

Rev
81.377.566 1983 Z9a.

UNIVERSIDAD AUTONOMA DE SAN LUIS POTOSI

ESCUELA DE INGENIERIA

**ANALISIS SISMICO DE ESTRUCTURAS
POR METODO ESTATICO**

TRABAJO RECEPCIONAL

VICTOR ZUÑIGA LOZANO

SAN LUIS POTOSI S.L.P. 1983

BP. 378

.44

28

C

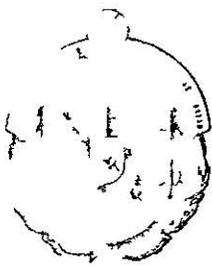
7

TA658

ZUÑIGA LOZANO, VICTOR. - INGENIERO CIVIL.



1080077806



DIRECCION

UNIVERSIDAD AUTÓNOMA DE SAN LUIS POTOSÍ
CULTURA E INGENIERÍA
DR. JULIÁN ABRAHAM
A PARTADO POSTAL 569
SAN LUIS POTOSÍ, S. L. P., MEXICO

8858

BP. 378.566 1983 Z9a

Octubre 14, 1982.

Al Pasante Sr. Victor Zuñiga Lozano.
P R E S E N T E .

En atención a su solicitud relativa me es grato indicar a usted que el H. Consejo Técnico Consultivo de la Escuela de Ingeniería ha designado como Asesor del Trabajo Recepcional que deberá desarrollar en su Examen Profesional de Ingeniero Civil, al Sr. Ing. J. Victoriano Martínez Gomez Así como el Tema Propuesto para el mismo es:

"ANALISIS SISMICO DE ESTRUCTURAS POR EL METODO ESTATICO".

T E M A R I O:

- I. - ANTECEDENTES.
- II. - VALUACION DE LAS CARGAS.
- III. - METODOS DE ANALISIS.
- IV. - CONCLUSIONES.

Ruego a usted tomar debida nota de que en cumplimiento -- con lo especificado por la Ley de Profesiones, debe Prestar Servicio Social durante un tiempo mínimo de seis meses como requisito indispensable para sustentar su Examen Profesional.

A T E N T A M E N T E .

"MODOS ET CUNCTARUM RERUM MENSURAS AUDEBO".

EL DIRECTOR DE LA ESCUELA.

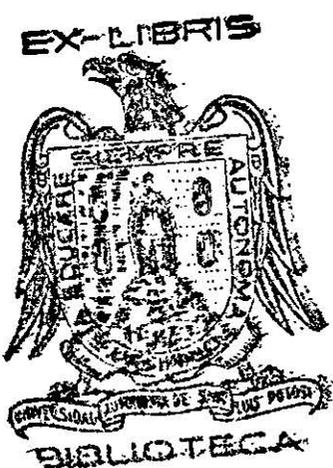
ING. MAXIMINO TORRES SILVA

23, mayo 1982

T
JA658
.44
z8

BU Rudi Rangel Fitas
UANL
FONDO
TESIS
(77806)

BU Rudi Rangel Fitas
UANL
FONDO
TESIS LICENCIATURA



DEDICATORIAS:

A mis Padres

A mis Hermanas

A mis Amigos

A TI.

Agradezco al Ing. J. Victoriano Martínez Gomez por su ayuda.

23 MARZO 1983

" ANALISIS SISMICO DE ESTRUCTURAS POR EL
METODO ESTATICO "

I N D I C E

CAPITULO I	pag 1
CAPITULO II	" 3
Acciones	3
Distribución de Cargas	4
Calculo Preliminar	12
Calculo de Miembros Secundarios	13
Rigidez de Entrepiso	16
Fórmulas de Wilbur	17
Estructuras	22
Fuerza Cortante Sísmica	22
Espectros de Masas	23
Ductilidad	25
Teoría del sismo	25
Centro de Masa	32
Efecto de Torsion	34
Análisis de Marcos	41
Calculo de Desplazamiento Horizontal	44
Calculo de Flechas	45
Ejemplo	47
CAPITULO III	50
Metodos Aproximados	50
Método del Portal	50
Método del Voladizo	51
Método del Factor	52
Método de Bowman	54
Metodos Exactos.....	54
Deducción de ecuaciones Fundamentales	64

Metodo de Kani	67
Comparacion del metodo de Croos y Kani	67
Desplazamiento Horizontal por cargas verticales	72
Desplazamiento Horizontal por cargas Horizontales ..	74
Método de Takabeya	84
Método de Takabeya (ejemplo)	88
CAPITULO IV	95
Bibliografía	97

En el capítulo II se va a tratar primero de una manera introductoria y la obtención de algunos datos importantes para que el lector se vaya poco a poco adentrando en él y vaya adquiriendo interés hasta llegar a nuestro objetivo que es dar a conocer la teoría del sismo. Ya en el capítulo III se tratan los métodos de calculo empesando por los de mayor simplicidad (métodos aproximados) que son de utilidad para obtener resultados con sencillez y rapidez y que no por esto son metodos errados se hace mención de cuatro o cinco métodos de este tipo para así continuar y llegar hasta los métodos exactos, los cuales son más conocidos por el lector pero que aquí se presentarán con la simplicidad suficiente para aclarar algunas dudas que de ellos pudieran tener. Se estudia la diferencia de algunos métodos y se ejemplifica todo esto pensando en que como libro de texto sea de gran utilidad a toda persona que llegase a interesarse. Se le puede desear que se varíen a través del tiempo a estas las cuales se obtienen aquí a través de un peso volumétrico ya se perfecciona en su forma conceptual como lo indicamos anteriormente las cuales los multiplicamos sería para el análisis que lo emplea por su carácter constructivo.

CONCEPTO	ADOTEA	ENTREPISO
EMBALAJADO 0.02	+	+
FORTEO 0.04	+	+
IMPENETRABILIZACION	+	+
RELLENO (PROX.)	+	+
LOSA (TIPO O CLASE)	+	+
INSTALACIONES (kg/m ²)	+	+
PLAFON (0.08)	+	+
PISO (TIPO O CLASE)	+	+
CARGAS MUERTAS	C.S. ADOTEA	C.S. ENTREPISO

AGUJERES VENTANILLAS:
 Estas acciones son las cargas de tipo gravitacional que actúan en una estructura y que no tienen el carácter permanente como las anteriores, este tipo de cargas se caracterizan por su variabilidad y siempre que durante de su uso a estas acciones corresponden las Cargas Vivas.

II.- VALUACION DE CARGAS SISMICAS.

PROYECTO DE ESTRUCTURAS

1.- CARGAS

ACCIONES:

Son aquellas que actuan sobre una estructura y que por lo tanto influyen en una forma directa en el diseño de la misma.

Debido a que no podemos hacer un análisis detallado de todas y cada una de las condiciones reales a que es sometida una estructura por lo tanto debemos apegarnos a especificaciones o códigos ya establecidos.

Las acciones de acuerdo al reglamento de construcción vigente se divide en tres que son: Permanentes, Variables y Accidentales.

ACCIONES PERMANENTES:

Son aquellas acciones que van a actuar de manera continua en la estructura tales como trabes, losas, columnas, muros y elementos estructurales como recubrimientos, pisos, plafones, etc. cuya intensidad puede decirse que no variaría a través del tiempo a estas acciones se les conoce en una forma general como cargas muertas -- las cuales su obtención será a través de un peso voluzétrico ya especificado en su forma conceptual como lo indicamos anteriormente los cuales los multiplicamos según para el análisis que lo empleamos por su espesor constructivo.

CONCEPTO	AZOTEA	ENTREPISO
LADRILLADO 0.02	+	+
MORTERO 0.04	+	+
IMPERMEABILIZACION	+	
RELLENO (PROK.)	+	
LOSA (TIPO O CLASE)	+	+
INSTALACIONES (kg/m ²)	+	+
PLAFON (0.02)	+	+
PISO (TIPO O CLASE)	+	+
CARGAS MUERTAS	C.M. AZOTEA	C.M. ENTREPISO

ACCIONES VARIABLES:

Estas acciones son las cargas de tipo gravitacional que actuan en una estructura y que no tienen el caracter permanente como las acciones anteriores, este tipo de cargas se caracteriza por su variabilidad y además que depende de su uso a estas acciones corresponden las Cargas Vivas.

DESTINO DE PISO O CUBIERTA

W

Wa

Wn

Carga viva

Acciones

Acciones

Acciones

en cimen-
taciones.

Reglamento de Construc-
ciones artículo 226

en

cimenta-
ciones

Acciden-
tales

Carga Vi-
va Max

$120 + \frac{420}{\sqrt{A}}$

\sqrt{A}

CARGA VIVA

C.V.

C.A.

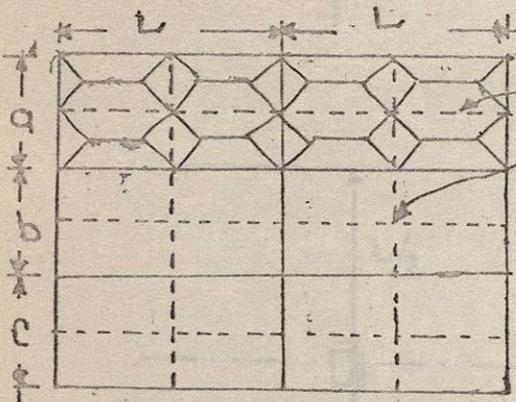
C.C.

ACCIONES ACCIDENTALES:

Son las que no se deben al funcionamiento propio de la construcción y que pueden tomar valores significativos solo durante pequeñas fracciones de la vida de la estructura a estas acciones corresponden el viento y el sismo.

DISTRIBUCION DE CARGAS:

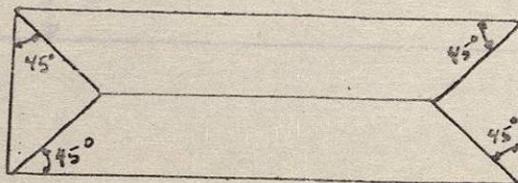
Basicamente va a depender primeramente de los claros y de la geometría de la estructura.



TRABES SECUNDARIAS

Quando los claros son demasiado grandes los podemos reducir a través de trabes secundarias. Las cargas que hasta ahorita hemos analizado que actúan directamente sobre las losas tenemos que hacen una traslación de ellas hacia sus trabes perimetrales cuando nuestra estructura sea de losas, trabes y columnas.

Los esfuerzos se canalizan a 45°



Para el triángulo:

$Wt \cdot A = W$

$\frac{a \times a}{2}$

AREA TRIANGULO

$$\frac{2}{3} \cdot \frac{a}{2} = \frac{a}{3}$$

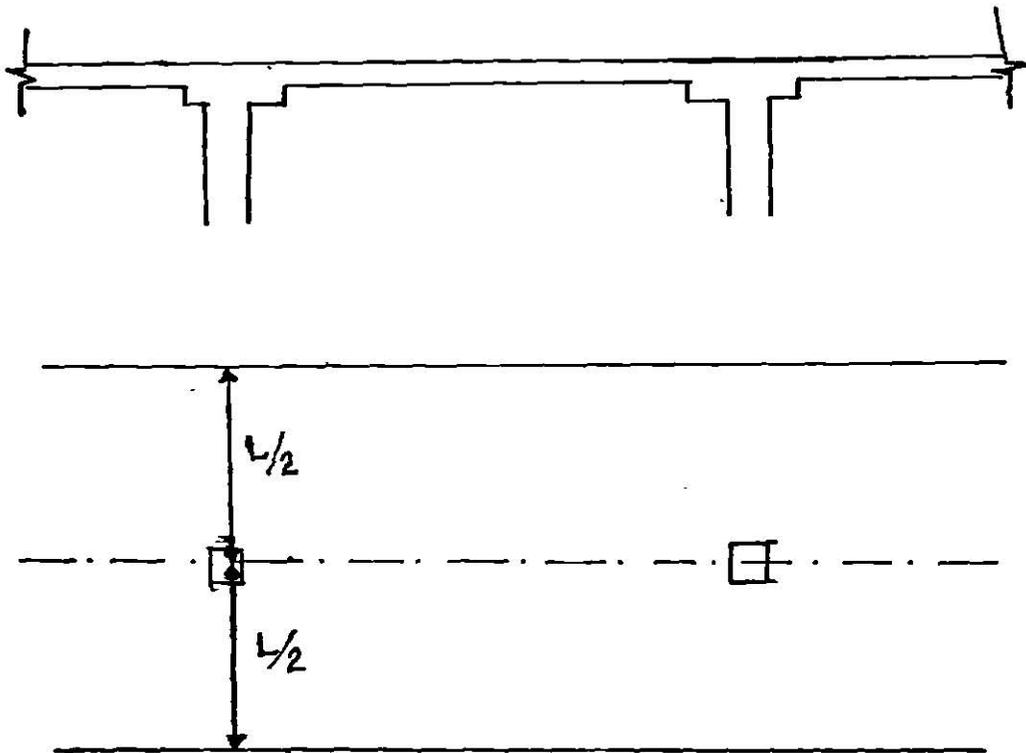
El punto donde actua toda la carga con centrada o centro de gravedad.

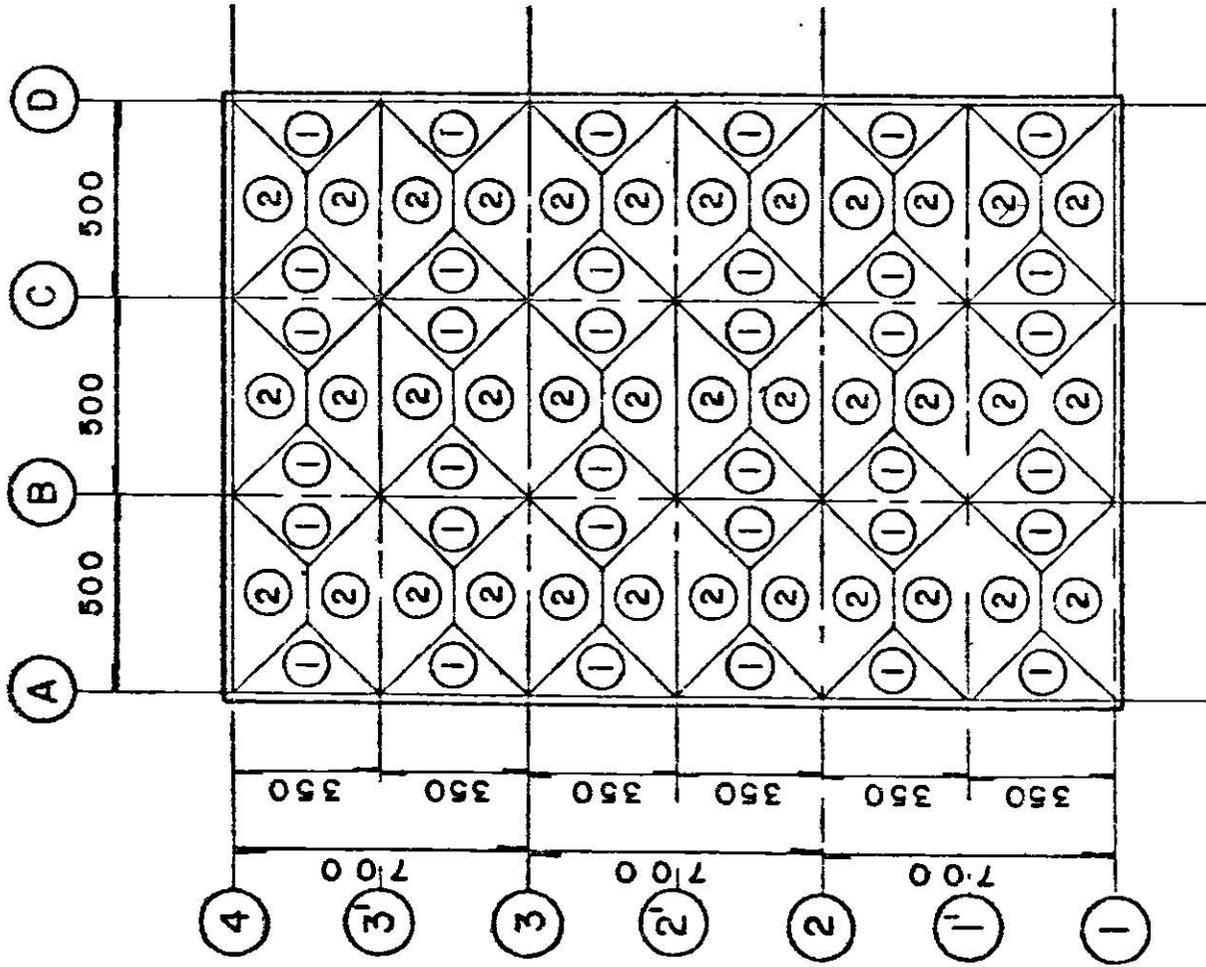
$$\text{CARGA DISTRIBUIDA} = Wt \cdot \frac{a}{3}$$

PARA EL TRAPEZIO

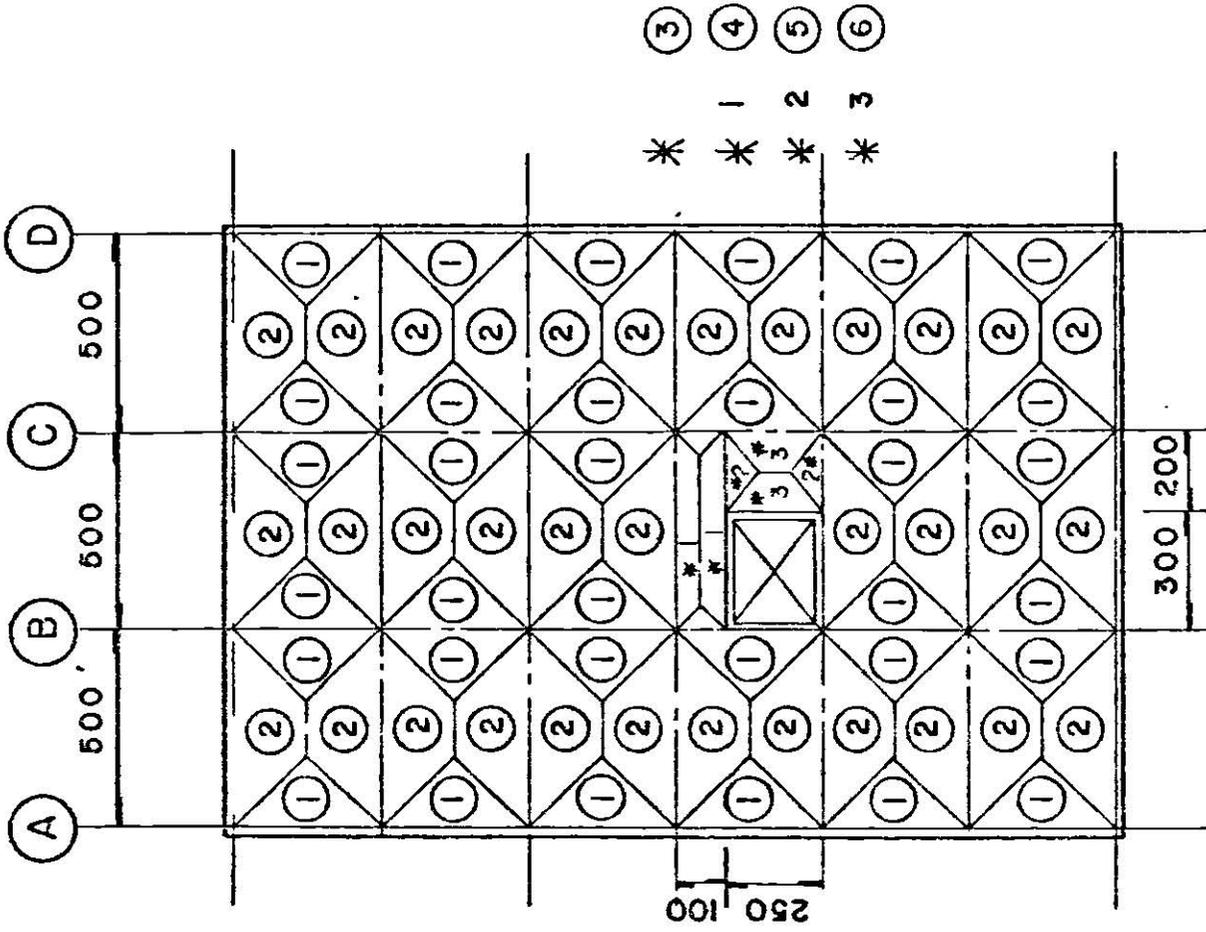
$$Wt \cdot \frac{a(3-m)}{6} \quad \therefore \quad m = \frac{a}{b} \quad (\text{RELACION})$$

Cuando la estructura no está formada por traveses sino solamente -- por columnas y losas la distribución será $L/2$





PLANTA DE AZOTEA



PLANTA ENTREPISO
(4 PLANTAS TIPO)

SUPON MOS LAS SIGUIENTES SECCIONES:

77

TRABES	20 x 30	cm	
COLUMNAS	40 x 40	cm	
LOSAS	10	cm	d= PERIMETRO 200

ACCIONES PERMANENTES (O CARGAS MUERTAS)

CONCEPTO	AZOTEA	ENTREPISO
ENLADRILLADO 0.020 x 1500	30	-
MORTERO 0.04 x 1500	60	30
RELLENO 0.21 x 1250	263	-
LOSA 0.10 x 2400	240	240
PLAFOND YESO 0.02 x 1500	30	30
INSTALACIONES	50	50
PISO DE TERRAZA 0.30x0.30	-	55
IMPERMEABILIZACION	10	-
TOTAL CARGAS MUERTAS	683kg/m ²	405kg/m ²

ACCIONES VARIABLES (O CARGAS VIVAS)

DESTINO DEL PISO	W _m	W _a	W
AZOTEA	100	70	15
ENTREPISO	120 + $\frac{420}{\sqrt{A}}$	90	70

CARGAS TOTALES EN LOSAS

CONCEPTO	W _m	W _a	W
CARGA MUERTA	683	683	683
CARGA VIVA	100	70	15
TOTAL	783	753	698
CARGA MUERTA	405	405	405
CARGA VIVA	220	90	70
TOTAL	625	495	475

$$A = 5.00 \times 3.5 = 17.50 \text{ m}^2$$

$$W_m = 120 + \frac{420}{\sqrt{17.50}} = 220 \text{ kg/m}^2$$

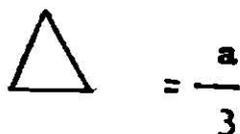
$$m = \frac{a}{b}$$

$$m = \frac{3.5}{5} = 0.7$$

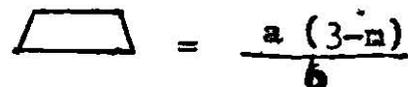
$$m = \frac{1}{5} = 0.2$$

$$m = \frac{2}{2.5} = 0.8$$

RECORDANDO



$$\triangle = \frac{a}{3}$$



$$= \frac{a(3-n)}{b}$$

ANALISIS DE CARGA EN TRABES DE AZOTEA

$$(1) \quad 783 \frac{3.5}{3} = 914 \text{ kg/m}$$

$$(2) \quad \frac{783 \times 3.5 (3.00 - 0.7)}{6} = 1051 \text{ kg/m}$$

$$\text{CADENA} \quad 0.15 \times 0.15 \times 2400 = 54 \text{ kg/m}$$

$$\text{MURO} \quad 0.14 \times 1.00 \times 1500 = 210 \text{ kg/m}$$

$$\text{APLANADO} \quad 0.04 \times 1.00 \times 1500 = 60 \text{ kg/m}$$

$$\text{TRABE} \quad 0.20 \times 0.30 \times 2400 = 144 \text{ kg/m}$$

$$468 \text{ kg/m}$$

$$\text{MURO CONCRETO} \quad 0.10 \times 1.00 \times 2400 = 240 \text{ kg/m}$$

EJE (4)	A - B	B - C	C - D
CADENA	54	54	54
MURO TABIQUE	210	210	210
APLANADO	60	60	60
TRABE	144	144	144
CARGA TRIBUTARIA	1051	1051	1051
SUB - TOTAL	1519	1519	1519
TOTAL	1550	1550	1550
EJES (2) y (3)	A - B	B - C	C - D
CARGA TRIBUTARIA	2102	2102	2102
TRABE	144	144	144

SUB - TOTAL	2246	2246	2246
TOTAL	2250	2250	2250
EJE (1)	A - B	B - C	C - D
MURO CONCRETO	240	240	240
TRABE	144	144	144
CARGA TRIBUTARIA	1051	1051	1051
SUB - TOTAL	1435	1435	1435
TOTAL	1450	1450	1450
EJES (1') (2') y(3')	A - B	B - C	C - D
TRABE	144	144	144
CARGA TRIBUTARIA	2102	2102	2102
SUB - TOTAL	2246	2246	2246
TOTAL	2250	2250	2250
EJES (A) y (D)	1 - 2	2 - 3	3 - 4
CADENA	54	54	54
MURO TABIQUE	210	210	210
APLANADO	60	60	60
TRABE	144	144	144
CARGA TRIBUTARIA	914	914	914
SUB - TOTAL	1382	1382	1382
TOTAL	1400	1400	1400
EJES (B) y (C)	1 - 2	2 - 3	3 - 4
TRABE	144	144	144
CARGA TRIBUTARIA	1828	1828	1828
SUB - TOTAL	1972	1972	1972
TOTAL	2000	2000	2000

ANALISIS DE CARGA EN TRABES DE ENTREPISO

$$(1) \quad 625 \quad \frac{3 \cdot 5}{3} = 729 \text{ kg/m}$$

$$(3) \quad 625 \quad \frac{1}{3} = 208 \text{ kg/m}$$

$$(5) \quad 625 \quad \frac{2}{3} = 416 \text{ kg/m}$$

$$(4) \quad 625 \quad 1 \left(\frac{3-0.2}{6} \right) = 292 \text{ kg/m}$$

$$(2) \quad 625 \quad \frac{3 \cdot 5}{6} (3-0.7) = 839 \text{ kg/m}$$

(Consideremos 3.00 m de altura)

$$(6) \quad 625 \cdot \frac{2(3-0.3)}{6} = 458 \text{ kg/m}$$

TRABE (PESO)	$0.2 \times 0.3 \times 2400 = 144 \text{ kg/m}$
APLANADO MORTERO	$0.02 \times 3.00 \times 1500 = 90 \text{ kg/m}$
MURO TABIQUE	$0.14 \times 3.00 \times 1500 = 630 \text{ kg/m}$
APLANADO DE YESO	$0.02 \times 3.00 \times 1500 = 90 \text{ kg/m}$
MURO CONCRETO	$0.10 \times 3.00 \times 2400 = 720 \text{ kg/m}$

NOTA: Se considera que hay muros de tabique en los ejes principales, solamente.

EJE (1)	A - B	B - C	C - D
TRABE	144	144	144
MURO CONCRETO	720	720	720
CARGA TRIBUTARIA	839	839	839
SUB - TOTAL	1703	1703	1703
TOTAL	1700	1700	1700
EJE (4)	A - B	B - C	C - D
MORTERO	90	90	90
MURO TABIQUE	630	630	630
YESO	90	90	90
TRABE	144	144	144
CARGA TRIBUTARIA	839	839	839
SUB - TOTAL	1793	1793	1793
TOTAL	1800	1800	1800
EJE (3)	A - B	B - C	C - D
MURO TABIQUE	630	630	630
MORTERO	90	90	90
YESO	90	90	90
TRABE	144	144	144
CARGA TRIBUTARIA	1678	1678	1678
SUB - TOTAL	2632	2632	2632
TOTAL	2650	2650	2650
EJE (2)	A - B	B - C	C - D
MORTERO	90	90	90
MURO TABIQUE	630	630	630
YESO	90	90	90
TRABE	144	144	144
CARGA TRIBUTARIA	1678	839 - 1255	1678

SUB - TOTAL	2632	1793 - 2209	2632
TOTAL	2650	1800 - 2210	2650
EJE (C)	1 - 2	2 - 3	3 - 4
YESO	90	90	90
MURO TABIQUE	630	630	630
MORTERO	90	90	90
CARGA TRIBUTARIA	1438	1187-937-1438	1438
TRABE	144	144	144
SUB - TOTAL	2392	2141-2891-2392	2392
TOTAL	2400	2140-1890-2390	2400

NOTA: Las trabes ejes (A), (B), (C) y (D) tienen una carga concentrada en los puntos (1'), (2') y (3') de un valor de:

AZOTERA: 5225 kg

ENTREPISO: En los puntos (1') y (3') : 4625 kg

EJES (1') y (3')	A - B	B - C	C - D
TRABE	144	144	144
CARGA TRIBUTARIA	1678	1678	1678
SUB - TOTAL	1822	1822	1822
TOTAL	1850	1850	1850
EJE (2')	A - B	B - C	C - D
TRABE	144	144	144
CARGA TRIBUTARIA	1678	1131	1678
SUB - TOTAL	1822	1275	1822
TOTAL	1850	1300	1850
EJES (A) y (D)	1 - 2	2 - 3	3 - 4
MORTERO	90	90	90
MURO DE TABIQUE	630	630	630
YESO	90	90	90
CARGA TRIBUTARIA	729	729	729
TRABE	144	144	144
SUB - TOTAL	1683	1683	1683
TOTAL	1700	1700	1700
EJE (B)	1 - 2	2 - 3	3 - 4
MORTERO	90	90	90
MURO TABIQUE	630	630	630

YR50	90	90	90
CARGA TRIBUTARIA	1438	729 - 937 - 1438	1438
TRABE	144	144	
TOTAL	2400	880 - 1080 - 2400	2400

CÁLCULO PRELIMINAR

Dimensionamiento de las secciones de las piezas estructurales. Eso se hará de una manera empírica de acuerdo a las especificaciones - por manuales o reglamentos para nuestro caso es de gran utilidad - el (ACT -318-71) en su capítulo VIII o las normas técnicas complementarias del reglamento vigente, para las columnas procederemos - primeramente para su dimensionamiento en considerar el área tributaria que actúa sobre ella tomando en consideración la columna mas cargada.

Para el momento de las columnas debemos de considerar el efecto de la acción accidental (sismo) de donde el momento para la columna - será igual al factor de carga por la carga axial por la altura sobre tres que nos está indicando el punto de inflexión de la columna y por el coeficiente de sismo reducido:

$$M = F_c \times P \times \frac{h}{3} \times Q$$

Donde:

M = Momento flexionante de la columna

F_c = Factor de carga

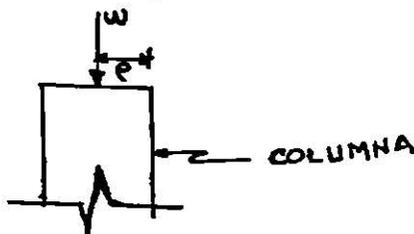
P = Carga axial

h = Altura de la columna

Q = Coeficiente sísmico reducido

Finalmente la excentricidad va a estar por el momento entre la carga y eso nos dará en una forma aproximada el espesor de la sección para la columna

$$e = \frac{M}{P}$$



ELEMENTOS SECUNDARIOS:

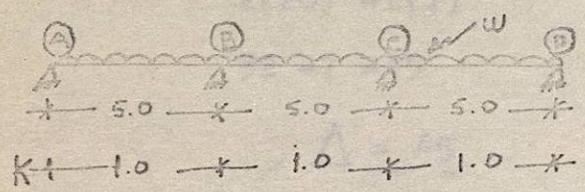
Son aquellos que sirven básicamente para reducir los claros y que no forman de una manera conceptual elementos estructurales primordiales, a su vez sirven básicamente para reducir en ocasiones los costos de las estructuras, pero si intervienen en sus cargas a los elementos principales.

Para el cálculo de las Trabes Secundarias primeramente deberemos de tomar en cuenta las cargas que actúan sobre ellas y el peso propio. A continuación procederemos a hacer su cálculo como una viga continua hiperestática por los métodos ya conocidos (Kani, Cross, Deformación de la pendiente, flexibilidad) a los valores finales los --

multiplicaremos por el factor de carga el cual como no son elementos principales y solamente los hemos analizado para las acciones permanentes y variables su valor será 1.4(C.M + C.V) con esto se diseñará las piezas resistentes por momento flexionante, a continuación obtendremos las cortantes hiperestáticas los cuales nos darán como resultado las reacciones hiperestáticas que actúan sobre los miembros principales y a su vez nos darán sus deformaciones angulares para ver si son aceptados dichos elementos.

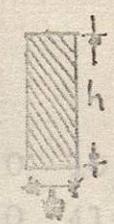
CALCULO DE LOS MIEMBROS SECUNDARIOS:

Emplearemos el Método de Deformación de la Pendiente como en caso que tenemos azotea y entrepiso.



$$K = \frac{I}{L} ; I = \frac{b \times h^3}{12}$$

$$M = \frac{w l^2}{12}$$



1o.) $M = \frac{2.5w}{12} \therefore M_f = 2.08 w$

2o.) $M = M_f + K (-2\theta_A - \theta_B)$
 $M_{A-B} = 2.08w + 1(-2\theta_A - \theta_B)$
 $M_{B-A} = -2.08w + 1(-2\theta_B - \theta_A)$
 $M_{B-C} = 2.08w + 1(-2\theta_B - \theta_C)$
 $M_{C-B} = -2.08w + 1(-2\theta_C - \theta_B)$
 $M_{C-D} = 2.08w + 1(-2\theta_C - \theta_D)$
 $M_{D-C} = -2.08w + 1(-2\theta_D - \theta_C)$

3o.) **CONDICIONES**
 $M_A - B = 0$
 $M_{B-A} + M_{B-C} = 0$
 $M_{C-B} + M_{C-D} = 0$
 $M_{C-D} = 0$

4o.) **SUSTITUYENDO LAS CONDICIONES (3) EN LAS ECUACIONES (2)**

$$2.08w - 2\theta_A - \theta_B = 0$$

$$2.08w = 2\theta_A + \theta_B \text{ -----(A)}$$

$$-2\theta_B - \theta_A - 2\theta_B - \theta_C = 0$$

$$\theta_A + 4\theta_B + \theta_C = 0 \text{ -----(B)}$$

$$2\theta_C - \theta_B - 2\theta_C - \theta_B = 0$$

$$\theta_B + 4\theta_C + \theta_D = 0 \text{ -----(C)}$$

$$-2.08w - 2\theta_B - \theta_C = 0$$

$$2\theta_D + \theta_C = -2.08w \text{ -----(D)}$$

$$\begin{matrix} 4 & 1 \\ 1 & 4 \\ 0 & 1 \end{matrix}$$

$$\begin{array}{rclclcl}
 2\theta A & & \theta B & 0 & 0 & = & 2.08w \\
 \theta A & & 4\theta B & \theta C & 0 & = & 0 \\
 0 & & \theta B & 4\theta C & \theta D & = & 0 \\
 0 & & 0 & \theta C & 2\theta D & = & -2.08w
 \end{array}$$

$$2 \begin{vmatrix} 4 & 11 & 0 \\ 1 & 4 & 1 \\ 0 & 1 & 2 \end{vmatrix} - 1 \begin{vmatrix} 1 & 1 & 0 \\ 0 & 4 & 1 \\ 0 & 1 & 2 \end{vmatrix} = 2 [32 - 2 - 4] - 1 [8 - 1]$$

$$2(26) - 1(7)$$

$$52 - 7 = 45$$

$$\Delta = 45$$

$$\begin{vmatrix} 2.08w & 1 & 0 & 0 \\ 0 & 4 & 1 & 0 \\ 0 & 1 & 4 & 1 \\ -2.08w & 0 & 1 & 2 \end{vmatrix} = 208 \begin{vmatrix} 4 & 10 \\ 1 & 4 & 1 \\ 0 & 1 & 2 \end{vmatrix} - 1 \begin{vmatrix} 0 & 10 \\ 0 & 41 \\ -208 & 12 \end{vmatrix}$$

$$2.08(26) - 1(-2.08) = 56.16w$$

$$\theta A = \frac{56.16w}{45} \quad \theta A = 1.25w$$

$$\begin{vmatrix} 2 & 2.08w & 0 & 0 \\ 1 & 0 & 1 & 0 \\ 0 & 0 & 4 & 1 \\ 0 & -2.08 & 1 & 2 \end{vmatrix} = 2 \begin{vmatrix} 0 & 1 & 0 \\ 0 & 4 & 1 \\ -2.08 & 1 & 2 \end{vmatrix} - 2.08w \begin{vmatrix} 1 & 1 & 0 \\ 0 & 4 & 1 \\ 0 & 1 & 2 \end{vmatrix}$$

$$2(-2.08w) - 2.08w(8-1) = -18.72w$$

$$\theta B = \frac{-18.72w}{45} \quad \theta B = -0.42w$$

$$\begin{vmatrix} 2 & 1 & 2.08w & 0 \\ 1 & 4 & 0 & 0 \\ 0 & 1 & 0 & 1 \\ 0 & 0 & -2.08w & 2 \end{vmatrix} = 2 \begin{vmatrix} 4 & 0 & 0 \\ 1 & 0 & 1 \\ 0 & -2.08 & 2 \end{vmatrix} - 1 \begin{vmatrix} 1 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 1 \\ 0 & -2.82 & \end{vmatrix} + 2.08 \begin{vmatrix} 2 & 1 & 0 \\ 1 & 4 & 0 \\ 0 & 1 & 2 \end{vmatrix}$$

$$\begin{aligned}
 &= 2(8.16w) - 1(2.08w) + 2.08 \cdot (16 - 2) \\
 &= 16.32w - 2.08w + 28.16w = 18.72w
 \end{aligned}$$

$$OC = \frac{18.72w}{45}$$

$$OD = 0.42w$$

$$\begin{vmatrix} 2 & 1 & 0 & 2.08w \\ 1 & 4 & 1 & 0 \\ 0 & 1 & 4 & 0 \\ 0 & 0 & 1 & -2.08w \end{vmatrix}$$

$$= 2 \begin{vmatrix} 4 & 1 & 0 \\ 1 & 4 & 0 \\ 0 & 1 & -2.08w \end{vmatrix} - 1 \begin{vmatrix} 1 & 0 & 208 \\ 1 & 4 & 0 \\ 0 & 1 & -2.08 \end{vmatrix}$$

$$= 2(33.28w + 2.08w) - 1(-8.32w + 2.08w)$$

$$= 2(-31.20w) - (-6.24w) = -56.16w$$

$$OD = \frac{-56.16w}{45}$$

$$OD = -1.25w$$

SUSTITUYENDO: 0 kg/m

$$MAB = 2.08w + 1(-29A - 9B) = 2.08w + 1(-2.5w + 0.42w) = 2.08w - 2.08w = 0$$

$$MBA = -2.08w + 1(-29B - 9A) = -2.08w + 1(0.84w - 1.25w) = -2.08w + 0.41w = -2.49w$$

$$MBC = 2.08w + 1(-29B - 9C) = 2.08w + 1(0 - 84w - 0.42w) = 2.08w - 0.42w = 2.50w$$

$$MCB = -2.08w + 1(-29C - 9B) = -2.08w + 1(-0.84w + 0.42w) = -2.08w - 0.42w = -2.50w$$

$$MCD = 2.08w + 1(-29C - 9D) = 2.08w + 1(-0.84w + 1.25w) = 2.08w + 0.41w = 2.49w$$

$$MDC = -2.08w + 1(-29D - 9C) = -2.08w + 1(2.50w - 0.42w) = -2.08w + 2.08w = 0$$

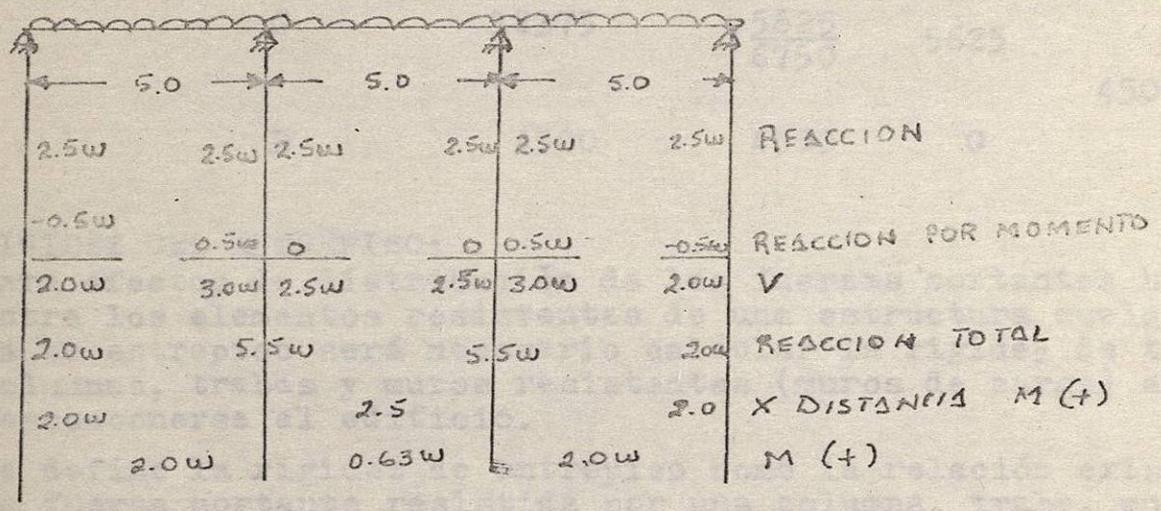
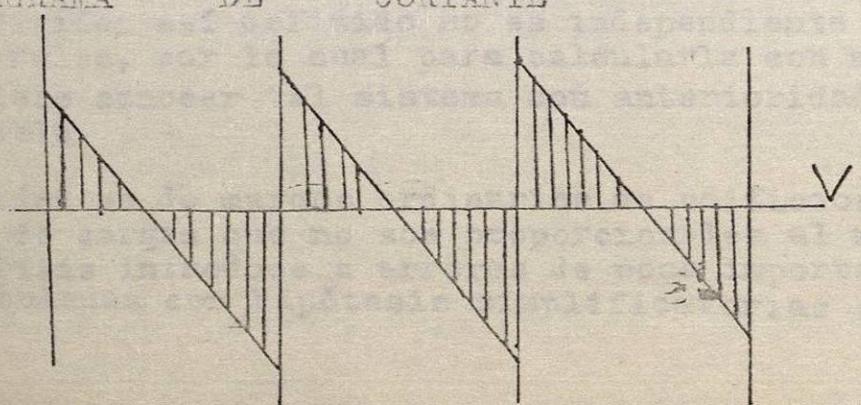
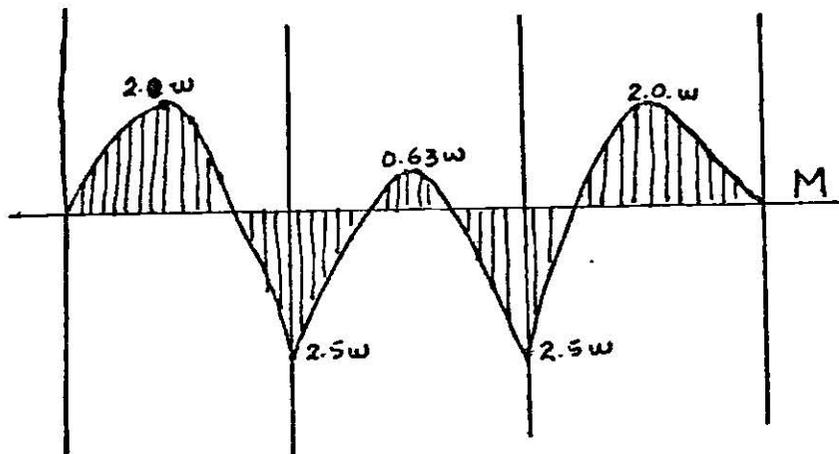


DIAGRAMA DE CORTANTE





AZOTEA: $W=2250 \text{ kg/m}$

3.º TREPISO: $W=1850 \text{ kg/m}$

CONCEPTO	APOYO	REACION kg	V kg	M(-) kg-m	H(+)	ϕ
	A	4500	4500	0	4500	
AZOTEA	B	12375	$\frac{6750}{5625}$	5625	1418	
	C	12375	$\frac{5625}{6750}$	5625	4500	
	D	4500	4500	0		

RIGIDEZ DEL 3.º TREPISO:

Para efectos de distribución de las fuerzas cortantes horizontales entre los elementos resistentes de una estructura cualquiera y para un entrepiso será necesario calcular la rigidez de todas las -- columnas, traveses y muros resistentes (muros de carga) en que pueda descomponerse el edificio.

Se define la rigidez de entrepiso como la relación existente entre la fuerza cortante resistida por una columna, trabe, muro o con--- traventeo en un entrepiso y el desplazamiento horizontal relativo en tre dos niveles consecutivos.

La rigidez así definido no es independiente del sistema de fuerzas laterales, por lo cual para calcularla con mayor exactitud posible se debe conocer tal sistema con anterioridad y esto no es siempre posible.

Tratándose de marcos ordinarios de edificios, el empleo de siste-- mas de cargas que no son proporcionales al sistema definitivo de -- análisis introduce a errores de poca importancia y las rigideces = calculadas con hipótesis simplificadoras sobre la forma del sig

tema de fuerzas laterales son satisfactorias.

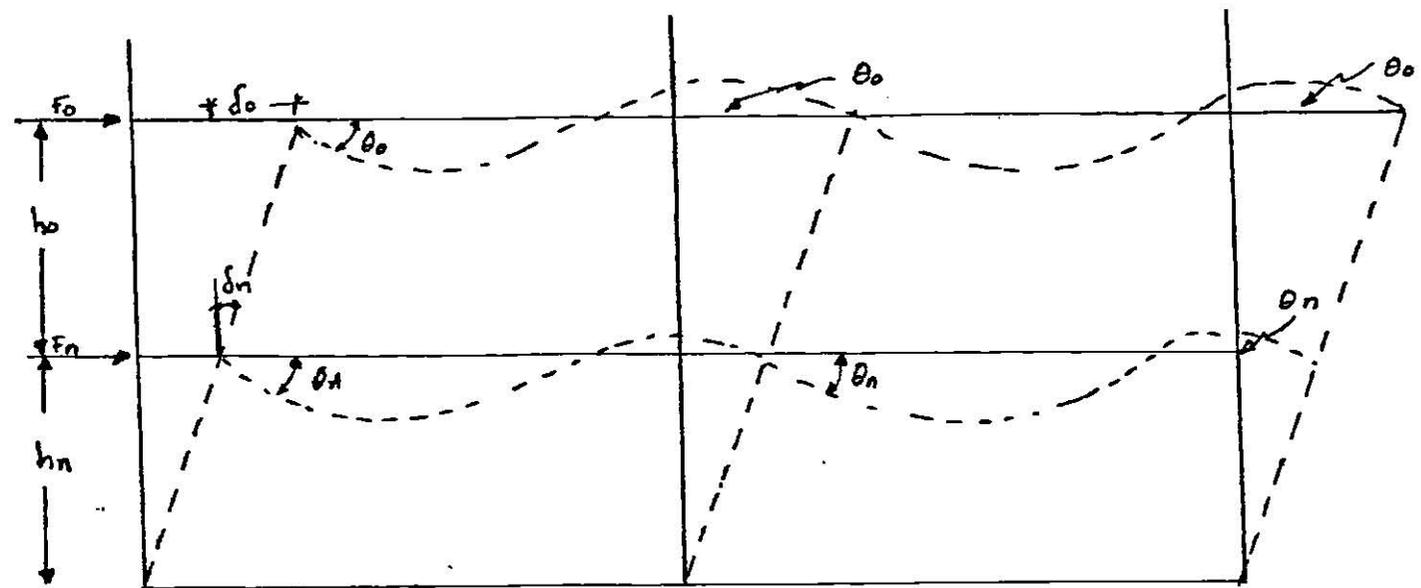
Para esto existen 2 métodos que son: El método de Kani y el método de Wilbur.

FORMULAS DE WILBUR:

Estas formulas son aplicables a la determinación aproximada de la rigidez de entrepiso para marcos con miembros de sección constante están basadas en las siguientes hipótesis:

1o.- Los giros en todos los nudos de un nivel y de los niveles adyacentes son iguales, con excepción del nivel de desplante en donde puede suponerse empotramiento o articulaciones.

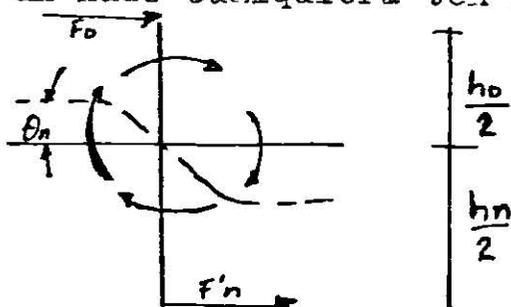
2o.- La fuerza cortante en los dos entrepisos adyacentes al que interesa es igual a la de éste.



Donde:

- m, n y o = Son los niveles consecutivos.
- h_n y h_o = Alturas de entrepisos
- Y_{cn} = Rigidez relativa (I/h) de las columnas del entrepiso (n)
- k_{tn} = Rigidez relativa (I/L) de las trabes superiores del entrepiso (n)
- k_{tn} = Rigidez relativa de las trabes inferiores del entrepiso (n)
- R_n = Rigidez del entrepiso (n)
- F_n = Fuerza exterior del nivel (n)
- V_n = Fuerza cortante en el entrepiso (n)

Aislando un nudo cualquiera tenemos:



En este punto podemos decir que el momento debido a los cortantes de-
berá ser igual al momento flexionante en las trabes.

Sustituyendo este último valor dado por las ecuaciones de la pen-
diente de deformación se tendrá:

$$\frac{F'_{o} h_{o}}{2} + \frac{F'_{n} h_{n}}{2} = 2 E \left(\frac{I}{L} \right) \left[(2\theta_{n} + \theta_{n}) + (2\theta_{n} + \theta_{n}) \right]$$

Efectuando la suma para todos los nudos del entrepiso.

$$\sum \left[\frac{F'_{o} h_{o}}{2} + \frac{F'_{n} h_{n}}{2} \right] = \frac{V_{o} h_{n}}{2} + \frac{V_{n} h_{n}}{2} = 12\theta_{n} E \sum k_{tn}$$

$$\theta_{n} = \frac{V_{o} h_{o} + V_{n} h_{n}}{24 E \sum k_{tn}}$$

Procediendo de la misma manera para el nivel (n)

$$\theta_{n} = \frac{V_{n} h_{n} + V_{n+1} h_{n+1}}{24 E \sum k_{tn}}$$

En cada entrepiso se puede establecer una ecuación de equilibrio -
entre las fuerzas cortantes exteriores y la suma de fuerzas cortan-
tes internas en las columnas, producidas por los desplazamientos y
giros de los mismos.

La fuerza cortante en las columnas se obtiene a partir de las ecua-
ciones pendiente de deformación y tomando en cuenta la hipótesis 1 de
donde.

$$V_{n} + \frac{2E}{h_{n}} \sum k_{cn} - 3 \left[\frac{F_{o} h_{o} + F_{n} h_{n}}{24 E \sum k_{tn}} + \frac{F_{n} h_{n} + F_{n+1} h_{n+1}}{24 E \sum k_{tn}} - 2 \frac{\Delta_{n}}{h_{n}} \right] = 0$$

A partir de esta ecuación se puede encontrar la rigidez de entre-
piso.

$$R_{n} = \frac{V_{n}}{\Delta_{n}} = \frac{V_{n}}{\frac{V_{n} h_{n}^2}{12 E \sum k_{cn}} + \frac{V_{o} h_{o} + V_{n} h_{n}}{12 E \sum k_{tn}} + \frac{V_{n} h_{n} + V_{n+1} h_{n+1}}{48 E \sum k_{tn}}}$$

Por la hipótesis (2)

$$V_{o} = V_{n} - V_{n+1}$$

De donde tendremos que la rigidez de entrepiso del tres en delan-
te estará dada por.

$$R_n = \frac{8. E}{h_n \left[\frac{h_n}{\sum t_n} + \frac{h_o+h_n}{\sum k t_n} + \frac{l_n+h_m}{\sum l t_n} \right]}$$

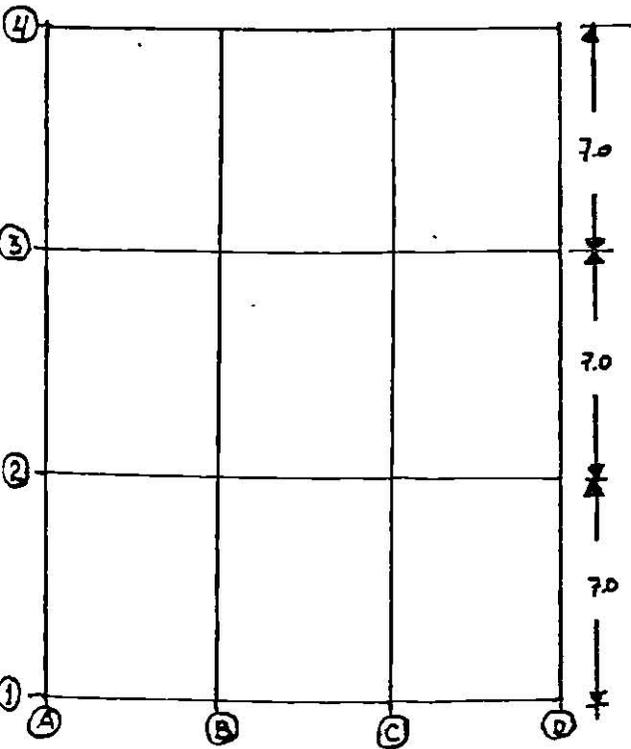
De la misma manera para el entrepiso (2).

$$R_2 = \frac{48 E}{h_2 \left[\frac{4h_2}{\sum k c_2} + \frac{h_1+h_2}{\sum k t_1 + \frac{\sum k c}{12}} + \frac{h_c + h_3}{\sum k^2} \right]}$$

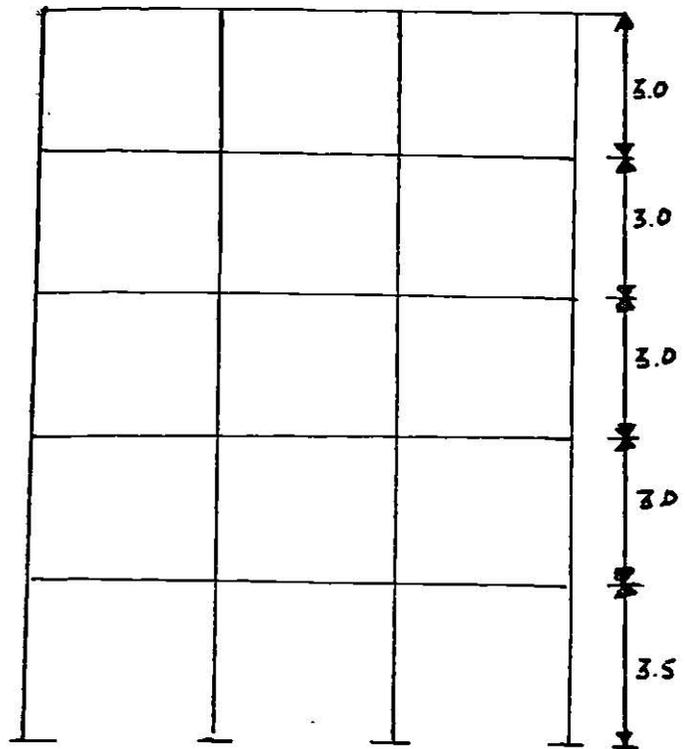
Y para el primer entrepiso considerando las columnas e otras en la cimentación.

$$R_1 = \frac{48 E}{h_1 \left[\frac{h_1}{\sum k c_1} + \frac{h_1 + h_2}{\sum k t_1 + \frac{\sum k c_1}{12}} \right]}$$

Pero en el análisis de las rigideces de este trípode se deberá de tomar en cuenta los ejes originales de las plantas.



PLANTA



ELEVACION

TRABE SECCION 30 x 20
 COLUMNA SECCION 40 x 40

CALCULO DE RIGIDEZES DE TRABES

$$\frac{20 \times 30^3}{12 \times 1500} = 90 = 0.126$$

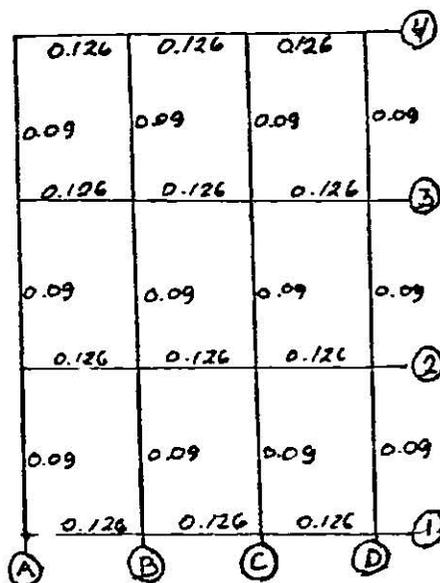
$$\frac{20 \times 30^3}{12 \times 700} = 64.28 = 0.09$$

Cálculo de rigideces de columnas

$$\frac{40^4}{12 \times 300} = 711 = 1$$

$$\frac{40^4}{12 \times 350} = 609 = 0.857$$

Al mayor valor se le igualó a uno y lo dividimos entre los demás.



Σk_{el} = Suma de rigideces de columnas

Σk_{tl} = Suma de rigideces de trabes

$$R_1 = \frac{48 E}{h \left[\frac{4h_1 + h_1 + h_2}{\Sigma k_{el} \Sigma k_{tl} + \frac{\Sigma k_{tl}}{12}} \right]}$$

1o.- ENTREPISO EJES A = B = C = D

$$R_1 = \frac{48}{350 \left[\frac{4 \times 350}{4(0.857)} + \frac{350 + 300}{3(0.09 + \frac{4(0.857)}{12})} \right]} \therefore R_1 = 0.0000869$$

1o. ENTREPISO EJES 1 = 2 = 3 = 4

$$R_1 = \frac{48}{350 \left[\frac{4 \times 350}{4(0.857)} + \frac{350 + 300}{3(0.126) + \frac{4(0.857)}{12}} \right]} \therefore R_1 = 0.000099$$

2o. ENTREPISO

EJES

A = B = C = D

$$R_2 = \frac{48 E}{h_2 \left[\frac{4h_2}{\sum k_c} + \frac{h_2+h_1}{\sum k_{t1} + \frac{\sum k_{c1}}{12}} + \frac{h_3+h_2}{\sum k_{t2}} \right]} \quad (\text{FORMULA})$$

$$R_2 = \frac{48}{300 \left[\frac{4 \times 300}{4 \times 1} + \frac{300 + 350}{3(0.126) + 4(0.857)} + \frac{300+300}{3+(0.126)} \right]} \quad \therefore R_2 = 0.000056$$

FORMULA PARA LOS ENTREPISOS 3 y 4 POR SER SIMÉTRICOS

$$R_n = \frac{48 E}{h_n \left[\frac{4h_n}{\sum k_{cn}} + \frac{h_0+h_n}{\sum k_{tn}} + \frac{h_n+h_n}{\sum k_{tm}} \right]} \quad \begin{array}{l} h_0 = h_{n+1} \\ h_n = h_{n-1} \end{array}$$

3o. y 4o. ENTREPISO EJES A; B; C; D

$$R_3 = \frac{48}{300 \left[\frac{4 \times 300}{4 \times 1} + \frac{300+300}{3(0.09)} + \frac{300+300}{3(0.09)} \right]} \quad \therefore R_3 = 0.000034$$

$$R_3 = \frac{48}{300 \left[\frac{4 \times 300}{4 \times 1} + \frac{300+300}{3(0.126)} + \frac{300+300}{3(0.126)} \right]} \quad \therefore R_3 = 0.000046$$

NOTA: Para todo piso intermedio se obtienen de la misma manera con diferencia del último que en este caso es el 5o. nivel.

5o. ENTREPISO

EJES

A; B; C; D;

$$R_5 = \frac{48}{300 \left[\frac{4 \times 300}{4 \times 1} + \frac{0+300}{3(0.09)} + \frac{300+300}{3(\cdot)} \right]} \quad R_5 = 0.000057$$

$$R_5 = \frac{48}{300 \left[\frac{4 \times 300}{4 \times 1} + \frac{0+300}{3(0.126)} + \frac{(300+300)}{3(0.126)} \right]} \quad \therefore R_5 = 0.000060$$

TABLA:

EJE	ENRUFISC				
	1	2	3	4	5
A	0.000087	0.000043	0.000034	0.000034	0.000057
B	0.000087	0.000043	0.000034	0.000034	0.000057
C	0.000087	0.000043	0.000034	0.000034	0.000057
D	0.000087	0.000043	0.000034	0.000034	0.000057
Σ	0.000348	0.000172	0.000136	0.000136	0.000228
1	0.000099	0.000056	0.000046	0.000046	0.000060
2	0.000099	0.000056	0.000046	0.000046	0.000060
3	0.000099	0.000056	0.000046	0.000046	0.000060
4	0.000099	0.000056	0.000046	0.000046	0.000060
Σ	0.000396	0.000224	0.000184	0.000184	0.000240

SE UCTURAS:

A í co c la distribución de sus efectos entre los elementos resistentes entre cada piso. El cálculo se hará basándose en las siguientes hipótesis:

- 1).- Se considera que las fuerzas cortantes sísmicas actúan paralelamente a un sistema de elementos que resisten empujes laterales en una sola dirección paralela a su plano.
- 2).- La rigidez de entrepiso es conocida en todos los marcos, es válido suponer un valor aproximado de la rigidez de entrepiso.
- 3).- Las losas de pisos son indeformables.
- 4).- Se supone que el efecto de un sismo equivale al de un sistema de fuerzas horizontales que actúan en dirección paralela a uno de los sistemas de elementos resistentes y actúa en el centro de masas de cada nivel.

FUERZA CORTANTE SÍSMICA:

Las fuerzas equivalentes consideradas en un análisis estático no tienen relación directa con el comportamiento de las estructuras. Ante un sismo el objeto que se persigue es el de diseñar una estructura con determinada resistencia lateral capaz de sufrir un movimiento sísmico sin tener daños estructurales importantes.

El cálculo de las fuerzas cortantes se hace considerando.

$$\frac{V}{W} = \frac{C}{Q} \geq A_0$$

V = Cortante en la base de la estructura.

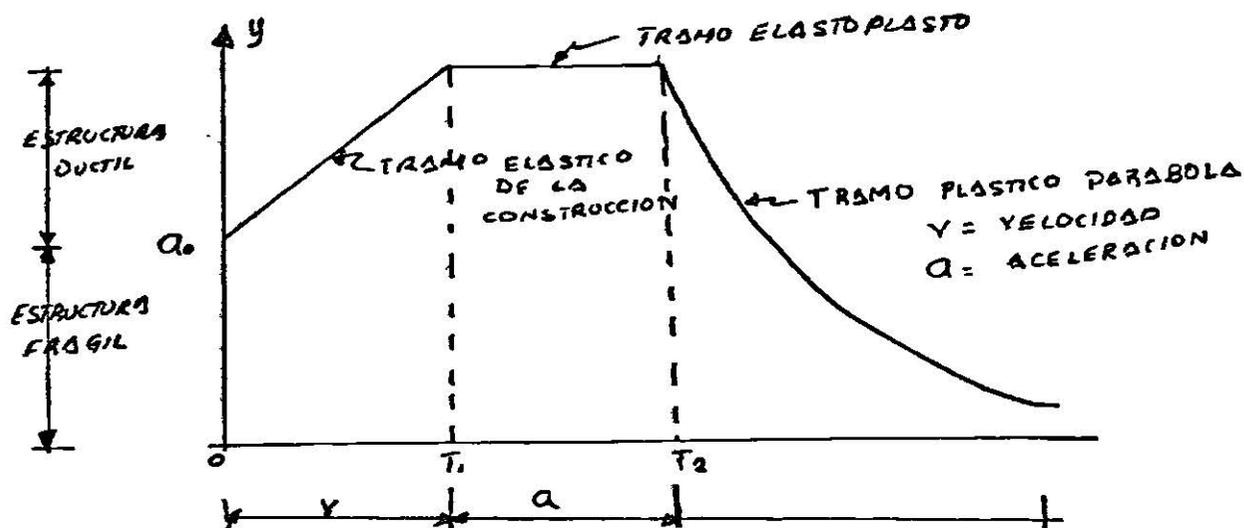
W = Peso total de la masa de la estructura.

C = Coeficiente sísmico que depende del tipo de terreno en relación a la clase de edificio y su estructura.

Q = Factor de ductilidad dependiendo del tipo de material que se empleen en la estructura.

A_0 = Ordenada del espectro de aceleraciones de diseño con relación a la gravedad para $T=0$ en un período natural.

ESPECTROS DE MASAS



Este principio está basado en la parte de la mecánica correspondiente a la parte de dinámica o sea a las velocidades y aceleraciones producidas por el fenómeno del temblor o sismo a través de ecuaciones diferenciales en función de la gravedad los que nos darán los parámetros de oscilación de las masas en función del desplazamiento y velocidad de aquí que se determine los coeficientes sísmicos; para edificios de clase (B) y con resistencias de terreno como de baja transición y alta compresibilidad los cuales no estarán reducidos por el coeficiente de ductilidad.

COEFICIENTES SISMICOS

ZONAS		C	A_0	Q
1	A	0.16	0.03	6
2	B	0.20	0.045	4
3	C	0.24	0.06	2

Cuando $Q = 6$ se usa para estructuras muy especiales o frágiles.

Cuando $Q = 4$ será el más empleado para estructuras de concreto.

Cuando $Q = 2$ se usa para estructuras de mampostería.

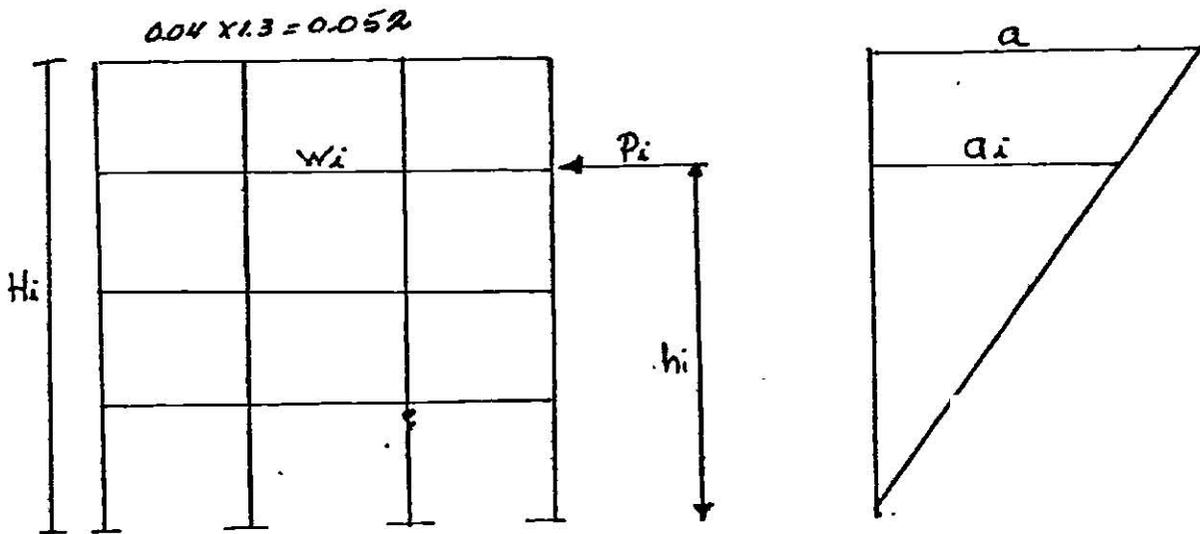
$\left. \begin{array}{l} 2 \\ 1.5 \\ 1 \end{array} \right\}$ ESTEROSTERIA O MUROS DE CARGA

$\frac{C}{C'} = C'$ $C' =$ Coeficiente sísmico reducido.

$\frac{0.16}{4} = 0.04$ Por lo que si podemos trabajar, ya que $0.04 > 0.03$

Cuando se tenga una construcción el-se (A) el coeficiente sísmico-estará afectado con un incremento del 30%

EJEMPLO:



La fuerza de inercia en un piso cualquiera estará dada por: $P_i = m_i a_i = \frac{W_i}{g} a_i$ de la fig: $a_i = a \frac{h_i}{H}$

$P_i = \frac{a}{g} \frac{W_i h_i}{H}$ El cortante en la base es $V = \frac{C}{C'} \sum W_i$

y también $V = \sum P_i$, sustituyendo (V) y (P_i)

$\frac{C}{C'} \sum W_i = \frac{a}{gH} \sum W_i h_i$ ---- Despejando a

$a = \frac{C}{C'} gH \frac{\sum W_i}{\sum W_i h_i}$; pero $a = a_i \frac{H}{h_i}$ (sustituyendo en la Ec. anterior)

$\frac{a_i}{h_i} = \frac{C}{C'} g \frac{\sum W_i}{\sum W_i h_i}$ ---- Despejando a_i

$a_i = \frac{C}{C'} g \frac{\sum W_i}{\sum W_i h_i} h_i$ ----- de donde $g = \frac{i}{h_i}$

$$m_i a_i = \frac{C}{Q} \frac{\sum V_i}{\sum w_i h_i} \quad V_i h_i \quad \text{-----} \quad m_i a_i = P_i$$

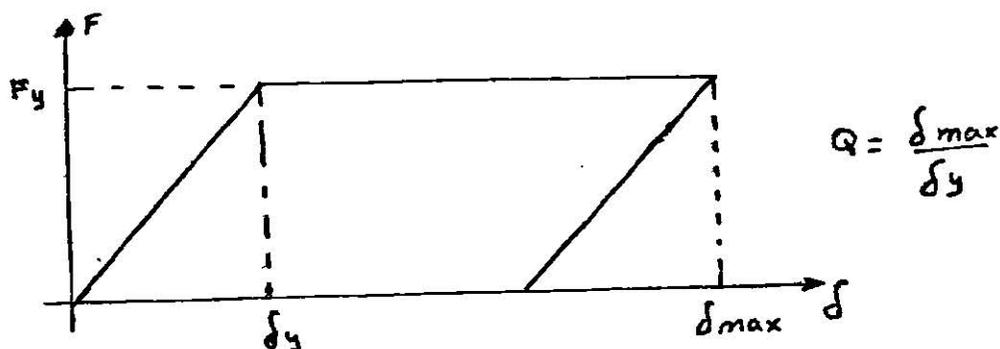
$P_i = \frac{C}{Q} \frac{\sum V_i}{\sum w_i h_i} \quad V_i h_i$ Haciendo $\frac{C}{Q} = C'$ como factor de proporcionalidad para encontrar el cortante a diferentes niveles.

$$P_i = C' \frac{\sum V_i}{\sum w_i h_i} \quad V_i h_i$$

DUCTILIDAD:

El coeficiente sísmico que se adopta para el análisis sísmico es posible reducirlo con utilidad, siempre y cuando se cumplan con ciertas condiciones en el tipo de estructura.

Se entiende por ductilidad de una estructura a la propiedad de ésta de sufrir deformaciones por encima del límite elástico sin llegar a la falla. El factor de Ductilidad de una estructura se define con la relación entre la deformación máxima permisible y la deformación que corresponde al límite de fluencia como se muestra a continuación.



El factor Ductilidad depende del tipo de estructura y la carga que se aplique a un elemento estructural.

TEORÍA DEL SISMO:

Cuando las fuerzas cortantes son excesivas podemos tomar en consideración que el análisis estático se transformará a un análisis parabólico en donde se tomará en consideración de acuerdo a los nuevos métodos de la siguiente manera, recordando la tabla sísmica general.

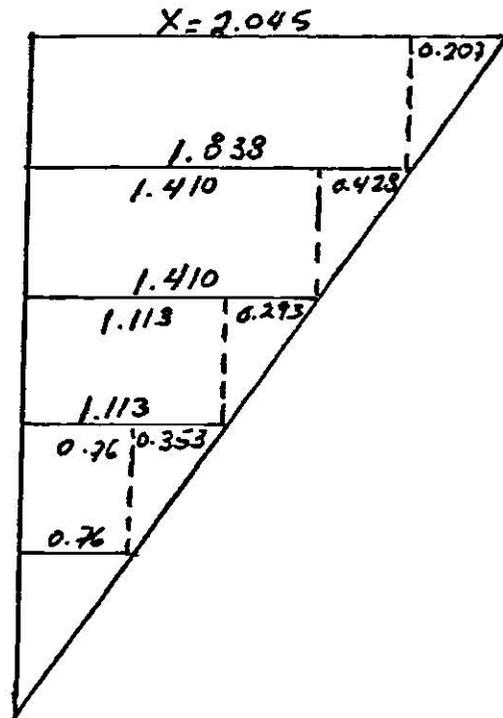
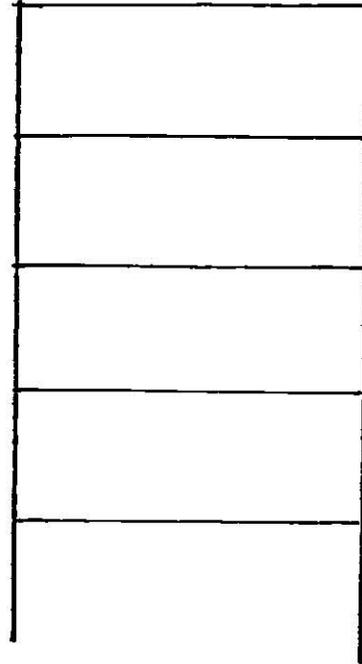
N.º VEL	ENTREPISO	h_i	F_i	V_i	V_i / K_i	X_i
---------	-----------	-------	-------	-------	-------------	-------

V_i / K_i , de donde K_i es la rigidez del entrepiso y esto nos dará el -

desplazamiento de los diferentes entrepisos, el valor estará dado en cm, para obtener X_i será para el primer entrepiso el valor de $-V_i/k_i$ y para los subsecuentes la suma acumulativa de los valores de abajo hacia arriba.

EN LA FORMA DE EJEMPLO TENEMOS:

V_i/k_i	X_i
0.207	2.045
0.428	1.838
0.293	1.410
0.353	1.113
0.760	0.760



Si observamos que en la base el desplazamiento es del orden del Δ_p con respecto al peso total del edificio podemos decir que son aceptables, en tal caso conocidos los desplazamientos relativos del entrepiso a partir del desplante son los desplazamientos de los diversos niveles con respecto a dicho desplante y se tendrá que buscar el período fundamental de acuerdo a la siguiente fórmula:

$$T = 6.3 \left(\frac{1}{g} \frac{\sum V_i X_i}{\sum F_i X_i} \right)^{1/2}$$

$$g = 9.81 \text{ n/seg}^2$$

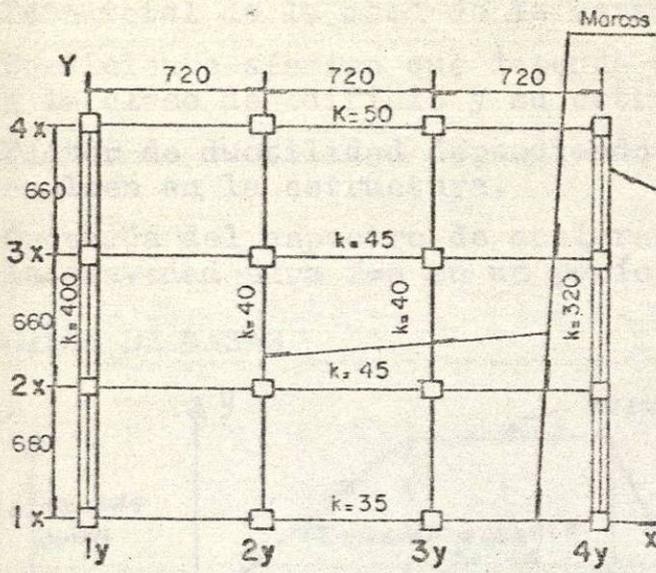
El cual compararemos con el valor T_2 , Si T_2 resulta mayor tomaremos el valor de T_2 de donde nuestras fórmulas serán las siguientes:

$$F_i = W_i (K_i h_i + h_2 h_i) \frac{C}{Q}$$

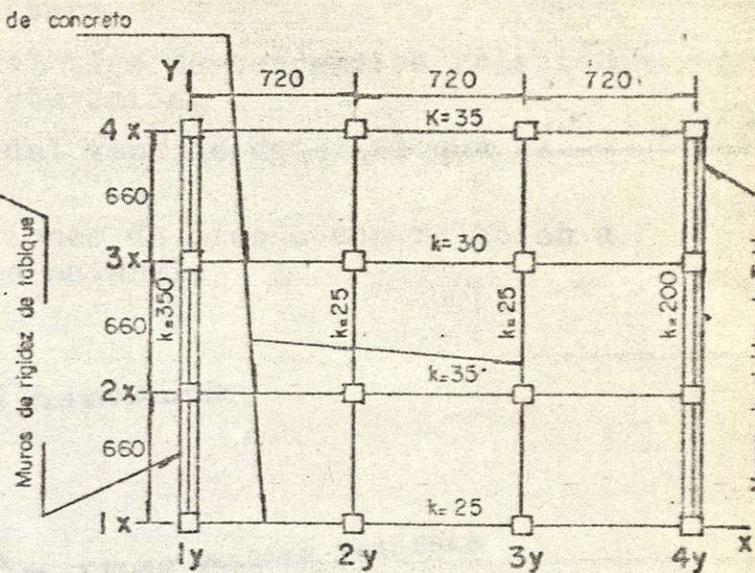
$$K_1 = \left[1 - r \left(1 - \left(\frac{T_2}{T} \right)^r \right) \right] \left(\frac{T_2}{T} \right)^r \frac{\sum W_i}{\sum W_i h_i}$$

$$K_2 = 1.5r \left[1 - \left(\frac{T_2}{T} \right)^r \right] \left(\frac{T_2}{T} \right)^r \frac{\sum W_i h_i}{\sum W_i h_i^2}$$

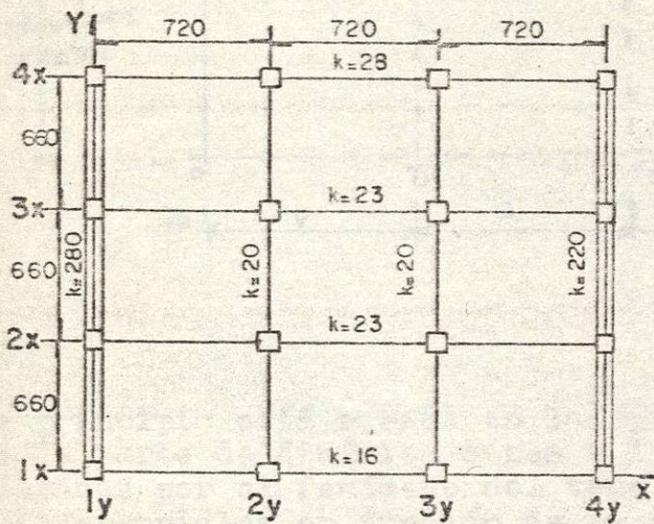
3.- EJEMPLO DE ANALISIS DE UN EDIFICIO POR EL METODO ESTATICO



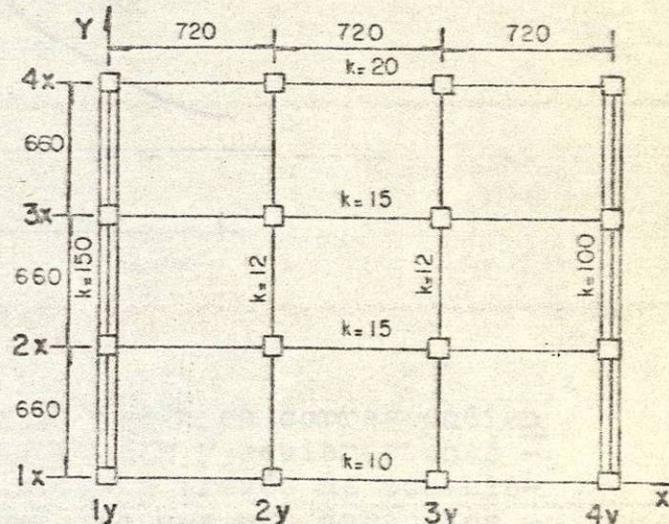
PLANTA NIVEL 1



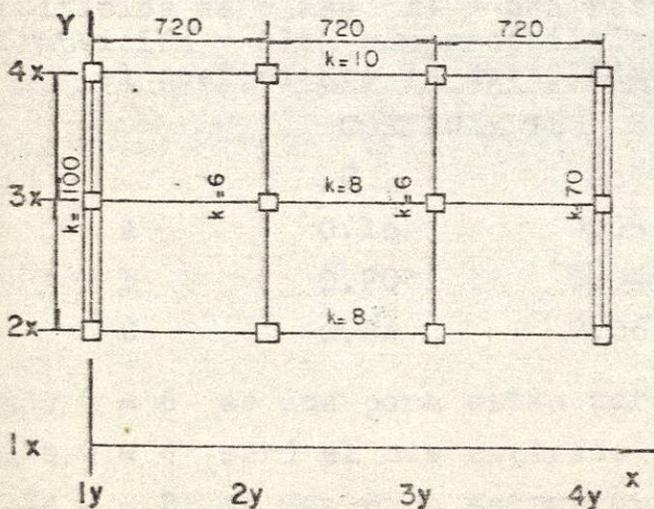
PLANTA NIVEL 2



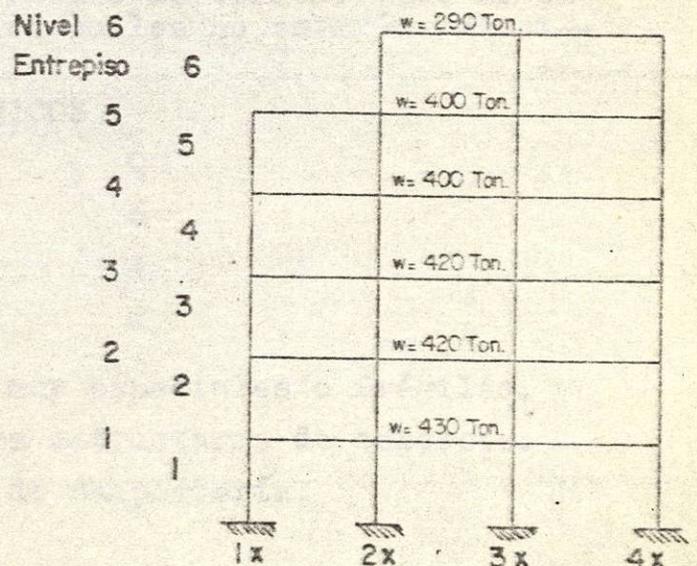
PLANTA NIVELES 3 y 4



PLANTA NIVEL 5



PLANTA NIVEL 6



ELEVACION

DATOS			ANALISIS ESTADISTICO			CÁLCULO DE DESPLAZAMIENTOS					FUERZAS SISMICAS REDUCIDAS										
Nivel	entrepis	W _i	h _i	W _i h _i	F _{ix}	F _{iy}	R _{ix} (Ton/cm)	R _{iy} (Ton/cm)	$\Delta_i^x = \frac{V_x}{H_i}$ (cm)	$\Delta_i^y = \frac{V_y}{H_i}$ (cm)	X _i	Y _i	W _i X _i ²	F _{ix} X _i	W _i Y _i ⁴	F _{iy} Y _i	W _i h _i ²	C _i	F _{ix}	F _{iy}	
6		290	815	6235	20.49	40.98								563.5	89.7	714.8	64.3	134052.5	0.0390	17.11	40.98
6							26	18.2	0.79	0.23	4.38	1.57									
5		400	18.0	7200	23.66	47.33								9155.2	84.9	718.2	63.4	296000.0	0.0472	16.88	47.33
5							60	27.4	0.74	0.32	3.59	1.34									
4		400	14.5	5800	19.06	38.12								3249.0	54.3	418.2	38.9	84100.0	0.0364	14.58	38.12
4							90	34.0	0.70	0.23	2.85	1.02									
3		420	11.0	4620	15.18	30.36								1941.3	32.6	262.1	24.0	30820.0	0.0263	11.05	30.36
3							90	34.0	0.87	0.28	2.15	0.79									
2		420	7.5	3150	10.36	20.71								688.1	13.3	105.0	10.4	23625.0	0.0170	7.14	20.71
2							120	68.0	0.74	0.26	1.28	0.50									
1		430	4.0	1720	5.65	11.30								125.4	3.1	24.8	2.7	6880.0	0.0086	3.70	11.30
1							175	80.0	0.54	0.24	0.54	0.24									

Σ = 28725 Σ = 271.9 Σ = 22411 Σ = 20375 Σ = 42907.5

$$\frac{C_x}{Q_x} = \frac{0.16}{4} = 0.04$$

$$\frac{C_y}{Q_y} = \frac{0.16}{2} = 0.08$$

$$F_i = \frac{W_i h_i}{\sum W_i h_i} Q = W_i$$

$$W_i \times C_i$$

R_{ix}, R_{iy} = Suma de las rigideces de entrepiso en el nivel "i" direccion X, direccion Y.

Δ_i^x, Δ_i^y = Desplazamientos de nivel "i" direccion X, direccion Y

X_i, Y_i = Desplazamientos totales nivel "i" direccion X, direccion Y.

a) De lo anterior, para la dirección x: $T > T_2$

$$(K_1h + K_2h^2) C/Q$$

$$q = (T_2/T)^r = \left(\frac{0.8}{1.56}\right)^{1/2} = 0.716$$

$$K_1 = q (1-r(1-q)) \sum h_i / \sum V_i h_i =$$

$$= 0.716 \left[1 - 1/2 (1 - 0.716) \right] 2360 / 2^{\circ} 725 = 0.0505$$

$$K_2 = 1.55 q (1-q) \sum w_i / \sum W_i h_i^2 =$$

$$1.5 \times 0.716 (1 - 0.716) 2360 / 429077.5 = 0.00084$$

Así para Niv. 6

$$(0.0505 \times 21.5 + 0.00084 \times 21.5^2) 0.04 = 0.0590$$

Los demás valores se obtienen en forma semejante.

b) Para la dirección Y: $T_2 > T > T_1$ por lo tanto no se permite - reducción por concepto de influencia del período fundamental de vibración.

II.- OBTENGASE POR ESTÁTICA

La línea de acción del cortante sísmico en cada entrepiso para las dos direcciones principales (paralelas a los elementos resistentes) en que se efectuará el análisis.

TABLA SIGUIENTE:

Nivel	Entrep pi o	Fix	Fly	CORTANTES		C. de G		Fix \bar{Y}	Fly X	Fix Y	Fly X	POSICION CORTANTE	
				V _x	V _y	\bar{Y}	\bar{X}					Y=FixY/ Λ x	X=FlyX/ Λ y
6		17,11	40,98			10,8	13,2	184,79	540,94	184,79	540,94		
	6			17,11	40,98							10,80	13,20
5		18,88	47,33			9,5	9,9	179,36	468,57	364,15	1009,51		
				35,99	88,31							10,12	11,43
4		14,5	38,12			9,5	9,9	136,32	377,39	502,47	1399,60		
	4			50,55	126,43							9,94	10,97
3		11,05	30,36			9,5	9,9	104,98	300,56	607,45	1687,46		
	3			61,60	156,79							9,86	10,76
2		7,14	20,71			9,5	9,9	67,83	205,03	675,28	1892,49		
	2			68,74	177,50							9,82	10,66
1		3,70	11,30			9,0	10,6	33,3	119,78	708,58	2012,27		
	1			72,44	189,50							9,78	10,68

COEFICIENTE SÍSMICO:

Para verificar el resultado se tomarán los siguientes valores:

$$\frac{V}{\sum W_i} = c' \quad \text{ó} \quad \frac{V}{\sum X_i} = \frac{C}{Q}$$

La comprobación debe dar igual al coeficiente sísmico.

CENTRO DE MASAS:

El centro de masas se obtiene para cada nivel de la estructura -- considerando el peso de todos los elementos que intervienen en -- ella principalmente los que gravitan en el nivel considerando si -- existen claros, los elementos estructurales que concurren al cla -- ro y para la consideración tomaremos su centro en donde pasa el -- eje.

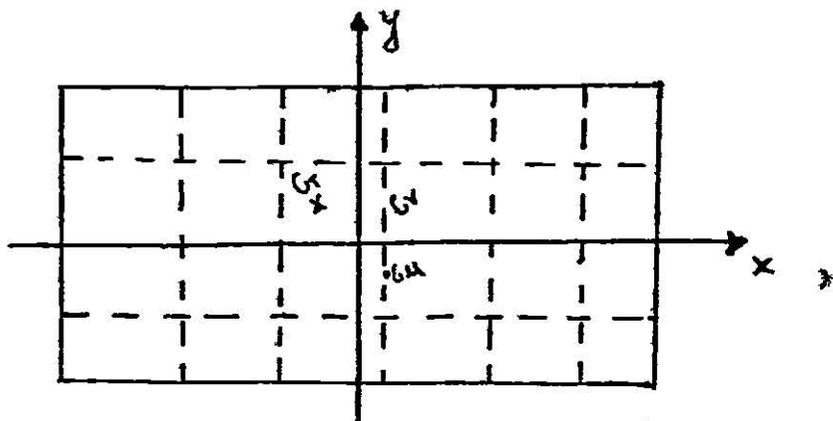
Las formulas que se emplean son ya conocidas en estática.

$$\bar{X} = \frac{\sum w_i X_i}{\sum w_i} \quad \bar{Y} = \frac{\sum w_i Y_i}{\sum w_i}$$

En donde la posición del cortante estará dada por la siguiente -- formula.

$$Y = \frac{\sum F_i \bar{x}_i}{\sum V_y} \quad ; \quad X = \frac{\sum F_i \bar{y}_i}{\sum V_x}$$

CENTRO DE TORSION:



De los elementos resistentes y puede definirse por medio de las expresiones:

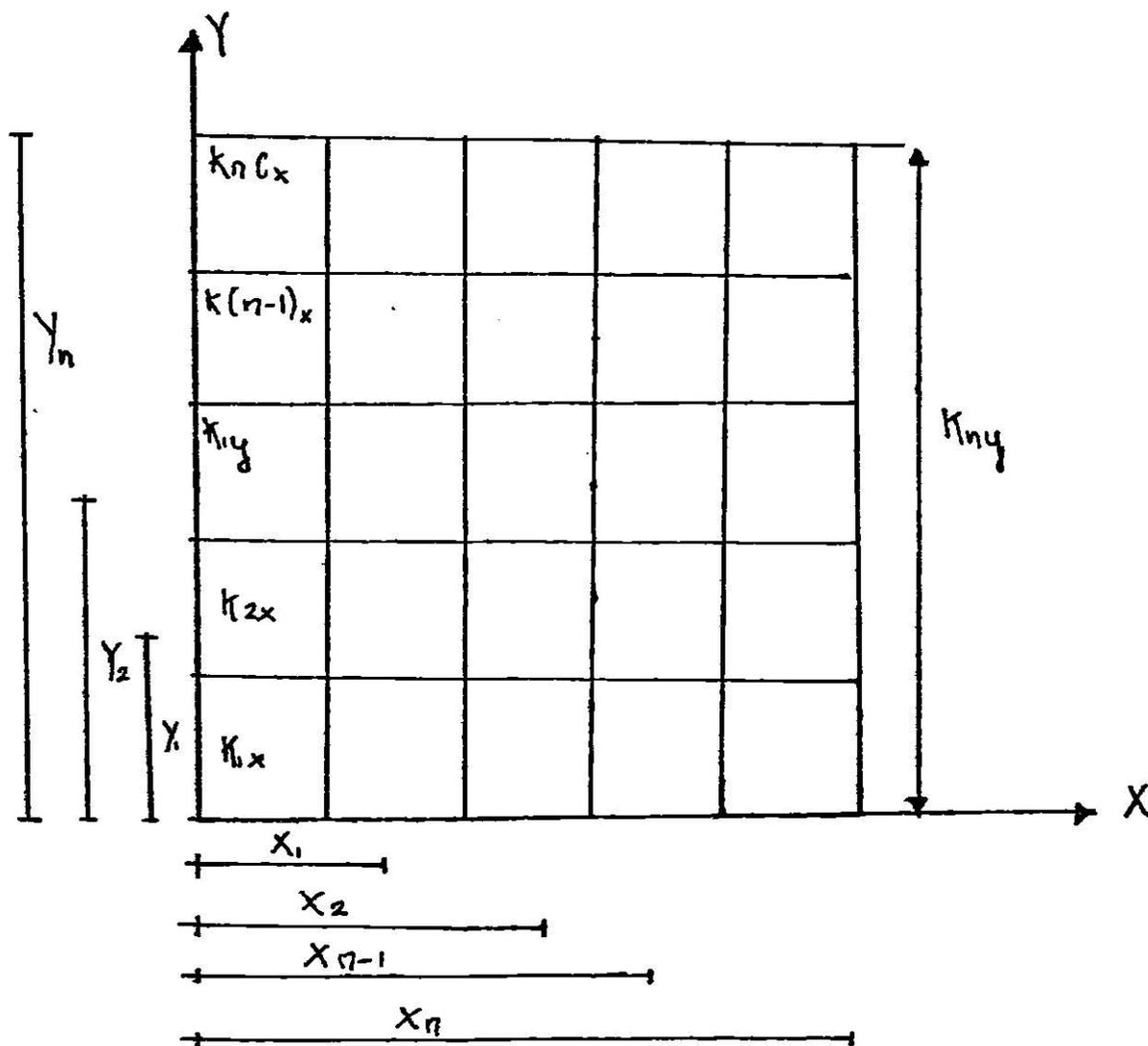
$$X_t = \frac{\sum K_i y_i X_i}{\sum K_i y_i} \quad Y_t = \frac{\sum K_i x_i y_i}{\sum K_i x_i}$$

En donde:

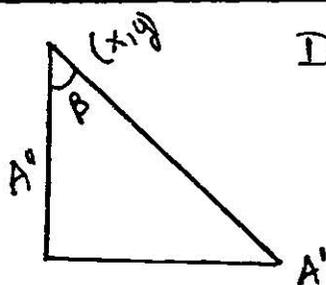
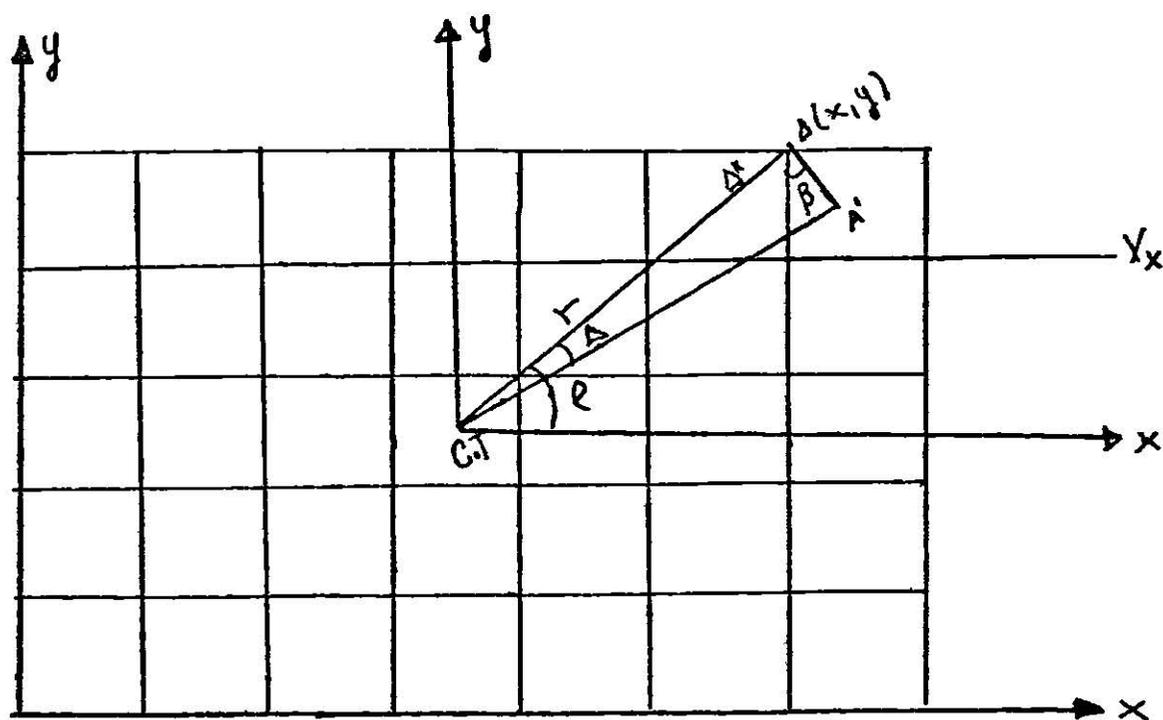
X_c y Y_c = Son las coordenadas del centro de torsión

K_{iy} y K_{ix} = Son las rigideces del entrepiso.

X y Y = Son las distancias medidas con respecto a los ejes coordenados.



EFECTO DE TORSION:



DETALLE:

$$A''A' = A'A \sin \alpha$$

$$A'A = A'A \cos \alpha$$

PUNTO (A) EN DIRECCION (Y)

PUNTO (A'') EN DIRECCION (X)

Suponiendo la planta de cualquier nivel de la estructura, del cual se ha determinado su centro de torsión así como la magnitud, dirección y sentido de la fuerza cortante sísmica correspondiente a ese nivel; existirá una excentricidad (2) definida como la distancia entre el centro de torsión y la línea de acción del cortante; al actuar un sismo la estructura se verá sujeta a un momento de torsión cuyo valor será el de la fuerza cortante por la excentricidad.

Para determinar los desplazamientos relativos de un nivel superior con respecto a un nivel inferior, se fijará un sistema de ejes de referencia en el centro de torsión o sea una traslación de los ejes principales para el análisis de la estructura como se observa en la figura anterior.

Al actuar el momento de torsión (Mt) provocará un giro del nivel superior con respecto al inferior de valor (A), considerando un punto (A) cualquiera de coordenadas (X, Y) cuya posición después del giro se encuentra localizada en (A') tomando en cuenta que las deformaciones son muy pequeñas puede suponerse que el ángulo formado

por el vector de desplazamiento (A, A') con el vector de posición del punto (A) , (r) su valor es de 90° , el vector (A, A'') es el desplazamiento del punto (A) en dirección de (Y) y (A'', A) en dirección de (X) siendo (r) el vector de posición del punto (A) con respecto al centro de torsión y considerando que los giros son muy pequeños $(A, A' = F)$

$$\overline{A'' A'} = Y \text{ SEN } \beta_A = Y A$$

$$\overline{A'' A'} = r \text{ COS } \beta_A - X A$$

Por lo anterior se concluye que el desplazamiento horizontal de todos los puntos que tengan la misma coordenada es el mismo, así también todos los puntos que tengan la misma abscisa sufrirán un mismo desplazamiento en el sentido (Y) por lo tanto todos los puntos de un marco tendrán el desplazamiento igual y a lo largo de el actuarán la misma fuerza cortante.

Debido a este desplazamiento se generaran en las columnas fuerzas tangenciales (V_x, V_y) susceptibles de calcular utilizando la definición de rigidez.

$$V_{ix} = K_i x X_{it} \Delta$$

$$V_{iy} = K_{iy} Y_{it} \Delta$$

de donde

$$V_{ix} = V_x \frac{K_{ix}}{\sum K_{ix}}$$

$$V_{iy} = V_y \frac{K_{iy}}{\sum K_{iy}}$$

que son los efectos directos.

Con estas expresiones es posible considerar que se calcula el par que produce la rotación considerada. Por equilibrio deberá ser un par cuyo momento sea igual a la suma de los momentos de las fuerzas cortantes con respecto al centro de torsión de donde:

$$M_r = \sum_{i=1}^{i=n} V_{ix} Y_{it} + \sum_{i=1}^{i=n} V_{iy} X_{it}$$

Substituyendo dicha expresión:

$$M_t = \Delta \sum_{i=1}^{i=n} k_i x Y_{it}^2 + \Delta \sum_{i=1}^{i=n} k_{iy} X_{it}^2 \quad \text{por lo que}$$

$$M_t = \Delta \left[\sum_{i=1}^{i=n} K_{ix} Y_{it}^2 + \sum_{i=1}^{i=n} k_{iy} X_{it}^2 \right]$$

$$\Delta = \frac{M_t}{\left[\sum_{i=1}^{i=n} k_{ix} Y^2_{it} + \sum_{i=1}^{i=n} k_{iy} X^2_{it} \right]}$$

Sabiendo que $\Delta = \frac{V_{ix}}{k_{ix} Y_{it}}$ $\Delta = \frac{V_{iy}}{k_{iy} X_{it}}$

finalmente

$$V_{ix} = \frac{V_{ix} Y_{it} + M_t}{\left[\sum_{i=1}^{i=n} k_{ix} Y^2_{it} + \sum_{i=1}^{i=n} k_{iy} X^2_{it} \right]}$$

$$V_{iy} = \frac{k_{iy} X_{it} + M_t}{\left[\sum_{i=1}^{i=n} k_{ix} Y^2_{it} + \sum_{i=1}^{i=n} k_{iy} X^2_{it} \right]}$$

Estas expresiones se emplean para determinar los efectos de torsión ocasionadas por la excentricidad de la fuerza cortante.

El momento torsionante en el piso considerado estará dado por el -- que resulte de la excentricidad mas desfavorable, donde la expresi--- sión por excentricidad (1.5 es + 0.1b) (es - 0.1b)

Donde: es = Es la excentricidad torsional calculada en el entrepiso considerado.

b = Es la máxima distancia en la planta de dicho entrepiso-- medida perpendicularmente a la dirección del movimiento del terreno de donde finalmente nuestra formula para el momento torsionante se-- ra:

$$M_{tx1} = V_{iy} (1.5 ex + 0.1b)$$

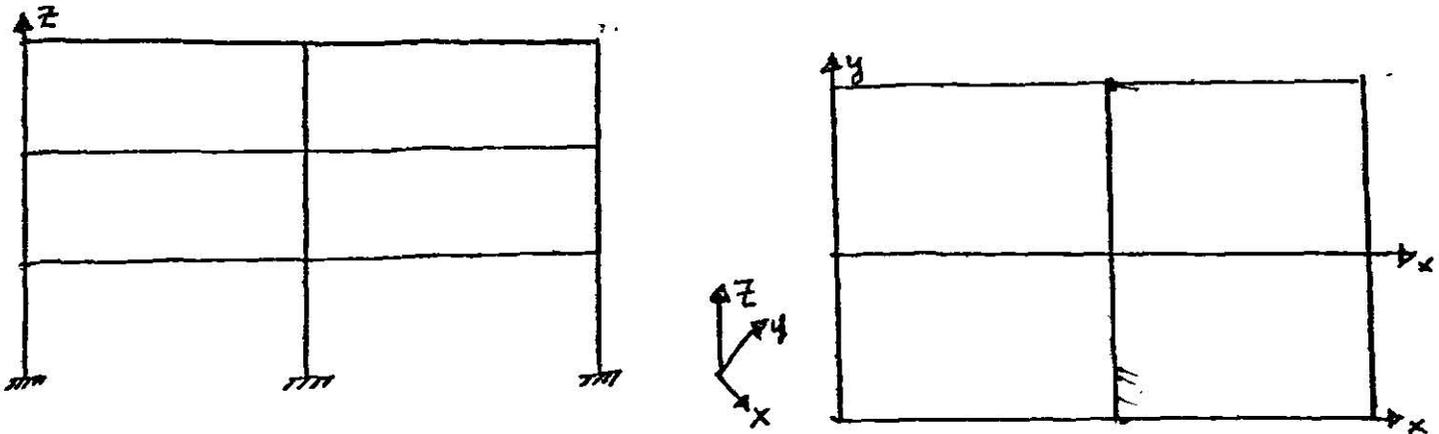
$$M_{tx2} = V_{iy} (ex - 0.1b)$$

$$M_{ty1} = V_{ix} (1.5 ey + 0.1b)$$

$$M_{ty2} = V_{ix} (ey - 0.1b)$$

De donde tomaremos para cada dirección la mas desfavorable de ellas y la otra será para tomar en consideración el efecto que actua en -- el otro sentido.

Con lo anterior puede calcularse la distribución de los cortantes -- sísmicos provocados por la torsión en cada marco.



Con lo anterior puede calcularse la distribución de los cortantes sísmicos provocados por la torsión en cada marco, de ahí que para cada entrepiso se tengan las siguientes tablas:

(A) TABLAS PARA EL ANÁLISIS DEL 3o. ENTREPISO:

7.45 EJE	2	3	4	5	6	7	8		9	10	11
							EFECTO Vy		Yx		
	Kiy	X_i	$K_i y X_i$	X_{it}	$Kiy X_{it}$	$Kiy X_{it}^2$	DIRECTO	TORSION	TOTAL	TORSION	
A	0.000034	0	0.00	-7.50	-0.000225	0.0019125	15.14	-2.10	13.04	-1.13	
B	0.000034	5.00	0.00017	-2.50	-0.00085	0.0002125	15.14	-0.70	14.44	-0.38	
C	0.000034	10.00	0.00034	2.50	0.00085	0.0002125	15.14	0.70	15.84	0.38	
D	0.000034	15.00	0.00051	7.50	0.000225	0.0019125	15.14	2.10	17.24	1.13	
	$\Sigma 0.000136$		$\Sigma 0.00102$			$\Sigma 0.00425$					

$$x_t = \frac{\sum x_i y X_i}{\sum K_i y} = \frac{0.00102}{0.000136} \therefore x_t = 7.50$$

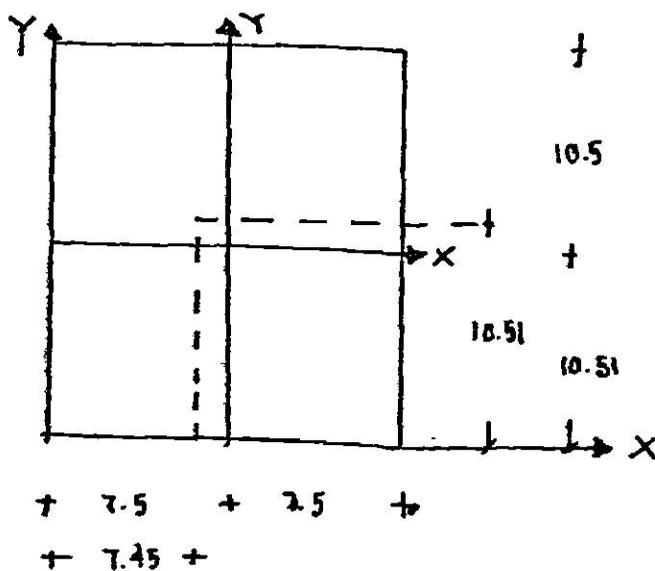
EJE	Kix	Yi	KixYi	Yit	KixYit	KixYit ²	EFECTO Ux		TOTAL	TORSION
							DIRECTO	TORSION		
1	0.000046	0	0.00	-10.50	-0.000483	0.0050715	12.11	2.34	14.45	3.94
2	0.000046	7.0	0.000322	-3.50	-0.000161	0.0005636	12.11	0.78	12.89	1.31
3	0.000046	14.00	0.000644	+3.50	0.000161	0.0005636	12.11	-0.78	11.33	-1.31
4	0.000046	21.00	0.000966	10.50	0.000483	0.0050715	12.11	-2.34	9.77	-3.94

$$T = \frac{\sum K_i x_i Y_i}{\sum K_i x_i} = \frac{0.001932}{0.000184} \therefore Y_T = 1050$$

Analizarlos el 3er. entrepiso por tener diferente condición.

Posición en X = 7.45 y Y = 10.51

POSICION DEL 3o. ENTREPISO



ANÁLISIS DEL 3o. ENTREPISO

CONTANTES DEL 3o. ENTREPISO

$$V_x = 48.45 \quad \text{Para calcular los efectos directos}$$

$$V_y = 60.57$$

Cálculo del efecto V_x y V_y Directo (Columna 8)

$$V_x \frac{\sum K_{ix}}{\sum K_{ix}} = 48.45 \frac{0.000046}{0.000148} = 12.11$$

$$V_y \frac{\sum K_{iy}}{\sum K_{iy}} = 60.57 \frac{0.000034}{0.000136} = 15.14$$

CÁLCULO DEL EFECTO V_x y V_y TORSION (COLUMNA 9)

$$e_x = 7.45 - 7.50 \therefore e_x = -0.05 ; b_x = 15.00$$

$$e_y = 10.51 - 10.50 \therefore e_y = 0.01 ; b_y = 21.00$$

$$(1.5 e_x + 0.1b) = 1.5(-0.05) + 0.1 (15.00) = 1.425$$

$$(e_x - 0.1b) = -0.05 - 0.1 (15.00) = -1.550$$

$$(1.5 e_y + 0.1b) = 1.5(0.01) + 0.1 (21.00) = 2.115$$

$$(e_y - 0.1b) = 0.01 - 0.1 (21.00) = -2.090$$

$$M_{TX1} = 48.45 (1.425) = M_{TX1} = 69.041$$

$$M_{TX2} = 48.45 (-1.550) = M_{TX2} = -75.0975$$

$$M_{TY1} = 60.57 (2.115) = M_{TY1} = 128.1055$$

$$M_{TY2} = 60.57 (-2.090) = M_{TY2} = -126.5913$$

Para el cálculo escogeremos los valores mas desfavorables en valor absoluto:

PARA EFECTOS V_x TOTALES -75.0975

PARA EFECTOS V_y TOTALES 128.1055

$$\sum [K_{iy} (X_{it})^2] + \sum [K_{ix} (Y_{it})^2] = 0.00425 + 0.01127.02$$

$$= \underline{0.0155202}$$

$$V_{iy} = \frac{128.1055}{0.155202} \quad K_{iy} X_{it}$$

$$V_{iy} = 8254.113993 \quad K_{iy} X_{it}$$

Este resultado se toma como constante y se multiplicará por cada uno de los valores de la columna (6) para que de el resultado de la columna (9) para tabla (A).

$$V_{ix} = \frac{-75.0975}{0.0155202} \quad K_{ix} Y_{it}$$

$$V_{ix} = \underline{-4838.694} \quad K_{ix} Y_{it}$$

Este valor se toma como constante y se multiplicará por cada uno de los valores de la columna (6) para que de el resultado de la columna (9) para la tabla (B).

CALCULO DEL EFECTO V_x y V_y TOTAL (COLUMNA 10)
Es la suma de la columna (8) mas la columna (9)

CALCULO DEL EFECTO V_x y V_y TORSION (COLUMNA 11)

$$V_{ix} = \frac{69.041}{0.0155202} \quad K_{iy} X_{it}$$

$$V_{ix} = 4448.144 \quad K_{iy} X_{it}$$

Este resultado por la columna (6) nos dá el resultado de la columna (11) para tabla (4)

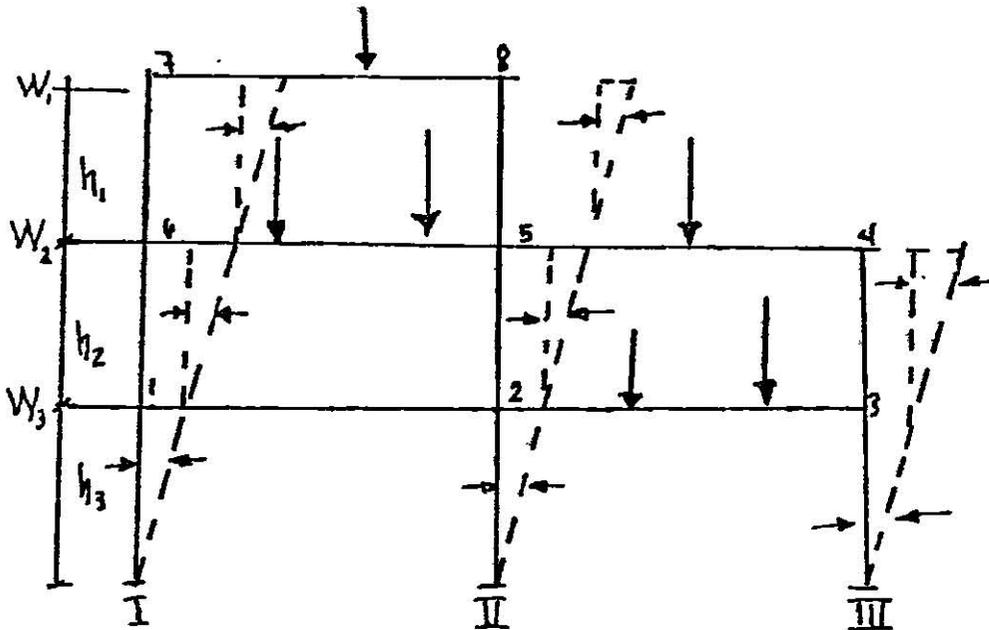
$$V_{iy} = \frac{-126.5913}{0.0155202} \quad K_{ix} Y_{it}$$

$$V_{iy} = -8156.551 \quad K_{ix} Y_{it}$$

Este resultado por la columna (6) nos dá el resultado de la columna (11) para tabla (8)

ANÁLISIS DE MARCOS:

Considerando el giro y desplazamiento de todos los nudos rígidos de un marco de varios pisos sometido a la acción de cargas horizontales en los nudos y a cargas verticales, sufre desplazamientos horizontales debido a la acción de dichas cargas sobre los elementos que la conforman como se puede ver en el siguiente marco.



De la ecuación $M_{ab} = K_{ab} (2 m_a + m_b + \bar{m}_{ab}) - m_{ab}$
de donde:

$$m_a = 2Ek\theta_a \quad \bar{m}_{ab} = -6EkR_{ab} ; \quad k_{ab} = \frac{k_{ab}}{k}$$

$$m_b = 2Ek\theta_b$$

Esta ecuación se aplica solamente para la columna de donde poderos-
ver que para el primer piso.

$$\bar{m}_{I1} = \bar{m}_{II2} = \bar{m}_{III3} = -6EK R_3$$

Para el segundo piso

$$\bar{m}_{1-6} = \bar{m}_{2-5} = \bar{m}_{3-4} = -6EK R_2$$

Y para el tercer piso estará expresado de la siguiente manera:

$$\bar{m}_{6-7} = \bar{m}_{5-8} = -6EK R_1$$

Para obtener los momentos de empotramiento retiramos de las ecuaciones ya conocidas, para generalizar analizaremos únicamente en principio el nudo (5).

$$m_{5-4} = K_{5-4} (2m_5 + m_4) + \bar{m}_{5-4}$$

$$m_{5-6} = K_{5-6} (2m_5 + m_6) - \bar{m}_{5-6}$$

$$m_{5-8} = K_{5-8} (2m_5 + m_8 + \bar{m}_{5-8}) + \bar{m}_{5-8}$$

$$m_{5-2} = K_{5-2} (2m_5 + m_2 + \bar{m}_{5-2}) + \bar{m}_{5-2}$$

Donde podemos decir que K_{5-0}

Representándolo en la forma esquemática de Takabeya tendremos:

$$\begin{aligned} & \begin{pmatrix} \bar{m}_{5-8} \\ m_8 \end{pmatrix} K_{5-8} \\ & + \\ m_6 K_{5-6} + m_5 \rho_5 & + m_4 K_{5-4} = K_{5-4} - \bar{K}_{5-6} \\ & + \\ & \begin{pmatrix} m_2 \\ \bar{m}_{5-2} \end{pmatrix} K_{5-2} \end{aligned}$$

Donde:

$$\rho_5 = 2 (\Sigma K) \quad \rho_5 = 2 (K_{5-8} + K_{5-6} + K_{5-4} + K_{5-2})$$

$$m_5 = \frac{t_5}{\rho_5} + [-\gamma_{5-8}] (m_8 + \bar{m}_{5-8}) + [-\gamma_{5-4}] (m_4) + [+ \gamma_{5-2}] (m_2 + \bar{m}_{5-2}) + [\gamma_{5-6}] (m_6)$$

$$\gamma_{5-8} = \frac{K_{5-8}}{\rho_5}$$

$$K_{5-2} = \frac{K_{5-2}}{\rho_5}$$

$$\gamma_{5-4} = \frac{K_{5-4}}{\rho_5}$$

$$\gamma_{5-6} = \frac{K_{5-6}}{\rho_5}$$

La ecuación anterior para (m_5) es la que nos da el valor del momento de giro del núcleo (5)

De la misma manera que se hizo para el análisis de cargas verticales supondremos que:

$$m_8 = m_4 = m_2 = m_6 = 0$$

$$\bar{m}_{5-8} = \bar{m}_{5-2} = 0$$

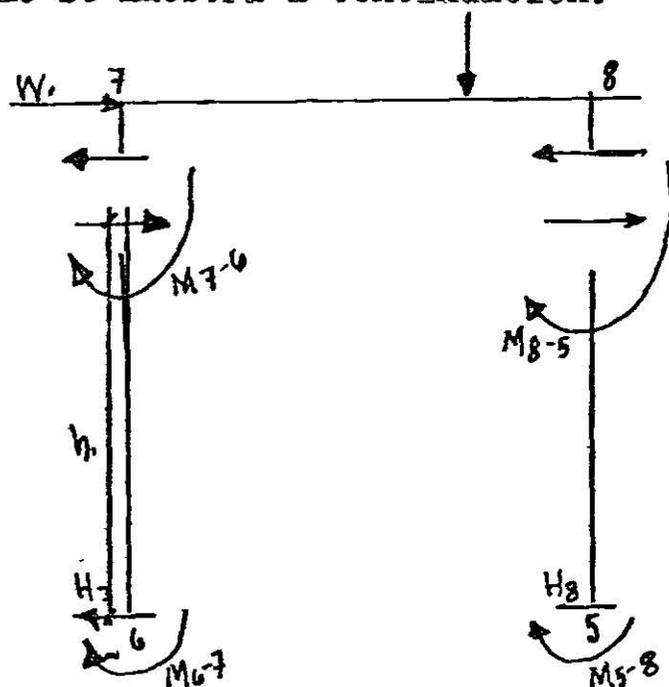
De donde la ecuación se transformará

$$m_5(0) = \frac{\zeta_5}{\rho_5}$$

Por conclusión la formula general estará expresado

$$m_r(0) = \frac{\zeta_r}{\rho_r}$$

Para obtener la ecuación de desplazamiento de los nudos se considerarán dos secciones horizontales de ambos extremos de las columnas como se muestra a continuación.



Las condiciones de equilibrio del tercer nivel considerando en su conjunto estarán expresados por las siguientes ecuaciones:

$$W_1 = H_7 + H_8$$

$$K_{7-6} + K_{8-5} + M_{6-7} + M_{5-8} + (H_7 + H_8) h, = 0$$

de donde:

$$K_{7-6} = K_{6-7} (2m_7 + m_6 + \bar{m}_{6-7})$$

$$K_{6-7} = K_{6-7} (2m_6 + m_7 + \bar{m}_{6-7})$$

$$K_{5-8} = K_{5-8} (2m_5 + m_8 + \bar{m}_{5-8})$$

$$K_{8-5} = K_{5-8} (2m_8 + m_5 + \bar{m}_{5-8})$$

$$\bar{m}_{6-7} = \bar{m}_{5-8}$$

Resolviendo este sistema de siete ecuaciones se obtiene:

$$K_{6-7} (3m_6 + 3m_7 + 2\bar{m}_{6-7}) + k_{5-8} (3m_5 + 3m_8 + 2\bar{m}_{5-8}) = -W_1 h_1$$

De lo cual:

$$\bar{m}_{6-7} = - \frac{W_1 h_1}{T_1} + (-T_{6-7}) \left(\frac{m_7}{m_6} \right) + (-T_{5-8}) \left(\frac{m_8}{m_5} \right)$$

Definiendo:

$$T_1 = 2 (K_{6-7} + k_{5-8})$$

$$T_{6-7} = \frac{3 K_{6-7}}{2(K_{6-7} + k_{5-8})}; \quad T_{5-8} = \frac{3 k_{5-8}}{2(K_{6-7} + k_{5-8})}$$

De la formula \bar{m}_{6-7} es el momento del desplazamiento para el tercer piso, se inicia el cálculo suponiendo que en dichas formulas.

$$m_6 = m_7 = m_8 = m_5 = 0 \quad \text{Con lo que se obtiene}$$

$$\bar{m}_{6-7}^{(0)} = - \frac{W_1 h_1}{T_1}$$

Siguiendo el mismo razonamiento considerado en el equilibrio para el segundo piso en su conjunto nos dará.

$$2 + H_7 + H_8 = H_6 + H_5 + H_4$$

substituyendo en la ecuación:

$$H_7 + H_8 = W_1$$

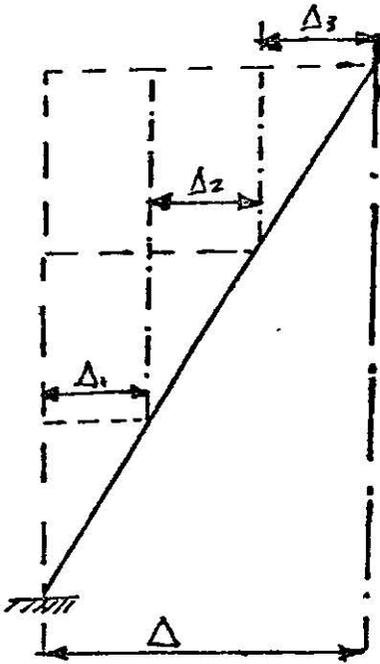
Tendremos

$$W_1 + W_2 = H_6 + H_5 + H_4$$

CÁLCULO DE DESPLAZAMIENTO ZANIL TO HORIZONTAL

Para el cálculo de desplazamiento horizontal de una estructura se emplean las influencias de los desplazamientos de cada entrepiso obtenido en el análisis del marco por el método de Fani y tomado en consideración que para una estructura en que todos sus columnas son constantes y por tener la misma rigidez este desplazamiento se calcula para cada entrepiso y el desplazamiento total horizontal será la suma de los desplazamientos de cada entrepiso de donde:

$$\Delta = \frac{m'' h^2}{6 EI}$$



Si en m'' la influencia del desplazamiento = altura entrado

$E = 161.10$ de la rigidez (si la estructura es de concreto consideremos.

$E_c = 10.000$ f'c

y si es de acero

$E_s = 2 \times 10^6$

$$\Delta = \Delta_1 + \Delta_2 + \Delta_3$$

$$\Delta = \sum_{j=1}^{n-1} \Delta_j$$

CÁLCULO DE FLECHAS:

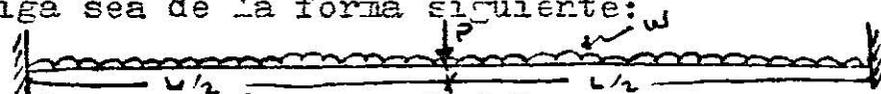
Para el cálculo de las flechas se empleará el método de la doble integración para obtener la ecuación de la elástica.

$$EI \frac{d^2 y}{dx^2} = M$$

En condiciones de carga de la estructura se tendrá

$$EI \frac{d^2 y}{dx^2} = R_1 + R_2 x - W \frac{x^2}{2} - P(x - L/2) \quad \text{--- (1)}$$

Cuando nuestra viga sea de la forma siguiente:



Esta expresión es la ecuación general del momento para cualquier viga prismática constante; En esta ecuación

M_1 = Momento flexionante obtenido en el análisis por el método de Kani ; R_1 = a la reacción debido a la carga vertical y a la distribución del momento.

W = Carga uniformemente repartida

P = Carga concentrada

$$R_1 = \frac{W L}{2} + \frac{P}{2} \pm \frac{\sum M}{L}$$

Integrando la primera ecuación tendremos:

$$EI \frac{dy}{dx} = M/x + R_1 x^2 - \frac{wx^3}{6} - \frac{P}{2} \left(x - \frac{L}{2}\right)^2 + C_1 \quad \text{--- (2)}$$

Haciendo la consideración

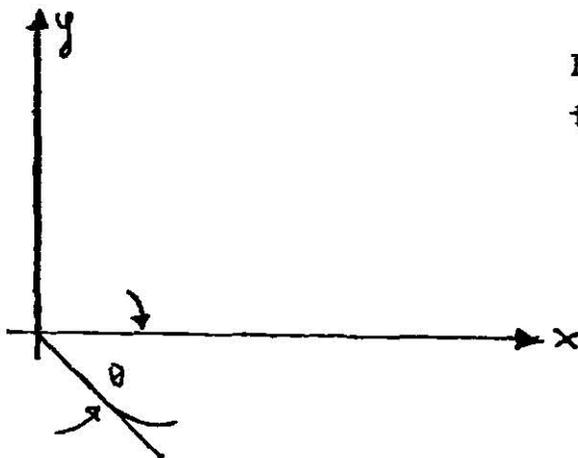
$$-\frac{mI}{\sum EK} = \theta \quad \text{y} \quad \theta = \frac{dy}{dx}$$

Donde:

θ = El ángulo de la tangente a la elastica en el origen.

m' = es la influencia de giro en el nudo

K = Rigidez relativa.



Haciendo $X=0$ en la ecuación (2) tendremos:

$$EI \frac{dy}{dx} = - \frac{EI m'}{2K}$$

$$EI \frac{dy}{dx} = - \frac{EI m'}{2E \frac{I}{L}}$$

$$EI \frac{dy}{dx} = - \frac{m' L}{2}$$

$$C_1 = - \frac{m' L}{2}$$

De donde la ecuación (2) queda:

$$EI \frac{dy}{dx} = K_1 y + \frac{R_1 X^2}{2} - \frac{wX^3}{6} - \frac{P(X-L/2)^2}{2} - \frac{m' L}{2} \quad \text{--- (3)}$$

Integrando la ecuación (3) queda:

$$EI y = \frac{K_1 x^2}{2} + \frac{R_1 x^3}{6} - \frac{wx^4}{24} - \frac{P}{6} \left(x - \frac{L}{2}\right)^3 - \frac{m' L x}{4} + C_2$$

Para encontrar el valor de la C_2 haremos la misma consideración anterior o sea $X=0$ $y=0$ en donde $C_2 = 0$

Quedando finalmente la ecuación:

$$EI y = \frac{K_1 x^2}{2} + \frac{R_1 x^3}{6} - \frac{wx^4}{24} - \frac{P}{6} \left(x - \frac{L}{2}\right)^3 - \frac{m' L x}{2} \quad \text{--- (4)}$$

Para calcular la abcisa (X) de la flecha máxima bastará con resolver la ecuación (3) en (X) haciendo la derivada igual a cero que es el valor que toma en el punto de flecha máximo. Substituyendo este valor de (X) en la ecuación (4) se obtiene el valor de la flecha máxima.

EJEMPLO:

Cálculo del desplazamiento horizontal de un edificio.

$$K = 711.11$$

$$B = 141,500 \text{ kg/cm}$$

$$M^3 = 1745000 \text{ kg-cm}$$

$$M^2 = 37275000 \text{ kg/cm}$$

$$M^1 = 3907800 \text{ kg-cm}$$

$$h = 300 \text{ cm}$$

Solución

$$\Delta = \frac{m^3 h}{6BK}$$

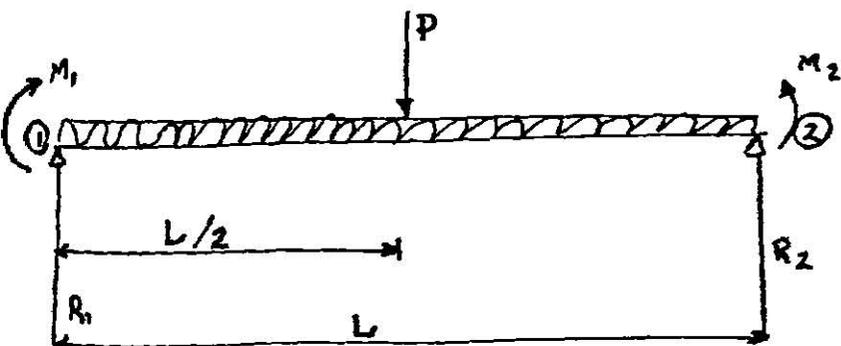
$$\Delta_1 = \frac{3907800 \times 300}{6 \times 141500 \times 711.11} \therefore \Delta_1 = 1.94 \text{ cm}$$

$$\Delta_2 = \frac{37275000 \times 300}{6 \times 141500 \times 711.11} \therefore \Delta_2 = 1.85 \text{ cm}$$

$$\Delta_3 = \frac{1745000 \times 300}{6 \times 141500 \times 711.11} \therefore \Delta_3 = 0.87 \text{ cm}$$

$$\Delta_{\text{TOTAL}} = 1.94 + 1.85 + 0.87 \Rightarrow T = 4.66$$

Como la tolerancia máxima por reglamento, son 5 cm de desplazamiento por lo que 4.66 está correcto



$$M_1 = -33.38 \text{ T-m}$$

$$R_1 = 22.84 \text{ Ton}$$

$$m^1 = 6.789 \text{ Ton-m}$$

$$P = 15.08 \text{ Ton}$$

$$W = 3.56 \text{ Ton/mt}$$

$$= 141.5 \times 10^4 \text{ tn/m}^2$$

$$I = 0.003125 \text{ m}^4$$

$$L = 10.0 \text{ mt}$$

$$C_1 = \frac{m^1 L}{2}$$

$$C_1 = \frac{6.789 \times 10}{2} \therefore C_1 = -33.94$$

Empleando la ecuación (3) y haciendo $X = 5m$ es posible comparar -- el valor de (C.) con respecto a la ecuación general.

$$EI \frac{dy}{dx} = EIY'$$

$$EIY' = Mx + \frac{R_1 X^2}{2} - \frac{Wx^3}{6} - P \frac{(x - L/2)^2}{2} - \frac{m'L}{2}$$

$$EIY' = -33.38 (5) + \frac{22.84(5)^2}{2} - \frac{3.56(5)^3}{6} - \frac{15.08(5-10/2)^2}{2} -$$

$$\frac{6.789 \times 10}{2}$$

$$10.49$$

$$EIY' = \underline{\underline{10.49}}$$

Como nos dá valor positivo nosotros necesitamos el valor negativo por lo que necesitamos saber el valor de (X) en donde debe estar la flecha y la analizamos para menos de 5 ó $L/2$ por lo que no tomamos en consideración el siguiente término $-\frac{P(X - L/2)^2}{2}$ (porque el valor de P está antes de 5) e igualmente la ecuación a cero.

$$EIY' = -33.38 (r) + \frac{22.84(x)^2}{2} - \frac{3.56(x)^3}{6} - 33.94 = 0$$

$$X \quad -33.38 + (11.42x - 0.5934x^2) - 33.94 = 0$$

$$X \quad -33.38 + X(11.42 - 0.5934x) - 33.94 = 0$$

$$\therefore X = \underline{4.706}$$

Substituyendo el valor de (X) en la cuarta ecuación sin conside--

rar $-\frac{P}{6} (x - \frac{L}{2})^3$ por estar la carga P después de (X)

$$EIY = \frac{R_1 Y^2}{2} + \frac{R_1 X^3}{6} - \frac{Wx^4}{24} - \frac{m'IX}{2}$$

$$EIY = \frac{-33.38(4.706)^2}{2} + \frac{22.84(4.706)^3}{6} - \frac{3.56(4.706)^4}{24} -$$

$$- 33.94 (4.706)$$

$$\therefore EIY = - 205.36$$

$$Y = \frac{-205.36}{EI} = - \frac{205.36}{141.5 \times 31.25}$$

$$\therefore y = -0.0465 = - 4.65 \text{ cm}$$

Este valor de flecha debemos compararlo por el valor máximo permisible por el reglamento

Revisión por R, C, D, D, F.

$$0.5 \text{ cm} + \frac{L}{240} = 0.5 + \frac{1000}{240} \dots 4.67 \quad 4.65$$

Como solo se excede 0.02 tomamos o aceptamos 4.65

III. METODOS PARA ANALISIS ESTRUCTURAL

MÉTODOS APROXIMADOS:

Como su nombre lo indica estos métodos nos darán valores aproximados a la realidad de los momentos resultantes en los nudos. Son métodos sencillos y rápidos en su aplicación, tienen cierta importancia o consideraciones para su desarrollo como algunos métodos de estos son el de Portal, el del Factor y el método de Bowman.

EL MÉTODO DE PORTAL:

Consiste en analizarlo como voladizo.

EL MÉTODO DEL FACTOR:

En hacer un análisis de deformación de la pendiente.

EL MÉTODO DE BOWMAN:

En hacer el análisis de todo el marco con fuerzas horizontales.

En la práctica revisten importancia el análisis de marcos de edificios sujetos a fuerzas laterales y el cálculo de sus rigideces, este capítulo describe los principales métodos aproximados cuya aplicación es práctica en problemas usuales, en cada caso se hará un pequeño resumen y las hipótesis de partida a fin de permitir el juicio sobre su aplicabilidad para cada problema en concreto.

Los métodos que a continuación se describen son útiles para efectuar el análisis preliminar de algunos marcos, en general no dan resultados satisfactorios para análisis definitivos, en algunos de los métodos se toman en cuenta las rigideces de las piezas, en otros los elementos mecánicos se determinan sin atender a consideraciones de deformabilidad.

Los métodos son los siguientes:

1.- MÉTODO DE PORTAL:

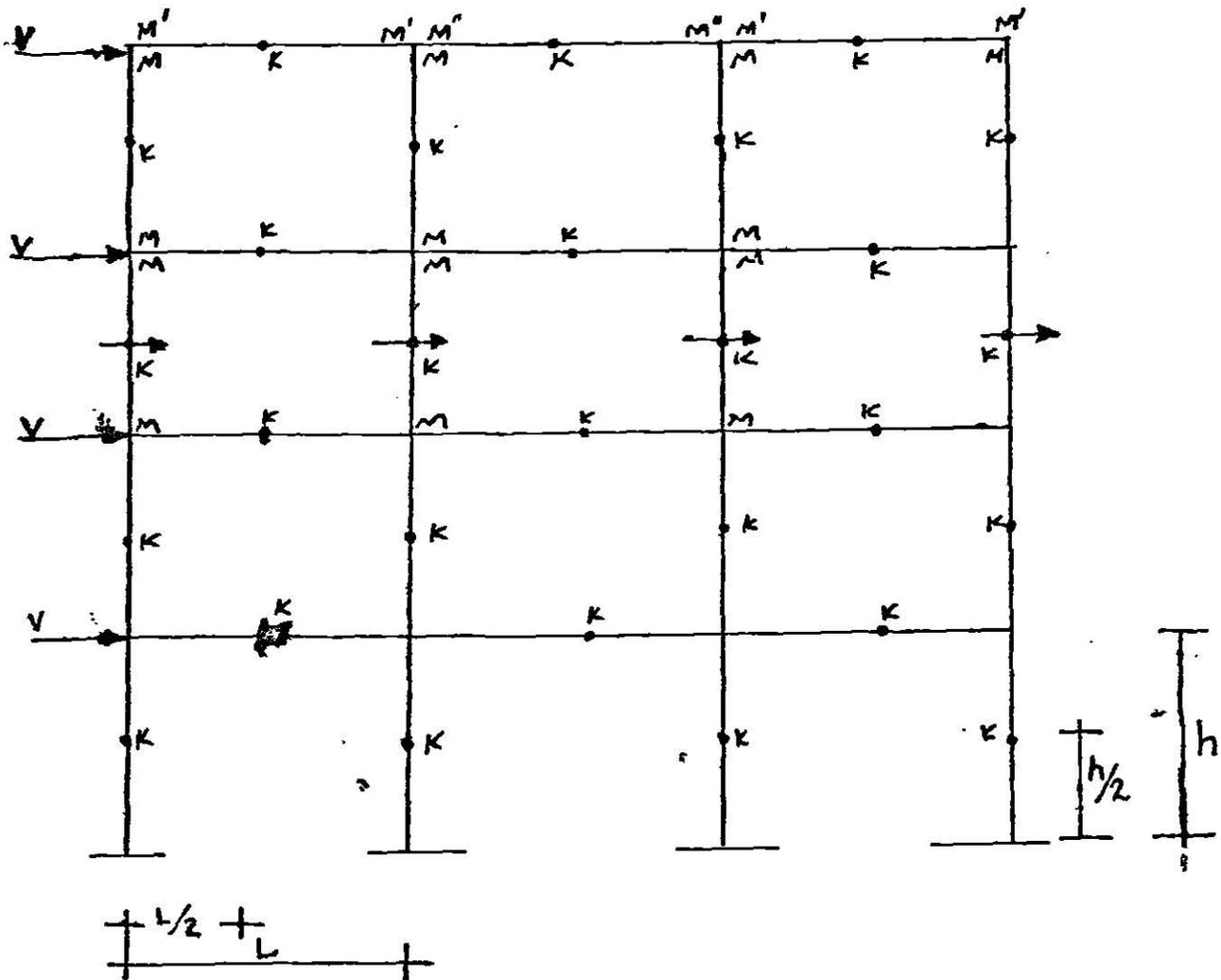
Se basa en las siguientes hipótesis:

- a) Los puntos de inflexión de traveses y de columnas se encuentran en sus puntos medios.
- b) La fuerza cortante en cada una de las columnas exteriores de un piso es igual a la mitad de la que corresponde a cada columna interior así el problema se torna isostático.

El proceso de cálculo puede resumirse en los siguientes pasos:

- 1o.- Determinar la fuerza cortante en cada entrepiso.
- 2o.- Obtener la fuerza cortante en cada columna usando la hipótesis (b).
- 3o.- Obtener los momentos flexionantes en los extremos de todas las columnas teniendo en consideración la hipótesis (a).
- 4o.- Obtener los momentos de los extremos de todas las traveses para equilibrar los momentos en las columnas en los nudos. Se considera necesario que se empiece por aquellos nudos que tengan una sola trabe.

- 50.- Obtener las cortantes en las trabes a partir de los momentos en los extremos.
- 60.- Obtener las fuerzas axiales en las columnas a partir de los cortantes en las trabes.



$$V_c = \frac{v}{n+(n-2)}$$

n = No. de columnas
 v = Cortante
 V_c = Cortante de columna

$$M_f = V_c \cdot h/2$$

Momentos en los extremos de las columnas.

Momento en el nudo = 0

2.- METODO DEL VOLADIZO:

Se utiliza este método para el análisis preliminar de arcos esbeltos; las hipótesis en que se basa son:

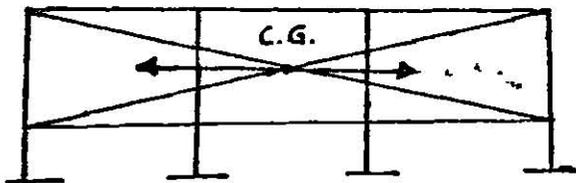
- Los puntos de inflexión de trabes y columnas se encuentra en los puntos medios.
- La fuerza axial en cada columna de un mismo entrepiso es proporcional a su sección transversal y a su distancia al centro de gravedad de las columnas del marco en el entrepiso considera-

do.

(En ocasiones se suponen todas las columnas de igual sección transversal y se calculan las cargas axiales como directamente proporcionales a su distancia al centro de gravedad del marco). Esta suposición es la que da el nombre al método.

Los puntos a seguir se resumen a continuación:

- 1.- Considerando el edificio como un voladizo se determinan los momentos de las fuerzas exteriores con respecto a secciones horizontales que pase por los puntos de inflexión de las columnas en cada entrepiso.
- 2.- Los momentos así calculados se utilizan para obtener las fuerzas axiales en las columnas aplicando la hipótesis (b).
- 3.- A partir de las fuerzas axiales de las columnas se obtiene el cortante en las trabes.
- 4.- Determinados los momentos en trabes y columnas aplicando la hipótesis (a).

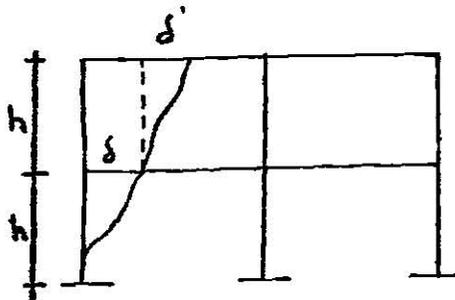


Se saca el C.G. por cada piso.

METODO DEL FACTOR:

Este método se obtiene planteando las ecuaciones de pendiente de de formación y haciendo algunos pasos intermedios de acuerdo a las siguientes hipótesis.

- 1.- Para el cálculo de los desplazamientos lineales y angulares en un piso se consideran que su valor en dos entrepisos consecutivos es igual, se entiende por la diferencia de desplazamientos laterales de dos niveles consecutivos dividida entre la altura del entrepiso.



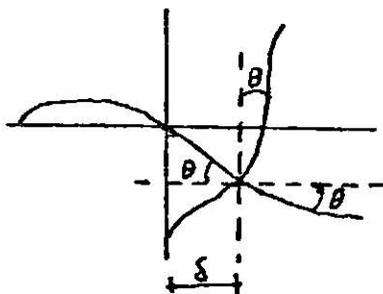
$$\frac{\delta' - \delta}{h} = \psi$$

$$\delta' = 2\delta$$

$$\frac{2\delta - \delta}{h} = \frac{\delta}{h} = \psi$$

- 2.- El desplazamiento angular de un nudo y de los extremos opues--

tos de todas las barras que concurren al mismo son iguales.



(Nudo desplazado)

Estas hipótesis conducen al siguiente procedimiento:

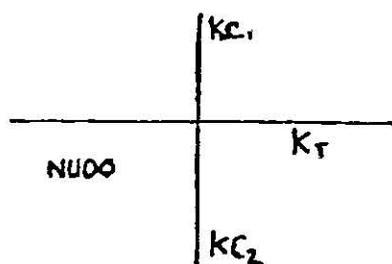
a.- Se calcula en cada nudo el valor G_n al cual llamaremos factor de trabe y será igual a:

$$G_n = \frac{\sum K_{en}}{\sum K_{en}}$$

Donde:

$\sum K_{en}$: Suma de rigideces de las columnas que concurren a ese nudo.

$\sum K_n$: Suma de rigideces de todas las piezas que concurren al mismo.



$$\sum K_{en} = K_{c1} = K_{c2}$$

$$\sum K_n = K_e + K_{c1} + K_{c2} + K_t$$

b.- En cada nudo se calculará (G_n) al cual llamaremos factor de columna y que es igual $G_n = 1 - G_n$

c.- Se obtiene para cada pieza trabe o columna en cada extremo el valor de la suma de su factor mas la mitad del factor correspondiente al extremo opuesto de la misma pieza. Los momentos en los extremos de columnas del mismo entrepiso son proporcionales a los valores para cada extremo.

$$K \left(G + \frac{G'}{2} \right)$$

De cada columna los momentos en los extremos de trabes que concurren a un mismo nudo son proporcionales a los valores $K \left(G + \frac{G'}{2} \right)$ correspondientes.

A continuación se calcula el valor $K \left(G + \frac{G'}{2} \right)$ en cada entrepiso y se distribuye al momento del piso $M = Vh$ en todos los extremos de las columnas correspondientes.

$$M_e = \frac{Vh}{\sum K \left(G + \frac{G'}{2} \right)} \cdot K \left(G + \frac{G'}{2} \right)$$

Los momentos en las trabes se calculan distribuyendo la suma de los momentos de los extremos de las columnas en cada nudo proporcionalmente al valor $K (G + G' / 2)$ o sea el momento de trabe va a ser -- igual:

$$M_t = \sum M_c k (G + G' / 2)$$

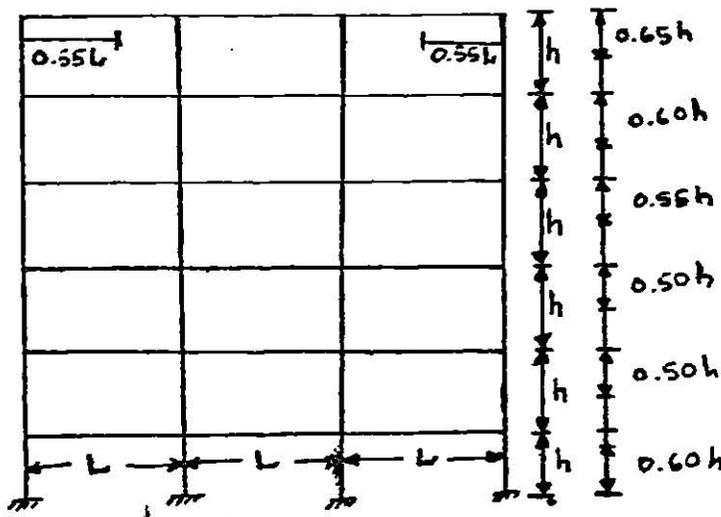
METODO DE BOWMAN:

Con este método es posible hacer intervenir en el análisis las rigideces de las trabes y columnas en forma aproximada con las siguientes hipótesis:

1.- El punto de inflexión en las trabes exteriores se encuentra a 0.55 de su claro a partir de su extremo exterior en trabes interiores al punto de inflexión se encuentra al centro del claro -- excepto en la crujía central cuando el No. de crujías es impar -- en las dos centrales si es par en estas crujías la posición de los puntos de inflexión en las trabes está forzada por condiciones de simetría y equilibrio.

2.- Los puntos de inflexión en las columnas del primer entrepiso se encuentran a 0.60 de su altura a partir de la base.

En marcos de dos o mas entrepisos respectivamente los puntos de reflexión de las columnas de los entrepisos último, penúltimo y antepenúltimo respectivamente se encuentran a 0.65, 0.60 y 0.55 de la altura correspondiente a partir del extremo superior. En edificios de 5 ó mas entrepisos los puntos de inflexión en columnas para las cuales no se han especificado la posición del punto de inflexión se localiza en el punto medio de su altura.



3.- La fuerza cortante de cada entrepiso se distribuye en la forma siguiente: En el 1er. entrepiso la fuerza cortante para columnas será igual

$$V_c = \frac{N-0.5}{N+1} V \quad \text{y se distribuyen} \quad V_c^i = \frac{K_i}{\sum K_i} V_c$$

En donde: N = No. de claros

K_i = Rigidez de la columna del entrepiso.

K_i = Suma de cada una de las rigideces de las columnas

nas en el entrepiso.

Para obtener el momento de las columnas.

$$M_c = V_c^i \times 0.nh$$

En donde: $0.n$ = Distancia del punto de inflexión

h = Altura del entrepiso.

La diferencia de la fuerza cortante será el cortante que toma la trabe $V_t = V - V_c$ la cual se distribuye entre las crujias proporcionalmente a la rigidez de la trabe que la limita en la parte superior al cortante de cada cruja se distribuye en partes iguales entre las dos columnas que la limitan.

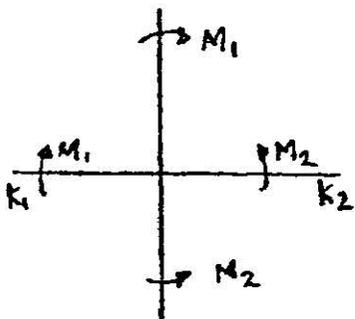
$$V_t^i = \frac{F_j}{\sum K_j} \quad V_t \quad V_t^{icol} = 0.5 V_t^j$$

V^i = Cortante que forma cada columna.

En los pisos superiores la fuerza cortante $V_c = \frac{N-2}{N+1} V$ y se procede a hacer el análisis de la misma manera que para el primer entrepiso, lo mismo sucede para el cortante del trabe.

Conociendo todos los valores del cortante como sus puntos de aplicación para todas y cada una de las columnas del marco pueden conocerse los momentos flexionantes actuales en los extremos de las mismas.

Eso nos dará en general para cada uno de los nudos un momento de desequilibrio el cual se repartirá entre las trabes que concurren a él en forma proporcional a su rigidez.



$$m_1 = \frac{M_1 + M_2}{k_1 + k_2} k_1$$

$$m_2 = \frac{M_1 + M_2}{k_1 + k_2} k_2$$

Cálculo del cortante que absorben las columnas y las trabes.

1er. ENTREPISO:

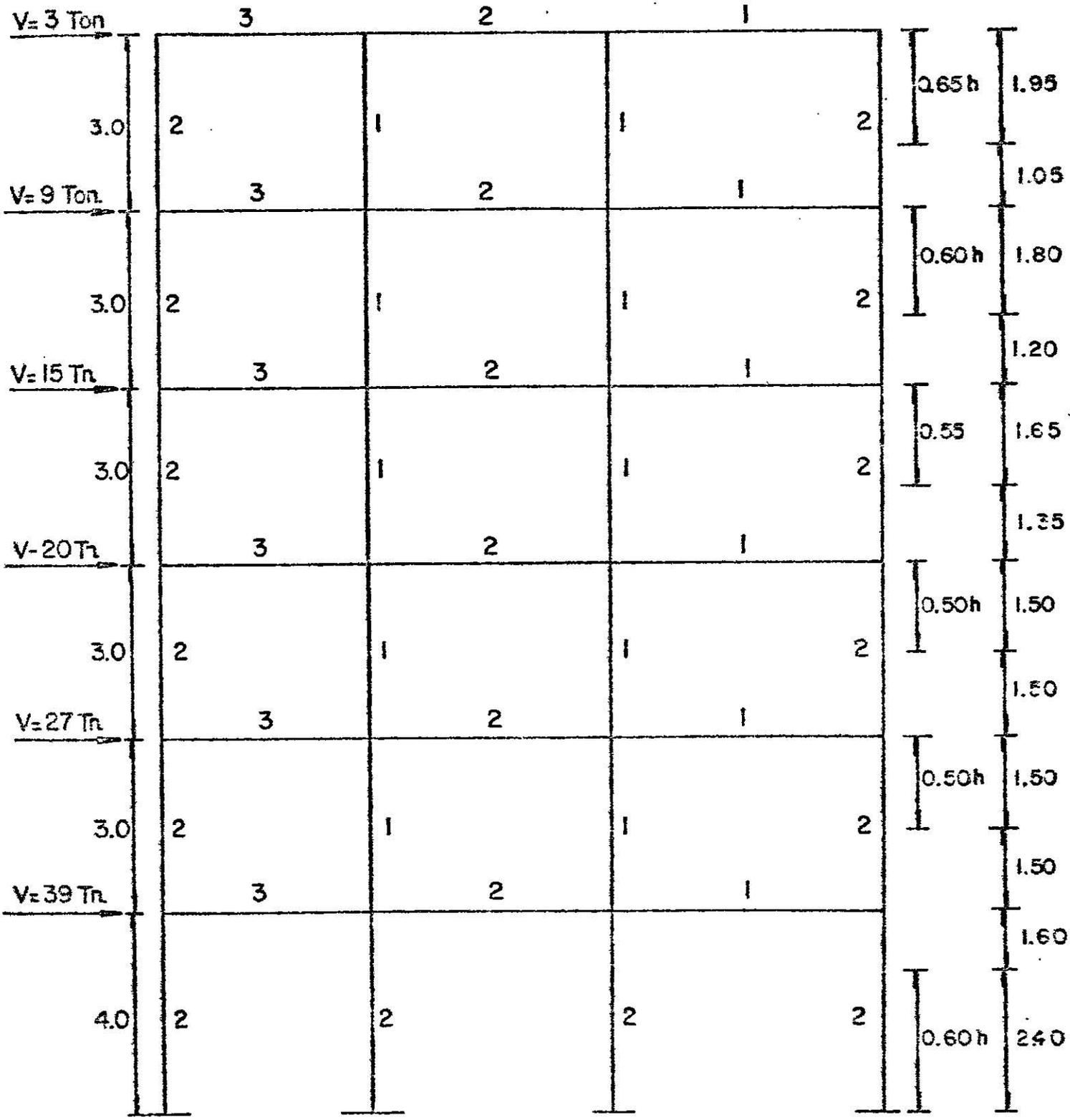
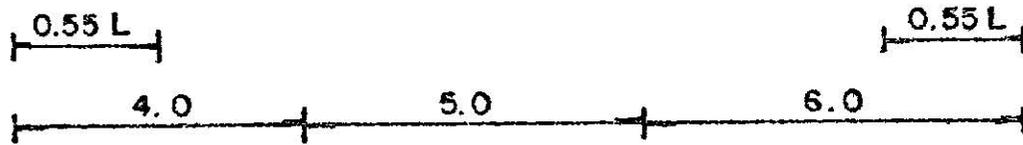
Cortante en columna

$$V_c \frac{N-0.5}{N+1} V : V_c = \frac{3-0.5}{3+1} 39 \quad \therefore V_c = 24.38 \text{ TON.}$$

CORTANTE DE TRABE.

$$V_t = V - V_c ; V_t = 39 - 24.38 \quad \therefore V_t = 14.63 \text{ TON}$$

DISTRIBUCION DE LAS FUERZAS CORTANTES



2o. ENTREPISO:

Cortante en columnas

$$V_c = \frac{N-2}{N+1} V$$

$$V_c = \frac{3-2}{3+1} \cdot 27 \dots V_c = 6.75 \text{ Ton}$$

Cortante en trabes

$$V_t = 27 - 6.75 \dots V_t = 20.25 \text{ Ton}$$

4o. ENTREPISO

Cortante en columnas

$$V_c = \frac{1}{4} \cdot 15 \dots V_c = 3.75 \text{ Ton}$$

Cortante en trabes

$$V_t = 15 - 3.75 \dots V_t = 11.25 \text{ Ton}$$

3er. ENTREPISO.

Cortante en columnas

$$V_c = \frac{1}{4} \cdot 20 \dots V_c = 5 \text{ Ton}$$

Cortante en trabes

$$V_t = 20 - 5 \dots V_t = 15 \text{ Ton}$$

5o. ENTREPISO

Cortante en columnas

$$V_c = \frac{1}{4} \cdot 9 \dots V_c = 2.25 \text{ Ton}$$

Cortante en trabes

$$V_t = 9 - 2.25 \dots V_t = 6.75 \text{ Ton}$$

6o. ENTREPISO

Cortante en columnas

$$V_c = \frac{1}{4} \cdot 3 \dots V_c = 0.75 \text{ Ton}$$

Cortante en trabes

$$V_t = 3 - 0.75 \dots V_t = 2.25 \text{ Ton}$$

ENTREPISO

Vc

Vt

1o.

24.38

14.62

2o.

6.75

20.25

3o.

5.00

15.00

4o.

3.75

11.25

5o.

2.25

6.75

6o.

0.75

2.25

6o. ENTREPISO

Cortante en columnas

$$V_i = 0.75 \left(\frac{2}{6} \right) \dots V_i = 0.25$$

$$V_i = 0.75 \left(\frac{1}{6} \right) \dots V_i = 0.125$$

Cortante de trabes

$$V_j = 2.25 \left(\frac{1}{6} \right) \dots V_j = 0.375$$

$$V_j = 2.25 \left(\frac{2}{6}\right) \therefore V_j = 0.75$$

$$V_j = 2.25 \left(\frac{3}{6}\right) \therefore V_j = 1.125$$

5o. ENTREPISO (COLUMNAS)

$$V_i = 2.25 (2/6) \therefore V_i = 0.75$$

$$V_i = 2.25 (1/6) \therefore V_i = 0.375$$

(TRABES)

$$V_j = 6.75 (1/6) \therefore V_j = 1.125$$

$$V_j = 6.75 (2/6) \therefore V_j = 2.25$$

$$V_j = 6.75 (3/6) \therefore V_j = 3.375$$

4o. ENTREPISO
(COLUMNAS)

$$V_i = 3.75 (2/6) \therefore V_i = 1.25$$

$$V_i = 3.75 (1/6) \therefore V_i = 0.625$$

(TRABES)

$$V_j = 11.25 (1/6) \therefore V_j = 1.875$$

$$V_j = 11.25 (2/6) \therefore V_j = 3.75$$

$$V_j = 11.25 (3/6) \therefore V_j = 5.625$$

3o. ENTREPISO
(COLUMNAS)

$$V_i = 5(1/6) \therefore V_i = 0.833$$

$$V_i = 5(2/6) \therefore V_i = 1.666$$

(TRABES)

$$V_j = 15(1/6) \therefore V_j = 2.5$$

$$V_j = 15(2/6) \therefore V_j = 5.0$$

$$V_j = 15(3/6) \therefore V_j = 7.5$$

2o. ENTREPISO
(COLUMNAS)

$$V_i = 6.75(1/6) \therefore V_i = 1.125$$

$$V_i = 6.75(2/6) \therefore V_i = 2.25$$

(TRABES)

$$V_j = 20.25(1/6) \therefore V_j = 3.375$$

$$V_j = 20.25(2/6) \therefore V_j = 6.75$$

$$V_j = 20.25(3/6) \therefore V_j = 10.125$$

1er. ENTREPISO
(COLUMNAS)

$$V_i = 24.38 (2/8) \therefore V_i = 6.095$$

(TRABES)

$$V_j = 14.62 (1/6) \therefore V_j = 2.437$$

$$V_j = 14.62 (2/6) \therefore V_j = 4.874$$

$$V_j = 14.62 (3/6) \therefore V_j = 7.31$$

SOLUCION DEL MARCO ANTERIOR:

- Se calculó el cortante de trabes y columnas dependiendo del valor de la rigidez.
- La flecha por encima del claro significa el valor del cortante de trabes.
- De las tres flechas que aparecen sobre las columnas significan:
 - 1.- La primer flecha (de arriba hacia abajo) significa que por cada lado de la columna le corresponde 1/2 del cortante de la trabe.
 - 2.- La tercera flecha significa el valor del cortante de las columnas y su valor se repite tanto en el centro como en los extremos debido a que su rigidez son las mismas.
 - 3.- La segunda flecha (al centro) corresponde al cortante total de las columnas y resulta de sumar todas las cortantes o sea la suma de las flechas 1 y 3, además el cortante total o segunda flecha, pasa a la distancia definida en el marco anterior a éste.

COMPROBACION:

La suma de las fuerzas cortantes parciales de las columnas de cada entrepiso debe ser igual a la fuerza horizontal total de dicho entrepiso; como ejemplo hacemos la suma de las fuerzas parciales del sexto entrepiso:

$$0.8125 + 1.0625 + 0.6875 + 0.4375 = 3.0 \text{ Ton}$$

DISTRIBUCION DE LAS FUERZAS CORTANTES

1.125

0.75

0.375

0.5625	0.5625	0.375	0.375	0.1875	0.1875
0.8125	1.0625		0.6375		0.4375
0.25	0.125		0.125		0.25
3.375		2.25		1.125	
1.6875	1.6875	1.125	1.125	0.5625	0.5625
2.4375	3.1875		2.0625		1.3125
0.75	0.375		0.375		0.75
5.625		3.75		1.875	
2.8125	2.8125	1.875	1.875	0.9375	0.9375
4.0625	5.3125		3.4375		2.1875
1.25	0.625		0.625		1.25
7.5		5.0		2.5	
3.75	3.75	2.5	2.5	1.25	1.25
5.417	7.083		4.583		2.917
1.667	0.833		0.833		1.667
10.125		6.75		3.375	
5.06 ²	5.06 ³	3.375	3.375	1.687	1.687
7.31 ²	9.56 ³			5.18 ⁷	3.93 ⁸
2.25	1.125		1.125		2.25
7.311		4.874		2.437	
3.655	3.655	2.437	2.437	1.218	1.219
9.75	12.188		9.75		7.314
6.095	6.095		6.095		6.095

CALCULO DE MOMENTOS EN LOS NUDOS:

$$m_1 = \frac{M_1 + M_2}{K_1 + K_2} K_1 \quad ; \quad m_2 = \frac{M_1 + M_2}{K_1 + K_2} K_2 \quad M_{\text{nudo}} = 0$$

6o. ENTREPISO

$$m_1 = 1.584; \text{ Por equilibrio } M=1.584$$

$$m_1 = \frac{2.071}{5} \times 3 \quad \therefore \quad m_1 = 1.243$$

$$m_2 = \frac{2.071}{5} \times 2 \quad \therefore \quad m_2 = 0.828$$

$$m_1 = \frac{1.34 \times 2}{3} \quad \therefore \quad m_1 = 0.893$$

$$m_2 = \frac{1.34}{3} \times 1 \quad \therefore \quad m_2 = 0.446$$

Por condición de equilibrio se colocan con signo contrario \uparrow (-)

$$m_2 = \frac{0.853}{1} \times 1 \quad \therefore \quad m_2 = 0.853$$

4o. ENTREPISO

$$m_1 = \frac{2.925 + 6.703}{3} \times 3 \quad \therefore \quad m_1 = 9.628$$

$$m_1 = \frac{3.825 + 8.766}{3+2} \times 3 \quad \therefore \quad m_1 = 7.555$$

$$m_2 = \frac{3.825 + 8.766}{3+2} \times 2 \quad \therefore \quad m_2 = 5.036$$

$$m_1 = \frac{2.475 + 5.672}{2+1} \times 2 \quad \therefore \quad m_1 = 5.431$$

$$m_2 = \frac{2.475 + 5.672}{2+1} \times 1 \quad \therefore \quad m_2 = 2.716$$

$$m_2 = \frac{1.575 + 3.609}{1} \times 1 \quad \therefore \quad m_2 = 5.184$$

5o. ENTREPISO

$$m_1 = \frac{0.853 + 4.387}{3} \times 3 \quad \therefore \quad m_1 = 5.24$$

$$m_1 = \frac{1.115 + 5.737}{2+3} \times 3 \quad \therefore \quad m_1 = 4.11$$

$$m_2 = \frac{1.115 + 5.737}{2+3} \times 2 \quad \therefore \quad m_2 = 2.741$$

$$m_1 = \frac{0.721 + 3.712}{2+1} \times 2 \quad \therefore \quad m_1 = 2.956$$

$$m_2 = \frac{0.721 + 3.712}{2+1} \times 1 \quad \therefore \quad m_2 = 1.478$$

$$m_2 = \frac{0.459 + 2.36}{1} \times 1 \quad \therefore \quad m_2 = 2.819$$

3o. ENTREPISO

$$m_1 = \frac{5.484 + 8.1255}{3} \times 3 \quad \therefore \quad m_1 = 13.609$$

$$m_1 = \frac{7.17 + 10.625}{3+2} \times 3 \quad \therefore \quad m_1 = 10.677$$

$$m_2 = \frac{7.17 + 10.625}{3+2} \times 2 \quad \therefore \quad m_2 = 7.118$$

$$m_1 = \frac{4.64 + 6.875}{2+1} \times 2 \quad \therefore \quad m_1 = 7.677$$

$$m_2 = \frac{4.64 + 6.875}{2+1} \times 1 \quad \therefore \quad m_2 = 3.838$$

$$m_2 = \frac{2.953 + 4.376}{1} \times 1 \quad \therefore \quad m_2 = 7.329$$

2o. ENTREPISO

$$m1 = \frac{8.1255 + 10.968}{3} \times 3 \dots m1 = 19.094$$

$$m1 = \frac{10.625 + 14.34}{3+2} \times 3 \dots m1 = 14.979$$

$$m2 = \frac{10.625 + 14.34}{3+2} \times 2 \dots m2 = 9.986$$

$$m1 = \frac{6.785 + 9.28}{2+1} \times 2 \dots m1 = 10.710$$

$$m2 = \frac{6.785 + 9.28}{2+1} \times 1 \dots m2 = 5.355$$

$$m2 = \frac{4.376 + 5.907}{1} \times 1 \dots m2 = 10.283$$

1o. ENTREPISO

$$m1 = \frac{10.968 + 156}{3} \times 3 \dots m1 = 26.568$$

$$m1 = \frac{14.34 + 19.50}{3+2} \times 3 \dots m1 = 20.304$$

$$m2 = \frac{14.34 + 19.50}{3+2} \times 2 \dots m2 = 13.536$$

$$m1 = \frac{9.28 + 15.60}{2+1} \times 2 \dots m1 = 16.587$$

$$m2 = \frac{9.28 + 15.60}{2+1} \times 1 \dots m2 = 8.293$$

$$m2 = \frac{5.907 + 11.71}{1} \times 1 \dots m2 = 17.617$$

MEMORIA DE CALCULO DEL MOMENTO FLEXIONANTE (+)

El cálculo del momento para los nudos:

Se toma la fuerza cortante de la columna por el brazo de palanca; - como ejemplo calculemos el sexto entrepiso.

1a. COLUMNA

$$M = 0.8125 \times 1.95 \dots M = 1.584$$

$$M = 0.8125 \times 1.05 \dots M = 0.853$$

3a. COLUMNA

$$M = 0.6875 \times 1.95 \dots M = 1.34$$

$$M = 0.6875 \times 1.05 \dots M = 0.721$$

2a. COLUMNA

$$M = 1.0625 \times 1.95 \dots M = 2.071$$

$$M = 1.0625 \times 1.05 \dots M = 1.115$$

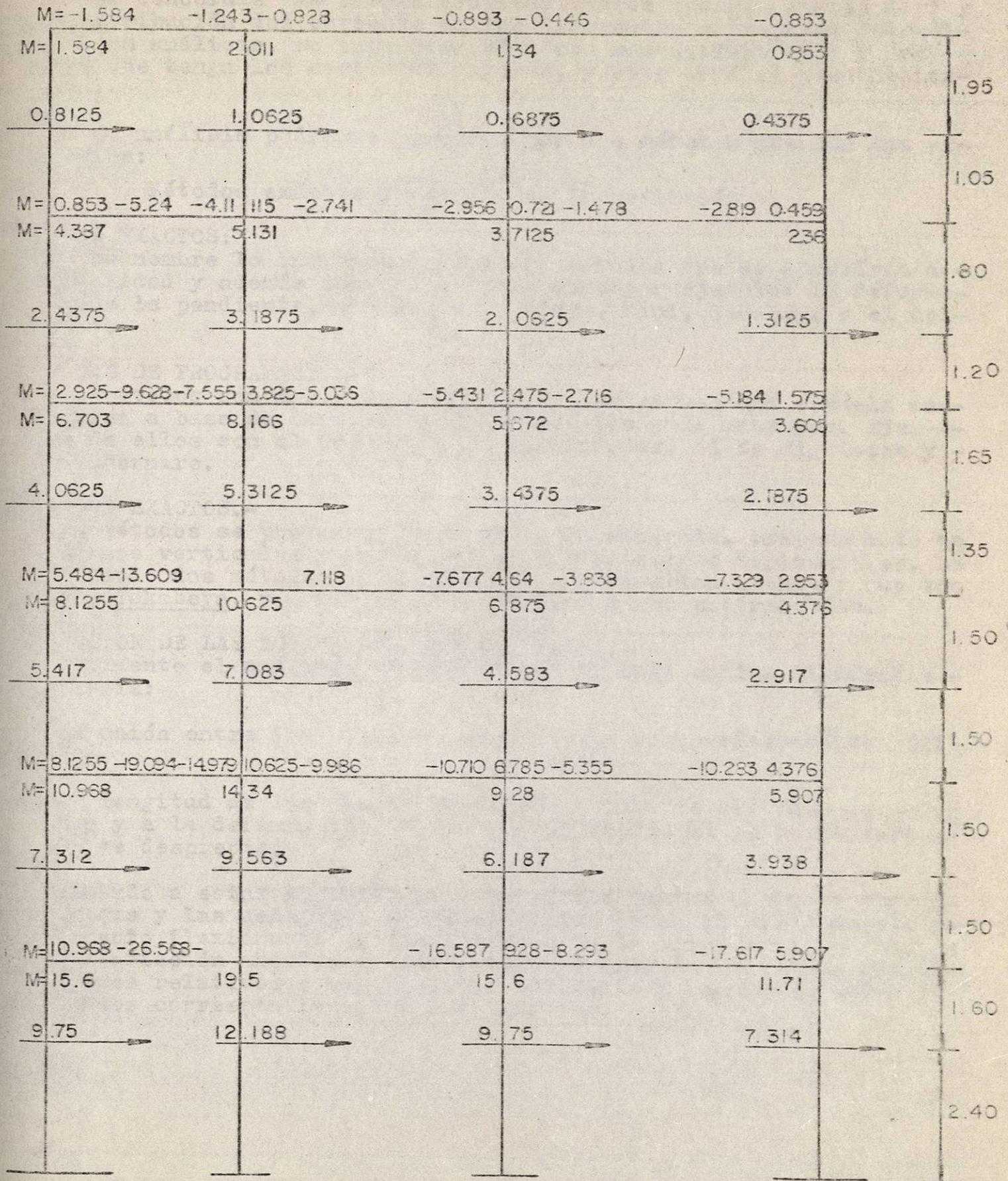
4a. COLUMNA

$$M = 0.4375 \times 1.95 \dots M = 0.853$$

$$M = 0.4375 \times 1.05 \dots M = 0.459$$

Las columnas son tomadas de izquierda a derecha.

CALCULO DE MOMENTOS EN COLUMNAS Y TRABES EN LOS NUDOS



ANÁLISIS DE MARCOS:

Una vez conocidas las cargas gravitacionales (cargas verticales) y la distribución del cortante en los diferentes entrepisos del edificio en análisis, se encuentra el marco mas desfavorable o sea -- aquel que tenga los cortantes mayores, y este será el que analizaremos.

Para su análisis podremos proceder por dos métodos que son los siguientes:

Métodos exactos y métodos de Programación.

MÉTODOS EXACTOS:

Como su nombre lo indica son aquellos métodos que se aproximan a la realidad y además son interactivos como por ejemplo: La deformación de la pendiente, el método de Cross, Kani, Takabeya y el del factor.

MÉTODOS DE PROGRAMACION:

Estos métodos son mas exactos debido a que siguen una secuencia matemática a base de ecuaciones diferenciales y de matrices. Ejemplos de ellos son el método de Flexibilidades, el de Rigideces y el de Newmarc.

MÉTODOS EXACTOS.-

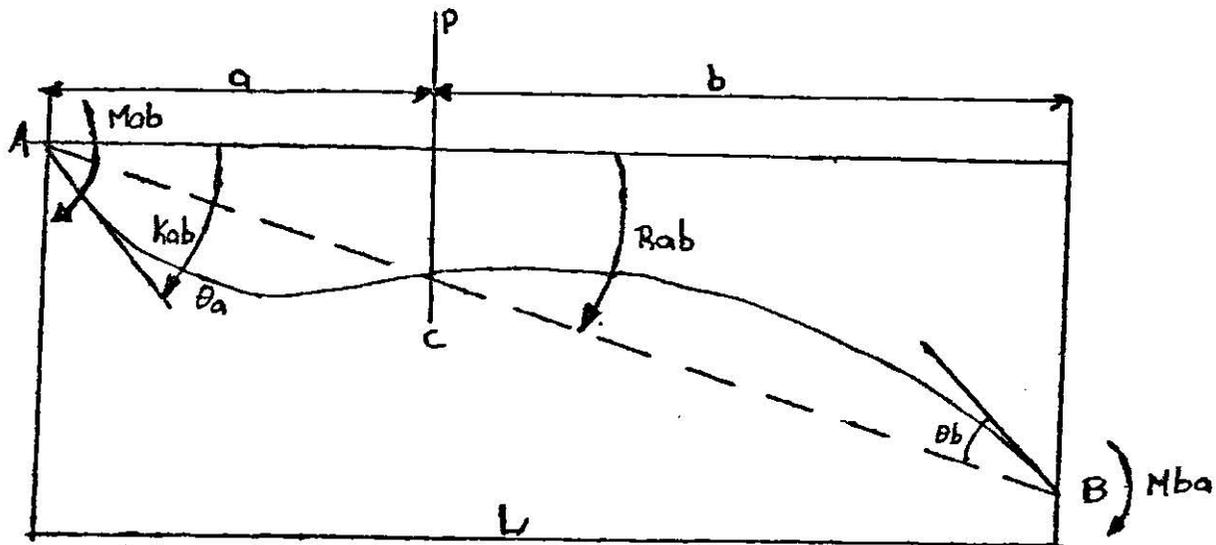
Estos métodos se pueden aplicar en forma separada, primeramente para cargas verticales y posteriormente para cargas horizontales. De estos solo dos métodos se pueden aplicar simultaneamente y que son Kani y Takabeya, y a su vez también pueden ser programables.

DEDUCCION DE LAS ECUACIONES FUNDAMENTALES.

Generalmente el análisis de los marcos se basa en las siguientes hipótesis:

- 1) La unión entre las vigas y las columnas son perfectamente rígidas.
- 2) La longitud de las barras no varía a causa de las fuerzas que actúan y a la deformación de las mismas debido al esfuerzo cortante se desprecia.

De acuerdo a estas hipótesis en los nudos o puntos donde se conectan las vigas y las columnas, ambos elementos giran el mismo ángulo y el momento flexionante en los extremos de la barra está en función de la variación angular de sus secciones extremas y de sus desplazamientos relativos o sea debido a los giros y desplazamientos de los nudos correspondientes a sus extremos.



De donde:

$$M_{ab} = -M'_{ab} + \Delta_{mab}$$

En la fórmula M_{ab} y M_{ba} son los momentos de empotramiento elástico de la viga y M'_{ab} y M'_{ba} son los momentos de empotramiento correctivos a la viga perfectamente empotrada por ambos extremos. Δ_{mab} y Δ_{mba} son los términos de corrección de los momentos de empotramiento y están expresados en función de los giros y desplazamientos de las secciones extremas o nudos y se expresan.

$$\Delta_{mab} = 2 \cdot EK_{ab} (2 \theta_a + \theta_b - 3R_{ab})$$

$$\Delta_{mba} = 2 \cdot EK_{ba} (2 \theta_b + \theta_a - 3R_{ab})$$

Donde:

E = módulo de elasticidad

K = Rigidez relativa o absoluta de las secciones ($K=I/L$)

θ_A y θ_B = ángulos girados por los nudos A y B.

$$R_{ab} = \frac{\delta_{ab}}{L}$$

δ_{ab} = Desplazamiento vertical del extremo (B) en relación al extremo (A) considerado a partir de su posición inicial.

Cuando Δ_{mab} es igual a Δ_{mba} corresponderá a una viga perfectamente empotrada.

Substituyendo las ecuaciones originales por los valores dados en las formulas para Δ_{mab} y Δ_{mba} tendremos:

$$M_{ab} = K_{ab} (2m_a + m_b + \bar{m}_{ab}) - M'_{ab}$$

$$M'_{ba} = K_{ab} (2m_b + m_a + \bar{m}_{ab}) - M'_{ba}$$

En los cuales:

$$m_a = 2EK\theta_a \quad ; \quad m_b = 2EK\theta_b \quad ; \quad \bar{m}_{ab} = -6EK R_{ab}$$

$$K_{ab} = \frac{E_{ab}}{K} = \frac{bh^3}{12L}$$

K_{ab} es igual a la rígidez relativa con respecto al módulo (K) donde (K) = valor conveniente tomado como unidad de rígidez.

$$M_a = \text{Momento debido al giro } (\theta_a)$$

$$M_b = \text{Momento debido al giro } (\theta_b)$$

$$M_{ab} = \text{Momento de desplazamiento debido a } (R_{ab})$$

La ecuación fundamental puede obtenerse por distintos procedimientos como son trabajo virtual, el teorema de Castigliani, la ecuación de la elástica y por el teorema de Jour.

POR LA ECUACION DE LA ELASTICA.

1o. Caso: Cuando $\int a = \int b - R_{ab} = 0$; si nosotros tomamos de la figura el punto (A) como origen de coordenadas al eje longitudinal de la barra como el eje (X) por lo tanto el eje (Y) será el vertical y la ecuación diferencial de la elástica estará caía.

$$EI \frac{d^2 y}{dx^2} = - M$$

Las constantes de integración de la ecuación de la elástica corresponderá al segmento (AC) de la viga y se tomará en cuenta las condiciones de equilibrio o apoyo de donde se tomará que para $X=0$ el valor angular en el punto (A) por deducción matemática tendremos que la tangente del ángulo sea la primera derivada.

$$\frac{dy}{dx} = \theta_a \quad y=0$$

De la misma manera la ecuación de la elástica correspondiente al segmento (CB) se determinará para $X = L dy/dx$, $y=0$ con las ecuaciones así determinadas y teniendo en cuenta que la pendiente y la ordenada y a su vez de la deformación en el punto (C) tienen valores únicos considerando que dicho punto perteneciente al segmento de la viga (AC) ó (CB) podrán establecer 2 ecuaciones cuya resolución nos dará :

$$M_{ab} = K_{ab} (2m_a + m_b) - L'_{ab}$$

$$M_{ba} = K_{ab} (2m_b + m_a) + M'_{ba}$$

Debido a que no existe el desplazamiento (Rab)

2o. Caso: Cuando $\delta b > \delta a$ ó $R_{ab} = \frac{(\delta b - \delta a)}{L}$ el análisis será similar al del 1er. caso y llegaremos a obtener las ecuaciones fundamentales antes mencionados (Ecuaciones 1)

MÉTODO KANI

(Método de las deformaciones y Métodos Iterativos)

Si en el método de deformaciones aparece más de dos incógnitas puede requerirse la solución del problema un considerable número de cálculos por esto en casos que exista un gran número de incógnitas es más ventajoso no abordar el problema en una forma directa sino mediante aproximaciones sucesivas, es decir mediante interacciones. Entendemos por Interacción al método basado en la repetición de un cierto proceso en este método, los valores van acercándose cada vez más al resultado final ya que cada paso mejorará los valores de las incógnitas, pueden obtenerse resultados con la exactitud deseada sin más que repetir el proceso un número suficiente de veces. El número de pasos depende de lo acentuada que sea la convergencia de los resultados al valor final. En sistemas de ecuaciones lineales la convergencia depende del valor comparado de los términos de la diagonal principal respecto de lo restante de la matriz. Cuando mayores son aquellos comparados con estos, tanto mejor en la convergencia y tanto menor es, son los pasos necesarios para lograr una exactitud suficiente. En los Métodos Iterativos podemos suprimir el planteamiento de las ecuaciones elásticas substituyendo las por un esquema de cálculo o un método operativo que permite su resolución por interacciones.

COMPARACION DEL METODO DE CROOS Y KANI

El método de Croos, los resultados convergen hacia el cero mientras que en el Kani lo hacen hacia el valor final. En ambos métodos se consideran los nudos de las estructuras como rígidos e inrotacionales determinándose en estas condiciones los momentos de empotramiento perfecto de las barras.

El método de Croos considera los nudos sin posibilidad de giro en su comienzo permitiéndole esta libertad uno a uno en forma progresiva el momento liberado al soltar el nudo se reparte entre las barras empotradas en el y se transmite hasta los extremos opuestos a continuación se rigidizaba el nudo anterior y se soltaba el nudo vecino, el proceso se repite hasta que el momento a repartir resul

ta prácticamente nulo en todos los nudos, la suma de los momentos de empotramientos, momentos repartidos y momentos transmitidos nos da el momento final de la barra.

En el método de Kani supondremos el nudo estudiado rígido habiéndose soltado todos los contiguos, los momentos que actúan sobre el nudo procedente de los extremos opuestos de las barras que en el concluye se suma con la resultante de los momentos de empotramiento en el nudo. La suma total se reparte entre las barras habiéndose fijado los nudos vecinos y soltando el que es objeto de estudio. Este método sigue en todos los nudos hasta que los momentos repartidos alcancen un valor constante, la suma del momento de comportamiento perfecto, a veces al momento en el extremo considerado y una vez en el extremo nos dará el momento en el extremo buscado.

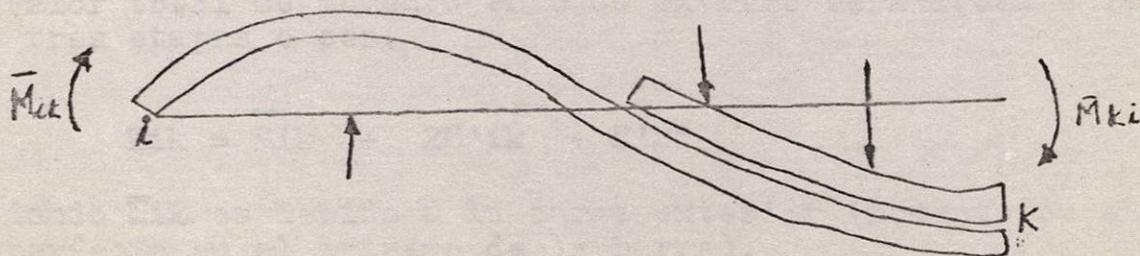
En el fondo ambos métodos Iterativos descansan sobre el método de las deformaciones, el método de Kani emplea la iteración directa en la cual los términos de carga se arrastran hasta el final esto significa que cada nuevo resultado mejorará el anterior no siendo necesario este no hay que afectar ninguna suma de los valores intermedios como sucede con el Cross, el método permite además efectuar a posteriores modificaciones en las cargas o en las dimensiones sin mas reparaciones que aumentar el número de iteraciones necesarias también desaparecen los errores de cálculo esto puede comprobarse además con los valores finales permite además en cada iteración tomar el nudo que mas nos convenga sin que este nos altere el proceso de cálculo.

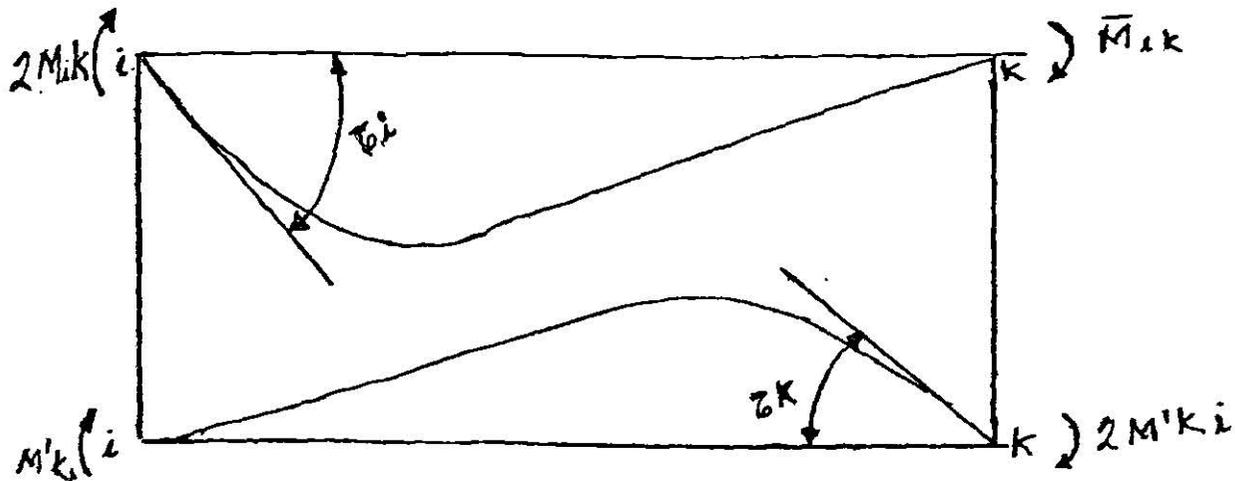
ESTRUCTURAS CON NUDOS RIGIDOS.

DEDUCCION DEL METODO:

El método de las deformaciones había que determinar los esfuerzos con un proceso de cálculo suplementario a partir de los ángulos hallados por este método (KANI) simplifico el cálculo introduciendo en vez de ángulos aquellos momentos que producen la misma deformación.

Para la primera etapa del cálculo se supone que los nudos son indisplicables cuando se deforma una estructura bajo la acción de ciertas cargas exteriores sin suponer que existe rigidez en los nudos de la misma, cada uno de ellos gira en un determinado valor para una cierta barra.





En donde al descomponerse el giro total de los extremos de la barra (ik) como superposición y siguiendo los teoremas de Maxwell y Betti, tendremos las tres siguientes superposiciones o etapas sucesivas:

- 1o).- La barra (ik) se deforma flexando la acción de la carga sin girar los extremos de la misma.
- 2o).- El extremo (i) gira un ángulo (θ_i) mientras el extremo (k) no gira.
- 3o).- El extremo (k) gira un ángulo (θ_k) mientras el extremo (i) no gira.

El valor total de momento en cada extremo será igual a la suma de las tres etapas o sea.

$$M_{ik} = \bar{M}_{ik} + 2M'_{ik} + M'_{ki}$$

En donde \bar{M}_{ik} es debido a la carga exterior (momento de empotramiento perfecto en el extremo de la barra).

2 Mik - Será el momento debido al giro del propio extremo.

$$M'_{ik} = - 2 E K \zeta_i$$

M'ki - Será el momento debido al giro en el extremo (K) de la barra y se le conoce como influencia del giro en el extremo (K) de la barra.

Para este método se calculará separadamente cada uno de estos valores en lugar de calcular directamente el monto total.

Las sucesivas variaciones del momento flector se obtendrán en cada nudo por la iteración de una misma operación por una sucesión arbitraria de uno a otro nudo de la estructura y reiterando en cada una de ellas la misma operación de donde puede llegarse a conseguir el grado de aproximación que se desea.

Los momentos de empotramiento perfecto para las cargas exteriores - que se calcularon mediante las formulas ya conocidas y las cuales - seanotaron en los extremos de las barras empezando por el extremo - izquierdo con signo negativo, para considerar el equilibrio en un nudo cualquiera (i) y para el inicio partiremos con un momento de - desequilibrio el cual será la suma algebraica de todos los momentos que concurren a él.

OBTENCION DE LOS VALORES DE LOS COEFICIENTES DE REPARTICION. (0 -- FACTOR DE GIROS M)

Repartiendo el valor (- 1/2) en forma proporcional en cada nudo con respecto a los valores de las rigideces (K) de las barras que concurren al nudo formando dicho valor (K= I/2) tendremos :

$$\mu_i = -0.5 \frac{K_{ik}}{\sum k_{ik}} \quad (i)$$

y la comprobación será que la suma - de todos los valores de los factores de giros.

Las sucesivas influencias del giro de los nudos a los momentos (Mik) las determinamos por Iteraciones de las operaciones sucesivas de la forma siguiente:

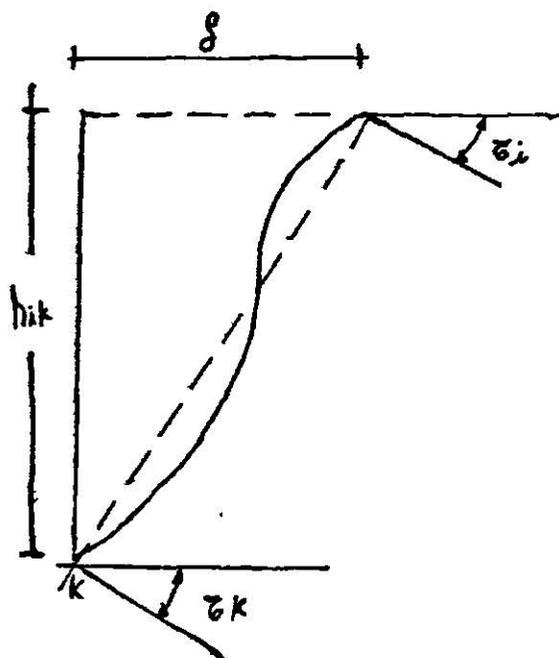
$$M'_{ik} = M_{ik} (M_{ik} + \sum M'_{ki})$$
 siguiendo de un nudo a otro hasta obtener la aproximación deseada.

Sumando los momentos de empotramiento en los extremos de las barras (Mik) con la influencia de los giros obtendremos el momento definitivo de los extremos de cada barra o sea en donde la suma es algebraica.

$$M_{ik} = M_{ik} + 2 M'_{ik} + M'_{ki}$$

MARCOS DE VARIOS PISOS CONSIDERANDO EL DESPLAZAMIENTO.

Cuando los nudos de una estructura durante su deformación además de girar se desplaza, la deformación puede descomponerse como se muestra en la siguiente figura:



CONSIDERACIONES:

- 1o.- La barra (ik) se deforma sin girar sus extremos ni desplazarse (empotramientos perfectos).
- 2o.- El extremo (i) gira (τ_i) sin girar el otro extremo (k) ni desplazarse.
- 3o.- El extremo (k) gira (τ_k) sin girar (c) ni desplazarse.
- 4o.- Los extremos (ik) se desplazan entre ellos un valor (δ) sin que los extremos sufran ningún giro.

Se observa que estas consideraciones son idénticas a las consideradas en estructuras con nudos rígidos por lo que bastará a la ecuación fundamental (M^{ik}) debido al desplazamiento (δ) de donde:

$$M_{ik} = M_{ik} + 2 L'_{ik} + M'_{ki} + M''_{ik}$$

Se le considerará a M^{ik} como la influencia de los pisos del marco sobre los momentos en los nudos.

La ecuación de equilibrio en el nudo estará expresado por:

$$\sum_i M_{ik} = 0$$

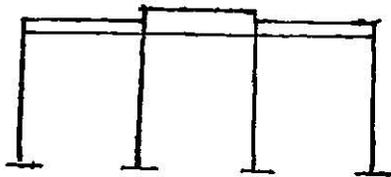
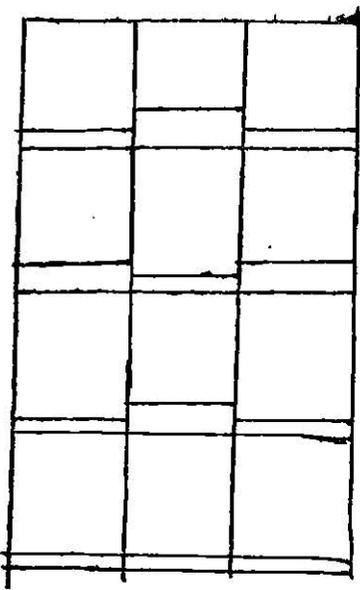
$$\sum_i M_{ik} + 2 \sum_i L'_{ik} + \sum_i M'_{ki} + \sum_i M''_{ik} = 0$$

$$- 2 \sum_i M_{ik} = \sum_i M_{ik} + \sum_i M'_{ki} + \sum_i M''_{ik}$$

Por lo tanto para barras de sección constante

$$M''_{ik} = M''_{ki}$$

DESPLAZAMIENTO HORIZONTAL POR CARGAS VERTICALES:



De la figura para que exista equilibrio debe verificarse que la suma de cortantes de las columnas del piso - en análisis sea igual a cero.

$$Q_{ik} = 0$$

i

Y dicha ecuación debe cumplirse para cada piso.

Suponiendo un piso (r) con columnas de igual longitud es posible obtener la ecuación de equilibrio substituyendo el valor del esfuerzo cortante en la columna (ik) en la ecuación general.

$$Q_{ik} = - \frac{M_{ik} + M_{ki}}{h_{ik}}$$

De donde:

$$Q_{ik} = - \frac{1}{h_{ik}} \sum_r (2 M'_{ik} + M'_{ki} + M''_{ik} + 2M''_{ki} + M''_{ik} + M''_{ki}) = 0$$

y de esta ecuación:

$$\sum_r M''_{ik} = - \frac{3}{2} \sum_r (M'_{ik} + M'_{ki})$$

La suma de influencias de los desplazamientos de las columnas de un piso (r) sobre los momentos puede determinarse mediante la influencia de los giros de los extremos de las columnas del mismo piso.

Al desplazarse un piso (r) todas las columnas de este piso se desplazarán transversalmente en la misma cantidad, suponiendo las longitudes de barras constantes y considerando que la influencia de desplazamiento depende únicamente de (δ) y de los valores (K/h) y siendo además proporcionales a ellos tendremos:

$$M''_{ik} = 6EK \frac{\delta}{h}$$

De donde es posible calcular las influencias sobre columnas del desplazamiento (δ) del piso (r) proporcionalmente a los valores de $\frac{M}{k/h}$ despejando :

$$\delta = \frac{M_{ik} h}{6EK}$$

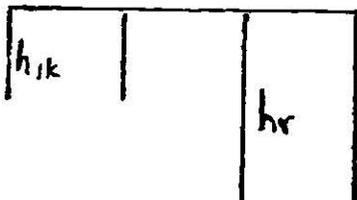
Analogamente a los factores de giro se obtienen los factores de desplazamiento repartiendo el valor de $(-1/2)$ proporcionalmente a las rigideces de las columnas del piso (r) siempre y cuando sus alturas sean constantes:

$$\delta_{ik} = - \frac{3}{2} \frac{K_{col}}{\sum K_{col}}$$

Si las columnas son de diferente altura se tendrá:

$$\delta_{ik} = - \frac{3}{2} \frac{C_{ik} K_{ik}}{\sum C_{ik}^2 K_{ik}}$$

En donde $C_{ik} = \frac{h_r}{h_{ik}}$

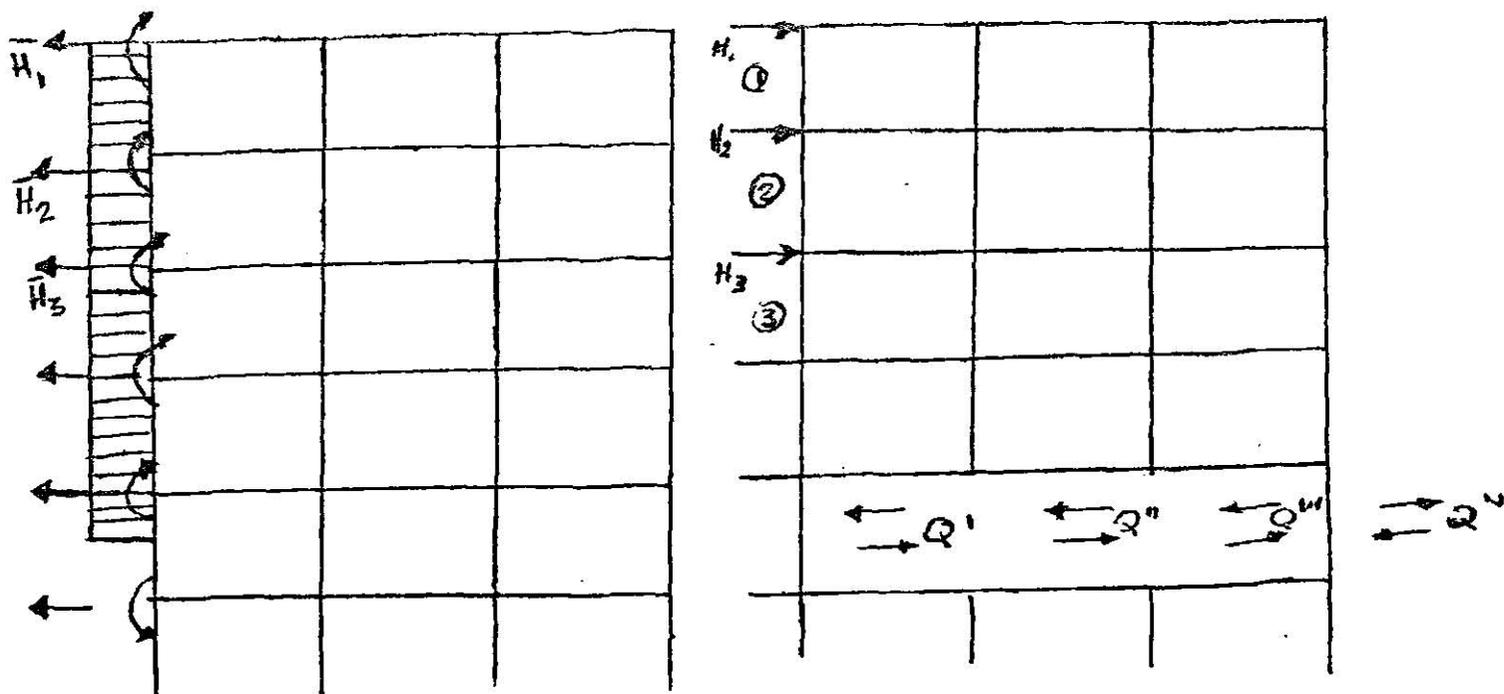


Llamado factor de reducción.

Sumando las influencias de los giros en todos los extremos de las columnas del piso y multiplicando esta suma sucesivamente por los factores del desplazamiento se obtiene de esta forma la influencia sobre los momentos debido al desplazamiento.

DESPLAZAMIENTO HORIZONTAL POR CARGAS HORIZONTALES.

En el caso de marcos de varios pisos sobre el cual actúan fuerzas horizontales en los nudos no se pueden considerar estos como rígidos ya que además de momento de sujeción habrá fuerzas horizontales que impiden el desplazamiento de los nudos.



Calculando los momentos de empotramiento de los extremos de las barras se calculan los momentos de sujeción y las fuerzas horizontales por medio de la ecuación de equilibrio.

$$\sum_r Q_{ik} = \sum_{i=1}^r H_i$$

La suma de fuerzas horizontales de fijación por encima del piso (r) se le designará como fuerza cortante (\$Q_r\$) bajo este piso.

$$Q_r = \sum_{i=1}^r H_i$$

Las fuerzas cortantes de un piso pueden obtenerse de las fuerzas horizontales de fijación para el caso de empotramiento perfecto así calculando (\$Q_{ik}\$) para una columna (ik) del piso (r) y empleando la ecuación fundamental tendremos:

$$\sum_r Q_{ik} = Q_r$$

Y suponiendo que todas las columnas tienen la misma altura (\$h_r\$) — tendremos:

$$Q_r h_r = - \sum_r 3(M'_{ik} + M'_{ki}) + 2 M''_{ik}$$

Y para la suma de las influencias del desplazamiento en todas las columnas del piso (r)

$$\sum_r M''_{ik} = -3/2 \bar{M}_r + \sum_r (M'_{ik} + M'_{ki})$$

Donde (\bar{M}_r) lo designaremos como momento del entrepiso y estará expresado por:

$$\bar{M}_r = \frac{Q_r h_r}{3}$$

Resumiendo los factores de desplazamiento son iguales a los del caso de cargas verticales con la única diferencia de que al hacer la suma de las influencias de los giros en extremos de columnas - debe añadirse a esta suma el valor del momento del entrepiso (\bar{M}_r)

Para finalizar designando (D_{ik}) el valor del factor del desplazamiento de la barra (ik) que da los momentos, debido al desplazamiento tendremos:

$$M''_{ik} = D_{ik} \left[\bar{M}_r + \sum (M'_{iK} + M'_{ki}) \right]$$

Y el valor que da los momentos debido al giro designado por el valor (M_{ik}) El factor de giro será:

$$M'_{ik} = M_{ik} \left[\bar{M}_i + \sum (M'_{ki} + M''_{ik}) \right]$$

Que podemos observar que son análogos, por lo que para el cálculo lo podremos hacer de dos maneras.

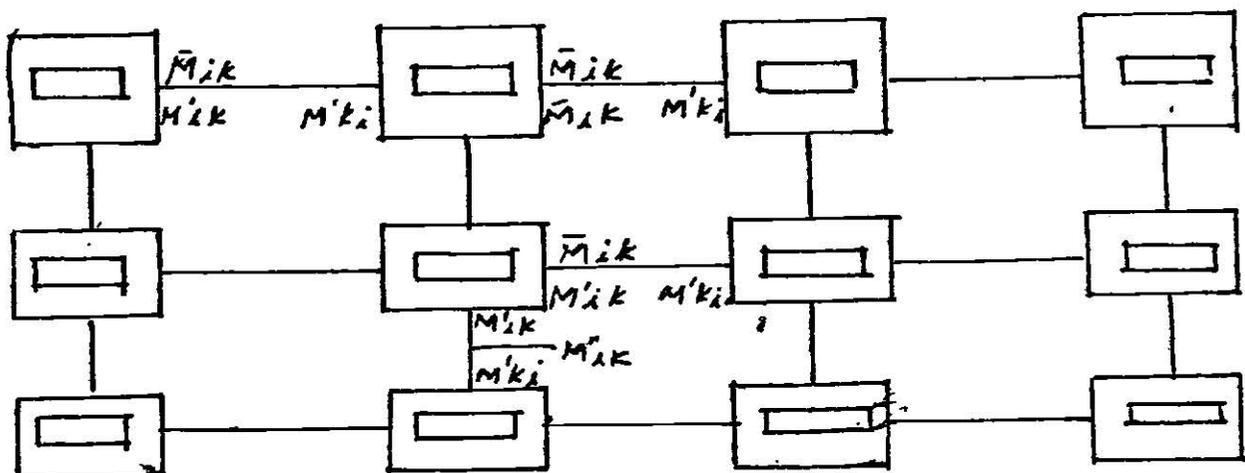
1o.- Haciendo un análisis por cargas verticales y después por cargas horizontales, finalmente sumando algebraicamente dichos resultados obtendremos el momento final.

2o.- Procediendo hacer el análisis en forma simultánea siempre y cuando conservemos la forma alternada de los dos efectos en forma indistinta.

CALCULO DE MOMENTOS FINALES.

Cuando la última interacción sea aproximadamente igual a la anterior (penúltima) se podrá decir que se ha llegado a la convergencia y para obtener los momentos finales se aplicarán las formulas generales y que para el momento del desplazamiento perfecto para carga vertical será:

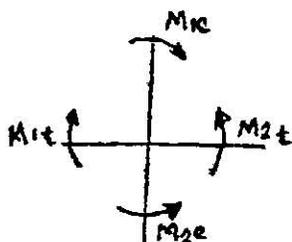
$$M_{ik} = \bar{M}_{ik} + 2 M'_{ik} + M'_{ki} \quad \text{----(1)}$$



Y eso dará por cada extremo de la barra que concurre al nudo debido a la carga horizontal o sea el efecto sísmico, el momento final -- será:

$$M_{ik} = 2M'_{ik} + M'_{ki} + K''_{ik} \quad \text{-----}(2)$$

Si llegamos a tener un desequilibrio en el nudo se procederá a repartir el error entre todos los momentos que concurren a dicho nudo:



$$\sum m_t - \sum M_c = \Delta$$

la corrección será

$$\Delta \frac{M}{0.5} = m^1$$

Para cada barra y la suma de

$$m^1 = \Delta \quad \sum m^1 = \Delta$$

si la distancia (Δ) es negativa se restará a todos los términos y en caso contrario se agregará.

Para obtener los diagramas tanto de momento flexionante como el de cortante, se procede en la forma ya considerada para vigas continuas

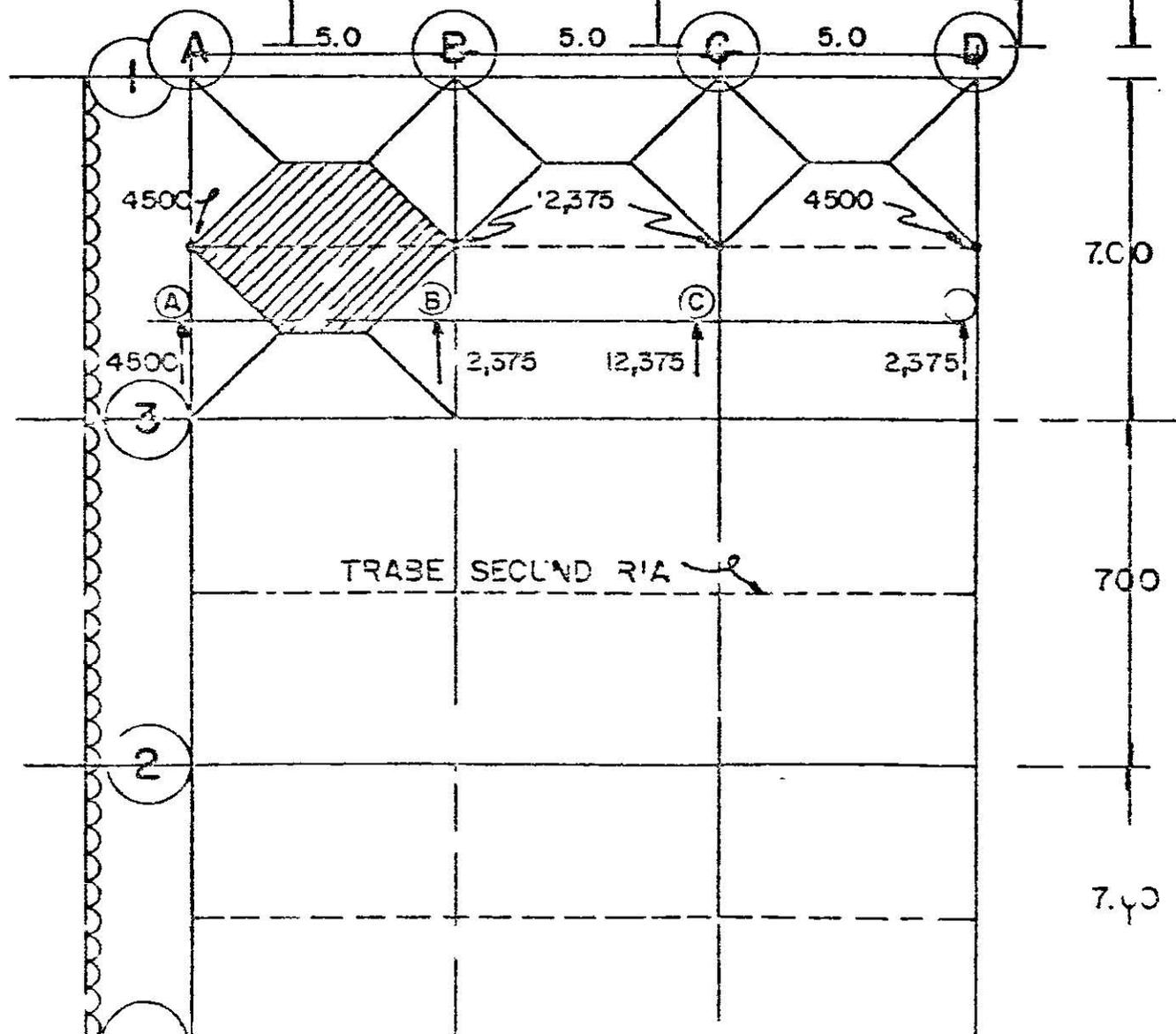
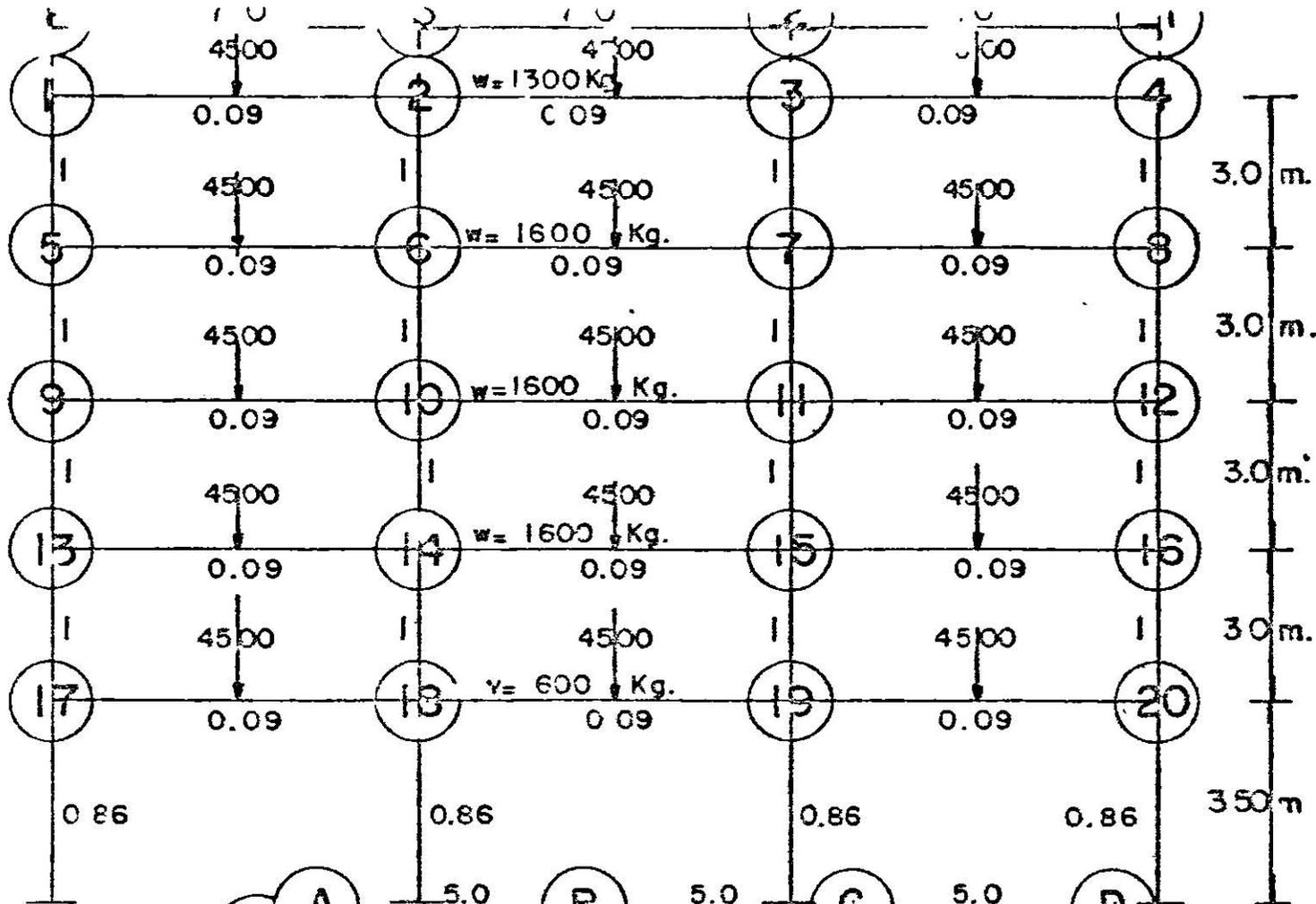
El momento de diseño estará afectado por el factor carga de acuerdo

a nuestro reglamento, si tiene el marco analizado para acciones variables y acciones accidentales el factor de carga será igual 1 (1.1)

$$F_c = 1 \text{ (1.1)}$$

Si solamente se ha analizado para acciones permanentes y acciones variables el factor de carga será igual a (1.4)

$$F_c = 1.4$$



ANALISIS DEL MARCO EJE (A) POR EL METODO KANI

SECCION DE TRABE = 20 x 30cm

SECCION DE COLUMNA = 40 x 40cm

1.- CALCULO DE RIGIDECEZ (K)

$$K = \frac{I}{L} ; I = \frac{bh^3}{12} \therefore K = \frac{bh^3}{12L}$$

K (ABSOLUTA)

K(RELATIVA)

$$KI = \frac{20 \times 30^3}{12 \times 700} = 64.24 \text{ cm}^3 = 0.09$$

$$KC1 = \frac{40^4}{12 \times 300} = 711.11 \text{ cm}^3 = 1$$

$$KC2 = \frac{40^4}{12 \times 350} = 609.52 \text{ cm}^3 = 0.86$$

Como en nuestro ejemplo existe trabe secundaria esto transmitirá su reacción como carga concentrada a la distancia que fue colocada dicha trabe y por lo tanto para el análisis de momento flexionante tendremos la combinación de una carga uniformemente repartida mas una carga concentrada.

2.- CALCULO DEL FACTOR GIRO.

$$M = -0.5 \left(\frac{K}{\sum K} \right)$$

NUDO 1 y 4

$$K = 1 + 0.09 = 1.09$$

$$Mt = -0.5 \left(\frac{0.09}{1.09} \right) \therefore Mt = -0.041$$

$$= -0.5$$

$$Mc = -0.5 \left(\frac{1}{1.09} \right) \therefore Mc = -0.459$$

NUDO 2 y 3

$$K = 1 + 0.09 + 0.09 = 1.18$$

$$Mt = -0.5 \left(\frac{0.09}{1.18} \right) \therefore Mt = 0.038$$

$$Mc = -0.5 \left(\frac{0.09}{1.18} \right) \therefore Mc = -0.424$$

NUDO 5, 8, 9, 12, 13 y 16

$$K = 1 + 1 + 0.09 \cdot \cdot \cdot \quad K = 2.09$$

$$M_t = -0.5 \left(\frac{0.09}{2.09} \right) \cdot \cdot \cdot \quad M_t = -0.022$$

$$M_c = -0.5 \left(\frac{1}{2.09} \right) \cdot \cdot \cdot \quad M_c = -0.239$$

NUDO 6, 7, 10, 11, 14 y 15

$$K = 1 + 1 + 0.09 + 0.09 \cdot \cdot \cdot \quad K = 2.18$$

$$M_t = -0.5 \left(\frac{0.09}{2.18} \right) \cdot \cdot \cdot \quad M_t = -0.021$$

$$M_c = -0.5 \left(\frac{1}{2.18} \right) \cdot \cdot \cdot \quad M_c = -0.229$$

NUDO 17 y 20

$$K = 1 + 0.09 + 0.86 \cdot \cdot \cdot \quad K = 1.95$$

$$M_t = -0.5 \left(\frac{0.09}{1.95} \right) \cdot \cdot \cdot \quad M_t = -0.023$$

$$M_{c1} = -0.5 \left(\frac{1}{1.95} \right) \cdot \cdot \cdot \quad M_{c1} = -0.256$$

$$M_{c2} = -0.5 \left(\frac{0.86}{1.95} \right) \cdot \cdot \cdot \quad M_{c2} = -0.221$$

NUDO 18 y 19

$$K = 1 + 0.09 + 0.09 + 0.86 \cdot \cdot \cdot \quad K = 2.04$$

$$M_t = -0.5 \left(\frac{0.09}{2.04} \right) \cdot \cdot \cdot \quad M_t = 0.022$$

$$M_{c1} = -0.5 \left(\frac{1}{2.04} \right) \cdot \cdot \cdot \quad M_{c1} = 0.245$$

$$M_{c2} = -0.5 \left(\frac{0.86}{2.04} \right) \cdot \cdot \cdot \quad M_{c2} = 0.211$$

3.- CALCULO DE MOMENTOS FLEXIONANTES.

$$\text{AZOTEA: } M = \frac{w}{12} \cdot 7.0^2 + \frac{PL}{8} = \frac{1300 \times 7.0^2}{12} + \frac{4500 \times 7.0}{8}$$

$$5308.33 + 3937.50 \quad \therefore \quad M = 9246 \text{ kg/m}$$

$$\text{ENTREPISO: } M = \frac{1600 \times 7.0^2}{12} + \frac{4500 \times 7}{8} = 6533.33 + 3937.50$$

$$\therefore \quad M = 10471 \text{ kg/m}$$

4.- MOMENTOS DE DESEQUILIBRIO.

1o.- ITERACION.

$$- 9246 (-0.459) = 4244$$

$$- 9246 (-0.041) = 379$$

$$-10471 (-0.239) = 2503$$

$$-10471 (-0.022) = 230$$

$$- 10471 (-0.256) = 2681$$

$$- 10471 (-0.221) = 2314$$

$$- 10471 (-0.023) = 241$$

2o.- INTERACION.

NUDO 1 y 4

$$- 9246 + 2503 + 0 = -6743 \quad \text{Este valor por cada uno de los factores de giro.}$$

NUDO 2 y 3

$$0 + 379 + 0 + 0 = 379 \quad \text{Este valor por cada uno de los factores de giro.}$$

NUDO 5 y 8

$$- 10471 + 4244 + 2503 + 0 = 3724 \quad \text{Este valor por cada uno de los factores de giro.}$$

NUDO 6, 7, 10, 11, 14 y 15

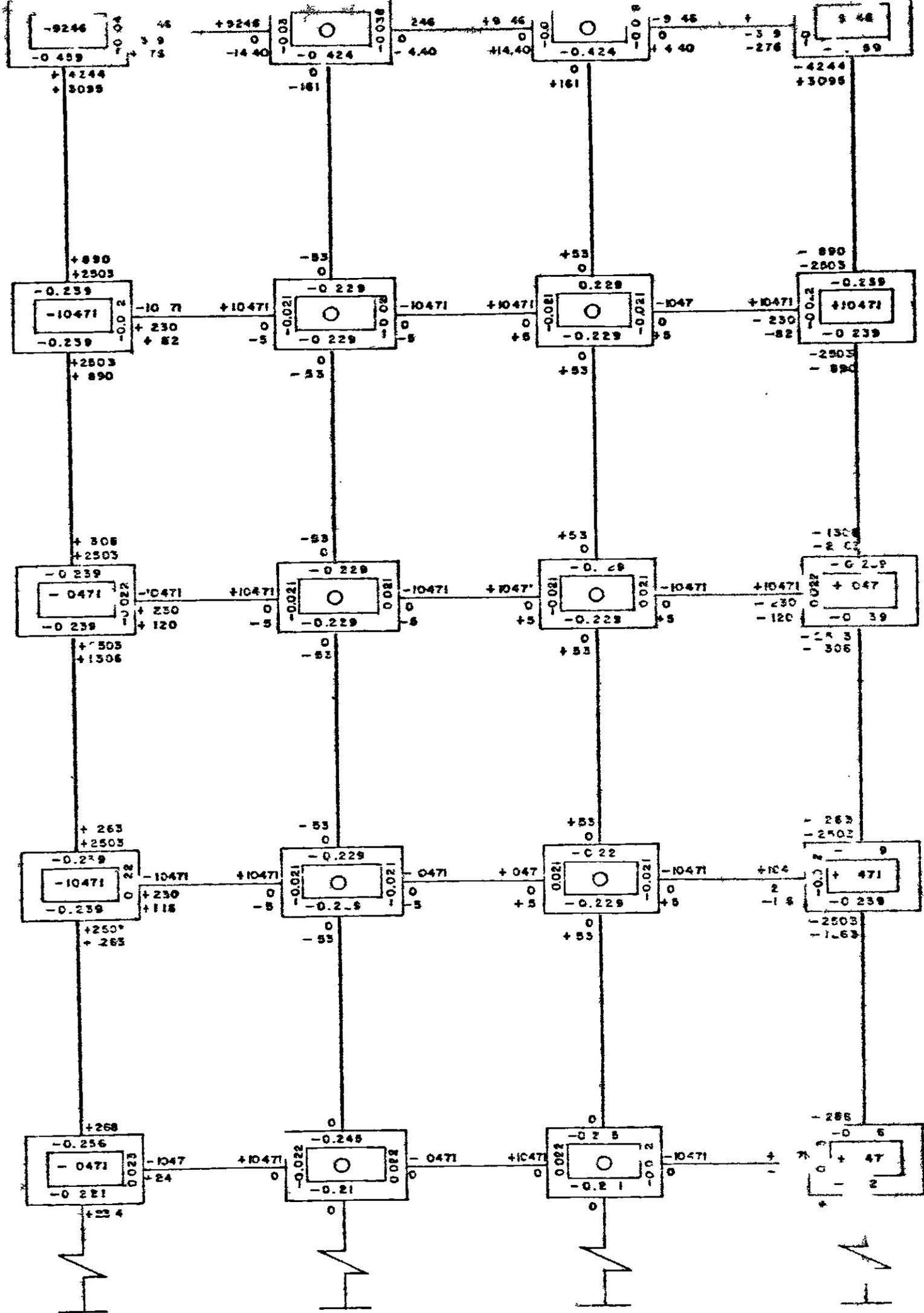
$$0 + 230 = 230 \quad \text{Este valor por cada uno de los factores de giro.}$$

NUDO 9 y 12

$$-10471 + 2503 + 2503 = -5465 \quad \text{Este valor por cada uno de los factores de giro.}$$

NUDO 13 y 16

$$-10471 + 2503 + 2681 = -5287 \quad \text{Este valor por cada uno de los factores de giro.}$$

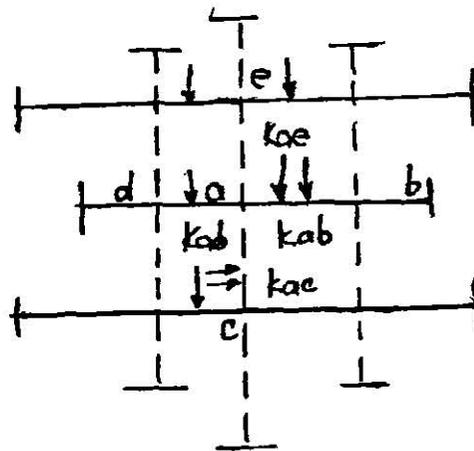


METODO DE TAKABEYA

GIRO DE LOS NUDOS:

Consideramos la barra (a-b) como se muestra en la figura sometidos a las acciones de Cargas Horizontales y Verticales en donde el extremo (a) de la barra gira un ángulo (θ_A) y el extremo (b) un ángulo (θ_B), el momento de empotramiento elástico en el nudo (a) de la barra (ab) queda expresado de la forma:

$$M_{ab} = K_{ab} (2m_a + m_b) - \bar{M}_{ab}$$



Donde: \bar{M}_{ab} = Es el momento de empotramiento perfecto de la viga - ab

m_a = Es el momento de empotramiento y giro θ_A

m_b = Es el momento de empotramiento y giro θ_B .

$$K_{ab} = \frac{K_{ab}}{\sum K} \quad (\text{RIGIDEZ})$$

En forma análoga tenemos:

$$M_{ac} = K_{ac} (2m_a + m_c) + \bar{M}_{ac}$$

$$M_{ad} = K_{ad} (2m_a + m_d) + \bar{M}_{ad}$$

$$M_a = K_a (2m_a + m_e) + \bar{M}_{ae}$$

Por condiciones de equilibrio se establece $\sum M_a = 0$ ó $M_{ab} + M_{ac} + M_{ad} + m_{ac} = 0$ lo cual podemos expresar;

$$M_e + K_a + m_{ad} + m_a \{ a + m_b k_{ab} = \bar{M}_a + m_{ac} + m_{ekac}$$

Donde:

$$f_a = \begin{pmatrix} k_{ae} \\ k_{ad} + k_{ab} \\ k_{ac} \end{pmatrix} \quad y \quad \bar{c}_a = \begin{pmatrix} \bar{c}_{ab} - \bar{c}_{ad} \\ \bar{c}_{ae} - \bar{c}_{ac} \end{pmatrix}$$

El sentido gráfico de las ecuaciones nos sirve básicamente para la interpretación de la intervención en el nudo y podemos decir de la siguiente manera:

$$M_a = \frac{-\bar{c}_a}{f_a} + m_a \begin{pmatrix} me \\ (-\gamma_{ac}) \\ (-\gamma_{ad}) \\ (-\gamma_{ab}) \\ mc \end{pmatrix}$$

En donde:

$$\gamma_{ab} = \frac{k_{ab}}{f_a}$$

$$\gamma_{ac} = \frac{k_{ac}}{f_a}$$

$$\gamma_{ae} = \frac{k_{ae}}{f_a}$$

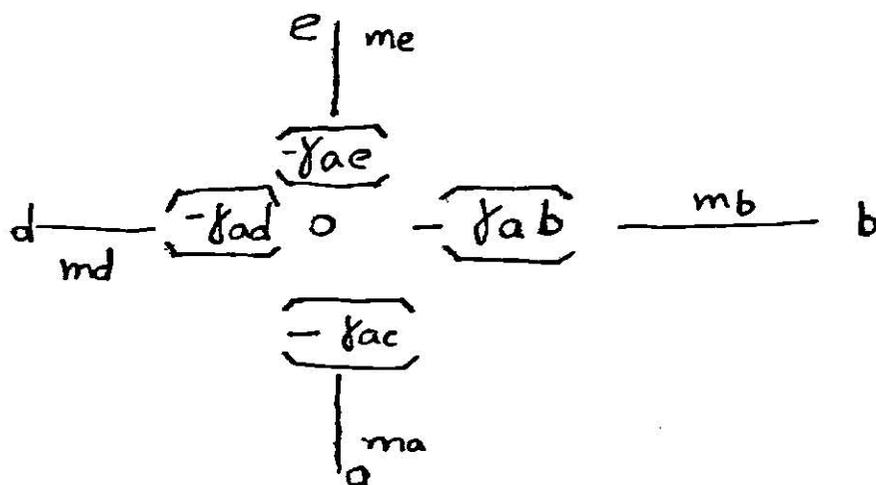
$$\gamma_{ad} = \frac{k_{ad}}{f_a}$$

$$\sum \gamma_a = \gamma_{ab} + \gamma_{ac} + \gamma_{ad} + \gamma_{ae}$$

$$\sum \gamma_a = \frac{1}{f_a} (k_{ab} + k_{ac} + k_{ad} + k_{ae})$$

$$f_a = 2 \begin{pmatrix} k_{ac} \\ k_{ad} + k_{ab} \\ k_{ac} \end{pmatrix} \therefore \sum \gamma_a = \frac{1}{2}$$

De donde podemos decir que la ecuación del momento de giro de los nudos (m) es fundamental para determinar el momento debido al giro de cada uno de los nudos de donde podemos expresarlo de la siguiente manera:



En la primera etapa se inicia el cálculo partiendo de la ecuación y suponiendo que:

$$m_a = \frac{\tau_a}{\rho_a} \quad m_b = m_c = m_d = m_e = 0$$

De donde:

$$m_a = m^{(0)} = \frac{\tau_a}{\rho_a}$$

Y en forma análoga:

$$m_b^{(0)} = \frac{\tau_b}{\rho_b} \quad ; \quad m_c^{(0)} = \frac{\tau_c}{\rho_c} \quad ; \quad m_d = \frac{\tau_d}{\rho_d} \quad ; \quad m_e = \frac{\tau_e}{\rho_e}$$

Y en la segunda etapa se substituyen los valores de (m) de la ecuación fundamental por los valores hallados anteriormente.

$$m_a^{(1)} = \frac{\tau_a}{\rho_a} + m_d^{(0)} (-\gamma_{ad}) + m_e^{(0)} (-\gamma_{ae}) + m_b^{(0)} (-\gamma_{ab})$$

Como conclusión podemos decir que las iteraciones o ciclos, bastará con repetirse de 3 a 4 veces, esta substitución servirá para obtener unos resultados lo mas aproximados posible para así tomarlos como los momentos de cálculo, como por ejemplo para obtener el momento (ab) se obtendrá a partir de la siguiente ecuación:

$$M_{ab}^{(4)} = k_{ab} (2m_a^{(4)} + m_b^{(4)}) - \bar{M}_{ab}^{(4)}$$

Expresa que indica el número de iteración.

Y en forma similar obtendremos:

$$M_{ac}^{(4)} = k_{ac} (2m_a^{(4)} + m_c^{(4)}) + \bar{M}_{ac}^{(4)}$$

$$M_{ad}^{(4)} = k_{ad} (2m_a^{(4)} + m_d^{(4)}) + \bar{M}_{ad}^{(4)}$$

$$M_{ae}^{(4)} = k_{ae} (2m_a^{(4)} + m_e^{(4)}) + \bar{M}_{ae}^{(4)}$$

Finalmente supongamos que los momentos obtenidos después de las cuatro repeticiones no satisfacen la condición de equilibrio - - -

$M_a^{(4)} = 0$ de ahí se deduce que existirá una diferencia cuyo valor llamaremos m de donde se tiene:

$$M_A^{(4)} = \pm \Delta m$$

A continuación se compensa este momento de desequilibrio con otro momento igual y de sentido contrario que se distribuye de acuerdo con los coeficientes de repartición con lo que definitivamente los momentos de cálculo se hallan como sigue:

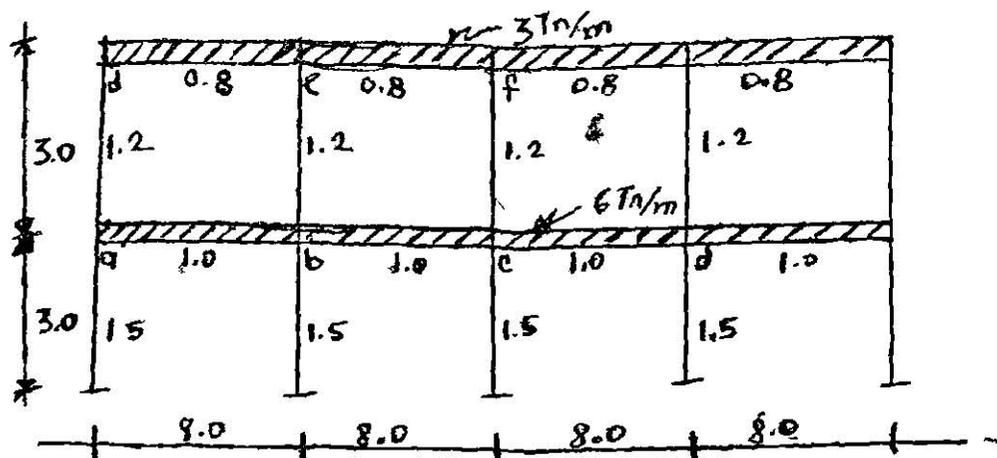
$$M_{ab} = M_{ab}^{(4)} \pm \Delta m \left(\frac{k_{ab}}{k_{ab} + k_{ac} + k_{ad} + k_{ae}} \right)$$

$$M_{ac} = M_{ac}^{(4)} \mp \Delta m \left(\frac{k_{ac}}{k_{ab} + k_{ac} + k_{ad} + k_{ae}} \right)$$

$$M_{ad} = M_{ad}^{(4)} \mp \Delta m \left(\frac{k_{ad}}{k_{ab} + k_{ac} + k_{ad} + k_{ae}} \right)$$

$$M_{ae} = M_{ae}^{(4)} \mp \Delta m \left(\frac{k_{ae}}{k_{ab} + k_{ac} + k_{ad} + k_{ae}} \right)$$

A continuación ejemplificaremos este método.



Por ser marco simétrico solo se analiza la mitad

A) Cálculo de m , ζ , ρ

$$\zeta = \sum M \text{ En el nudo, ejemplo } \zeta = (m_{bc} - M_{ba})$$

$$A.1) \zeta_a = M_{ab} = \frac{wl^2}{12} = \frac{6(8)^2}{12} \therefore \zeta_a = 32 \text{ Ton-m}$$

$$\zeta_b = M_{bc} - M_{ba} \therefore \zeta_b = 0$$

$$\zeta_d = M_{dc} = \frac{wl^2}{12} = \frac{3(8)^2}{12} \therefore \zeta_d = 16 \text{ Ton-m}$$

$$\zeta_e = M_{et} - M_{ed} \therefore \zeta_e = 0$$

$$A.2) \rho_b = 2 \left(\frac{k_{be}}{k_{ba} + k_{bc}} \right)$$

$$\rho_a = 2(1.5 + 1 + 1.2) \quad ; \quad \rho_a = 7.4$$

$$\rho_b = 2(1 + 1 + 1.2 + 1.5) \quad ; \quad \rho_b = 9.4$$

$$\rho_d = 2(0.8 + 1.2) \quad ; \quad \rho_d = 4.0$$

$$\rho_e = 2(0.8 + 0.8 + 1.2) \quad ; \quad \rho_e = 5.6$$

B) Cálculo se $\gamma, m^{(o)}$

$$B.1) \quad \gamma_{ab} = \frac{k_{ab}}{e_a} = \frac{1}{7.4} \therefore \gamma_{ab} = 0.135$$

$$\gamma_{ad} = \frac{k_{ad}}{e_a} = \frac{1.2}{7.4} \therefore \gamma_{ad} = 0.162$$

$$\gamma_{ba} = \frac{k_{ba}}{e_b} = \frac{1}{9.4} \therefore \gamma_{ba} = 0.106$$

$$\gamma_{bc} = \frac{k_{bc}}{e_b} = \frac{1}{9.4} \therefore \gamma_{bc} = 0.106$$

$$\gamma_{be} = \frac{k_{be}}{e_b} = \frac{1.2}{9.4} \therefore \gamma_{be} = 0.1277$$

$$\gamma_{da} = \frac{k_{da}}{e_d} = \frac{1.2}{4.0} \therefore \gamma_{da} = 0.3$$

$$\gamma_{de} = \frac{k_{de}}{e_a} = \frac{0.8}{4.0} \therefore \gamma_{de} = 0.2$$

$$\gamma_{ed} = \frac{k_{ed}}{e_e} = \frac{0.8}{5.6} \therefore \gamma_{ed} = 0.214$$

$$\gamma_{eb} = \frac{k_{eb}}{e_e} = \frac{1.2}{5.6} \therefore \gamma_{eb} = 0.143$$

B.2) --- $m^{(o)}$

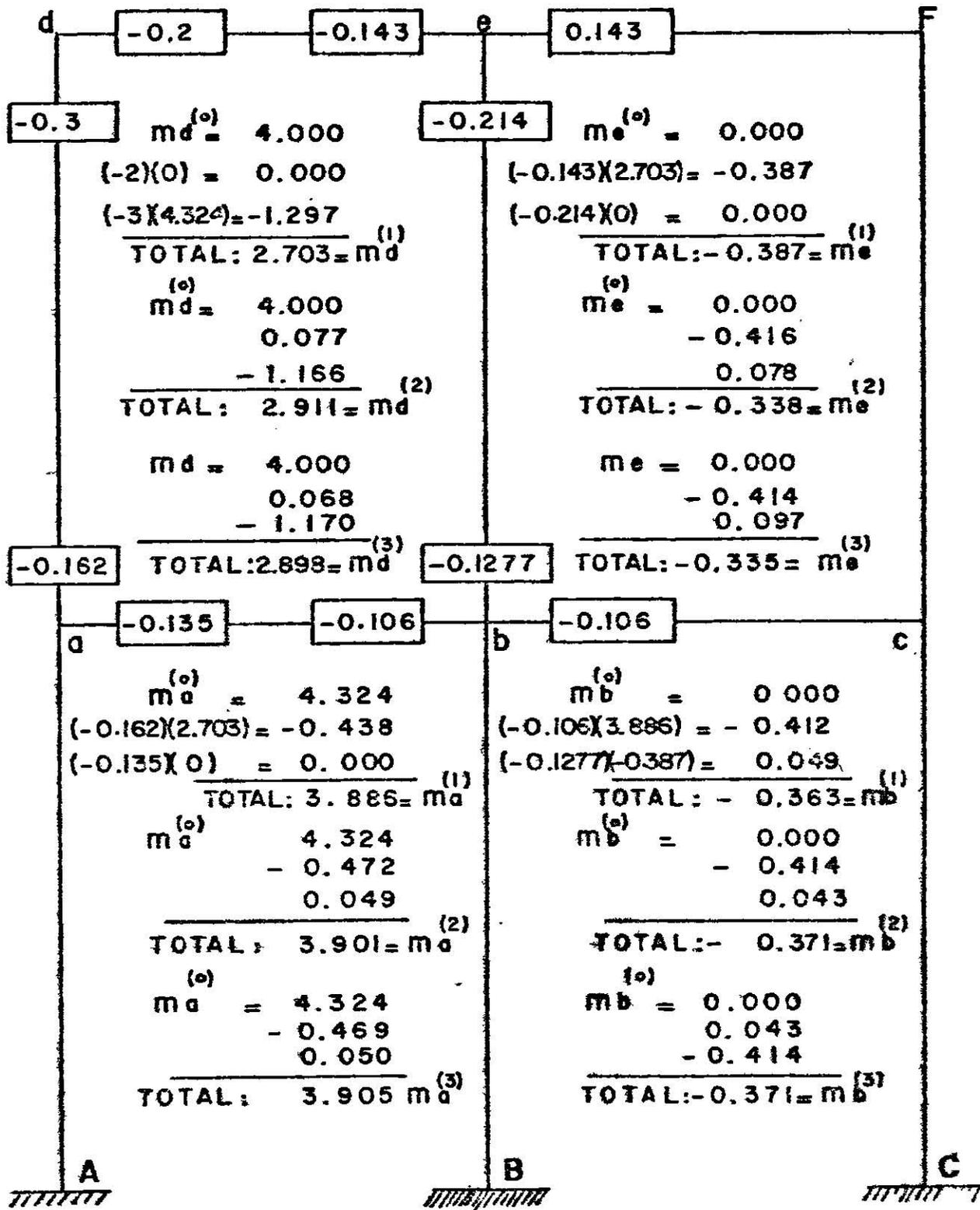
$$m_a^{(o)} = \frac{z_a}{e_a} = \frac{32.0}{7.4} \therefore m_a^{(o)} = 4.324 \text{ ton-m}$$

$$m_b^{(o)} = \frac{z_b}{e_b} = \frac{0}{9.4} \therefore m_b^{(o)} = 0$$

$$m_d^{(o)} = \frac{z_d}{e_d} = \frac{16.0}{4.0} \therefore m_d^{(o)} = 4.0 \text{ Ton-m}$$

$$m_e^{(o)} = \frac{z_e}{e_e} = \frac{0}{5.6} \therefore m_e^{(o)} = 0$$

Los valores (γ y de m^H) se anotan en los correspondientes nudos sobre el esquema de la estructura tal y como se muestra en la figura.



C) MOMENTOS DIBIDO L LRO DE LOS NUDOS.

C.1) Cálculo de $m^{(1)}$

NUDO d

$$\begin{array}{rcl}
 m_d^{(0)} & = 4.000 \text{ t-m} & = 4.000 \text{ t-m} \\
 (-\gamma_{de}) m_e^{(0)} & = -0.2(0) & = 0.000 \text{ t-m} \\
 (-\gamma_{da}) m_a^{(0)} & = -0.3(4.324) & = -1.297 \text{ t-m} \\
 \hline
 m_d & = 2.703 \text{ t-m} & m_d^{(1)}
 \end{array}$$

NUDO e

$$\begin{array}{rcl}
 m_e^{(0)} & \text{-----} & = 0.000 \text{ t-m} \\
 (-\gamma_{ed}) m_d^{(1)} & = -0.143(2.703) & = 0.387 \text{ t-m} \\
 (-\gamma_{eb}) m_b^{(1)} & = -0.214(0) & = 0.000 \text{ t-m} \\
 \hline
 m_e & = -0.387 \text{ t-m} & m_e^{(1)}
 \end{array}$$

NUDO a

$$\begin{array}{rcl}
 m_a^{(0)} & \text{-----} & = 4.324 \text{ t-m} \\
 (-\gamma_{ad}) m_d^{(1)} & = -0.612(2.703) & = -0.438 \text{ t-m} \\
 (-\gamma_{ab}) m_b^{(0)} & = -0.135(0) & = 0.000 \text{ t-m} \\
 \hline
 m_a & = 3.886 \text{ t-m} & m_a^{(1)}
 \end{array}$$

NUDO b

$$\begin{array}{rcl}
 m_b^{(0)} & \text{-----} & = 0.000 \text{ t-m} \\
 (-\gamma_{ed}) m_d^{(1)} & = -0.143(3.886) & = 0.412 \text{ t-m} \\
 (-\gamma_{eb}) m_e^{(1)} & = -0.1277(-0.387) & = 0.049 \text{ t-m} \\
 \hline
 m_b & = 0.363 \text{ t-m} & m_b^{(1)}
 \end{array}$$

C.2) Cálculo de $m^{(2)}$

NUDO d

$$\begin{array}{rcl}
 m_d^{(0)} & \text{-----} & = 4.000 \text{ t-m} \\
 (-\gamma_{de}) m_e^{(1)} & = -0.2(-0.387) & = 0.077 \text{ t-m} \\
 (-\gamma_{da}) m_a^{(1)} & = -0.3(3.886) & = -1.166 \text{ t-m} \\
 \hline
 m_d & = 2.911 \text{ t-m} & m_d^{(2)}
 \end{array}$$

NUDO e

$$\begin{array}{rcl}
 m^0_e & \text{-----} & = 0.000 \text{ t-m} \\
 (-\gamma_{ed}) \text{ md}^{(2)} & = -0.143(2.911) & = -0.416 \text{ t-m} \\
 (-\gamma_{eb}) \text{ mb}^{(1)} & = -0.214(-0.363) & = 0.078 \text{ t-m} \\
 & & \hline
 \text{me} & = -0.338 \text{ t-m} & \text{me}^{(2)}
 \end{array}$$

NUDO a

$$\begin{array}{rcl}
 m^{(0)}_a & \text{-----} & = 4.324 \text{ t-m} \\
 (-\gamma_{ad}) \text{ md}^{(2)} & = -0.162(2.911) & = -0.472 \text{ t-m} \\
 (-\gamma_{an}) \text{ mb}^{(1)} & = -0.135(-0.363) & = 0.049 \text{ t-m} \\
 & & \hline
 \text{ma} & = 3.901 \text{ t-m} & \text{ma}^{(2)}
 \end{array}$$

NUDO b

$$\begin{array}{rcl}
 m^{(0)}_b & \text{-----} & = 0.000 \text{ t-m} \\
 (-\gamma_{ba}) \text{ ma}^{(2)} & = -0.106(3.901) & = -0.414 \text{ t-m} \\
 (-\gamma_{be}) \text{ me}^{(2)} & = -0.1277(-0.338) & = +0.043 \text{ t-m} \\
 & & \hline
 \text{mb} & = -0.371 \text{ t-m} & \text{mb}^{(2)}
 \end{array}$$

C.3) Cálculo de $m^{(3)}$

NUDO d

$$\begin{array}{rcl}
 m^{(0)}_d & \text{-----} & = 4.000 \text{ t-m} \\
 (-\gamma_{de}) \text{ me}^{(2)} & = -0.2(-0.338) & = 0.068 \text{ t-m} \\
 (-\gamma_{da}) \text{ ma}^{(2)} & = -0.3(3.901) & = -1.170 \text{ t-m} \\
 & & \hline
 \text{md} & = 2.898 \text{ t-m} & \text{md}^{(3)}
 \end{array}$$

NUDO e

$$\begin{array}{rcl}
 m^{(0)}_e & \text{-----} & = 0.000 \text{ t-m} \\
 (-\gamma_{ed}) \text{ md}^{(3)} & = -0.143(2.898) & = -0.414 \text{ t-m} \\
 (-\gamma_{eb}) \text{ mb}^{(2)} & = -0.214(-0.371) & = 0.079 \text{ t-m} \\
 & & \hline
 \text{me} & = -0.335 \text{ t-m} & \text{me}^{(3)}
 \end{array}$$

NUDO a

$$\begin{aligned}
 m^{(0)}_a &= 4.324 \text{ T-m} \\
 (-ad)md^{(3)} &= -0.162(2.898) = -0.469 \text{ T-m} \\
 (-ab)mb^{(2)} &= -0.135(-0.37) = 0.050 \text{ T-m} \\
 ma &= \underline{3.905 \text{ T-m}} \quad ma^{(3)}
 \end{aligned}$$

Nudo b

$$\begin{aligned}
 mb^{(0)} &= 0.000 \text{ T-m} \\
 (-be)me^{(3)} &= -0.1277(-0.335) = 0.043 \text{ T-m} \\
 (-ba)ma^{(3)} &= -0.106(3.905) = -0.414 \text{ T-m} \\
 mb &= \underline{-0.371 \text{ T-m}} \quad mb^{(3)}
 \end{aligned}$$

D) CALCULO DE MOMENTOS ULTIMOS FINALES

$$Mab = Kij \ 2(ma^{(3)}) + mb^{(3)} \pm Mab$$

ma = momento debido al giro θ a

mb = momento debido al giro θ b

NUDO a

$$Ma = 0$$

$$\begin{aligned}
 Mad &= 1.2 \ 2(3.905) + 2.898 \ -0 &= 12.850 \\
 Mab &= 1.0 \ 2(3.905) + (-0.371) \ -32 &= -24.562 \\
 MaA &= 1.5 \ 2(3.905) + 0.0 \ -0 &= 11.715 \\
 Ma &= \underline{0.003} = 0.000
 \end{aligned}$$

NUDO b

$$\begin{aligned}
 Mba &= 1.0 \ 2(-0.371) + 3.905 \ +32 &= 35.163 \\
 Ibb &= 1.5 \ 2(0.371) + 0.0 \ +0 &= -1.113 \\
 Ibc &= 1.0 \ 2(0.371) + 0.0 \ -32 &= -32.742 \\
 Ibe &= 1.2 \ 2(-0.371) + (-0.335) \ -0 &= -1.292 \\
 Mb &= \underline{0.016} = 0.000
 \end{aligned}$$

1. UDO d

$$Mda = 1.2 \cdot 2(2.87) + 3.905$$

$$= 11.639$$

$$Mde = 0.8 \cdot 2(2.897) - 0.335$$

$$= -11.635$$

$$Md = \frac{0.006}{0.006} = 0.000$$

IV.- CONCLUSIONES.

El calculo de estructuras para la zona en que estamos comprendidos está regida por las cargas verticales así anulando a las horizontales. Dandole importancia de estas últimas solo a la fuerza de viento para estructuras de altura considerable no -- así al sismo, que es de más sabido es de minima intensidad. No así en otros diferentes lugares, es por ello que creí conveniente desarrollar un trabajo en el cual se considerara este punto de la Ingeniería Civil que no por ser sencillo deja de tener una buena importancia. El método estático por su menor dificultad que el dinámico nos permite auventar la sencillez -- y así dar a conocer a todo el lector interesado una teoría que en lo futuro aumentará nuestros conocimientos.

Espero que este trabajo sea útil a todos aquellos que como yo tuvimos algun día la inquietud o necesidad de ampliar nuestros conocimientos. Por lo anterior espero que algun día sirva de consulta para algun problema relacionado con este tipo de cálculo.

Los capítulos y los que estos encierran fueron seleccionados -- simplificados y ejemplificados para dar al lector una mayor facilidad al comprendimiento y que en cada caso sean entendidos -- con una gran rapidez siendo esto en último caso el principal -- objetivo de este trabajo: dar al alumno una solución rápida a su problema.

El problema ideal como se ha dicho en muchos casos no es la solución a los problemas que se nos presentan en nuestra vida cotidiana profesional, sin embargo y sin temer a equivocarme si es la base para poder afrontar todo tipo de problema y eniendo la idea lo más clara posible nos llevara al seleccionamiento del procedimiento correcto no perdiendolos en lo absurdo y es lo que este trabajo quiere de una manera resumida aportar a las personas que en él se interesen.

El presente trabajo recepcional es sencillo pero que nos dá-- un panorama lo suficientemente amplio para que el lector de este se de verdaderamente cuenta de lo que en él se trata.

El Objetivo del diseño sísmico es proporcionar a cada estructura las características que le permitan desarrollar el comportamiento óptimo, compatible con la economía de su diseño, ante los temblores que actúan sobre ella desde que se inicia la construcción hasta que se demuele o abandona. Usualmente no puede irse la vida útil de una estructura dada y menos aún la historia y características de los temblores que la afectarán -- o cuando menos la sollicitación sísmica más desfavorable a que pueda ser sometida.

Para la adopción de criterios racionales de diseño sísmico debe considerarse de manera explícita las siguientes partes del problema .

a) Predicción estadística de las respuestas estructurales ante temblores definidos por uno o varios parámetros simples. Dichos parámetros pueden abarcar datos instrumentales directos, tales como máxima aceleración, velocidad o desplazamiento del terreno durante el temblor; datos subjetivos o datos tan indirectos como magnitud y distancia focal.

b) Incertidumbres asociadas a las características de estructuras reales: masas, rigideces, amortiguamiento, resistencia, deterioro.

c) Predicción estadística de los parámetros mencionados en a). Esta se basa en el conjunto de información llamada sismicidad.

La escasez de registros del movimiento del terreno durante temblores intensos obliga a acudir a datos indirectos para evaluar el riesgo sísmico. Estos datos son los relacionados con la sismicidad local. Se refiere, con el nombre de sismicidad local, a la ocurrencia de temblores de distintas magnitudes y con diversas coordenadas focales, en la vecindad del sitio de interés. Puesto que las correlaciones que liguen las magnitudes de temblores y sus respectivas distancias focales con las caracte-

rí ticas del movimiento del terreno incluyen una gran cantidad de variables, dichas correlaciones poseen dispersión considerable.

Con frecuencia la máxima cantidad de información es de tipo indirecto, asociada principalmente a las características geotectónicas de la zona en cuestión, a los estudios sobre la cantidad de energía que puede liberarse en temblores en una zona dada y a la información estadística obtenida en zonas de características similares, para las que se posee un mayor acervo de datos estadísticos. Es pues necesario, para estimar los parámetros de la sismicidad local, el formular un método que permita asimilar información de los distintos tipos mencionados, y complementarla con los datos estadísticos. En esta formulación -- juega un papel muy importante la intuición y el juicio del interesado.

BIBLIOTECA
UNIVERSIDAD AUTÓNOMA
SAN LUIS POTOSÍ

B I B L I O G R A F I A

- 1.- CALCULO DE PORTICOS DE VARIOS PISOS (KANI)
- 2.- ESTRUCTURAS DE VARIOS PISOS (TAKABEYA)
- 3.- METHOD IN F. ESTRUCTURAL ANALISIS (F. Blas, Z. Kowiak)
- 4.- SUPLEMENTO DE ANALISIS 1962 (Esteban Karaboto y Emilio Rosenbloeth)
- 5.- MATRIZ ESTRUCTURAL ANALISIS (John L. WeeK)
- 6.- Estatico de las Estructuras (WAGNER)
- 7.- Estructuras Antisísmicas (GABRIEL ESTRADA URIBE)
- 8.- ELEMENTOS DE INGENIERIA SISNICA (G. VAQUE)
- 9.- FUNDAMENTAL OF EARTH HQARE ENGENIERING (N.M.NE.MARK)
- 10.-DESIGN OF STEEL ESTRUCTURAL (BRESLER, IIN SACALZI)
- 11.- DESIGN OF STEEL ESTRUCTURAL PLASTIC (BEEDIE)
- 12.- REGLAMENTOS DE CONSTRUCCION DEL D.F.
- 13.- MANUAL DE DISEÑO DE IA C.F.E.
- 14.- MANUAL DEL INGENIERO (HUBB) TONO 4
- 15.- MANUAL DEL I GENTERO (SHEVEKSER) TONO 1 y 2

