

UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA

PROGRAMA ACADÉMICO DE INGENIERIA CIVIL



“ANÁLISIS SISMICO DE EDIFICACIONES DE EJES NO
ORTOGONALES”

Tesis para optar el título de:

INGENIERO CIVIL

José Luis Vitteri Sarmiento

Promoción 1977 - II

1978

I N D I C E

CAPITULO I: "INTRODUCCION"

1.1 Objetivos y Alcances. 1

CAPITULO II: "PRESENTACION DEL METODO UTILIZADO PARA EL DESARROLLO DEL PRESENTE TRABAJO"

2.1 Introducción. 2

2.2 Hipótesis generales. 2

2.3 Procedimiento de Análisis. 3

2.4 Componente Básico del Sistema Equivalente. 6

2.5 Sistema Equivalente y su matriz de rigideces lateral. 8

CAPITULO III: "ESTUDIO DE LOS MODELOS ANALIZADOS".

3.1 Introducción y Antecedentes. 10

3.2 Modelos Analizados. 12

CAPITULO IV: "CONCLUSIONES" 26

APENDICE "A"

APENDICE "B"

APENDICE "C"

APENDICE "D"

APENDICE "E"

APENDICE "F"

BIBLIOGRAFIA.



CAPITULO I

INTRODUCCION

1.1 OBJETIVOS Y ALCANCES.

El objetivo principal es la optimización del procedimiento del análisis sísmico de edificaciones aporticadas y de muros de corte, cuyos ejes principales no sean ortogonales.

Como es de conocimiento corriente, la acción de la fuerza sísmica se estudia en los sentidos principales. Cuando hacemos un análisis plano en cualquiera de los dos sentidos, y tenemos pórticos paralelos, es muy sencillo que la fuerza sísmica sea repartida por pórtico, de acuerdo a la rigidez de cada uno de ellos.

Pero cuando los pórticos principales no conservan paralelismo, entonces no es correcto hacer la repartición en la forma anteriormente expresada.

Lo fundamental en este trabajo es encontrar un factor que pueda corregir esta desviación.

Los resultados de este trabajo serán de gran utilidad para cuando se desee hacer análisis planos, y esto porque las características de la edificación en estudio así lo permitan.

C A P I T U L O I I

PRESENTACION DEL METODO UTILIZADO PARA EL DESARROLLO DEL PRESENTE TRABAJO

2.1 INTRODUCCION.

Para el desarrollo del presente trabajo, era necesario, por el número de modelos estructurales a tratarse, que se utilizara un programa en FORTRAN, que tuviera en cuenta los siguientes aspectos:

1. Momentos de volteo.
2. Torsiones en planta de los pisos.
3. Deformaciones por cortante y flexión en muros y columnas.

2.2 HIPOTESIS GENERALES.

Para hacer el análisis tridimensional de edificios se hacen las siguientes suposiciones, que son realistas para la mayoría de los edificios:

1. La estructura tiene un comportamiento elástico lineal.
2. El edificio está formado por un conjunto de sistemas planos rectangulares verticales, que están conectados horizontalmente por los sistemas de piso, en cada uno de los niveles. Los elementos verticales de

los sistemas planos son columnas y/o muros, y sus elementos horizontales son las vigas o el sistema de piso, que puede ser reemplazado por una viga equivalente.

3. La rigidez de los sistemas de piso en su propio plano es infinita, por lo cual funcionan como diafragmas rígidos.
4. Los muros son columnas anchas, es decir, se consideran en ellos las deformaciones producidas por corte.
5. Las zonas de las vigas que están dentro de los muros son indeformables, es decir, infinitamente rígidas a flexión.
6. Se desprecia la rigidez torsional de vigas, columnas y muros.
7. Las fuerzas laterales están aplicadas a nivel de los sistemas de piso del edificio.

Las hipótesis 2 y 3, implican que cada sistema plano rectangular que constituye el edificio tiene sólo un grado de libertad por nivel, que es el posible desplazamiento lateral de ese nivel, y que es igual para todas las columnas y/o muros del sistema plano. Estas hipótesis implican también que el edificio completo tiene tres grados de libertad por nivel, que son los tres posibles movimientos de cuerpo rígido del sistema de piso en el propio plano: Dos traslaciones en las direcciones de dos ejes ortogonales y una rotación alrededor de un eje normal al piso.

2.3 PROCEDIMIENTO DE ANALISIS.

Basándonos en las hipótesis establecidas en

la sección anterior, el análisis tridimensional de edificios consiste en los siguientes pasos:

1. Calcular la matriz de rigideces lateral K_i de cada sistema plano i , que forma el edificio.
2. Calcular a partir de las matrices de rigideces de los sistemas planos, la matriz de rigideces del edificio completo K .
3. Para cada caso de fuerzas laterales F , calcular los desplazamientos U del edificio completo: $U = K^{-1}F$
 - Calcular los desplazamientos laterales D_i de cada sistema plano.
 - Calcular los elementos mecánicos (esfuerzos actuantes) de los componentes (viga, columna o muro) de cada sistema plano.

En el método que usamos, los pasos a seguirse serán del siguiente modo:

1. Para determinar la matriz de rigideces lateral de cada sistema plano, se usa un sistema plano reducido equivalente, que tiene mucho menos grados de libertad que el sistema original. Más adelante, se describe como definir este sistema equivalente y como calcular su rigidez lateral; la simplificación resulta, esencialmente, de que cada elemento del sistema equivalente representa a varios elementos del sistema real.
2. A partir de las matrices de rigideces laterales de cada sistema plano i , se calcula la matriz de rigideces K.
3. Se calculan los desplazamientos laterales de cada sistema plano, idéntico al anteriormente indicado.

Para determinar los elementos mecánicos hay que conocer los giros de todos los nudos, pero éstos no se han considerado en el paso 1, y en consecuencia no es posible calcularlos en forma directa a partir de D_i .

En cambio sí puede usarse el método de distribución de momentos para calcular los momentos flexionantes, teniendo en cuenta que en las vigas, los momentos de comportamiento son nulos y en las columnas valen:

$$\frac{6 E I \delta}{(1+\alpha) h^2}$$

donde δ , es el desplazamiento del entrepiso correspondiente y E, I, α y h están definidos en el Apéndice A. Los coeficientes de rigidez y factores de transporte pueden ser modificados para incluir el efecto de las deformaciones por cortante en las columnas, y la existencia de zonas extremas infinitamente rígidas en las vigas.

Este método, que puede llamarse "simplificado" usa matrices de rigideces laterales obtenidas en forma aproximada, sin embargo, los errores en los valores de los desplazamientos son pequeños (menos que el 3% en todos los casos estudiados). Una limitación más importante de este método es que no toma en cuenta los grados de libertad verticales, lo que implica desprestigiar los efectos de alargamiento y acortamiento de columnas, estos efectos son más importantes en edificios con mayor relación altura-ancho y/o con vigas más rígidas y modifican las deformaciones laterales más que elementos mecánicos; aún no se han establecido criterios definitivos para decidir cuando estos efectos pueden desprestigiar se .

2.4 COMPONENTE BASICO DEL SISTEMA EQUIVALENTE.

El componente básico del sistema equivalente es el conjunto de vigas y columnas mostrado esquemáticamente en la Figura N°1, en el cual se indican las cantidades que son necesarias para definirlo. Las alturas son las correspondientes del sistema real. También se muestran los grados de libertad del componente. La ilustración representa el caso de cualquier número de niveles aunque sólo se presentan cuatro.

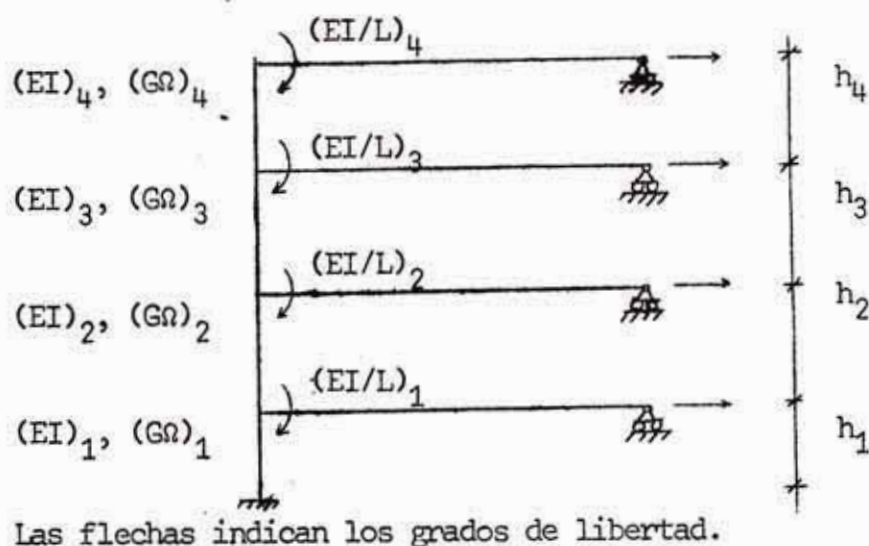


FIGURA N° 1

Cada columna y cada viga del componente básico representan, respectivamente, a un conjunto de columnas o vigas del sistema plano real. Si E es el módulo de elasticidad, I el momento de inercia, G el módulo de cortante y Ω el área efectiva de cortante de una columna o viga del sistema real, entonces las propiedades en cada nivel i , del componente básico son:

$(EI)_i$ = Suma de EI de las columnas de un piso, que representa el componente.

$(G\Omega)_i$ = Suma de $G\Omega$ de la columna de ese piso, que representa el componente.

$\left(\frac{EI}{L}\right)_i$ = Suma de $\frac{2 EI}{L} \left(\frac{1}{\lambda^3}\right)$ por cada vez que una viga llega a una columna representada en el componente.

Los valores de l y λ se definen en la Figura N° 2b.

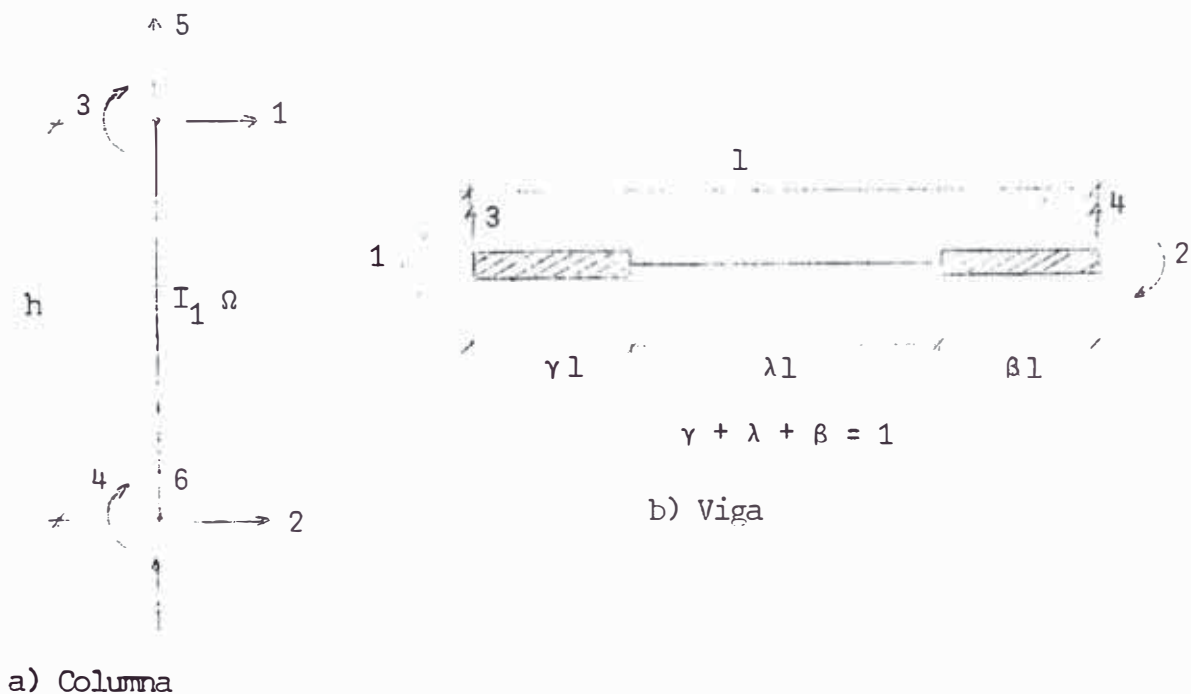


FIGURA N° 2 : Grados de libertad de una columna y de una viga con extremos infinitamente rígidos.

Dentro de las columnas se incluye a los muros. En columnas de dimensiones normales no es necesario considerar deformaciones por cortante y no se tiene que dar el valor de $(G\Omega)_i$, en cambio para muros es indispensable darlo. Cuando se trate de una viga que llega a un muro, λ tendría un valor menor que 1, para vigas que

llegan a columnas normales $\lambda = 1$.

2.5 SISTEMA EQUIVALENTE Y SU MATRIZ DE RIGIDECES LATERAL.

Para construir el sistema equivalente se divide a las columnas del sistema plano en grupos tales que cada uno de ellos contenga columnas de propiedades similares. Generalmente son necesarios dos grupos, uno contiene a las columnas normales y otro a los muros. Si las columnas y muros tienen dimensiones y/o son de materiales muy diferentes, son necesarios más grupos.

A cada grupo le corresponde un componente básico cuyas propiedades se calculan como se indica en el ítem 2.4. Todos los componentes básicos que resulten se acoplan de modo que sus desplazamientos laterales sean los mismos, como se ilustra en la Figura N°3.

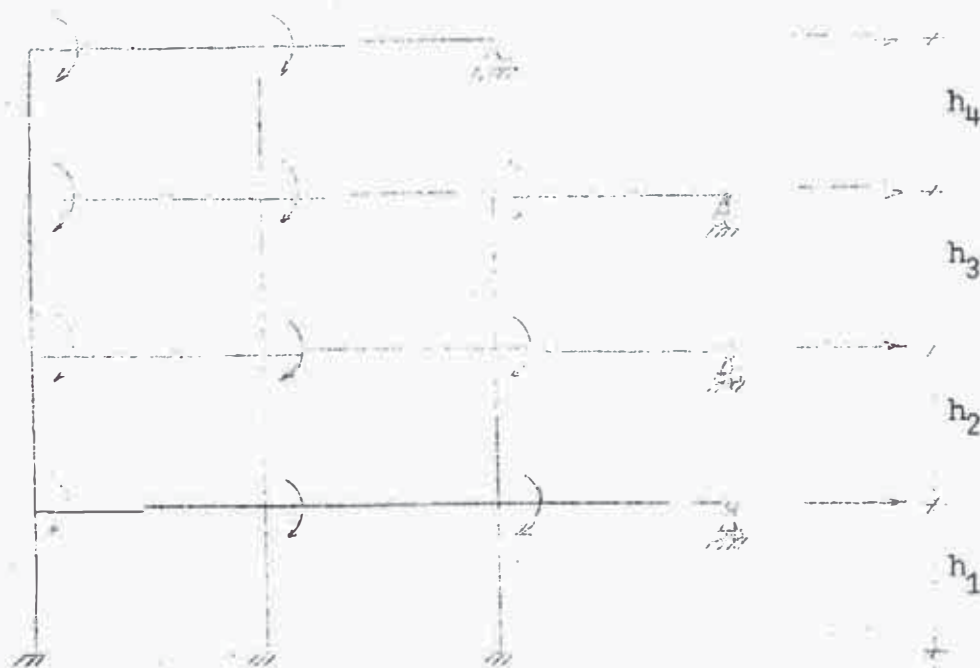


FIGURA N°3: Acoplamiento de componentes básicos para formar un sistema equivalente.

Nótese que los componentes básicos pueden no tener el mismo número de niveles o que pueda tratarse de un solo componente, en cuyo caso no se necesita hacer el acoplamiento; y que los giros de los componentes son independientes de los giros de los demás.

Ahora se puede calcular la matriz de rigideces de cada componente, referida a todos sus grados de libertad, ya que la matriz de rigideces de una columna es conocida (Apéndice A) y la rigidez rotacional de las vigas es $3 EI/L$. Luego por condensación estática (Apéndice B) se eliminan las rotaciones y se obtiene la matriz de rigideces lateral del componente.

La matriz de rigideces lateral del sistema equivalente se obtiene sumando las de todos sus componentes básicos.

En el Apéndice C, se muestra la transformación de la matriz de rigideces lateral de un sistema plano a las coordenadas del edificio.

C A P I T U L O I I I

ESTUDIO DE LOS MODELOS ANALIZADOS



3.1 INTRODUCCION Y ANTECEDENTES.

Para una gran mayoría de edificios, casos comunes, se asume que los pórticos y muros de corte, actúan solamente en su propio plano y su rigidez transversal a este plano es no significativa.

Se asume de que cada componente puede ser procesada independientemente, y luego sus matrices de rigidez son combinadas de tal forma que permiten obtener la matriz global de rigidez, resultando de esta manera tan solo una aproximación la matriz global del edificio.

Sin embargo, es suficiente aproximación para muchos edificios, si los pisos pueden ser considerados como disfragmas rígidos en su propio plano.

Esta hipótesis puede no ser válida, sin embargo, para muchos edificios altos, cuyo comportamiento bajo fuerzas laterales, puede ser considerado como un tubo.

De acuerdo a lo descrito en el Capítulo precedente, cuando ensamblamos la matriz de rigidez de un pórtico cualesquiera de n entrepisos, la matriz resultante es de orden $n \times n$, y esto debido a las condensaciones - estática y dinámica que se llevan a cabo, pero al ensamblar la matriz global, ésta deberá resultar de orden $3n \times 3n$, porque si bien es cierto, que en un pórtico cua-

lesquiera es factible la reducción del orden de la matriz, en el caso del ensamblamiento de la matriz global esto ya no es posible. El orden de $3n \times 3n$ se debe a que cada sistema de piso tiene 3 grados de libertad.

1. Un desplazamiento en el eje X.
2. Un desplazamiento en el eje Y.
3. Una rotación alrededor del centro de rigidez del entrepiso.

Luego, se deduce que para n pisos, tendremos una matriz de $3n \times 3n$.

Luego de obtenida la matriz de rigidez de cada pórtico, nosotros podemos proceder al ensamblamiento de la matriz global del edificio, teniendo en cuenta que:

α_i = Angulo que forma el plano del pórtico i con la dirección X,

X_i, Y_i = Coordenadas que definen la posición en planta del pórtico i ,

Si, X_{oj}, Y_{oj} = Son las coordenadas del centro de masas de cada piso; podemos definir:

$$d_{ij} = (X_i - X_{oj}) \sin \alpha_i - (Y_i - Y_{oj}) \cos \alpha_i$$

y una matriz diagonal D_i , que contiene a todos los d_{ij} .

La matriz de rigidez del edificio es entonces formada como sigue:

$$K_T = \begin{bmatrix} K_{xx} & K_{xy} & K_{xe} \\ K_{yx} & K_{yy} & K_{ye} \\ K_{ex} & K_{ey} & K_{ee} \end{bmatrix} \quad \text{Matriz simétrica}$$

donde:

$$K_{xx} = \sum K_L \cos^2 \alpha_i$$

$$K_{xy} = K_{yx} = \sum K_L \sin \alpha_i \cos \alpha_i$$

$$K_{xe} = K_{ex} = \sum K_L D_i \cos \alpha_i$$

$$K_{yy} = \sum K_L \sin^2 \alpha_i$$

$$K_{ye} = K_{ey} = \sum K_L D_i \sin \alpha_i$$

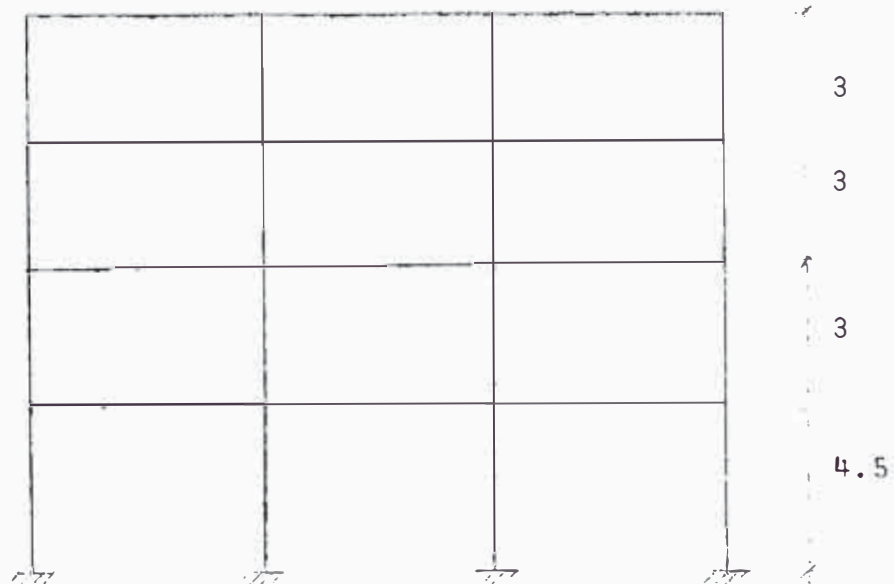
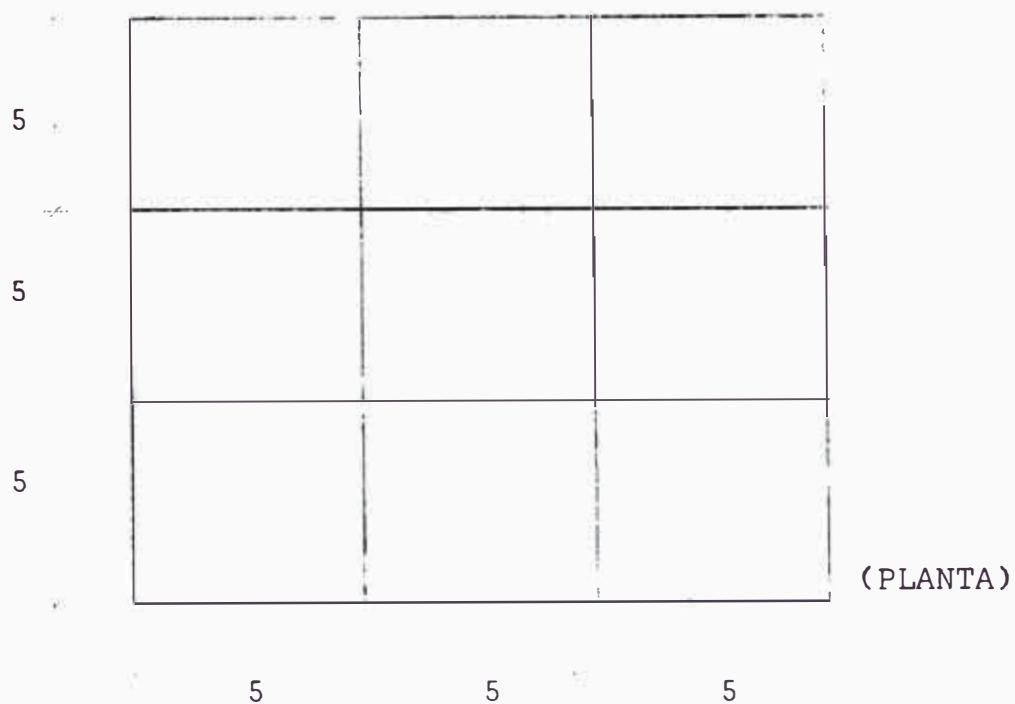
$$K_{ee} = \sum D_i K_L D_i$$

Y así se tiene de que la contribución de cada pórtico puede ser ensamblada directamente en la matriz global, inmediatamente después que su matriz de rigidez lateral es obtenida.

3.2 MODELOS ANALIZADOS.

Antes de iniciar la descripción detallada de los pasos seguidos y de los modelos analizados, se hace necesario aclarar que los resultados que en este trabajo se obtengan, solamente serán aplicables a edificaciones comunes y con un ángulo α de desviación pequeño.

Un listado del programa en uso se anexan en el Apéndice D y E respectivamente, por lo cual nos limitamos tan solo a dar las características de las edificaciones analizadas y los resultados obtenidos. Para una mejor comprensión del formato de uso, se anexa en el Apéndice F, los datos necesarios para el edificio III - con 10% de desviación.

EDIFICIO NUMERO III:

Características de sus elementos:

	<u>SECCION</u>	<u>I</u>	<u>E</u>	<u>G</u>
Columnas	.40x.40	0.00213	2×10^6	- (No consideramos
Vigas	.30x.40	0.00160	2×10^6	- cortante).

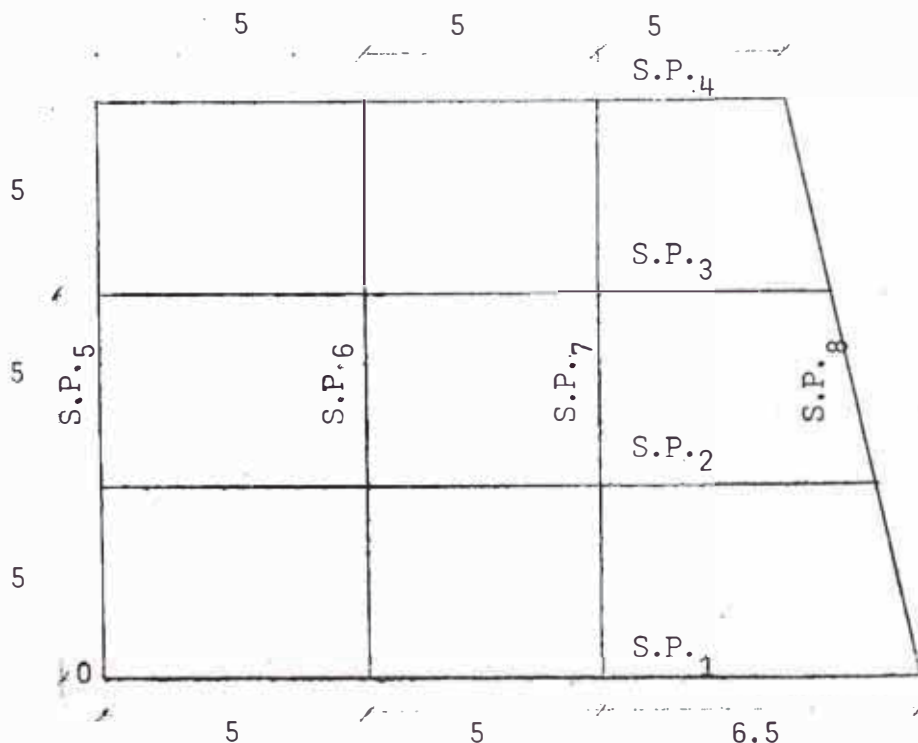
Consideraremos (por ser un estudio teórico) - que el coeficiente sísmico es de $0.1H$, y que el peso de la edificación es de 1 T/m^2 de área techada.

La distribución de la fuerza sísmica por peso se hizo en base a la fórmula que da el último Reglamento Peruano, que considera:

$$F_i = \frac{P_i h_i}{\sum P_i h_i}$$

P_i = Peso del nivel i .
 h_i = Altura del nivel i , medida desde la base.

Luego de haber analizado este edificio con variadas desviaciones, presentamos el caso en que uno de sus pórticos sufría una desviación de 10% con respecto a su eje transverso.



Tomando como eje de coordenadas el punto "0", las coordenadas del centro de gravedad serán:

$$C.G. = (7.88, 7.38)$$

El ángulo $\alpha = 5.71^\circ$

La longitud de cada tramo del pórtico desviado es 5.025 mts.

Las fuerzas sísmicas por nivel serán:

$$F_1 = 11.8^T$$

$$F_2 = 19.7^T$$

$$F_3 = 27.5^T$$

$$F_4 = 35.5^T$$

Para todos los sistemas planos tendremos:

$$\text{Col: } EI_i = 2 \times 10^6 \times 0.00213 = 4,260 \text{ T-m}^2$$

$$EI_T = 4 \times 4,260 = 17,040 \text{ T-m.}$$

Para el caso de las vigas será diferente ya que sus longitudes son variables:

Dirección X:

$$S.P._1 = 2 (2 \times 10^6 \times 0.00160) \left[\frac{2}{5} + \frac{2}{5} + \frac{2}{6.50} \right] = 7,089.23$$

$$S.P._2 = 2 (2 \times 10^6 \times 0.00160) \left[\frac{2}{5} + \frac{2}{5} + \frac{2}{60} \right] = 7,253.3$$

$$S.P._3 = 2 (2 \times 10^6 \times 0.00160) \left[\frac{2}{5} + \frac{2}{5} + \frac{2}{5.5} \right] = 7,447.27$$

$$S.P._4 = 2 (2 \times 10^6 \times 0.00160) \left[\frac{2}{5} + \frac{2}{5} + \frac{2}{5} \right] = 7,680.0$$

Dirección Y:

$$S.P._5 = 7,680.$$

$$S.P._6 = 7,680.$$

$$S.P._7 = 7,680.$$

$$S.P._8 = 2 (2 \times 10^6 \times 0.0016) \begin{matrix} 2 & 2 & 2 \\ 5.025 & 5.025 & 5.025 \end{matrix} =$$

$$= 7,641.79 \text{ T-m.}$$

El momento torsionante accidental será considerado como 0.

La matriz de rigidez lateral de los pórticos 5,6, y 7, será la misma, resulta:

$$K_L = \begin{vmatrix} 7553.105469 & -6420.464844 & 1719.197266 & -233.637436 \\ -6420.464844 & 11062.054688 & -7059.515625 & 1473.987305 \\ 1719.197266 & -7059.515625 & 10369.835938 & -4870.535156 \\ -233.637436 & 1473.987305 & -4870.535156 & 3608.580322 \end{vmatrix}$$

y los desplazamientos de los mismos pórticos por niveles, resultan:

$$U_5 = \begin{vmatrix} 0.017013 \\ 0.027624 \\ 0.035509 \\ 0.040178 \end{vmatrix} \quad U_6 = \begin{vmatrix} 0.017309 \\ 0.028090 \\ 0.03610 \\ 0.040841 \end{vmatrix} \quad U_7 = \begin{vmatrix} 0.017674 \\ 0.028669 \\ 0.036836 \\ 0.041668 \end{vmatrix}$$

de donde:

$$F_5 = \begin{vmatrix} 2.8019 \\ 4.8923 \\ 6.7708 \\ 8.7803 \end{vmatrix} \quad F_6 = \begin{vmatrix} 2.9069 \\ 4.9519 \\ 6.8893 \\ 8.9120 \end{vmatrix} \quad F_7 = \begin{vmatrix} 3.0180 \\ 5.0365 \\ 7.0337 \\ 9.0797 \end{vmatrix}$$

Para el pórtico 8, que es el desviado tendremos:

$$K_8 = \begin{vmatrix} 7549.511719 & -6418.339844 & 1721.755859 & -234.271820 \\ -6418.339844 & 11054.410156 & -7057.277344 & 1475.488037 \\ 1721.755859 & -7057.277344 & 10359.148438 & -4864.070313 \\ -234.271820 & 1475.488037 & -4864.070313 & 3601.143799 \end{vmatrix}$$

Siendo:

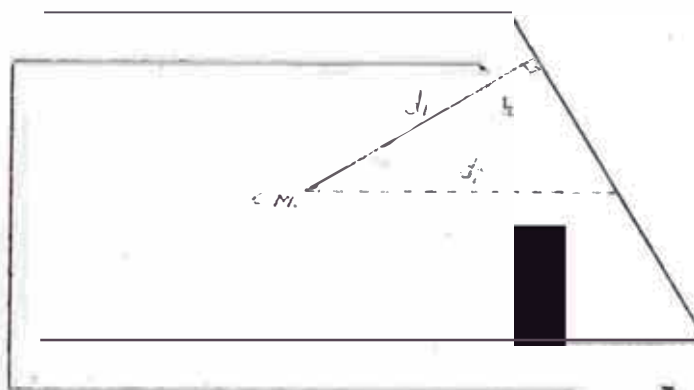
$$U_8 = \begin{Bmatrix} 0.018271 \\ 0.02968 \\ 0.038160 \\ 0.043182 \end{Bmatrix}$$

de donde:

$$F_8 = \begin{Bmatrix} 3.0266 \\ 5.2342 \\ 7.2630 \\ 9.4038 \end{Bmatrix}$$

Se recuerda que cuando se trata de dar la distancia de un pórtico desviado al centro de masas de un piso determinado, se debe dar la distancia perpendicular medida desde el centro de masas al pórtico.

Para una simplificación que permita obtener resultados óptimos se hizo lo siguiente:



d_1 = Distancia normal al pórtico.

d_2 = Distancia paralela al eje X (en el sentido que se miden las demás), y que nos permiten realizar la simplificación necesaria y óptima.

En los datos del programa, reemplazamos la tarjeta N° 30, que dice:

1-10	95.71
11-20	7.84
21-30	7.84
31-40	7.84
41-50	7.84

Por otra, que ya no considera el ángulo de desviación y la distancia perpendicular que lleva como datos:

1-10	90.00
11-20	7.88
21-30	7.88
31-40	7.88
41-50	7.88

Al obtener los resultados no se tiene diferencias en la obtención de las matrices de rigidez, puesto que no se han cambiado las características de los pórticos, pero los desplazamientos de cada pórtico si habrán de cambiar puesto que la orientación ha sufrido variación y con ello, un tanto la matriz global.

Los resultados obtenidos son los siguientes:

$$= \begin{bmatrix} 0.017050 \\ 0.027689 \\ 0.035595 \\ 0.040276 \end{bmatrix} \quad \tilde{U}_6 = \begin{bmatrix} 0.017202 \\ 0.027917 \\ 0.035878 \\ 0.040590 \end{bmatrix} \quad \tilde{U}_7 = \begin{bmatrix} 0.017510 \\ 0.028421 \\ 0.036527 \\ 0.041325 \end{bmatrix}$$

de donde:

$$\tilde{F}_5 = \begin{bmatrix} 2.789 \\ 4.911 \\ 6.790 \\ 8.802 \end{bmatrix} \quad \tilde{F}_6 = \begin{bmatrix} 2.8864 \\ 4.9251 \\ 6.8470 \\ 8.8574 \end{bmatrix} \quad \tilde{F}_7 = \begin{bmatrix} 2.9208 \\ 5.0219 \\ 6.9587 \\ 9.0197 \end{bmatrix}$$

Para el pórtico 8, se tiene:

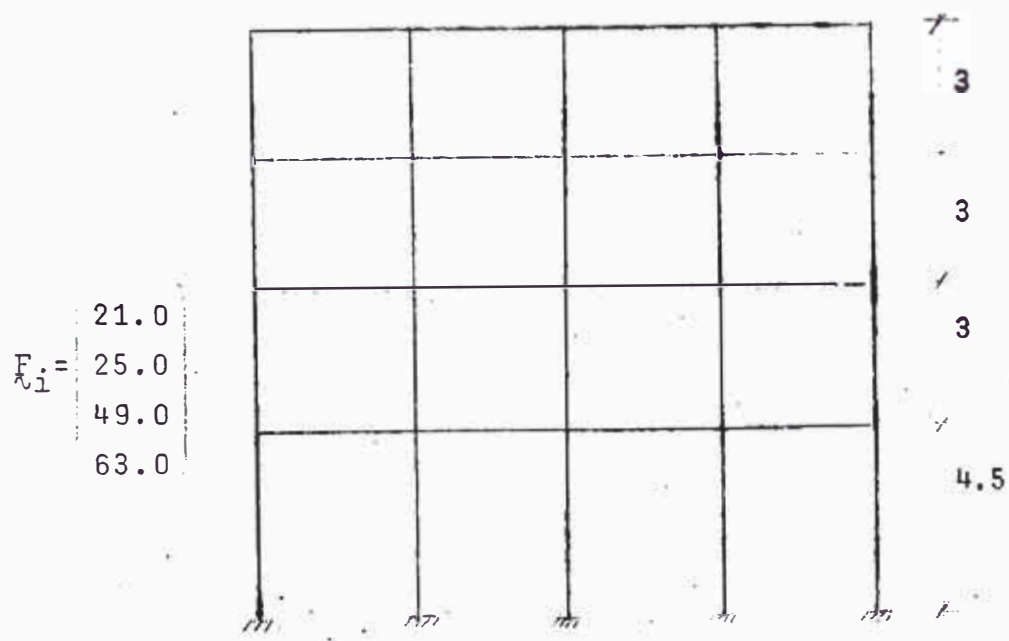
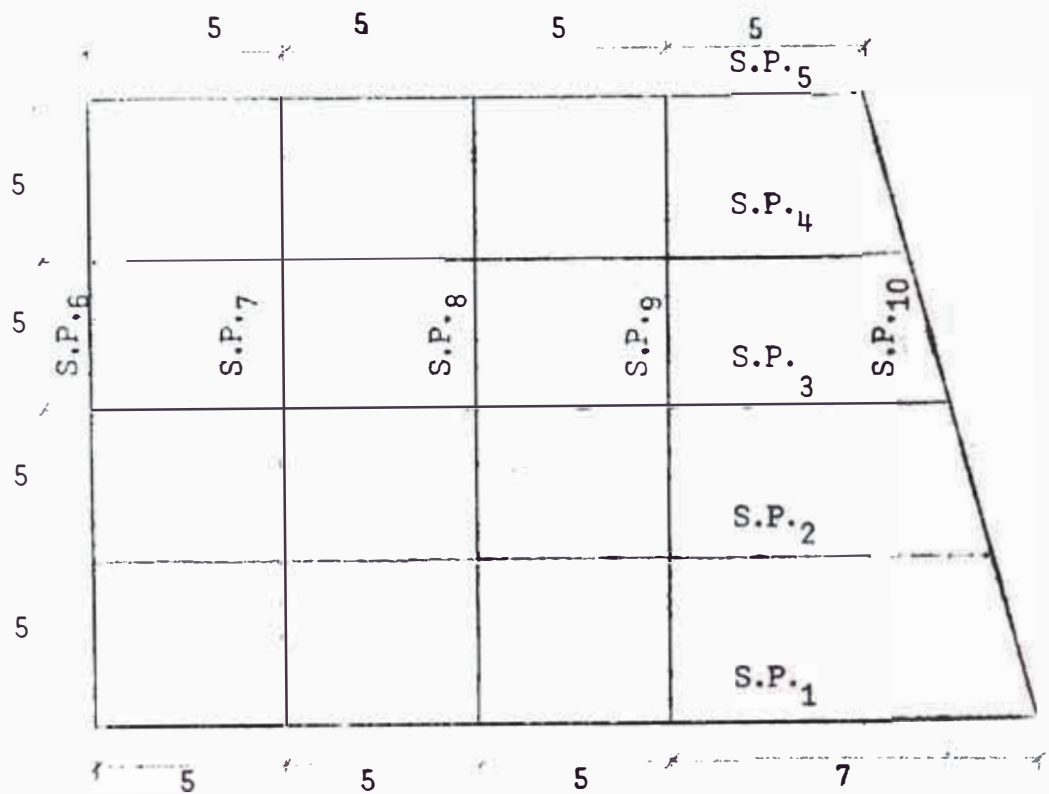
$$U_8 = \begin{pmatrix} 0.018075 \\ 0.029368 \\ 0.037763 \\ 0.042735 \end{pmatrix}$$

Finalmente:

$$F_8 = \begin{pmatrix} 2.9706 \\ 5.1854 \\ 7.1890 \\ 9.3106 \end{pmatrix}$$

EDIFICIO IV-3:

Tan igual que el anterior, se presenta el caso de una desviación del 10% para el presente edificio.



Las características de los elementos (vigas-columnas) se mantienen para el presente ejemplo, y la simplificación de la distancia del pórtico desviado al centro de masas igualmente se realiza..

En primera instancia obtenemos:

$$\begin{array}{l}
 U_6 = \begin{array}{l} 0.018793 \\ 0.030262 \\ 0.038754 \\ 0.043752 \end{array} \\
 U_7 = \begin{array}{l} 0.019100 \\ 0.030742 \\ 0.039361 \\ 0.044432 \end{array} \\
 U_8 = \begin{array}{l} 0.019406 \\ 0.031222 \\ 0.039968 \\ 0.045112 \end{array} \\
 U_9 = \begin{array}{l} 0.019861 \\ 0.031947 \\ 0.040892 \\ 0.046153 \end{array}
 \end{array}$$

Y para el pórtico desviado:

$$U_{10} = \begin{array}{l} 0.020631 \\ 0.033237 \\ 0.042572 \\ 0.048068 \end{array}$$

De donde obtenemos:

$$\begin{array}{l}
 F_6 = \begin{array}{l} 3.9476 \\ 6.8957 \\ 9.5755 \\ 12.3562 \end{array} \\
 F_7 = \begin{array}{l} 4.0826 \\ 6.9760 \\ 9.7316 \\ 12.5332 \end{array} \\
 F_8 = \begin{array}{l} 4.2082 \\ 7.0644 \\ 9.8856 \\ 12.7100 \end{array} \\
 F_9 = \begin{array}{l} 4.3407 \\ 7.2175 \\ 10.1111 \\ 12.9989 \end{array} \\
 F_{10} = \begin{array}{l} 4.3547 \\ 7.5504 \\ 10.4892 \\ 13.5342 \end{array}
 \end{array}$$

Cuando hacemos la simplificación expuesta para el ejemplo anterior, obtenemos:

$$\begin{array}{l}
 U_6 = \begin{array}{l} 0.018856 \\ 0.030363 \\ 0.038883 \\ 0.043897 \end{array} \\
 U_7 = \begin{array}{l} 0.019052 \\ 0.030665 \\ 0.039262 \\ 0.044320 \end{array} \\
 U_8 = \begin{array}{l} 0.019248 \\ 0.030967 \\ 0.039641 \\ 0.04489 \end{array} \\
 U_9 = \begin{array}{l} 0.019758 \\ 0.031807 \\ 0.040728 \\ 0.045977 \end{array} \\
 U_{10} = \begin{array}{l} 0.020388 \\ 0.032847 \\ 0.042073 \\ 0.047505 \end{array}
 \end{array}$$

Y las fuerzas serán:

	3.9630	4.0702	4.1361	4.1946	4.2958
$F_6 =$	6.9177	$F_7 = 6.9622$	$F_8 = 7.2067$	$F_9 = 7.2276$	$F_{10} = 7.4663$
	9.6099	9.7059	9.8915	10.0703	10.3649
	12.3954	12.5012	12.7278	12.9739	13.3771

Igualmente para el mismo edificio IV-3, y con las mismas condiciones de carga y manteniendo constante su distancia al centro de masas, el ángulo α se continuó aumentando a 10° , 15° , 20° y 25° . Los resultados que se encontraron para el caso de $\alpha = 15^\circ$, fueron los siguientes:

	0.018905	0.019377	0.019849	0.020552
$U_6 =$	0.030432	$U_7 = 0.031184$	$U_8 = 0.031336$	$U_9 = 0.033056$
	0.038965	0.039924	0.040882	0.042309
	0.043986	0.045066	0.046144	0.047751

	0.020871
$U_{10} =$	0.033612
	0.043046
	0.048598

	4.0200	4.1592	4.2968	4.5020	4.4627
$F_6 =$	6.9206	$F_7 = 7.0742$	$F_8 = 7.2330$	$F_9 = 7.4703$	$F_{10} = 7.6109$
	9.6277	9.8081	10.1077	10.4580	10.6161
	12.4114	12.7085	13.0025	13.4461	13.6669

Para el caso de $\alpha = 20^\circ$, tan solo presentamos los resultados del pórtico desviado.

	0.020916
$U_{10} =$	0.033685
	0.043140
	0.048705

de donde:

$$E_{10} = \begin{matrix} 4.4699 \\ 7.6283 \\ 10.6362 \\ 13.7002 \end{matrix}$$

Finalmente, para $\alpha = 25^\circ$, se encontró lo siguiente:

$$U_{10} = \begin{matrix} 0.020889 \\ 0.033642 \\ 0.043085 \\ 0.048643 \end{matrix} \quad E_{10} = \begin{matrix} 4.4614 \\ 7.6206 \\ 10.6218 \\ 13.6832 \end{matrix}$$

CAPITULO IV

CONCLUSIONES

1. En pórticos con inclinación menor de 15° se puede despreciar la influencia de su verdadera posición y considerarse como un pórtico plano paralelo a una de las direcciones principales de la edificación.
2. En pórticos con inclinación mayor de 15° y menor de 25° , se puede considerar un pórtico equivalente paralelo a la dirección principal respectiva, situado a una distancia horizontal igual a la medida desde el centro de masa a la posición original.
3. En pórticos con inclinación mayor de 25° es conveniente considerarlo en su verdadera posición.

BIBLIOGRAFIA

1. ENRIQUE BAZAN ZURITA.
"Análisis Sísmico de Edificios con Muros Rigidizantes". Octubre de 1977. Instituto de Ingeniería UNAM México.
2. JOSE M. ROESSET.
"Computer Solutions of Dynamics Problems". 1972, MIT.
3. ROBERTO MORALES M.
"Response of Usual R.C. Structures in Peru Subjected to Seismic Motions". International Institute of Seismology and Earthquake Engineering. Tokyo-Japan (a publicarse en 1979).
4. N.M. NEWMARK, E. ROSENBLUETH.
"Fundamentals of Earthquake Engineering". 1971. Prentice-Hall, Inc.
5. J.S. PRZEMIENIECKI.
"Theory of Matrix Structural Analysis. 1968. Mc Graw-Hill.