2 .

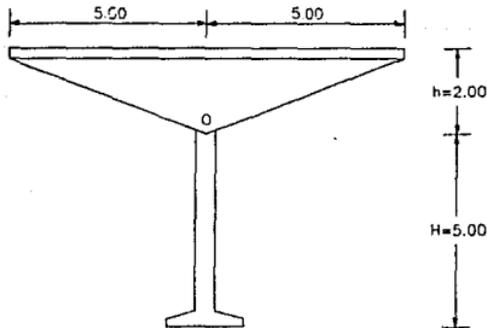


FIGURA III.1 : PARAGUAS DE CUBIERTA DE UNA NAVE INDUSTRIAL

CRITERIO DE ANALISIS

Se aplicará el inciso 8.3 de las NTCS^(a), a fin de tomar en cuenta las aceleraciones verticales de la masa superior asociadas al giro de dicha masa con respecto a un eje horizontal normal a dicha dirección de análisis y que pase por el punto de unión entre la masa y el elemento resistente. En este caso, dicho punto se designa por 0 en la figura III.1.

El efecto de las aceleraciones en cuestión se tomará equivalente a un par aplicado en el extremo superior del elemento resistente, cuyo valor es de $1.5 P_i r_o^2 u/x$, siendo P_i la fuerza actuante sobre la masa de acuerdo con el inciso 8.1 ^(b), r_o el radio de giro de dicha masa con respecto al eje horizontal en cuestión, u y x el giro y el desplazamiento lateral, respectivamente, del extremo superior del elemento resistente bajo la acción de la fuerza lateral P_i . Para nuestro caso, dada la naturaleza de la estructura $P_i = V_o$, por tanto, el par que se aplicará en el extremo superior esta dado por la expresión :

$$M = 1.5 V_o r_o^2 u/x \quad (III.2)$$

En el presente caso, considerando $c = 0.16$ (zona I) y $Q = 2$ la fuerza cortante basal V_o está dada por la expresión (inciso 8.1 de las NTCS^(a)).

$$V_o = c/Q W_o \quad (III.2)$$

El peso total W_o despreciando la masa de la columna, es de :

$$W_o = W \times \text{área} = 150 \times 10 \times 10 = 15000 \text{ kg}$$

$$W_o = \underline{15 \text{ t}}$$

sustituyendo en III.2

$$V_o = (0.16/2) \times 15$$

$$V_o = \underline{1.2 \text{ t}}$$

El radio de giro de la masa con respecto al eje horizontal es de (ver referencia 8).

$$r_o^2 = 1/3 [a^2 + h^2]$$

$$r_o^2 = 1/3 \times [5^2 + 2^2]$$

$$r_o^2 = \underline{3.67 \text{ m}^2}$$

El giro del extremo superior del elemento resistente bajo la acción de la fuerza lateral V_0 está dado por la expresión (ver referencia 8):

$$u = (1/2) (V_0 H^2 / EI) \quad (III.3)$$

El desplazamiento lateral del extremo superior del elemento está dado por la expresión (ver referencia 8):

$$x = (1/3) (V_0 H^3 / EI)$$

De aquí, sustituyendo en III.1 se tiene :

$$M = 1.5 V_0 \text{ rot}^2 [(1/2) (V_0 H^2 / EI) / (1/3) (V_0 H^3 / EI)]$$

$$M = 1.5 V_0 \text{ rot}^2 (3/2H)$$

$$M = 1.5 \times 1.2 \times 9.67 \times [3 / (2 \times 5)]$$

$$M = 5.22 \text{ t-m}$$

Este es el par que se aplicará en el extremo superior. De aquí, el diagrama de momentos resulta (figura III.2), formado por la superposición de efectos de la carga lateral $V_0 = 1.2 \text{ t}$, que origina la parte triangular de la figura III.2 ($V_0 \times H = 1.2 \times 5 = 6 \text{ t-m}$), y el par $M = 5.22 \text{ t-m}$ cuyo efecto es constante en toda la altura de la columna.

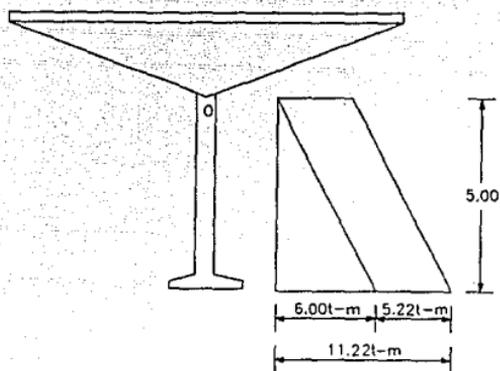


FIGURA III.2 : DIAGRAMA DE MOMENTOS EN LA COLUMNA

FACTORES DE RESISTENCIA

Puesto que toda la capacidad a fuerza cortante está proporcionada por una columna y de acuerdo con el último párrafo del Artículo 203 del Reglamento ⁽¹⁾ para el diseño se adoptarán factores de resistencia 20% inferiores a los que le corresponderían según las normas.

SUPERPOSICION DE LA ACCION DE DOS COMPONENTES ORTOGONALES HORIZONTALES

La estructura deberá diseñarse para la superposición del diagrama de momentos de la figura III.2, actuando en su plano, y el 0.5 del mismo, actuando en su plano normal al de la figura.

CAPITULO IV

IV.- ANALISIS SISMICO DINAMICO MODAL DE UN EDIFICIO DE TRES NIVELES

INTRODUCCION.

Los métodos dinámicos se aplican en la determinación de los efectos sísmicos en edificios con más de 60 m. de altura, cuya respuesta puede complicarse por la participación de modos superiores de vibrar. Es necesario elaborar modelos matemáticos de la estructura, tomando en cuenta en ocasiones su carácter tridimensional, para calcular las formas en que puede oscilar y los períodos correspondientes. Con estos datos se estima, mediante espectro de diseño la máxima respuesta de cada uno de los modos de vibrar y se combinan para obtener las fuerzas máximas probables que actuarán sobre la estructura, debido al sismo de diseño.

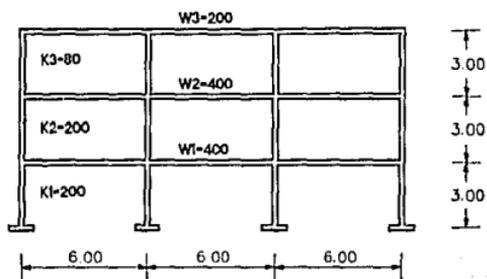
Cabe mencionar que, para el cálculo de desplazamientos, no se permite reducir las fuerzas (Artículo 207^{m)}), pues se estima que los desplazamientos elásticos bajo las fuerzas máximas son aproximadamente iguales a los calculados con las fuerzas reducidas, multiplicados por el factor de comportamiento sísmico Q , ya que al reducir las fuerzas se esta permitiendo que la estructura se deforme inelásticamente.

La sección 9 de las NTCS^(b) especifica como métodos de análisis dinámico, el análisis modal y el cálculo paso a paso de respuesta ante temblores específicos.

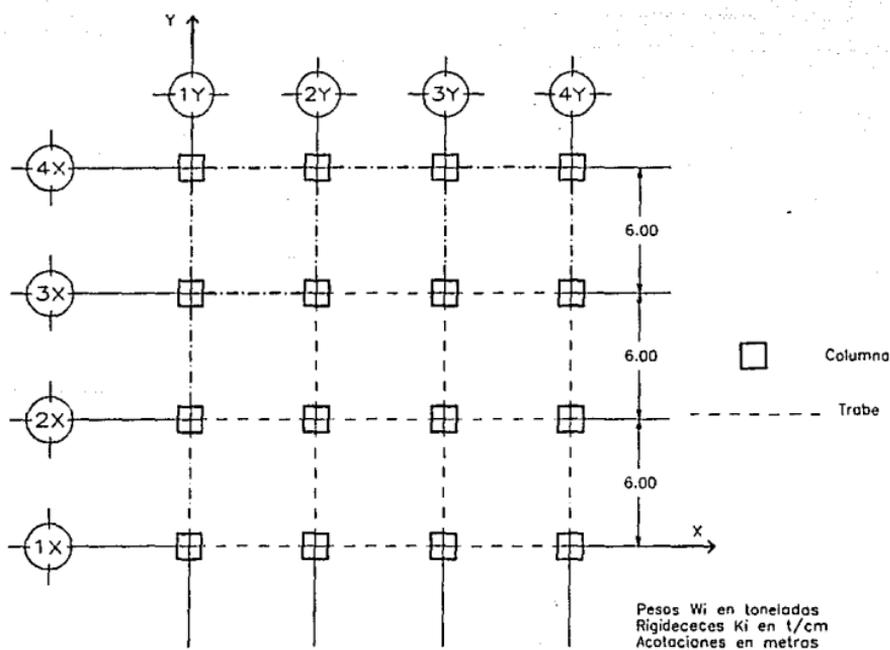
Se tiene que emplear alguno de estos métodos cuando no se satisfagan las limitaciones que existen para aplicar el método estático. El método dinámico más empleado en la práctica es el modal, por tal motivo en este capítulo sólo se tratará este método, que con más propiedad debe llamarse análisis modal espectral, porque implica el uso de los modos de vibrar y de espectros de diseño.

DESCRIPCION DE LA ESTRUCTURA.

Se trata de un edificio de cortante de tres niveles, que por su importancia se clasifica como de tipo B. En la figura IV.1 se presenta un corte esquemático de la estructura en una de sus dos direcciones de análisis y se consignan los pesos de cada nivel y las rigideces de entrepiso.



a).-ELEVACION



b).- PLANTA

FIGURA IV.1 : DATOS GENERALES

El procedimiento de análisis consta esencialmente de los siguientes pasos:

a) Plantear las matrices de masas y de rigideces de la estructura.

$$[M] = \begin{bmatrix} m_1 & 0 & 0 \\ 0 & m_2 & 0 \\ 0 & 0 & m_3 \end{bmatrix} \quad (IV.1)$$

$$[K] = \begin{bmatrix} K_1 + K_2 & -K_2 & 0 \\ -K_2 & K_2 + K_3 & -K_3 \\ 0 & -K_3 & K_3 \end{bmatrix} \quad (IV.2)$$

NOTA: Cabe hacer la aclaración que si el edificio no se comportaba como estructura de cortante (Ver apéndice), sino como estructura de flexión la matriz de rigideces (IV.2) no correspondería; no así para la matriz de masas (si la matriz de rigideces fuera diferente a la planteada en este ejemplo, el procedimiento de análisis no sufriría modificación alguna). El planteamiento de la matriz de rigideces queda fuera del alcance de este trabajo.

El valor de la masa m_i^* es igual a W_i/g , g es la aceleración de la gravedad. Por tanto.

$$m_1 = m_2 = 400/981 = 0.4077 \text{ t-seg}^2/\text{cm}$$

$$m_3 = 200/981 = 0.2039 \text{ t-seg}^2/\text{cm}$$

Reemplazando los valores de m_i en IV.1, se tiene:

* Se recomienda atención en el manejo de unidades

$$M = \begin{bmatrix} 0.4077 & 0 & 0 \\ 0 & 0.4077 & 0 \\ 0 & 0 & 0.2039 \end{bmatrix} \text{ t-seg}^2/\text{cm} \quad (\text{IV.2})$$

Reemplazando los valores de K_i de la figura IV.1 en IV.2, se tiene:

$$K = \begin{bmatrix} 400 & -200 & 0 \\ -200 & 280 & -80 \\ 0 & -80 & 80 \end{bmatrix} \text{ t/cm.} \quad (\text{IV.2})$$

b) Solución del problema de valores característicos y vectores característicos.

La expresión $[K - \omega^2 M] = [0]$ representa un problema de valores característicos. Desarrollando el determinante se obtiene una ecuación algebraica de grado "n" cuya incógnita es ω^2 , siendo "n" el número de grados de libertad (tres para el caso de la figura IV.1) la solución conduce a "n" frecuencias de vibración ω , que corresponden a sendos períodos naturales T ($T = 2\pi/\omega$).

Los valores de ω^2 son reales y positivos, y sus raíces cuadradas son las frecuencias naturales.

Si cada valor de ω^2 se reemplazara en $[K - \omega^2 M] [Z] = [0]$, es posible obtener valores Z_i diferentes de cero (cada uno de estos valores se llama modo de vibración).

Para nuestro caso, la expresión $[K - \omega^2 M] = [0]$, se escribe:

$$\begin{bmatrix} 400 & -200 & 0 \\ -200 & 280 & -80 \\ 0 & -80 & 80 \end{bmatrix} - \omega^2 \begin{bmatrix} 0.4077 & 0 & 0 \\ 0 & 0.4077 & 0 \\ 0 & 0 & 0.2039 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 0 \\ 0 \\ 0 \end{bmatrix}$$

$$\det \begin{bmatrix} 400 - 0.4077\omega^2 & -200 & 0 \\ -200 & (280 - 0.4077\omega^2) & -80 \\ 0 & -80 & (80 - 0.2039\omega^2) \end{bmatrix} \begin{bmatrix} Z_{11} \\ Z_{21} \\ Z_{31} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 0 \\ 0 \\ 0 \end{bmatrix}$$

El desarrollo de este determinante conduce a un polinomio característico cuyas raíces son:

$$w_1^2 = 122.0$$

$$w_2^2 = 502.4$$

$$w_3^2 = 1,375.2$$

Para calcular los modos de vibración Z_i , se reemplazan los valores de w^2 en la expresión $[K - w^2 M] \{Z\} = \{0\}$

Procediendo así con $w_1^2 = 122.0$, se tiene el sistema homogéneo de ecuaciones:

$$\begin{bmatrix} (400-0.4077 \times 122) & -200 & 0 \\ -200 & (280-0.4077 \times 12) & -80 \\ 0 & -80 & (80-0.2039 \times 122) \end{bmatrix} \begin{bmatrix} Z_{11} \\ Z_{21} \\ Z_{31} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 0 \\ 0 \\ 0 \end{bmatrix}$$

En "Zij" el índice i se refiere al nivel y el índice j identifica el modo en cuestión.

Efectuando operaciones se tiene :

$$\begin{array}{rcl} 350.2545 Z_{11} & -200 Z_{21} & = 0 \\ -200 Z_{11} & +230.2545 Z_{21} & - 80 Z_{31} = 0 \\ & - 80 Z_{21} & +55.1273 Z_{31} = 0 \end{array}$$

Se puede escoger arbitrariamente el valor de alguna de las Z_{ij} ; por ejemplo, si $Z_{11}=1.0$, entonces de la primera ecuación se obtiene $Z_{21} = 1.751$ y de la segunda o tercera ecuación se encuentra que $Z_{31} = 2.541$, es decir :

$$Z1 = \begin{bmatrix} Z_{11} \\ Z_{21} \\ Z_{31} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 1,000 \\ 1,751 \\ 2,541 \end{bmatrix}$$

Analogamente, empleando los valores de W_2^* y de W_3^* , respectivamente, se obtienen :

$$Z2 = \begin{bmatrix} Z_{12} \\ Z_{22} \\ Z_{32} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 1 \\ 0.853 \\ -1.969 \end{bmatrix} ; Z3 = \begin{bmatrix} Z_{13} \\ Z_{23} \\ Z_{33} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 1000 \\ -0.804 \\ 0.321 \end{bmatrix}$$

c) .- Se determinan los periodos para cada modo j .

Recordando que $T = 2\pi/w$ se tiene :

$$w_1 = 11.05 \text{ seg}^{-1} ; T_1 = 0.57$$

$$w_2 = 23.71 \text{ seg}^{-1} ; T_2 = 0.26$$

$$w_3 = 37.08 \text{ seg}^{-1} ; T_3 = 0.17$$

d) .- Se determinan los factores de comportamiento sísmico, así como las aceleraciones espectrales de diseño para cada modo j .

Se supone que el edificio se construirá en la zona I (terreno firme) , y que es aplicable un factor de comportamiento sísmico Q de 4 .

De acuerdo con el Artículo 206 del reglamento ⁽¹⁾ y según lo expuesto en la sección 3 de las NTCS ⁽²⁾ , los datos para determinar el espectro de diseño se obtienen en la tabla 3.1, y son en este caso :

$$c = 0.16$$

$$T_a = 0.2 \text{ seg}$$

$$T_b = 0.6 \text{ seg}$$

$$r = 1/2$$

Seguendo lo indicado en secciones 3 y 4 de las normas, los periodos $T_1 = 0.569$ seg y $T_2 = 0.265$ seg de los modos primero y segundo se encuentran comprendidos entre T_a y T_b ; por tanto

$$a_1 = c = 0.16 \quad ; \quad Q'_1 = Q = 4$$

$$a_2 = c = 0.16 \quad ; \quad Q'_2 = Q = 4$$

Para el tercer modo se encuentra que T_3 es menor que T_a , entonces:

$$a_3 = (1 + 3 T_3 / T_a) c / 4$$

$$a_3 = (1 + 3 \times 0.169 / 0.2) \times 0.16 / 4$$

$$Q'_3 = 1 + (T_3 / T_a) (Q - 1)$$

$$Q'_3 = 1 + (0.169 / 0.2) \times (4 - 1)$$

$$Q'_3 = 3.535$$

NOTA: Debe verificarse si el valor de Q tomado es aceptable.
(capítulo II, pag. 17).

Recordando que los valores de "ai" están expresados como fracción de la gravedad, las aceleraciones espectrales de diseño: "Ai", están dadas por:

$$A_1 = a_1 g / Q_1$$

$$A_1 = 0,16 \times 981 / 4 = 39,2 \text{ cm/seg}^2$$

$$A_2 = a_2 g / Q_2$$

$$A_2 = 0,16 \times 981 / 4 = 39,2 \text{ cm/seg}^2$$

$$A_3 = a_3 g / Q_3$$

$$A_3 = 0,141 \times 891 / 3,535 = 39,1 \text{ cm/seg}^2$$

e).- Se determinan los coeficientes de participación para cada mode j.

Los coeficientes de participación se calculan con la ecuación

$$C_j = \sum m_i Z_{ij} / \sum m_i Z_{ij}^2$$

Recordando que $m_1 = m_2 = 0,4077$ y $m_3 = 0,2039$ (en t-sec²/cm) se tiene

$$C_1 = \frac{0,4077 \times 1 + 0,4077 \times 1,751 + 0,2039 \times 2,541}{0,4077 \times 1^2 + 0,4077 \times 1,751^2 + 0,2039 \times 2,541^2} = 0,5513$$

$$0,4077 \times 1^2 + 0,4077 \times 1,751^2 + 0,2039 \times 2,541^2$$

$$C_2 = \frac{0,4077 \times 1 + 0,4077 \times 0,853 - 0,2039 \times 1,969}{0,4077 \times 1^2 + 0,4077 \times 0,853^2 - 0,2039 \times 1,969^2} = 0,2369$$

$$0,4077 \times 1^2 + 0,4077 \times 0,853^2 + 0,2039 \times 1,969^2$$

$$C_1 = \frac{0,4077 \times 1 + 0,4077 \times 0,803 + 0,2039 \times 0,321}{0,4077 \times 1^2 + 0,4077 \times 0,803^2 + 0,2039 \times 0,321^2} = 0,2108$$

$$0,4077 \times 1^2 + 0,4077 \times 0,803^2 + 0,2039 \times 0,321^2$$

f).- Se determinan los desplazamientos máximos X de las masas en el modo j, y los desplazamientos de entrepisos Δ_j correspondientes.

$$X1 = A_1 C_1 / w_1^2 \quad [Z1]$$

	1,000	0,1771	0,1771
$X1 = (39,2 \times 0,5513) / 122x$	1,759	= 0,3102 ;	$\Delta 1 = 0,1331$
	2,541	0,4501	0,1399

$$X2 = A_2 C_2 / w_2^2 \quad [Z2]$$

	1,000	0,0165	0,0165
$X1 = (39,2 \times 0,2369) / 562,4x$	0,853	= 0,0141 ;	$\Delta 2 = -0,0024$
	-1,969	-0,0325	-0,0466

$$X2 = A_3 C_3 / w_3^2 \quad [Z3]$$

	1,000	0,0060	0,0060
$X1 = (39,2 \times 0,2108) / 1975,2x$	-0,804	= -0,0048 ;	$\Delta 2 = -0,0108$
	0,321	0,0019	0,0067

g).- Se determinan las fuerzas cortantes sísmicas para cada modo j.

La fuerza cortante V_{ij} en el entrepiso i, debida al modo j, se calcula multiplicando el desplazamiento del entrepiso j por la rigidez respectiva K_i .

por tanto:

$$V_{11} = 200 \times 0,1771 = 35,42 \text{ t}$$

$$V_{21} = 200 \times 0,1331 = 26,62 \text{ t}$$

$$V_{31} = 0,80 \times 0,1399 = 11,19 \text{ t}$$

$$V_{12} = 200 \times 0,0165 = 3,30 \text{ t}$$

$$V_{22} = 200 \times -0,0024 = -0,48 \text{ t}$$

$$V_{32} = 0,80 \times -0,0466 = -3,73 \text{ t}$$

$$V_{13} = 200 \times 0,0060 = 1,20 \text{ t}$$

$$V_{23} = 200 \times -0,0108 = -2,16 \text{ t}$$

$$V_{33} = 0,80 \times -0,0067 = -0,54 \text{ t}$$

Según el inciso 9.1 de las NTCS (*), las respuestas modales S_i (donde S_i puede ser fuerza cortante, desplazamiento lateral, momento de volteo, etc.) se combinarán para calcular las respuestas totales "S" de acuerdo con la expresión:

$$S = (\sum S_i^2)^{1/2} \quad (IV.3)$$

Siempre que los periodos de los modos naturales T en cuestión difieran al menos 10% entre sí, es decir, periodos que tengan valores bastante distintos.

Para las respuestas, en modos naturales que no cumplan esta condición (periodos muy cercanos) se tendrá en cuenta el acoplamiento entre ellos. en estos casos debe recurrirse a textos especializados⁽⁷⁾.

Para nuestro caso:

$$T1 = 0,569 \text{ seg}$$

$$53\% > 10\%$$

$$T2 = 0,265 \text{ seg}$$

$$36\% > 10\%$$

$$T3 = 0,169 \text{ seg}$$

Por lo tanto es aplicable la expresión IV.3. Así, las fuerzas cortantes V_i en cada entrepiso son:

$$V1 = (35,42^2 + 3,30^2 + 1,20^2)^{1/2} = 35,59 \text{ t}$$

$$V2 = (26,62^2 + 0,48^2 + 2,16^2)^{1/2} = 26,71 \text{ t}$$

$$V3 = (11,19^2 + 3,73^2 + 0,54^2)^{1/2} = 11,81 \text{ t}$$

h).- Se efectúa la distribución de la cortante directa de entrepiso, así como la determinación de la cortante por torsión para cada elemento resistente, en las dos direcciones ortogonales.

La fuerza cortante que debe ser resistida por un elemento resistente cualquiera (muros y/o marcos) es igual a la suma de una fracción de la cortante de entrepiso proporcional a su rigidez (cortante directa) más la cortante que se induce por el momento torsionante (cortante por torsión).

En este ejemplo no se presenta el cálculo numérico de este paso del análisis (torsión); en tal caso se procedería de igual manera que en la sección II.1 (edificio sin apéndices) de este trabajo (pag . 21).

Finalmente, para la revisión de desplazamiento proceder de la misma forma que en la sección

II.1.

CAPITULO V

V.- ANALISIS SISMICO DE UN MURO DE RETENCION

Cuando se proyectan muros de retención de tierras en zonas sísmicas es conveniente considerar el efecto temporal que la vibración del suelo produce sobre el valor de los empujes clásicos de tierras debido al sismo. Aunque durante un sismo el muro de retención normalmente se mueve en conjunto con el suelo que detiene, la aceleración de los dos elementos (muro y tierra) puede no ser simultánea y entonces se incrementa el valor del empuje de las tierras debido a la inercia.

Se trata de analizar, de acuerdo al inciso 10.2 de las NTCS⁽²⁾, un muro de concreto reforzado de 10 m. de altura desplantado sobre terreno compresible y plano. En la figura V.1 se indican todos los datos necesarios para el análisis.

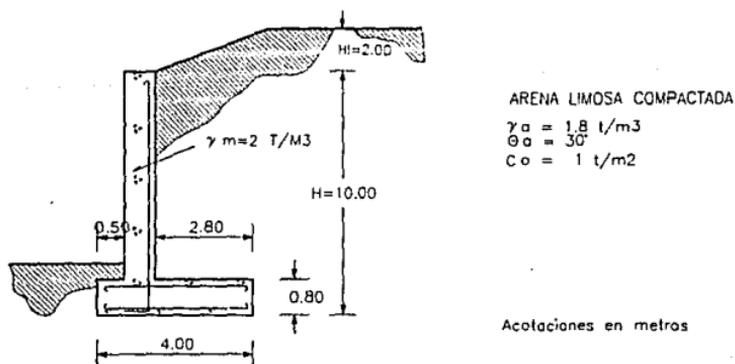


FIGURA V.1 : DATOS GENERALES DE UN MURO DE RETENCION.

El significado de los términos empleados en la figura V.1 es el siguiente :

γ_m = peso volumétrico del concreto reforzado.

γ_a = peso volumétrico del relleno.

ϕ_a = ángulo de fricción interna del relleno.

C_o = cohesión del relleno.

Las cuñas críticas en las que se debe cumplir el estado de equilibrio límite bajo la acción de fuerzas debido a cargas verticales y a la fuerza originada por una aceleración horizontal a $c^*/3$ veces de la gravedad son :

a) La cuña activa, a la que corresponde el empuje que el relleno del lado derecho ejerce sobre el muro (ver figura V.2).

b) La cuña pasiva, a la que corresponde el empuje que el relleno del lado izquierdo ejerce sobre el muro.

Generalmente el empuje pasivo de las tierras no se toma en cuenta en los cálculos, dado a su poca contribución para contrarrestar el empuje activo.

Cuña activa

Para la determinación del empuje activo se emplea la teoría de Coulomb ⁽⁹⁾. El diagrama de fuerzas correspondiente está dado en la figura V.2.

El significado de las variables que ahí se muestran es el siguiente :

E_a = empuje activo máximo considerando efectos sísmicos.

W = Peso del relleno.

$Wc/3$ = Fuerza originada por la aceleración horizontal de la cuña crítica (c = coeficiente sísmico).

R = Fuerza de fricción.

C = Fuerza de cohesión en la línea de falla.

C' = Fuerza de cohesión entre relleno y relleno.

* : "c" es el coeficiente sísmico indicado en el Artículo 206 del Reglamento⁽¹⁾.

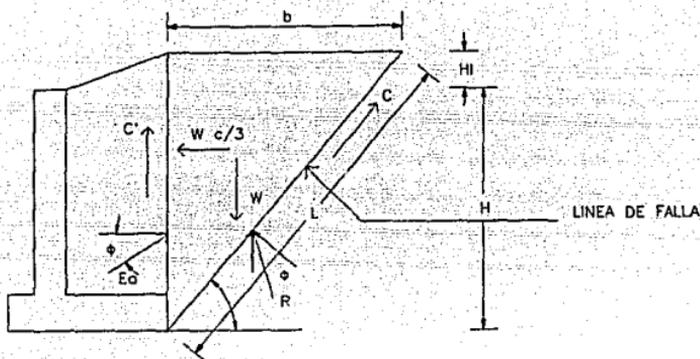


FIGURA V.2 : DIAGRAMA DE FUERZAS QUE INTERVIENEN EN EL EQUILIBRIO DE LA CUÑA CRÍTICA.

Se analiza el equilibrio de la cuña deslizante, suponiéndose varios valores de β . Se calcula el peso de la cuña W y los valores de C y C' para una franja de un metro en el sentido paralelo al muro.

$$W = [b(H+H1)/2] \gamma a$$

$$C = C_0 L$$

$$C' = (H+H1) C_0$$

Después de efectuar algunos tanteos para la determinación de la cuña que corresponde a la condición de falla, ensayando distintos valores del ángulo β , se encontró que el empuje máximo ocurre cuando se tiene un ángulo β de 48.2 grados. (ver capítulo 5 de la referencia 9).

Así :

$$W = [10.73 \times (10+2)/2] \times 1.8$$

$$W = 115.91$$

$$C = 1 \times 16.09$$

$$C = 16.11$$

$$C' = (10+2) \times 1$$

$$C = 12 \text{ t}$$

$Wc/3 = (115.9 \times 0.4)/3$ (c = 0.4 dado el supuesto que el muro se desplantará en zona III).

$$Wc/3 = 15.5 \text{ t}$$

ANÁLISIS DE ESTABILIDAD DEL MURO

En la figura V.3 se presentan los valores de las fuerzas que intervienen en el análisis.

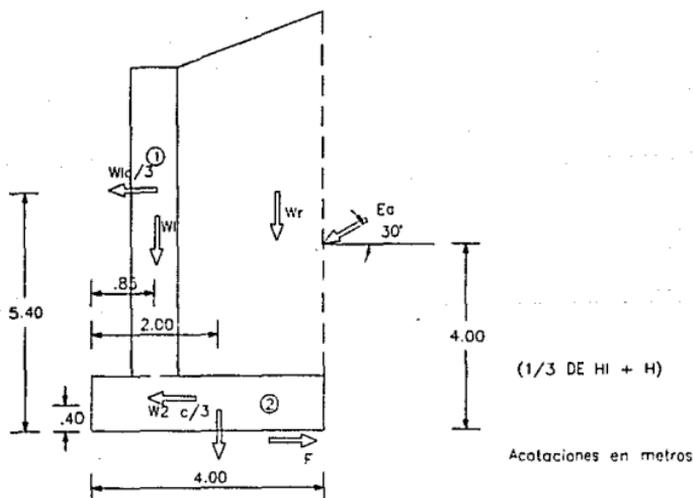


FIGURA V.3 : DIAGRAMA DE FUERZAS QUE INTERVIENEN EN EL ANÁLISIS DE ESTABILIDAD DEL MURO.

Los valores de las variables para este caso son : (ver figuras V.1 y V.3).

$$W1 = (0.7 \times 9.2) \times 2$$

$$W1 = 12.9 \text{ t}$$

$$W1c/3 = (12.9 \times 0.4) / 3$$

$$W1c/3 = 1.71$$

$$W2 = (4 \times 0.8) \times 2$$

$$W2 = 6.41$$

$$W2c/3 = (6.4 \times 0.4) / 3$$

$$W2c/3 = 0.81$$

$$W_r = [(11.2 + 9.2) \times 2.8] / 2 \times 1.8$$

$$W_r = 51.11$$

$$F = (W1 + W2 + W_r) \times \mu^*$$

$$F = (12.9 + 6.4 + 51.1) \times 0.45 \text{ (Considerando un coeficiente de fricción } \mu \text{ de 0.45)}$$

$$F = 31.81$$

$$E_a = 32.81$$

* μ es el coeficiente de fricción en la base del muro y el suelo. La AREA (American Railway Engineering Association) recomienda coeficientes de fricción de deslizamiento para el concreto. (ver pag. 512 de referencia 10).

PROBABILIDAD DE VOLTEAMIENTO DEL MURO

El momento de vuelco "Mv" con respecto al punto O indicado en la figura V.3 vale :

$$Mv = (W1c/3) \times 5.4 + (W2c/3) \times 0.4 + (Ea \cos 30) \times 4$$

$$Mv = 1.7 \times 5.4 + 0.8 \times 0.4 + 32.8 \times \cos 30 \times 4$$

$$Mv = 123.1 \text{ tm}$$

El momento resistente "MR" con respecto al mismo punto vale :

$$MR = W1 \times 0.85 + W2 \times 2 + Wr \times 2.65 + Ea \sin 30 \times 4$$

$$MR = 12.9 \times 0.85 + 6.4 \times 2 + 51.4 \times 2.65 + 32.8 \times \sin 30 \times 4$$

$$MR = 225.6 \text{ tm}$$

El factor de seguridad correspondiente es :

$$FS = MR/Mv = 225.6/123.1$$

$$FS = 1.8$$

Según la referencia 10, a los factores de seguridad se les puede interpretar de la siguiente manera :

Menos de 1.0 — Inseguro

De 1.1 a 1.2 — De dudosa seguridad

De 1.3 a 1.4 — Satisfactorio para cortes y terraplenes, pero dudoso para presas

De 1.5 a más — Seguro

Dado que nuestro factor de seguridad resultó de 1.8, es evidente que se cumple con la seguridad ante el volteamiento del muro.

ESTABILIDAD DE DESLIZAMIENTO DEL MURO

La fuerza horizontal deslizante es :

$$F_d = E_a \cos 30 + W1c/3 + W2c/3$$

$$F_d = 32.8 \times \cos 30 + 1.7 + 0.8$$

$$F_d = \underline{30.9 \text{ t}}$$

La fuerza horizontal resistente es :

$$F_R = F$$

$$F_R = \underline{31.8 \text{ t}}$$

Dado que $F_d = F_R$ el muro se encuentra en condición precaria ante el deslizamiento, por lo que se recomiendan dos alternativas.

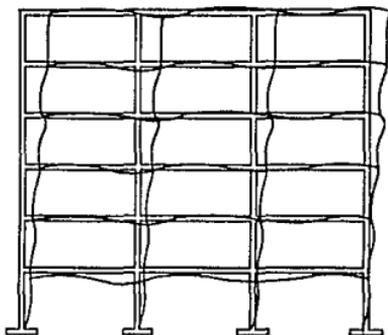
- a) Aumentar el tamaño de la base del muro para tener mayor superficie de contacto.
- b) Colocar un dentellón.

APENDICE

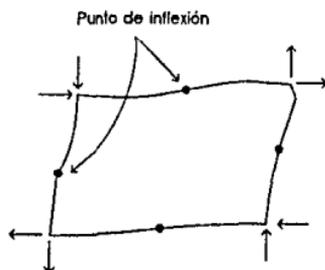
ESTRUCTURAS DE CORTANTE Y DE FLEXION

Conviene visualizar primero el comportamiento de un marco completo y de un tablero sujetos a cargas laterales. La figura A.1 ilustra la elástica global del marco. La deformación es debida esencialmente a flexión en las columnas y vigas y, excepto para marcos muy esbeltos, las deformaciones axiales de vigas y columnas son despreciables. En un tablero intermedio de un marco simétrico, la elástica indica puntos de inflexión en el centro de la longitud de columnas y vigas (figura A.1b). La elástica mostrada en la figura A.1a se presenta siempre que las vigas posean suficiente rigidez para obligar a la columna a flexionarse en doble curvatura con un punto de inflexión intermedio. En este caso la estructura suele llamarse de cortante.

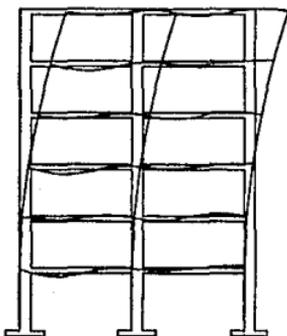
Cuando las columnas son muy robustas y las vigas sumamente flexibles cada columna se flexiona como un voladizo de toda la altura sin punto de inflexión en cada entrepiso (Figura A.1c). En este caso la estructura suele llamarse de flexión.



A) ELASTICA DE UN MARCO SUJETO A CARGAS LATERALES



B) ELASTICA DE UN TABLERO AISLADO DEL MARCO



C) ELASTICA SIN PUNTOS DE INFLEXION EN LAS COLUMNAS
(COLUMNAS MUY ROBUSTAS, VIGAS MUY FLEXIBLES)

FIGURA A.1 : DEFORMACION DE MARCOS ANTE CARGAS LATERALES.

Para comprobar si se tienen puntos de inflexión en cada entrepiso se sugiere en la referencia 4 determinar la rigidez relativa entre vigas y columnas con el parámetro "p", llamado índice de rotación de nudo, dado por :

$$p = \Sigma(I/L)_v / (I/L)_c$$

"I" es el momento de inercia de una pieza y "L" su longitud; los subíndices "v" y "c" indican viga y columna, respectivamente; las sumas se refieren a todas las columnas de un entrepiso, y para las vigas deberá considerar primero las del piso superior y separadamente las del piso inferior. Se tienen así dos valores de p para el entrepiso en cuestión y, si "p" es mayor que 0.1 las columnas tendrán punto de inflexión (estructura de cortante).

Si un marco tiene una variación paulatina de las rigideces de vigas y columnas basta calcular "p" para el entrepiso más cercano a la mitad de la altura del marco.

RECOMENDACIONES Y CONCLUSIONES

Aunque a la letra el Reglamento⁽¹⁾ permite emplear el método estático de análisis sísmico, en cualquier edificio de 60 m, o menos metros de altura, no es recomendable aplicarlo a edificios que tengan distribuciones irregulares en elevación ya que, en comparación con resultados de análisis dinámicos, se ha encontrado que se pueden subestimar apreciablemente las cortantes en ciertos entrepisos, se recomienda en este caso recurrir al análisis dinámico.

En el método estático, la mayor parte del esfuerzo adicional que se requiere para estimar el periodo fundamental del edificio es el cálculo de los desplazamientos laterales, que de todos modos debe hacerse para revisar si los mismos no son excesivos. Por tal motivo es aconsejable tratar de aprovechar las opciones de usar fuerzas sísmicas reducidas en razón de haber evaluado el periodo natural, y pueden lograrse reducciones importantes si los periodos son relativamente cortos o largos.

En el ejemplo presentado en el capítulo II la combinación de los efectos de un componente del movimiento del terreno con 30 por ciento de los efectos de otro, se ha realizado a nivel de fuerzas cortante. Esto da los resultados adecuados para el diseño de miembros que trabajan esencialmente en el plano en el que están actuando dichas cortantes, como vigas y muros. Sin embargo para las columnas o elementos similares, que tienen flexiones importantes en dos planos verticales ortogonales, no es fácil determinar qué combinación de los efectos de los componentes del temblor es la que rige el diseño, y es en rigor necesario analizar todo el edificio para el sismo actuando en una dirección y luego, separadamente, para el sismo actuando en la dirección perpendicular. La combinación de los efectos de uno y otro componente se realizará en cada elemento mecánico, cuidando de proceder coherentemente.

En general, como puede apreciarse en el contenido de este trabajo, se tiende a cumplir con la finalidad de proporcionar los suficientes fundamentos para una mejor comprensión de las bases de las especificaciones del presente cuerpo normativo permitiendo, así, la adquisición de criterio para saber cuando y como aplicar éstas.

Se espera que la principal aportación de esta tesis sea clarificar cada una de las especificaciones contenidas en las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo.

AGRADECIMIENTOS

- Agradesco al M. en I. Alberto Castillo Hernández no sólo por haber sido mi Director de Tesis, sino por la amistad y cariño que me brindó durante el desarrollo de este trabajo.
- A mis maestros, el Ing. Gerardo Pastrana y al M. en I. Fco. Javier Ribé por sus enseñanzas que sirvieron de base para la elaboración de esta tesis.

REFERENCIAS

- 1.- Reglamento de Construcciones para el D.F.
Gaceta oficial del Departamento del D.F.
México, D.F. 6 de Junio de 1987.
- 2.- Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo
Gaceta oficial del Departamento del D.F.
México, D.F. 5 de Noviembre de 1987.
- 3.- Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Mampostería.
Gaceta oficial del Departamento del D.F.
México, D.F. 5 de Noviembre de 1987.
- 4.- Bazán E. y Meli R. Manual del Diseño Sísmico de Edificios.
Edit. Limusa, México 1985.
- 5.- Rosenblueth E. Diseño de Estructuras Resistentes a Sismo.
IMCYC, México 1982.
- 6.- Meli R. Diseño Sismorresistente, capítulo 6 de Diseño Estructural, Edit. Limusa, México 1985.
- 7.- Rosenblueth E. y Gomez R. Comentarios a las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo.
Serie No. ES-7 del Instituto de Ingeniería UNAM, Mayo 1991.
- 8.- Rosenblueth E. y Esteva, M., Diseño Sísmico de Edificios
Folleto complementario al Reglamento de Construcciones del Distrito Federal
México 1992

9.- Rico A. y Del Castillo H.

La Ingeniería de Suelos en las Vías Terrestres. Vol. I.

Edit. Limusa, México 1988.

10.- Crespo C. Mecánica de Suelos y Cimentaciones.

Edit. Limusa, México 1990.