

**UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA
FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL**



**ANALISIS SISMICO INELASTICO
SIMPLIFICADO DE EDIFICIOS**

TESIS

PARA OPTAR EL TITULO PROFESIONAL DE:

INGENIERO CIVIL

JOSE ANTONIO VALDIVIA NUÑEZ

LIMA - PERU

1992

SUMARIO

En este trabajo se presenta un método de análisis dinámico inelástico simplificado de estructuras aporticadas de concreto armado.

Este método consiste en tomar una estructura aporticada de varios pisos y varios grados de libertad y reducirla a un sistema equivalente de un grado de libertad con el que se realiza un análisis dinámico inelástico paso a paso de un registro sísmico. Los resultados del análisis dinámico con el sistema equivalente de un grado de libertad son comparables a los de un análisis dinámico de rótula puntual.

El método de análisis con el sistema de un grado de libertad necesita de un análisis estático inelástico incremental usado para obtener los parámetros necesarios para la reducción al sistema equivalente de un grado de libertad. Para este análisis se modificó el programa de análisis estático inelástico incremental para elementos de acero de Adams, donde se incluyó rutinas para elementos concreto armado (criterios de fluencia, placas, brazos rígidos para los elementos y una relación trilineal momento-rotación).

La reducción utilizada en el sistema equivalente de un grado de libertad está basada en el modelo propuesto Piqué-Roesset para estructuras de acero.

Se presenta comparativamente los resultados del sistema equivalente de un grado de libertad y los de dos análisis dinámicos de rótula puntual usados para la comprobación de la validez del modelo en estudio.

INDICE

DEDICATORIA	i
AGRADECIMIENTOS	ii
SUMARIO	iii
INDICE	iv

CAPITULO I

INTRODUCCION 01

1.1	OBJETIVO	01
1.2	REVISION DE TRABAJOS ANTERIORES	02
1.2.1	Modelos de Takizawa y Aoyama.	02
1.2.2	Modelo de Un Grado de Libertad de Piqué-Roesset.	03
1.2.3	Modelo-Q Análisis Sísmico No-lineal Simple para Estructuras de Concreto Armado	05
1.2.4	Modelo de un Grado de Libertad de Yoshimura (ODOF)	08
1.2.5	N2- Un Método para el Análisis No-Lineal de edificios Convencionales	10
1.3	CONTENIDO DE LA INVESTIGACION	13
1.3.1	Resumen del Procedimiento de Estudio	13
1.3.2	Organización del Estudio	15

CAPITULO II

ANALISIS INELASTICO 17

2.1	INTRODUCCION	17
2.2	MODELOS PARA EL ANALISIS	23
2.2.1	Modelos Simplificados	23
2.2.2	Modelos Discreto	26
a)	Modelo de Varias Componentes	27
b)	Modelo de Una Componente	30

c)	Modelos de Rigidez Variable	32
2.2.3	Modelos de Elementos Finitos	33
2.2.4	Modelos Varios Resortes en Serie	34
2.2.5	Modelos de Fibra	36
2.3	MODELOS HISTERETICOS	38
2.3.1	Modelo Bilineal	40
2.3.2	Modelo de Ramberg-Osgood	41
2.3.3	Modelo de Clough	42
2.3.4	Modelo de Takeda	42
2.3.5	Modelo Trilineal Degradante	43
2.3.6	Modelo de Otani	44
2.3.7	Modelo Sina Q'hyst.	45
2.3.8	Modelo Orientado al Origen	46
2.4	DEFINICION DE DUCTILIDAD	47
2.4.1	Ductilidad por Desplazamiento	47
2.4.2	Ductilidad por Curvatura	48
2.4.3	Ductilidad por Momento	50
2.4.4	Ductilidad por Rotación	51

CAPITULO III

ANALISIS ESTATICO INELASTICO 54

3.1	INTRODUCCION	54
3.2	FORMULACION DEL MODELO	55
3.2.1	Cargas de Gravedad	55
3.2.2	Incremento de Cargas Laterales	56
3.2.3	Efectos P-Delta y Geometría No-lineal	57
3.2.4	Criterio de Fluencia	58
3.2.5	Estados Supuestos para los Elementos de Concreto Armado	63
3.2.6	Definición de Ductilidad	67
a)	Ductilidad por Momentos	68
b)	Ductilidad por Rotaciones	69
3.3	PROCESO DE SOLUCION	70

ESTUDIOS COMPARATIVOS	72
3.4	72
3.4.1 Relación Fuerza Cortante Deformación Lateral	72
3.4.2 Influencia de Cargas de Gravedad	73
3.4.3 Comparación del Criterio de Fluencia: Interacción y Flexión	76
3.4.4 Distribución Vertical de la Fuerza Horizontal	76
3.4.5 Diferencia del Modelo de Doble Componente con Relaciones Momento-Rotación Bilineal y Trilineal	78
3.4.6 Aproximación del Valor del Incremento de Carga Lateral	81

CAPITULO IV

CONDENSACION A UN SISTEMA DE UN GRADO DE LIBERTAD 82

4.1 INTRODUCCION	82
4.2 FORMULACION DEL MODELO	84
4.3 SOLUCION DE LA ECUACION INCREMENTAL DE MOVIMIENTO	90
Comparación del Modelo de Doble Componente Bilineal y Trilineal en Comportamiento Dinámico	92

CAPITULO V

APLICACION 97

5.1 ESTRUCTURAS A EVALUAR	97
Pórtico de Cuatro Pisos	98
Pórtico de Ocho Pisos	104
Pórtico de Doce Pisos	108
5.2 ANALISIS ESTATICO	115
Pórtico DE Cuatro Pisos	115
Pórtico DE Ocho Pisos	117
Pórtico DE Doce Pisos	119
5.3 ANALISIS DINAMICO SIMPLIFICADO	121
Estructuras	121

	Sismos	121
	Pórtico de Cuatro Pisos	123
	Pórtico de Ocho Pisos	124
	Pórtico de Doce Pisos	124
5.4	ANÁLISIS DINAMICO CON ROTULA PUNTUAL	125
	DRAIN 2D y FRIEDA	125
	Drain 2d	125
	Frieda	126
5.5	COMPARACION DE RESULTADOS	128
	Cálculo de Ductilidades	128
	Desplazamientos Máximos y Distorsiones Máximas	130
	Comparación de Ductilidades	136
	Comentarios	144
CAPITULO VI		
CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES		145
6.1	CONCLUSIONES	
	a) Análisis Estático Inelástico	146
	b) Análisis Dinámico del Sistema de 1GDL	147
	c) Comportamiento	147
6.2	RECOMENDACIONES	
BIBLIOGRAFIA		149
ANEXO I	MATRICES DE RIGIDEZ DE LOS ELEMENTOS DEL ANÁLISIS ESTÁTICO	154
ANEXO II	DISEÑO DE LAS ESTRUCTURAS APORTICADAS	159
ANEXO III	CÁLCULO DE ALGUNOS DE LOS VALORES	168

CAPITULO I

INTRODUCCION

1.1 OBJETIVOS

El principal objetivo de este trabajo es presentar un procedimiento de análisis dinámico inelástico paso a paso usando un sistema equivalente de un grado de libertad (SDOF = 1GDL). Se sabe que las respuestas obtenidas mediante análisis de sistemas de varios grados de libertad (VGDL) son técnicamente buenas y aceptables para predecir el comportamiento inelástico de una estructura de concreto armado durante una excitación sísmica, sin embargo desde el punto de vista del esfuerzo y tiempo computacional, sería más ventajoso un sistema equivalente de un grado de libertad (1GDL), siempre que los resultados obtenidos por éste, sean similares a los obtenidos por un sistema de varios grados de libertad.

El modelo de un grado de libertad (1GDL) usa una reducción en base a un modelo de corte y usa una regla histerética simple.

1.2 REVISION DE TRABAJOS ANTERIORES

1.2.1 MODELOS DE TAKIZAWA Y AOYAMA

Dos modelos diferentes propuestos por Takizawa y Aoyama (60), usan una aproximación basándose en los mecanismos de falla aproximados de la estructura, como se aprecia en la figura 1.1.

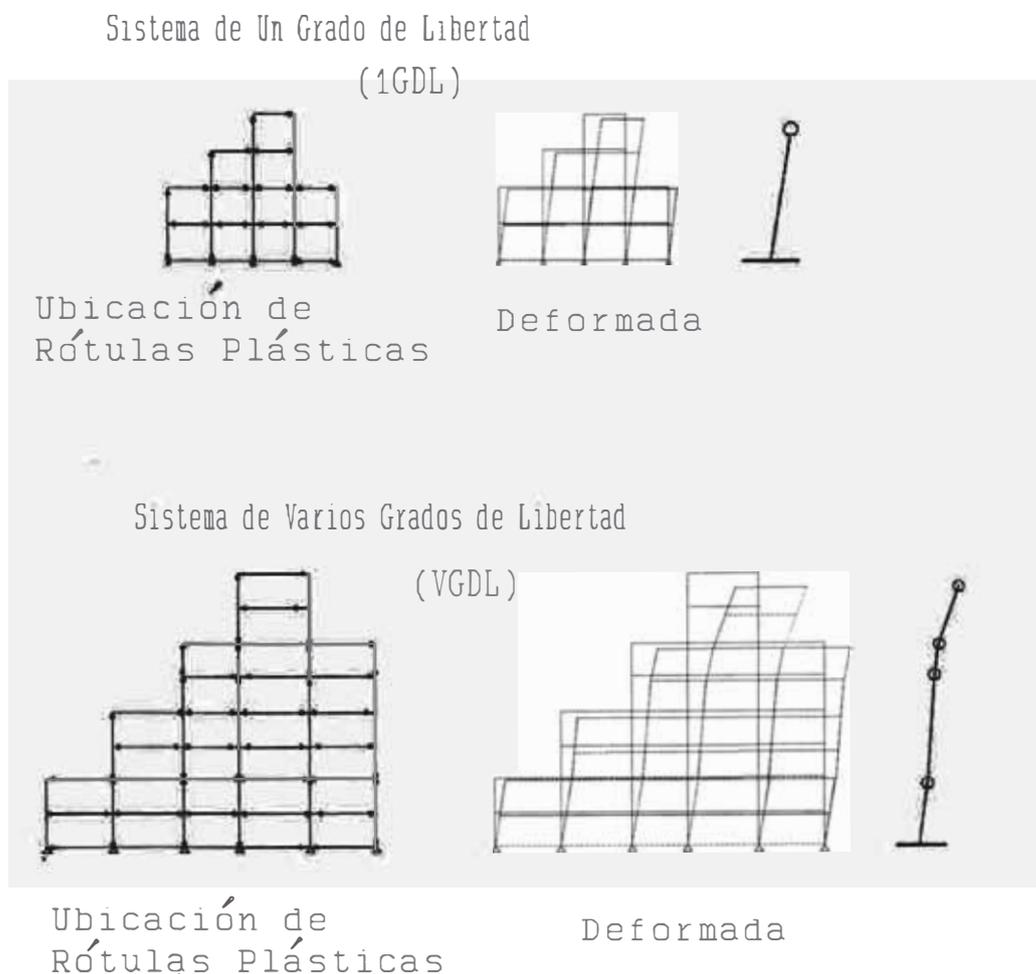


FIGURA 1.1 Mecanismos de Falla.

Este método sirve para obtener desplazamientos mediante una aproximación de la falla de la estructura.

1.2.2 MODELO DE UN GRADO DE LIBERTAD DE PIQUE-ROESSET

Este método fue desarrollado en 1976 en el departamento de Ingeniería Civil del Instituto Tecnológico de Massachusetts, M.I.T., por Javier R. Piqué, bajo la supervisión de José Roesset (49), para estructuras de acero.

El método consiste en:

- 1) Un análisis estático inelástico incremental de estructuras aporticadas planas, para hallar un juego de deformadas y fuerzas cortantes.
- 2) Un análisis dinámico inelástico no-lineal paso a paso de un sistema equivalente de un grado de libertad con un resorte multilineal, según una reducción propuesta por Biggs (12).
- 3) Seguidamente una regresión de los resultados de este sistema equivalente a los del análisis estático inelástico obteniendo resultados equivalentes a un análisis dinámico inelástico de varios grados de libertad.

La ecuación incremental del movimiento para un pórtico de varios grados de libertad es

$$M \Delta \ddot{U} + \Delta F = - M I \ddot{u}_g \quad (1.1)$$

donde M es la matriz de masa, $\Delta \ddot{U}$ es el vector de incremento de aceleraciones, ΔF es el vector de incremento de fuerzas, I es el vector unitario. \ddot{u}_G es la aceleración de la base.

Después de algunas transformaciones se obtiene la ecuación:

$$\Delta \ddot{u} + C \dot{u} + K_{\text{equivalente}} \Delta u = - M_{\text{equivalente}} \Delta \ddot{u}_G \quad (1.2)$$

donde C es la constante de amortiguamiento crítico, Δu es el incremento de desplazamiento horizontal del sistema equivalente.

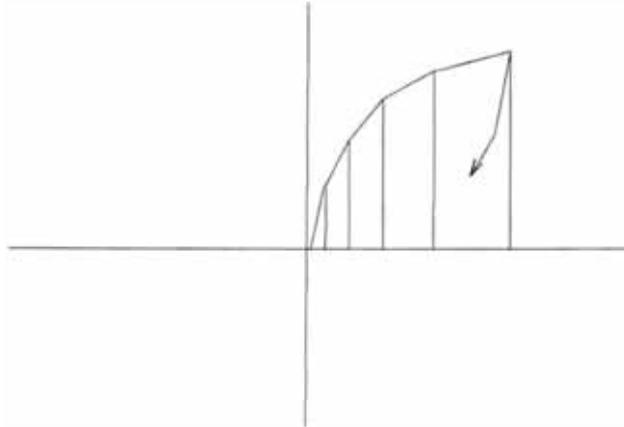


FIGURA 1.2 RESORTE MULTILINEAL

Los resultados de $K_{\text{equivalente}}$ y $M_{\text{equivalente}}$ son calculados a partir del análisis estático del pórtico completo, mediante programas de computo, donde Δu es evaluado usando un resorte multilíneal.

El efecto $P-\Delta$ es incluido en el análisis equivalente durante el análisis estático inelástico incremental.

Al comparar el análisis dinámico del pórtico completo con el análisis dinámico del sistema equivalente de un grado de libertad se presentan resultados diferentes, pero del mismo orden magnitud, y las diferencias en términos de porcentaje son aceptables.

1.2.3 MODELO Q ANALISIS SISMICO NO-LINEAL SIMPLE DE ESTRUCTURAS DE CONCRETO ARMADO

Este método fue desarrollado por Saiidi M. y Sozen A. M. (53) en el Centro de Estudios de Ingeniería Civil, de la Universidad de Champaign-Urbana, Illinois en 1979.

Consiste en idealizar una estructura, en una masa equivalente unida por una barra rígida, de longitud equivalente a la altura, fijada a la base por un resorte no-lineal.

El método presenta dos simplificaciones:

- 1) Reducción de un sistema de varios grados de libertad a un sistema oscilador equivalente de un grado de libertad.
- 2) El sistema reducido usa un resorte no-lineal simple.

El modelo de un grado de libertad está relacionado al modelo de varios grados de libertad según la reducción de BIGGS (12) que usa la ecuación diferencial de equilibrio dinámico, para un oscilador excitado por una fuerza externa.

$$M_e \ddot{x} + C \dot{x} + K x = - M_t \ddot{y}_G \quad (1.3)$$

Donde M_t es la masa total del sistema de varios grados de libertad, K es la rigidez del sistema de varios grados de libertad definida en términos de una fuerza lateral y un desplazamiento horizontal a la altura equivalente L_e , M_e es la masa equivalente del sistema de un grado de libertad, x es el desplazamiento de la masa del oscilador de un grado de libertad con respecto a la base, \ddot{y}_G es la aceleración de la base, y C es la constante de amortiguamiento.

La ecuación (1.3) es integrada por el método β de Newmark, asumiendo un factor de amortiguamiento viscoso, generalmente 0.02

El "resorte" está basado en la relación no-lineal fuerza-desplazamiento de la estructura, calculada por el análisis estático inelástico incremental del sistema de VGDL.

La relación fuerza-deformación es calculada a la altura equivalente L_e , la que es obtenida en función a la distribución de masas a lo alto y la relación de desplazamientos de piso, se consigue de esta manera un diagrama bilineal fuerza deformación aproximado.

El modelo histerético es bilineal degradante. La rigidez, en cualquier estado de carga o descarga, está definido por la curva primaria bilineal que es antisimétrica.

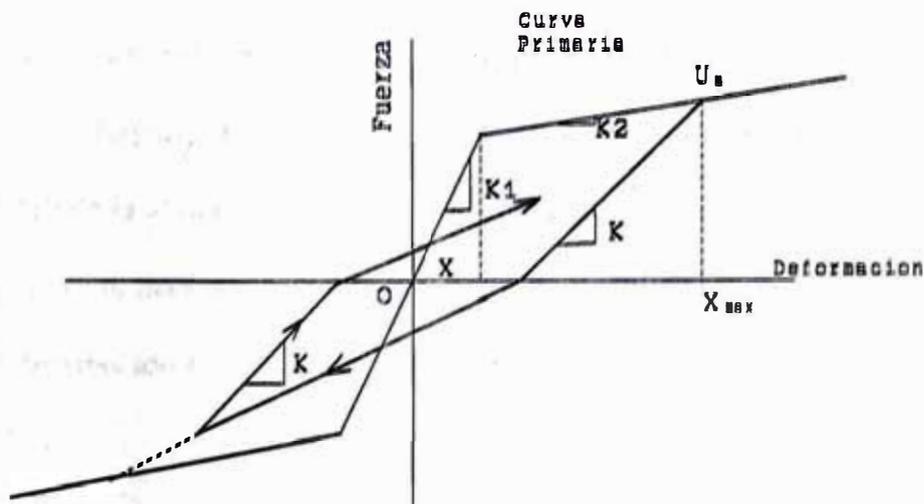


FIGURA 1.3 Regla Degradante de Takeda Simplificada.

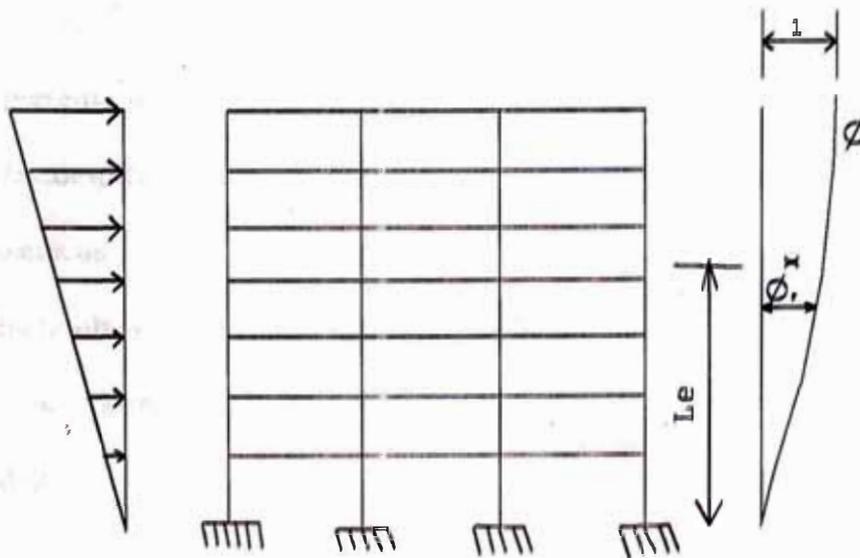


FIGURA 1.4 Distribución de fuerzas a lo alto.

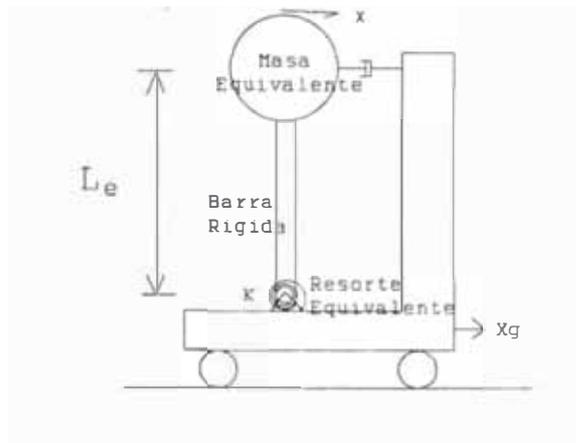


FIGURA 1.5 Idealización del Modelo

El desplazamiento de entrepiso y sus diferencias no proveen todos los resultados, pero sí suficiente información para juzgar la aceptabilidad de la estructura para una función particular. Si el desplazamiento del piso puede ser controlado con límites razonables (más o menos 0.015 de la altura del piso), es suficiente para saber de pocos daños en elementos no estructurales sin necesidad de informaciones de ductilidad.

La distribución en altura de fuerza horizontal es triangular invertida.

Conclusiones.

El Modelo Q presenta un modelo simple en función de elementos equivalentes, para la estimación de los desplazamientos, para estructuras de concreto armado sujetas a grandes movimientos sísmicos.

Un defecto obvio del Modelo Q es que no ha sido sustentado experimentalmente para todos los casos posibles, falla que es compartida por los otros modelos desarrollados para éste propósito.

1.2.4 MODELO DE UN GRADO DE LIBERTAD DE YOSHIMURA (ODOF)

Yoshimura (66) propuso una reducción de un sistema de varios grados de libertad a un modelo de un grado de libertad.

Similar a los otros métodos, éste posee una condensación usando valores fuerza cortante y deformación por piso, de una suposición de una distribución vertical de fuerzas horizontales de aumento monótonico, y condensa a un sistema de un grado de libertad, en el que se aplica un análisis dinámico paso a paso.

Este método presenta el cálculo de las relaciones fuerza-deformación usando modelos no-lineales cortantes, utiliza un resorte hysterético trilineal degradante (la curva primaria del lazo hysterético está en base a la relación momento-rotación), utiliza el método de Newmark para integrar la ecuación dinámica simplificada, suponiendo un amortiguamiento proporcional a la rigidez instantánea.

La distribución vertical de la fuerza horizontal es principalmente proporcional al primer modo de vibración, aunque no se descarta otras posibilidades como el modo predominante de vibración, el triangular invertido, distribución uniforme a lo largo de la altura o cualquier otra posibilidad razonable.

Para obtener la rigidez es necesario un análisis estático inelástico, obteniendo una relación trilineal fuerza cortante vs. desplazamiento de entrepiso.

La ecuación de movimiento es:

$$\bar{M} \ddot{x} + \bar{K} x = -\bar{M} \ddot{y} \quad (1.4)$$

donde: $\bar{M} = \sum M_r \cdot U_r$ es la masa concentrada, $\bar{x} = \frac{\sum M_r \cdot U_r^2}{\sum M_r \cdot U_r} x$ es el desplazamiento relativo al sistema de un grado de libertad, $\bar{x} = \frac{1}{\beta} x$ donde (β_i factor de participación), $\bar{k} = \frac{\sum M_r U_r}{\sum M_r U_r} K_r (U_r - U_{r-1})^2 \cdot \beta$ es la rigidez elástica equivalente (t/cm), $\bar{k} \cdot \bar{x} = Q = \sum K_r (U_r - U_{r-1})^2 \cdot x$ es la fuerza de corte equivalente.

$$\bar{Q} = \sum Q_r (U_r - U_{r-1}) \quad (Q_r: \text{fuerza de corte para cada piso})$$

La fuerza cortante equivalente en fluencia puede ser calculada de la expresión anterior, así también el coeficiente de reducción de rigidez equivalente para la fluencia usando una ecuación similar, previamente establecida para calcular la rigidez elástica equivalente.

La condensación se calcula en función de energía o también por el teorema de trabajos virtuales.

El desplazamiento de los pisos del sistema de varios grados de libertad es determinado por la ecuación (1.5).

$$Y_r = U_r \cdot x \cdot \beta \quad (1.5)$$

De esta manera se tiene un modelo equivalente de un grado de libertad, con el que se puede relacionar desplazamientos máximos y ductilidades, así como el mecanismo de falla en función de la secuencia de formación de las rótulas plásticas de análisis estático inelástico a un modelo de varios grados de libertad.

1.2.5 N2 - UN METODO PARA EL ANALISIS SISMICO NO LINEAL DE EDIFICIOS CONVENCIONALES

Este método está basado principalmente en el Modelo Q y es muy similar al propuesto por Piqué y Roesset en 1976, fue desarrollado por Fajfar P. y Fischinger (25), en el "Instituto de Estructuras e Ingeniería Antisísmica, del Departamento de Ingeniería Civil, Universidad EK en Ljubljana, Slovenia, Yugoslavia en el año 1981.

Este método requiere 3 pasos de análisis:

- 1) Un análisis estático inelástico incremental de un sistema de VGDL, donde se halla una relación cortante basal vs. desplazamiento superior de entrepiso para hallar la rigidez y resistencia del modelo equivalente de 1GDL, y la ductilidad suministrada.
- 2) Un análisis dinámico no-lineal paso a paso de un sistema equivalente de un grado de libertad.
- 3) Determinación del máximo desplazamiento y correspondiente demanda de ductilidad haciendo una correlación de los resultados del análisis dinámico del sistema de 1GDL al análisis estático inelástico de VGDL; puede también ser hallado usando un espectro de respuesta inelástica.

La estructura es transformada a un sistema equivalente de 1GDL suponiendo una forma de desplazamiento $\{\phi\}$ y una distribución vertical de la rigidez lateral $\{\Psi\}$ que son constantes durante un sismo.

$$m^* \ddot{u}^* + Q^* = - m^* \ddot{u}_g \quad ; \quad m^* = \sum m_i \phi_i \quad (1.6)$$

La comparación de la ductilidad demandada y suministrada, es por desplazamiento y/o rotación no por energía, del sistema equivalente de un grado de libertad y el análisis estático de varios grados de libertad.

Con la secuencia de formación de rótulas plásticas en la estructura, se puede estimar el mecanismo de falla de la estructura.

Conclusiones.

El efecto de los modos altos influye más para el cortante basal que en los desplazamientos. Para esto el máximo cortante basal es más grande en el caso del sistema de varios grados de libertad en relación con el sistema equivalente.

El método N2 es un procedimiento no-lineal para el diseño racional de edificios convencionales oscilando predominantemente en un modo simple. Se puede usar un espectro inelástico de diseño.

1.3 CONTENIDO DE LA INVESTIGACION

1.3.1 RESUMEN DEL PROCEDIMIENTO DE ESTUDIO

El presente estudio propone un sistema equivalente de un grado de libertad para evaluar el comportamiento dinámico inelástico de estructuras aporticadas de concreto armado de varios pisos.

Este trabajo se basa en el procedimiento desarrollado por Piqué y Roeset para estructuras aporticadas de acero y aquí ha sido extendido para estructuras de concreto armado. A los programas de análisis estático inelástico se ha implementado rutinas que consideran los criterios de fluencia para elementos de este material y se le han agregado rutinas que permiten analizar estructuras con placas o muros de corte considerando las vigas como elementos lineales con extremos rígidos.

El sistema equivalente es planteado en función de las siguientes consideraciones:

a) **Rigidez.**

La rigidez equivalente o resorte equivalente no-lineal es estimado en función de las deformadas con diferentes características inelásticas y sus correspondientes fuerzas cortantes que las generan, obtenidas en un análisis estático inelástico.

Un análisis estático inelástico con incremento monótonico de carga lateral de donde se obtienen los siguientes resultados:

- 1) Deformadas y sus correspondientes fuerzas cortantes que la generan, que son calculadas en cada incremento de carga lateral.
- 2) Ductilidades en los extremos de cada elemento, en cada incremento de carga.

b) Masa.

La masa equivalente es calculada en función de las masas y su respectiva altura

c) Amortiguamiento

El amortiguamiento viscoso añadido al sistema equivalente, es calculado como una fracción del amortiguamiento crítico obtenido con la rigidez inicial.

Con este sistema equivalente de un grado de libertad se efectúa un análisis dinámico tiempo-historia. Obtenidos los valores de los desplazamientos máximos y en función de los criterios de reducción se obtienen los valores máximos de desplazamientos y distorsiones de piso y eventualmente la historia de deformaciones a lo largo del tiempo en la estructura original. Las ductilidades máximas son calculadas en función de los desplazamientos y distorsiones máximas del análisis dinámico que son relacionados con los desplazamientos y distorsiones del análisis estático inelástico tomando las ductilidades correspondientes de los elementos de piso (vigas y columnas).

Para comprobar la validez de este modelo se han efectuado análisis inelásticos dinámicos con las estructuras usando dos programas de análisis dinámico de varios grados de libertad, DRAIN-2D y FRIEDA. Se han hecho una comparación de los resultados desplazamientos y distorsiones de piso y ductilidades en los extremos de los elementos.

1.3.2 ORGANIZACION DEL ESTUDIO

En el Capítulo II, Análisis Inelástico. Se hace una revisión teórica sobre análisis inelástico, donde se describen algunos parámetros usados, los principales modelos de análisis inelástico, como modelos simplificados, discretos, de elementos finitos e hysteréticos, y algunas consideraciones sobre la ductilidad.

En el Capítulo III, Análisis Estático Inelástico Incremental. Se presenta una descripción pormenorizada del fundamento teórico del análisis estático inelástico de pórtico completos y como ha sido implementado. Se estudia la influencia de las cargas de gravedad, así como la influencia de la distribución vertical de la fuerza horizontal y las alteraciones con el uso de criterios de fluencia de interacción o de flexión, y también el método de solución del modelo. En el anexo 1 se presentan las matrices de rigidez del modelo usado.

En el Capítulo IV, Condensación a un Sistema de un Grado de Libertad. Se presenta las consideraciones en las cuales está basada la condensación usada y el método de solución de la ecuación dinámica del sistema equivalente.

En el Capítulo V, Aplicación. Se muestra las estructuras usadas, luego se presenta los diferentes análisis ejecutados en cada pórtico, estático inelástico, dinámico simplificado y con rótula puntual añadiéndose aquí una descripción de estos programas usados, para culminar con una comparación de los resultados. En el anexo 2 se resume el diseño de las estructuras analizadas.

En el Capítulo VI, Conclusiones y Recomendaciones.

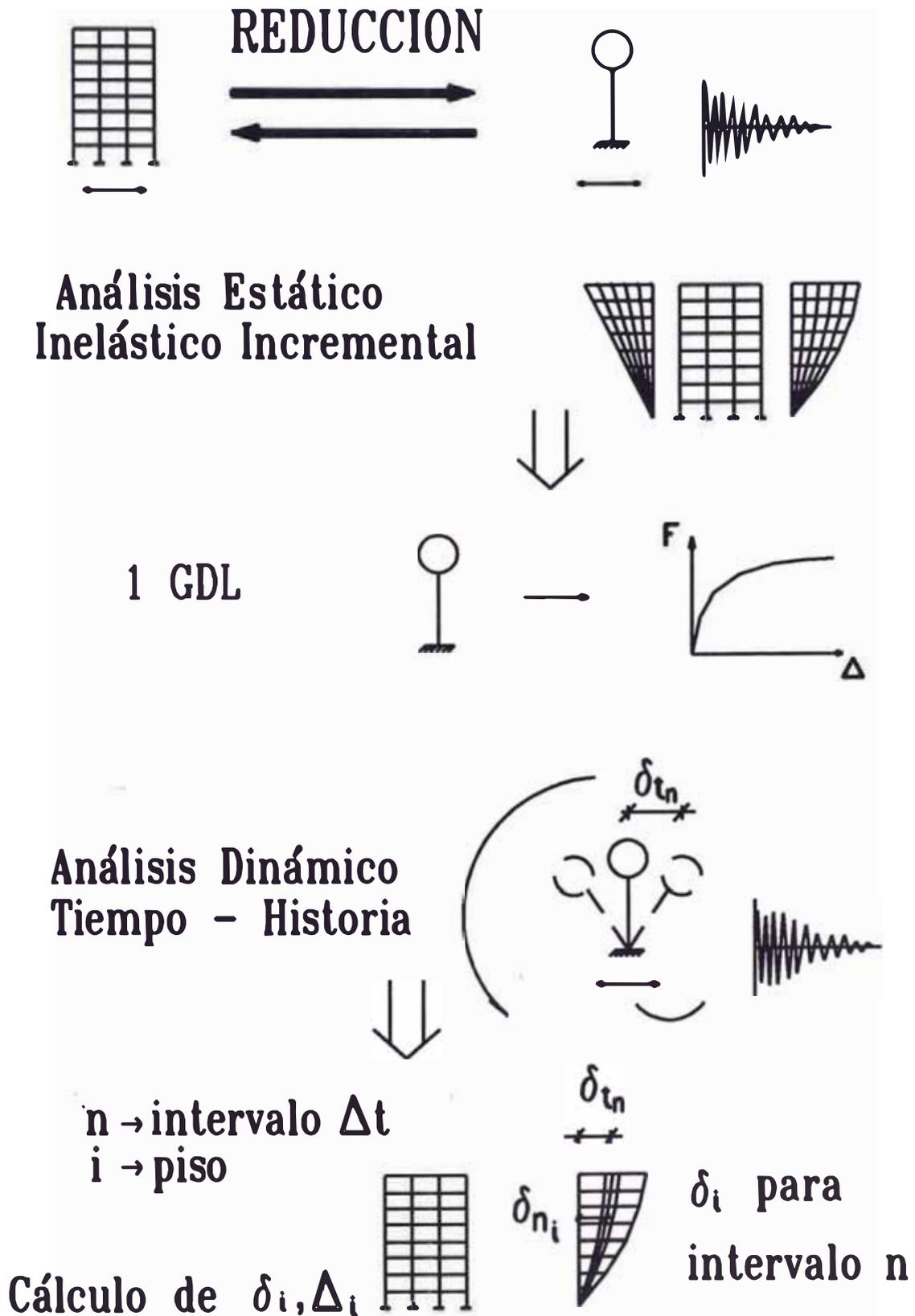


FIGURA 1.7 Reducción de la estructura a un sistema de 1GDL.

CAPITULO II

ANALISIS INELASTICO

2.1 INTRODUCCION

La mayoría de los reglamentos para edificios sismoresistentes, se basan en la disipación de la energía sísmica mediante deformaciones inelásticas de la estructura. Por ello es importante conocer cual es el comportamiento de la estructura en el rango inelástico; estas consideraciones permiten un diseño económico y seguro. La seguridad de la estructura dependerá realmente de que los mecanismos que se formen como resultado del comportamiento inelástico sean estables.

Con la finalidad de cuantificar este comportamiento, y conocer la capacidad y seguridad de la estructura, diversos investigadores han propuesto métodos y modelos para predecir la respuesta inelástica. En este análisis entran en juego muchas variables y parámetros que deben ser definidos o supuestos. Con el desarrollo de las investigaciones experimentales se han propuesto modelos teóricos de análisis que cada vez se representan mejor la estructura real.

- Consideraciones de la Respuesta Inelástica.

Es importante en un inicio, diferenciar los conceptos de no-linealidad e inelasticidad.

Elasticidad es la capacidad de un elemento de experimentar deformaciones por carga y descarga recuperando íntegramente su forma original al serle retirada la carga. Sin pérdida de energía.

Inelasticidad es el comportamiento que se experimenta cuando se excede el rango elástico, limitado por el punto de fluencia, y aparecen deformaciones plásticas tales que al descargar el elemento éste no recupera su forma original. En este caso se presenta una disipación de la energía acumulada por deformación.

Se considera el comportamiento lineal cuando el material sigue la ley de Hooke (las deformaciones son linealmente proporcionales a la fuerza aplicada), no-linealidad considera que cuando las deformaciones no son linealmente proporcionales a la fuerza aplicada el comportamiento es "no-lineal", pero a su vez puede ser elástico.

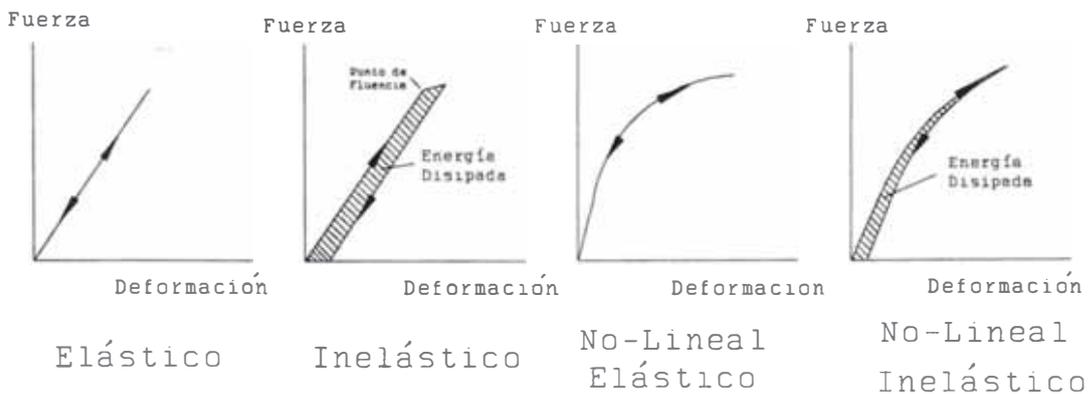


FIGURA 2.1 Relaciones Fuerza Deformación.

Debe indicarse que existen dos tipos básicos de no-linealidades.

i) El primero implica la no-linealidad física o del material. Ocurre cuando las propiedades básicas de los elementos individuales no son lineales, variando éstas con la historia de las fuerzas aplicadas o con las deformaciones y deflexiones asociadas.

ii) El segundo implica la no-linealidad geométrica, se aplica al análisis cuando los cambios en la geometría de la estructura son tales que modifican la distribución de fuerzas.

La respuesta obtenida es función del tipo de análisis, pero se basa en ciertos parámetros generales que reflejan el comportamiento de la estructura.

En el diseño sísmo resistente de edificaciones, para un sísmo severo, hay dos objetivos principales que se deben cumplir.

- 1) El primero y más importante es evitar el colapso.
- 2) El segundo es reducir los daños estructurales y no estructurales.

El primer objetivo, prevenir el colapso, se puede lograr induciendo que después de la fluencia de algunos elementos se formen mecanismos estables, garantizando que estos elementos en fluencia tengan la capacidad de desarrollar considerables deformaciones inelásticas sin que ocurra una falla del elemento.

Los conceptos de deformabilidad, ductilidad y factor de ductilidad están relacionados con este objetivo para lo cual será necesario conocer sus diferencias tanto como su interrelación (8).

Deformabilidad, es la capacidad de un material, elemento estructural o de toda la estructura a deformarse antes del colapso.

Ductilidad, es la capacidad del material, elemento estructural o toda la estructura de deformarse después de su fluencia inicial sin pérdida significativa de resistencia.

Factor de ductilidad o relación de ductilidad, es la relación entre la máxima deformación que un elemento o estructura puede soportar y la deformación inicial de fluencia.

Otro parámetro de evaluación de la respuesta viene dado por el *índice de disipación de energía por histéresis*. El factor de ductilidad es expresado sólo en términos de la deformación, por lo que no da una medida de la disipación de energía de sistemas estructurales reales. Mahin y Bertero (38) han definido un índice que mide la energía total disipada por histéresis, que puede ser muy útil para sistemas que tienen degradación de rigidez y/o resistencia. El índice de disipación de energía es el cociente de la energía total disipada por el sistema real a la energía total disipada por el sistema histerético, el área encerrada dentro de los lazos histeréticos.

El segundo objetivo, es lograr que el daño económico y social sea mínimo.

Surgen dos preguntas relacionadas a este objetivo, la primera es referente a como puede limitarse el daño? y la segunda, cual es el nivel de daño límite?.

Aunque podría magnificarse el daño en función de la energía disipada, algunos autores (30,37), proponen que el nivel de daño está relacionado al desplazamiento relativo de entrepiso, esto significa que controlando el desplazamiento relativo de entrepiso puede limitarse el nivel de daño. La respuesta del piso puede ser expresada a través de:

- a) El desplazamiento relativo de entrepiso. llamado también distorsión de entrepiso, viene dado por el desplazamiento de un piso relativo al piso inferior causado por efecto de cargas sísmicas.
- b) El desplazamiento lateral o deflexión debido a las fuerzas de diseño es el desplazamiento absoluto de algún punto de la estructura relativo a la base. No es usado como control de la distorsión o para consideraciones de estabilidad ya que puede dar una falsa idea de los efectos en pisos críticos. Sin embargo, es importante cuando se considera los requerimientos de separación por acción sísmica.

Hay muchas razones para controlar la distorsión de piso. Una de ellas es el control de la deformación inelástica de los elementos. Aunque el uso de limitaciones en la distorsión es un procedimiento impreciso y altamente variable para control de las deformaciones, está balanceado con el estado actual del conocimiento sobre cuales deberían ser las limitaciones de deformación.

Las consideraciones de estabilidad indican que la flexibilidad debe ser controlada. La estabilidad de los elementos bajo deformación elástica e inelástica provocada por sismos es una función directa de la carga axial y de la flexión en los elementos. El problema de estabilidad se resuelve limitando la distorsión producida por la carga vertical de los elementos, y los momentos de segundo orden resultantes debido a la deformación y la carga axial (este efecto es también denominado efecto P-delta). Bajo pequeñas deformaciones laterales, los esfuerzos de segundo orden se encuentran normalmente dentro de los límites admisibles. Sin embargo, grandes deformaciones con cargas verticales considerables pueden alcanzar momentos de segundo orden significativos. La limitación

de la distorsión o desplazamiento de entrepiso impone indirectamente un borde superior para estos efectos.

Las edificaciones sujetas a sismos necesitan controlar la distorsión con el objeto de restringir el daño de elementos de partición, tabiques, cerramientos de escaleras, vidrios y otros elementos frágiles no estructurales, y el más importante, minimizar las deformaciones diferenciales que reducen la seguridad sísmica de los elementos.

El ATC-3 (7) propone la distorsión de entrepiso permitida, igual a 0.015 veces la altura del entrepiso para estructuras de mayor importancia y del orden de 0.010 veces la altura del entrepiso para zonas de menor importancia. Con el objeto de obtener una medida sustancial (mas no absoluta) de la seguridad de las estructuras.

Otros parámetros de la respuesta inelástica son el cortante de entrepiso y mayormente el cortante basal, sobretodo con el fin de compararlo con el cortante de diseño y con la distribución de fuerzas sísmicas horizontales.

2.2 MODELOS ESTRUCTURALES PARA EL ANALISIS

La respuesta dinámica de una estructura de varios pisos y varias luces es bastante compleja. Existen un número elevado de grados de libertad y un alto porcentaje de comportamiento no-lineal, por lo que se requiere de algunas idealizaciones y simplificaciones a fin de obtener un modelo matemático que pueda ser resuelto empleando las diferentes técnicas de computación numérica disponible. El grado de sofisticación del modelo es función del nivel de detalle de la respuesta que se desee obtener, lo cual será siempre relativo.

Se han propuesto diferentes aproximaciones o modelos con el fin de modelar las estructuras de concreto para llevar a cabo un análisis no-lineal. Estos pueden clasificarse en los siguientes grandes grupos (32,57): modelos simplificados, modelos discretos, modelos de fibra, modelos de elementos finitos y modelos de varios resortes en serie.

2.2.1 MODELOS SIMPLIFICADOS

Muchos de los modelos desarrollados en esta categoría son conocidos como modelos tipo cortante. Inicialmente desarrollados para sistemas de un grado de libertad, su empleo ha sido extendido a sistemas de varios grados de libertad.

El **modelo de corte**, sustituye el ensamblaje de los elementos (vigas, columnas y/o muros de corte) que constituyen el piso de un pórtico por un resorte no-lineal único (figura 2.2). Para pórticos planos se considera un solo grado de libertad por piso que es usualmente el desplazamiento lateral de piso. En estructuras tridimensionales el sistema equivalente posee tres grados de libertad por piso (dos desplazamientos y un giro). Se considera que la losa es infinitamente rígida, lo que permite concentrar las masas de la estructura a cada nivel

de piso. El modelo cortante es también denominado de acoplamiento cercano ya que el comportamiento de un piso es influenciado sólo por los dos adyacentes, superior e inferior.

El **modelo de flexión**, usado para estructuras con muros de corte (muchas rigidez y poca masa y sobretodo gran esbeltez) donde el mecanismo es tipo flexión (la deformación es como una barra en voladizo).

El **modelo de corte-flexión**, el cual acopla comúnmente cinco o más niveles por cada piso, de modo que no solo depende del desplazamiento relativo a ese piso sino también del desplazamiento relativo de los pisos adjuntos, tomando en cuenta la influencia de las vigas (fuerza-rigidez).

Una gran variedad de relaciones fuerza-deformación han sido usadas para estos modelos, éstos son determinados según el tipo de pórtico ó de los elementos que son parte de él. Los estudios realizados incluyen resortes tipo elastoplástico, bilineal, trilineal y otros donde se considera alguna característica de degradación de rigidez, resistencia o ambas.

Modelo de Takizawa (60) (ver sec. 1.2.1) propone un modelo donde la estructura es sustituida por una superposición de colapsos mecánicos, que corresponden a diferentes estados de plastificación en el edificio. Considera la deformación estructural total en función de pocos grados de libertad, reduciendo a un sistema inelástico equivalente simple de pocos grados de libertad.

Otro modelo dentro de esta categoría viene dado por el **sistema equivalente de un grado de libertad** (materia de este estudio) en el cual se supone que la estructura se deforma de acuerdo a su primer modo o alguna otra forma de deflexión predeterminada.

Un procedimiento implementado por **Piqué-Roesset**(49), (ver sec. 1.2.2) con un modelo donde superpone un juego de resortes en paralelo con diferentes modelos de fluencia. En este modelo, la rigidez combinada cambia continuamente, aunque la función de histéresis para cada resorte puede ser una relación simple.

Otro procedimiento similar al anterior, es el llamado **modelo Q**(54), (ver sec. 1.2.3) consiste en una barra rígida de peso despreciable con una rótula y un resorte rotacional no-lineal en su base, una masa concentrada y amortiguamiento viscoso en la parte superior tal como se muestra en la figura 1.4.

El uso de estos modelos está limitado al diseño preliminar y/o para llevar a cabo estudios de parámetros analizando el comportamiento global de la estructura. La información obtenida usando modelos simplificados es también insuficiente para diseño final, evaluación de detalles y estudios de confiabilidad. Para estos propósitos al igual que para el análisis de estructuras generales que no pueden ser representadas adecuadamente por modelos simplificados, se necesitan técnicas de modelamiento más sofisticadas. Sin embargo cabe decir que el uso de estos modelos permite conocer el comportamiento global de la estructura en un menor tiempo y a un menor costo.

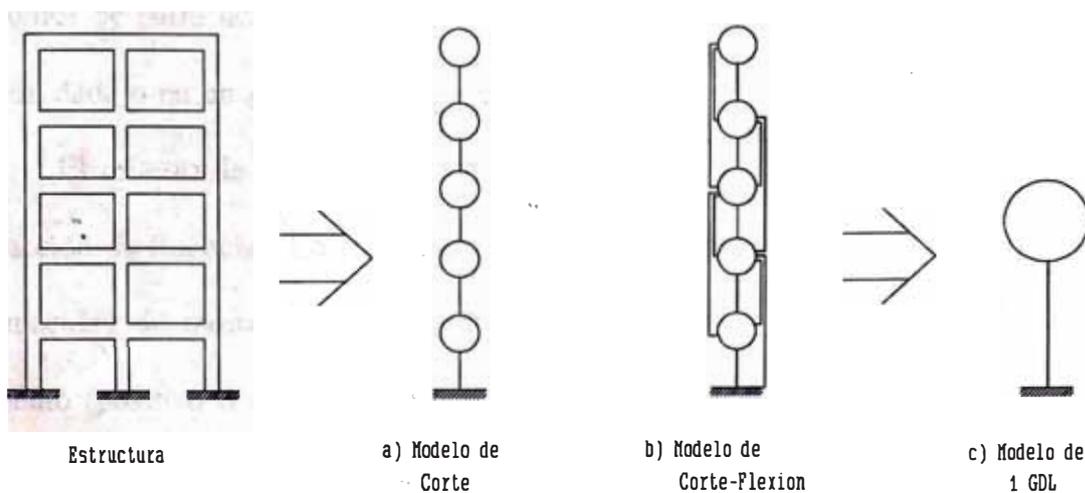


FIGURA 2.2 Reducción a un modelo Cortante y a un modelo de 1 GDL.

2.2.2 MODELOS DISCRETOS

Son también denominados modelos de rótula puntual.

El análisis dinámico inelástico usando estos modelos es llevado a cabo a nivel del elemento integrante de la estructura. La estructura (un edificio aporricado, usualmente) es discretizado en elementos prismáticos: vigas, columnas y placas (figura 2.3). En algunas formulaciones los nudos son tratados como elementos separados (60). Un gran número de variantes han sido desarrolladas, trabajando con pórticos planos y otras aproximaciones para resolver estructuras tridimensionales.

La denominación general de rótula plástica de este tipo de modelo deriva de la forma en que se produce la fluencia en los elementos, se supone que la rótula se forma en el punto donde la capacidad fue excedida y no sobre la longitud continua del elemento. Aziz(8) en su formulación considera una longitud plastificada que es tomada en función de la longitud original del elemento, esto da una medida de la incursión plástica de los elementos. Otras mejoras han sido introducidas tales como, considerar elementos con zonas rígidas en los extremos para modelar extremos de vigas con muros de corte y también en elementos de barra del tipo de armadura. En todos los casos, la fluencia ocurre en una sección dada o en un punto a lo largo del eje longitudinal del elemento.

El criterio de fluencia de este modelo es debido a la flexión o a una curva de interacción de fluencia. En el primer caso la fluencia ocurre cuando el elemento excede la capacidad de momento plástico M_p . Esto puede ocurrir para alguna dirección del momento (positivo o negativo). En algunas formulaciones este chequeo es hecho en el extremo de los elementos, subdividiendo la viga en varios tramos es posible considerar la formación de rótulas a lo largo del elemento, aunque se debería formar siempre en puntos predeterminados. El criterio de interacción de fluencia define una curva de fluencia (para

elementos prismáticos planos) como una función de la capacidad última de fuerza axial y momento. La forma en que esto ocurre varía para cada elemento de acero y de concreto, pero en uno u otro caso la fluencia es alcanzada cuando una combinación de momento y carga axial definen un punto en o sobre la línea de capacidad de fluencia del elemento.

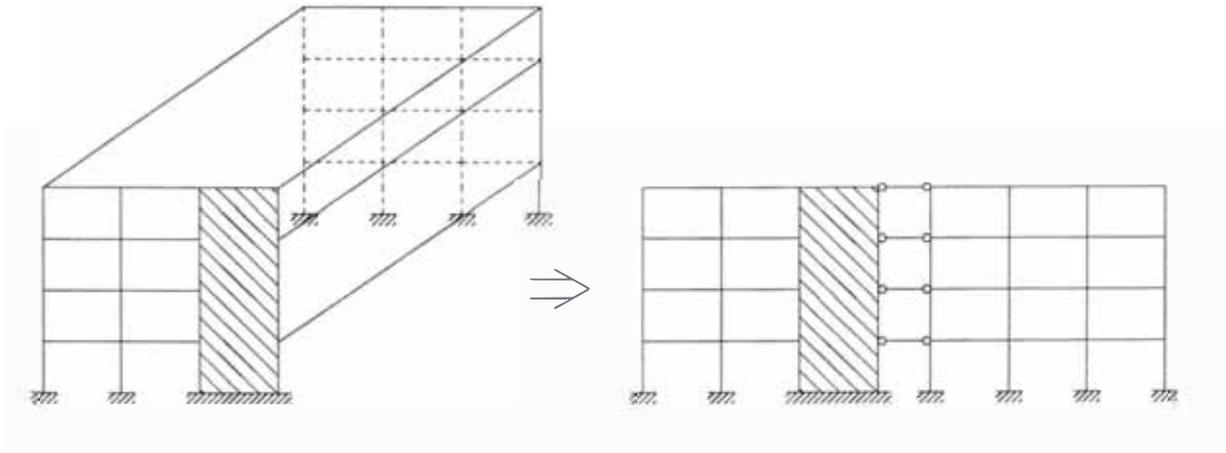


FIGURA 2.3 Modelo Discreto (modelo formado por barras).

La idealización de los elementos puede realizarse de varias maneras:

a) Modelos de varias componentes

Modelo de Doble Componente o de Clough (17,18,19), supone que cada elemento consiste de 2 componentes, una elastoplástica y otra completamente elástica actuando en paralelo. La suma de las dos da como resultado una relación bilineal momento-curvatura para el elemento (figura 2.4). La rigidez de la segunda componente, $p E I$, es un porcentaje especificado " p " de la rigidez del elemento y corresponde a la segunda pendiente del diagrama bilineal momento-curvatura. Se supone que la componente elastoplástica tiene fluencia completa, mientras que la

segunda componente puede continuar tomando incremento en momento, permaneciendo elástica. El modelo supone la reducción en rigidez aplicada a lo largo de la longitud total de la viga cuando la fluencia ocurre en ambos extremos.

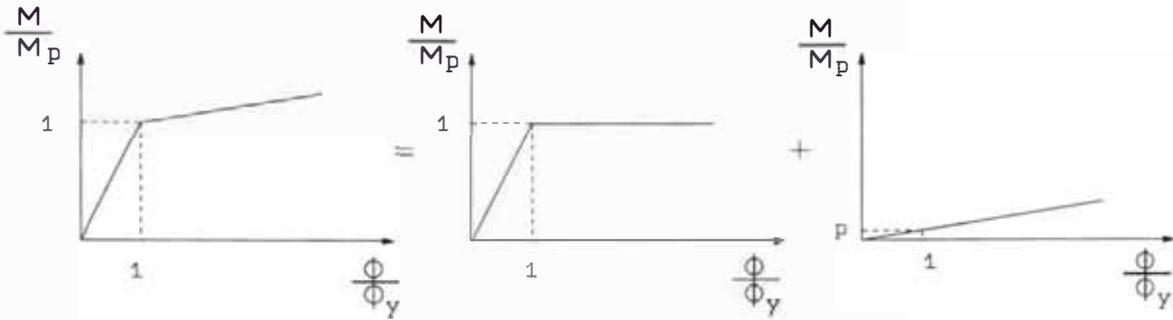


FIGURA 2.4 Superposición de relaciones de elasticidad.

La rigidez total del elemento está dada por:

$$[K]_T = [K]_{e-p} + [K]_e \quad (2.1)$$

cuando ambos son elásticos, $[K]_T$ es la matriz de rigidez elástica del elemento.

También:

$$[K]_{e-p} = (1 - p) [K]_T \quad y \quad (2.2)$$

$$[K]_e = p [K]_T$$

cuando ambos extremos tienen fluencia $[K]_{e-p} = [0]$, y cuando sólo uno ha llegado a ella, $[K]_{e-p}$ se modifica de tal manera de incluir el momento liberado en el extremo que alcanzó la fluencia.

La fluencia en el modelo de doble componente se determina, por cálculo de momentos en los extremos de la componente elastoplástica. Si $M_{e-p} > (1 - p) M_p$ entonces ocurre fluencia (figura 2.5).

en el siguiente capítulo, en su comportamiento, sobre todo en fluencia es prácticamente igual al modelo de doble componente (ver sec. 3.2).

b) Modelo de Una componente

El modelo de una componente, planteado por Giberson (26) considera que el elemento está compuesto por una componente elástica con dos resortes inelásticos en los extremos de éste. Estos resortes pueden tener cualquier característica fuerza deformación, habiéndose desarrollado y propuesto varias relaciones, desde la más simple correspondiente a un diagrama elastoplástico, bilineales y trilineales incluyendo degradación de rigidez y/o resistencia, y otras considerando el efecto "pinching" (endurecimiento) en la zona cercana al origen cuando hay cambio en la dirección de la rotación.

El modelo de una componente esta basado en la hipótesis que el resorte inelástico está fijo a los extremos de todos los elementos con flexibilidad rotacional " f_i " (figura 2.6). Dadas estas flexibilidades en los extremos, los coeficientes de rigidez originales para los elementos se pueden transformar con el objeto de incluir los efectos de los resortes inelásticos.

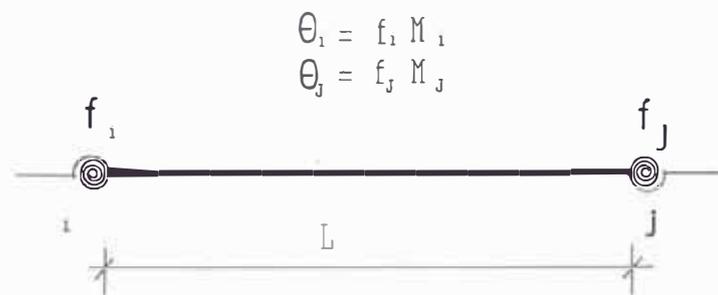


FIGURA 2.6 Modelo de Simple Componente.

El modelo permite seleccionar cualquier relación momento rotación deseada para estos resortes, como el rígido plástico, bilineal, trilineal o una variedad de modelos de degradación de rigidez y/o resistencia, o modelos curvilíneos.

Además, el efecto de flexibilidad inicial del nudo puede ser incluido especificando una flexibilidad inicial diferente de cero antes de la fluencia.

Para un diagrama momento-rotación bilineal de un resorte no-lineal, (figura 2.7), la capacidad de momentos en algún instante, está dada por:

$$M'_p = M_p + k\alpha = M_p + (4fEI/L)\alpha \quad (2.3)$$

donde " α " es la rotación de rótula plástica y " f " es la fracción especificada de la rigidez original del elemento. La rotación de rótula plástica se calcula a partir del incremento en el momento flector " ΔM ", multiplicado por la flexibilidad del resorte:

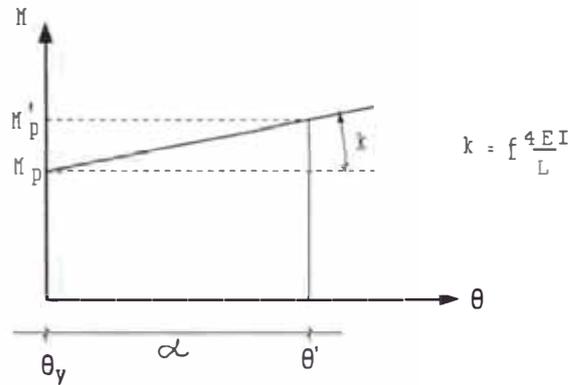


FIGURA 2.7 Relación Momento-Rotación.

$$\Delta\alpha = \Delta M/k \quad , \quad \Delta\alpha = \Delta ML/(4EI f) \quad (2.4)$$

Estas rotaciones incrementales se acumulan en cada paso para obtener la rotación inelástica total.

La función de la capacidad del momento cambia como una función de " α " y no perfectamente elastoplástica, la componente puede ser identificada como en el

modelo de doble componente, y el criterio de fluencia puede ser expresado en otra forma. La fluencia en el modelo de una componente ocurre cuando :

$$M > M_p + (4fEI/L)\alpha \quad (2.5)$$

$$M < -(M_p + (4fEI/L)\alpha)$$

c) Modelos de Rigidez Variable

Estos modelos agrupan a aquellos que proponen una rigidez variable a lo largo de la longitud del elemento usando funciones de interpolación.

Modelo Parabólico

Este modelo planteado por Takizawa (60) supone una distribución parabólica de la flexibilidad ($1/EI$) a lo largo del eje del elemento. Los puntos de inflexión se encuentran dentro de la longitud del elemento. Dos distribuciones son posibles dependiendo de los signos relativos de los momentos extremos M_a y M_b .

Este modelo puede ser aplicado especialmente para elementos tipo muros de corte.

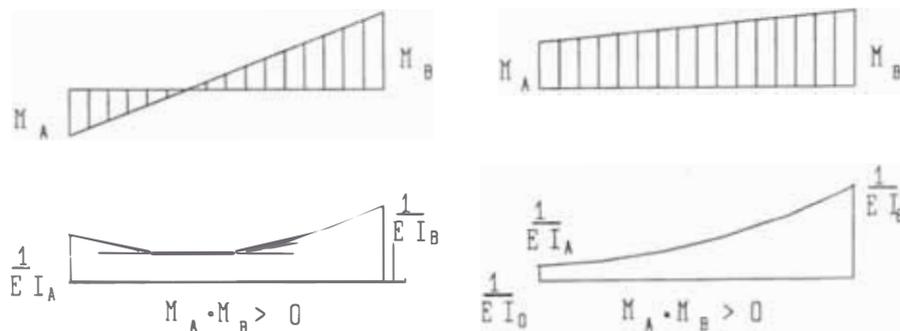


FIGURA 2.9 Elementos de Modelos Parabólicos.

2.2.3 MODELOS POR ELEMENTOS FINITOS

Los modelos por elementos finitos idealizan cada elemento estructural como un ensamblaje de elementos finitos. Estos pueden ser de varios tipos tal como bielas, elementos tipo viga, elementos para esfuerzo plano y/o deformación plana o incluso elementos tridimensionales.

Los análisis llevados a cabo fueron particularmente para muros de corte o interacción de muros con elementos flexibles (figura 2.9). La correlación con resultados experimentales es buena, pero el costo es elevado debido a la gran cantidad de elementos y al comportamiento no lineal, especialmente cuando las cargas alcanzan niveles significativos. También hay que considerar que la no-linealidad del material monitoreando la propagación de grietas y el deterioro de la unión en los elementos complica el análisis. El costo y tiempo son muy altos para el caso de estructuras grandes y particularmente al llevar a cabo análisis dinámico. Sin embargo, existen ciertas dudas sobre el comportamiento del material y en la formulación de rigideces de los elementos finitos que conlleva a resultados aproximados a pesar del refinamiento aparente de estos modelo (2,55,59,67,15).

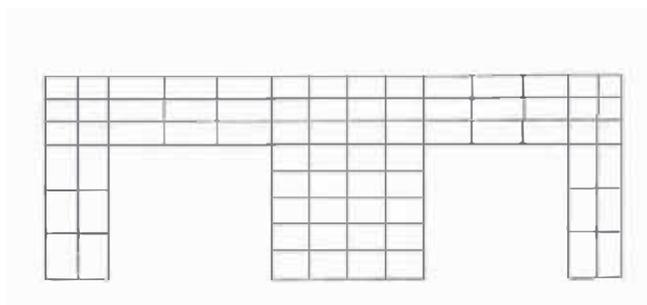


FIGURA 2.9 Modelo de Elementos Finitos.

2.2.4 MODELOS DE VARIOS RESORTES EN SERIE

Los modelos de elemento discreto pueden dar detalles e información mas precisa sobre el comportamiento de estructuras de concreto armado que los modelos simplificados. Sin embargo, modelos discretos basados en estas simplificaciones pueden ser incapaces de simular el comportamiento complejo de elementos de concreto armado bajo condiciones arbitrarias de carga. El efecto de que el comportamiento histerético es predefinido reduce significativamente el potencial del modelo para adaptarse a condiciones generales de carga. Las propiedades de los resortes son función de la carga particular desarrollada en el elemento, lo cual no es conocido generalmente a priori. Hay que agregar el efecto que las deformaciones axiales inelásticas por flexión y las deformaciones por corte pueden no estar concentradas en el extremo, y puede ser difícil la definición de un juego apropiado de resortes que gobiernen la interacción de deformación axial y por corte.

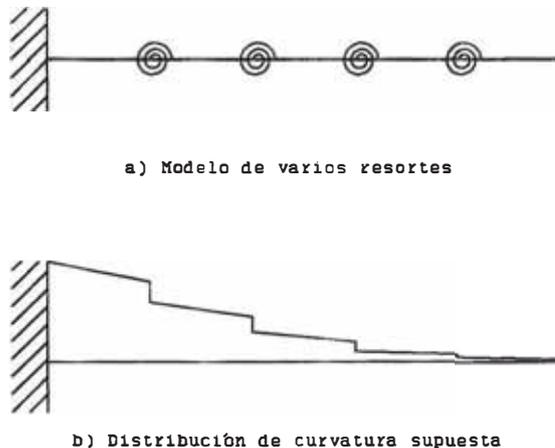


FIGURA 2.10 Rigidez Distribuida.

El modelo propuesto por Takayanagi y Scnobrich (61), considera a un elemento dividido en segmentos pequeños, cada segmento con una rigidez flexionante uniforme que varía con la historia de esfuerzos del segmento. La concentración local de la acción

inelástica puede tomarse en cuenta considerando segmentos mas pequeños en las zonas de mayor concentración de deformación inelástica. Este modelo se usa para analizar muros de corte especialmente.



FIGURA 2.11 Modelo de Elemento Discreto.

2.2.4 MODELOS DE FIBRA

Estos modelos que fueron desarrollados inicialmente para estructuras de acero, también han sido extendidos a modelos estructurales de concreto armado (39).

La estructura es primeramente discretizada al nivel del elemento como en el modelo de rótula puntual, entonces cada componente, viga o columna, es dividido en varios tramos (segmentos), cada cual es compuesto por una serie de franjas (fibras) paralelas (figura 2.12).

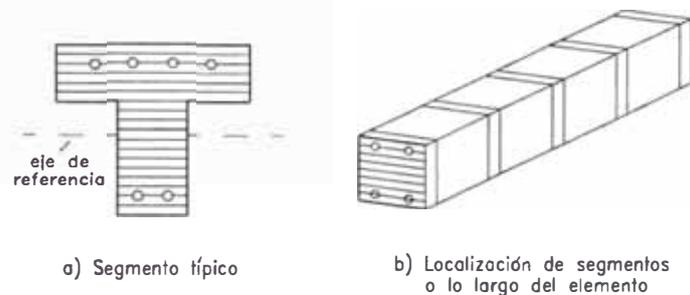


FIGURA 2.12 Elementos de Fibras Paralelas.

La rigidez de cada elemento se obtiene por integración a lo largo del elemento de los segmentos cuyas propiedades fueran calculados al nivel de sección. Las características de la estructura total son entonces calculadas por el proceso tradicional, el cual se basa en las propiedades de cada elemento.

Se supone que se conocen las características fuerza-deformación para cada fibra (figura 2.13) y las deformaciones y esfuerzos en la estructura son calculados a través de un análisis paso a paso.

La fluencia de las fibras es aquí precisamente un fenómeno definido y permite mantener un valor de la tendencia de plasticidad a través de un segmento y a lo largo de la longitud del elemento.

La suposición común que las secciones planas permanecen planas puede no ser exacta, especialmente cuando hay un porcentaje significativo de deformación por corte, grieta de corte o pérdida de adherencia entre el acero y el concreto. Muchos modelos de fibra no consideran este efecto. Se realizan algunas simplificaciones para deducir la rigidez del elemento a partir de las propiedades de las secciones. Se integra sobre la longitud del elemento en un número de secciones escogidas usando una función de interpolación predeterminada. Esta función de interpolación puede no reflejar exactamente la variación de rigidez a lo largo del elemento, especialmente desde que esta variación cambia como las condiciones de carga evolucionan.

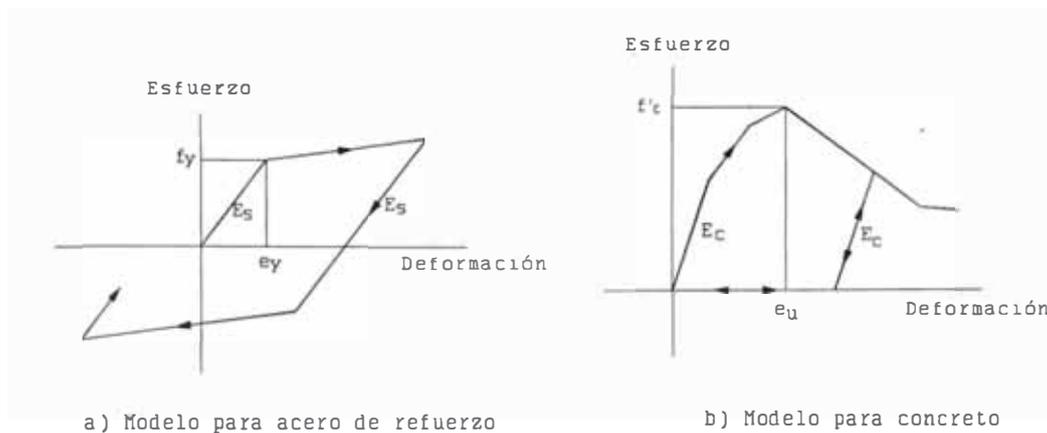


FIGURA 2.13 Relaciones Esfuerzo Deformación.

2.3 MODELOS HISTERETICOS

Es un modelo que sirve para representar el comportamiento inelástico de una sección, elemento o sistema estructural, en función de la relación fuerza-deformación en base a ciclos repetitivos de carga y descarga, trata de representar teóricamente el comportamiento experimental de dicha sección, elemento o sistema estructural.

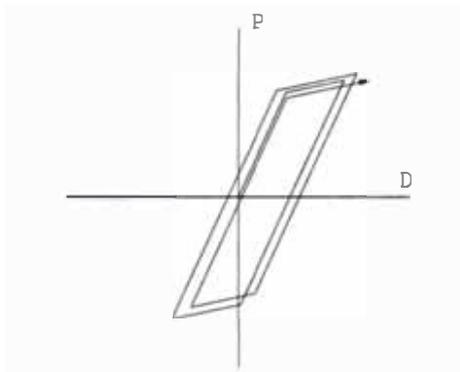


FIGURA 2.14 Modelo histerético.

Los modelos histeréticos son necesarios para simular el comportamiento inelástico de los elementos que están sometidos a cargas cíclicas. Estos modelos deben proporcionar la rigidez y resistencia del elemento, los cuales varían en cada instante de tiempo con la historia de cargas y deformaciones producidas por el movimiento sísmico.

Las características principales del comportamiento inelástico son:

- a) Para bajos niveles de deformación el comportamiento es similar al elástico, donde la energía disipada por comportamiento histerético es mínima.
- b) Para deformaciones altas, existe gran disipación de energía por histéresis, debido al comportamiento inelástico.
- c) Después de varios ciclos de carga la rigidez va disminuyendo al igual que la capacidad de la estructura.

- d) Es posible identificar dos niveles importantes, el primero que corresponde al agrietamiento (cracking), donde empieza el comportamiento inelástico y el segundo a la fluencia (yield) a partir del cual se producen altas deformaciones para un pequeño aumento en el esfuerzo.
- e) Existe cierta simetría con respecto al origen del comportamiento histerético, aunque esto puede ser debido a la simetría en la estructura y los componentes, en secciones no simétricas se espera comportamiento no simétrico.

Los modelos presentados corresponden a comportamiento dominadamente por flexión, salvo el último que es de corte, si los elementos de concreto armado están sujetos a esfuerzos de corte reversibles altos, o si existe problema de adherencia entre el acero y el concreto, la curva fuerza deformación presentaría un pronunciado efecto "pinching", (un aumento de rigidez cercano al origen cuando hay cambio en la dirección de la fuerza que se observa frecuentemente en experimentos).

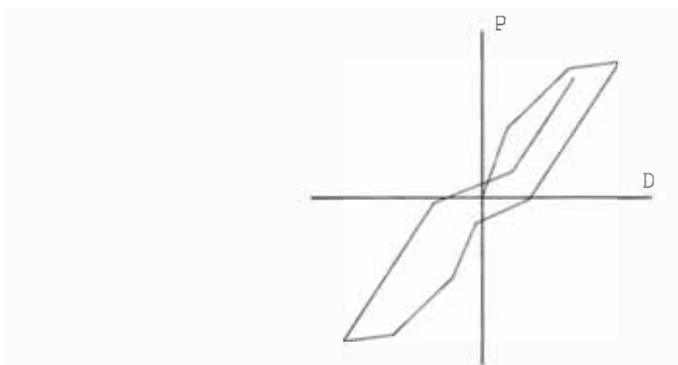


FIGURA 2.15 Efecto Pinching.

Un modelo histerético debe ser capaz de modelar la rigidez y la resistencia bajo cualquier historia de desplazamientos.

Varios modelos fuerza-deformación han sido elaborados incluyendo sus respectivas reglas de histéresis, cada cual reclama superioridad sobre la otra por varias razones. Seguidamente se plantea algunos de los modelos histeréticos que se han desarrollado para

representar el comportamiento predominantemente por flexión de elementos de concreto armado durante cargas cíclicas.

2.3.1 MODELO BILINEAL

Fue usado anteriormente por muchos investigadores debido a su simplicidad. La representación de un elemento un pórtico de concreto es razonable si tiene bajo contenido de refuerzo, con adecuada resistencia de corte. En este caso la pendiente superior es una función del exceso de capacidad del elemento. Después de la fluencia el refuerzo ha cedido, sin embargo, si el esfuerzo de corte es inadecuado, la pendiente del segundo tramo es negativa, posiblemente resultando una falla frágil. También puede ser incluido el efecto de degradación de rigidez y/o resistencia (figura 2.16), como el propuesto por Nielsen (bilineal degradante) de la forma:

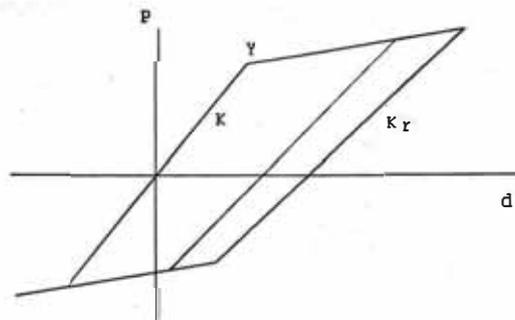


FIGURA 2.16 Modelo Bilineal.

$$K_r = K_y \left| \frac{D_m}{D_y} \right|^{-\alpha}$$

donde:

- α Es el parámetro de degradación de rigidez a la descarga ($0 \leq \alpha \leq 1.0$)
- K_y Es la rigidez elástica inicial
- K_r Es la rigidez degradada para la descarga

D_m Es el desplazamiento máximo previo en cualquier dirección.

La rigidez de descarga se mantiene hasta que la respuesta de desplazamiento exceda el desplazamiento máximo previo en esa dirección. Este modelo bilineal no disipa energía hasta que la fluencia no ha sido desarrollada.

2.3.2. MODELO DE RAMBERG-OSGOOD

Este modelo tiene una curva inicial expresada por:

$$\frac{D}{D_y} = \frac{F}{F_y} \left(1 + \eta \left| \frac{F}{F_y} \right|^{\gamma - 1} \right) \quad (2.7)$$

donde, γ y η son los parámetros del modelo.

La tangente inicial del modelo es igual a (F_y/D_y) . La forma de la curva primaria (figura 2.17) puede ser controlada por el exponente γ desde el elástico lineal ($\gamma = 1.0$) a uno elastoplástico ($\gamma = \infty$). Para valores grandes de γ , el comportamiento es similar a un modelo bilineal.

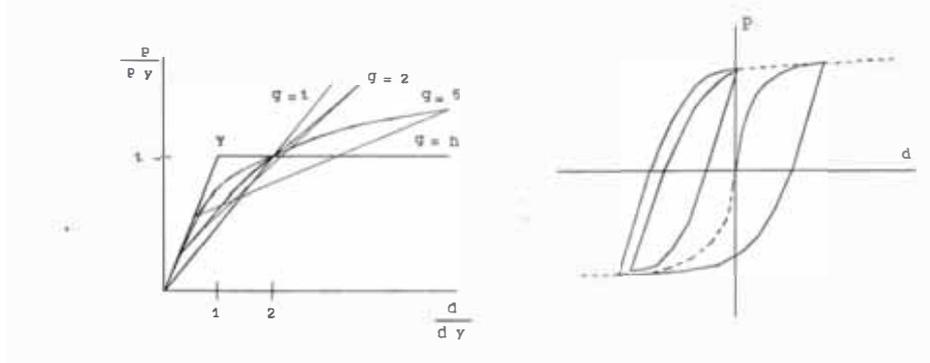


FIGURA 2.17 Modelo de Ramberg-Osgood.

El modelo puede disipar energía por histéresis incluso si el factor por ductilidad es menor que la unidad, y la capacidad de disipación de la energía se incrementa con un incremento del valor del exponente.

2.3.3 MODELO DE CLOUGH

Clough y Johnston(20), propusieron un modelo de rigidez degradante (figura 2.18) para simular el comportamiento de elementos de concreto armado sometidos a cargas severas. La curva primaria es bilineal durante la etapa de carga, la curva se mueve hacia el máximo punto previamente alcanzado. La pendiente de la curva (recta) de descarga es paralela a la rigidez inicial. Este modelo es relativamente simple y ha sido bastante usado en análisis inelásticos. Puede ser considerado como el primer modelo que diferencia el comportamiento de estructuras de concreto armado con las de acero en un análisis dinámico. La degradación de rigidez puede ser expresada con el ecuación (2.6) similar al modelo bilineal degradante.

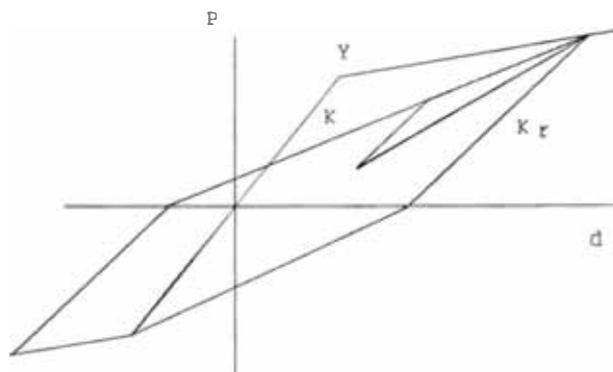


FIGURA 2.18 Modelo de Clough.

2.3.4 MODELO DE TAKEDA

Takeda, Sozen y Nielsen (61), propusieron un modelo más complicado basado en la observación experimental. Este modelo usa una curva primaria trilineal, simétrica en relación al origen. La curva de carga (figura 2.19) básicamente está dirigida hacia el máximo punto alcanzado anteriormente en esa misma dirección. La pendiente de la curva

de descarga se degrada dependiendo de la deflexión máxima alcanza anteriormente en cualquier dirección, según una función experimental. La rigidez degradada de descarga se expresa como:

$$K_r = \frac{F_c + F_y}{D_c + D_y} \left| \frac{D_m}{D_y} \right|^{-\alpha} \quad (2.8)$$

donde C , Y indican los niveles de agrietamiento y fluencia respectivamente.

El modelo de Takeda, al igual que el modelo de Clough se aplica a elementos que falla predominantemente por flexión. Este modelo ha sido usado en varias investigaciones con resultados satisfactorios pero tiene el inconveniente de ser bastante complejo en su forma original por lo que también se han desarrollado modelos simplificados de Takeda.

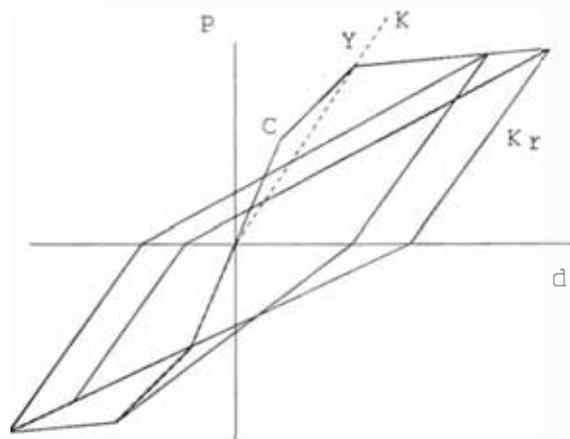


FIGURA 2.19 Modelo de Takeda.

2.3.5 MODELO TRILINEAL DEGRADANTE

Modelo desarrollado en Japón y simula el comportamiento de elementos que fallan en flexión. La curva primaria es trilineal. Hasta el punto de fluencia el modelo se comporta igual que el modelo bilineal; una vez que la deformación excede al punto de fluencia el modelo se comporta como un sistema plástico perfecto. Durante la descarga, el punto de

descarga es trasladado como un nuevo punto de fluencia y las rigideces de descarga correspondiente a los puntos de pre y post agrietamiento se reducen proporcionalmente de manera que el comportamiento tiene una forma bilineal y el rango comprendido entre los puntos de fluencia negativo y positivo (figura 2.20). En este modelo la disipación de energía histerética por ciclo más allá de la fluencia inicial es proporcional al desplazamiento y el amortiguamiento viscoso equivalente se hace constante. El área de la curva histerética es bastante sensitiva a la ubicación del punto de agrietamiento.

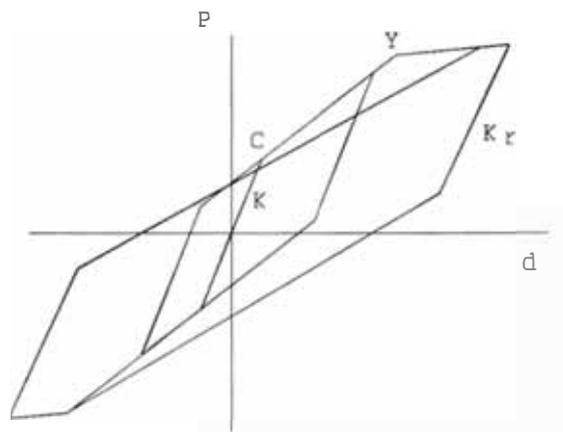


FIGURA 2.20 Modelo Trilineal Degradante

2.3.6. MODELO DE OTANI

Este modelo (45) es una versión modificada y simplificada del modelo de Takeda. Originalmente fue propuesto para representar la variación de la rigidez de un resorte de nudo (que considera el efecto de adherencia entre el concreto y el refuerzo) y la rigidez de un resorte flexionante. La curva primaria (figura 2.21) de este modelo es bilineal con el punto de quiebre en la zona de fluencia de la sección. También considera una degradación de la rigidez durante la etapa de descarga. El tratamiento de los ciclos de amplitud pequeña es similar al modelo de Takeda, por lo que puede considerarse que este modelo es todavía complicado.

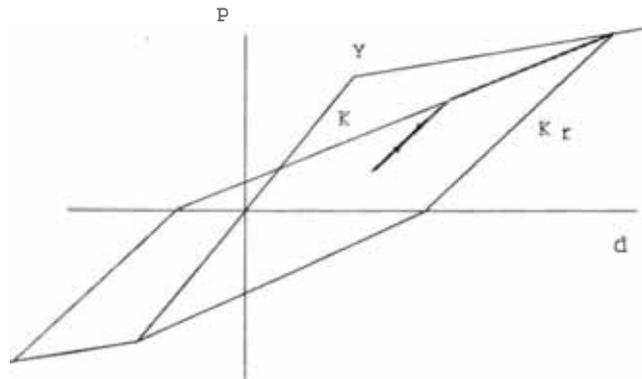
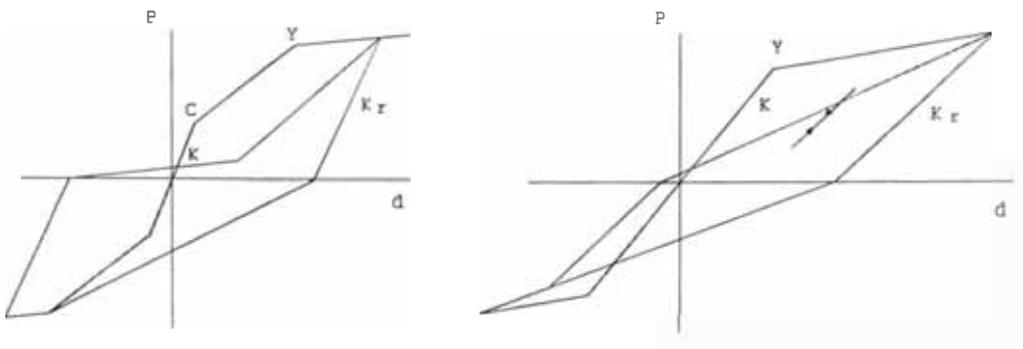


FIGURA 2.21 Modelo de Otani.

2.3.7. MODELO SINA Y Q'HYST

El modelo Sina (53) (figura 2.22a) es una versión del modelo de Takeda, al cual se ha añadido el efecto de "pinching" (tendencia a presentarse una rigidez incremental muy pequeña cerca al origen seguido por un aumento brusco de la rigidez). Esta consideración mejora la respuesta durante períodos de amplitud pequeña, y así mismo produce mayores desplazamientos en comparación con otros modelos.



a) Modelo de Sina.

b) Modelo Q'Hyst.

FIGURA 2.22 Modelo de Sina y Modelo Q'Hyst.

El modelo Q'hyst (figura 2.22b) fue presentado por Saiidi y Sozen (6) en 1979, es un modelo degradante, también toma en cuenta el efecto "pinching", cuya curva primaria es bilineal, con aumento de resistencia por encima de la fluencia. La degradación de la rigidez es calculada en función del ciclo de carga y descarga, la reducción de rigidez es

tomada en cuenta durante la descarga, la degradación es α que modifica a la rigidez inicial K es calculada $\alpha = \left(\frac{D_y}{D} \right)^{0.5}$ donde: D_y es la deformación de fluencia, D deformación absoluta máxima experimentada. Este modelo es bastante simple de aplicar y de entender y ha dado buenos resultados en investigaciones recientes.

2.3.8 MODELO ORIENTADO AL ORIGEN

Este modelo está aplicado para el comportamiento inelástico de muros. El cálculo toma en cuenta la falla debido a la deformación por corte. En este lazo histerético la carga y descarga pasan siempre por el origen.

El "punto de carga se mueve a lo largo de una línea que conecta el origen y el punto de respuesta máximo previo. Una vez que el punto de respuesta alcanza máximo previo, este punto sigue la curva primaria de la relación fuerza deformación actualizando el punto de respuesta máximo. En este modelo, no ocurre la deformación residual, ni los cambios de rigidez cuando el sismo cambia de resistencia. No hay disipación de energía cuando el punto de carga oscila dentro de una región definida por los extremos positivo y negativo de la respuesta como se aprecia en la figura 2.23.

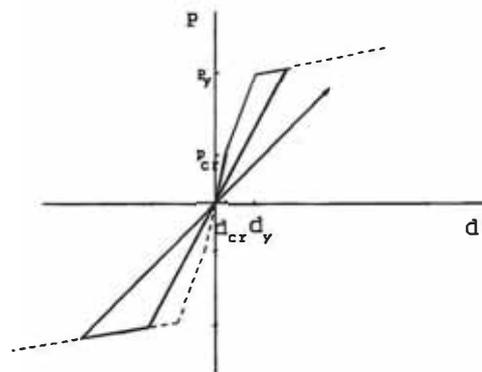


FIGURA 2.23 Modelo Orientado al Origen.

2.4 DEFINICION DE DUCTILIDAD

Como mencionamos anteriormente la ductilidad se mide a través del llamado "factor de ductilidad" el que se define como la deformación máxima entre deformación de fluencia, y se puede calcular en función de desplazamiento, curvatura, momento y rotación dependiendo del tipo de sección, elemento o sistema que se este considerando.

2.4.1 DUCTILIDAD POR DESPLAZAMIENTO.

El factor de ductilidad por desplazamiento $\mu = \Delta_{máx}/\Delta_y$, donde $\Delta_{máx}$ es el desplazamiento máximo y Δ_y es el desplazamiento de fluencia es normalmente determinado en análisis dinámico inelástico tiempo-historia en modelos tipo cortante, y refleja el comportamiento a nivel de cada piso de la estructura. El factor de ductilidad de desplazamiento es mostrado en la figura 2.24 considerando un comportamiento ideal elastoplástico.

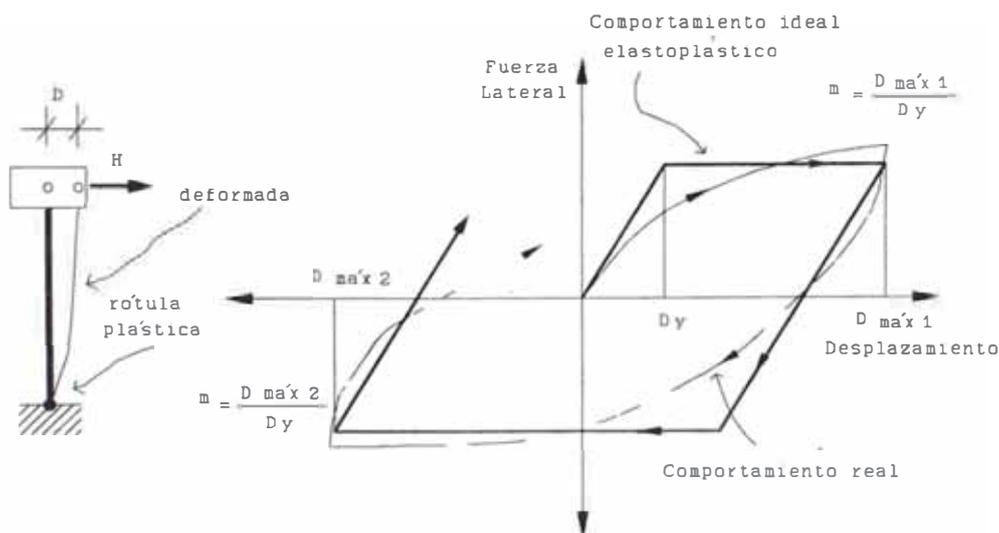


FIGURA 2.24 Sistema Elasto-plástico fuerza deformación idealizado.

2.4.2 DUCTILIDAD POR CURVATURA.

La mejor manera de calcular la ductilidad en forma teórica es mediante la relación momento-curvatura (46).

La figura 2.25 muestra un segmento de un elemento que inicialmente fue un elemento recto de concreto armado con momentos en los extremos y cargas axiales iguales.

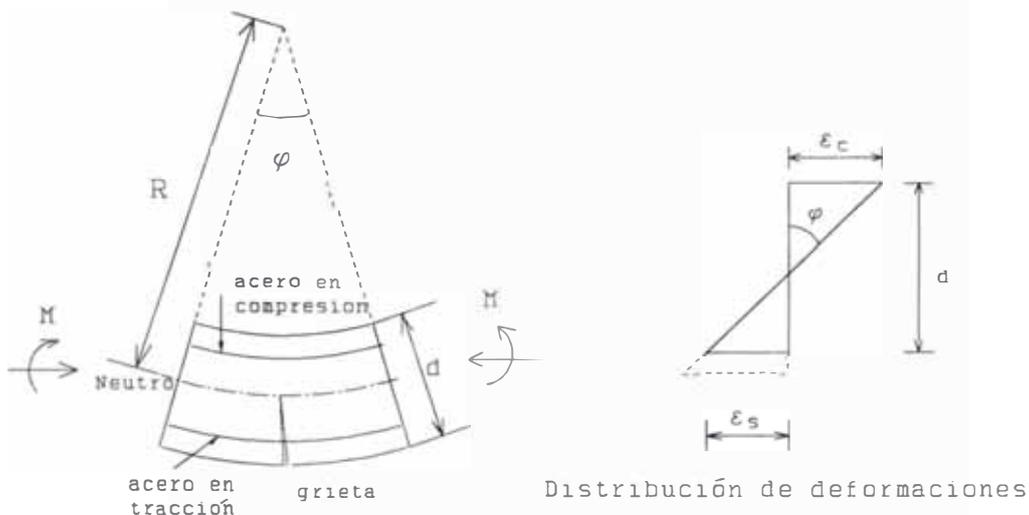


FIGURA 2.25 Segmento idealizado

R es el radio de curvatura.

ϵ_c es la deformación extrema del concreto.

ϵ_s es la deformación del acero.

$$\frac{dx}{R} = \frac{(\epsilon_c + \epsilon_s)dx}{d} \quad (2.9)$$

$$\text{curvatura } \phi = \frac{1}{R} = \frac{(\epsilon_c + \epsilon_s)}{d} \quad (2.10)$$

La curvatura puede presentarse como:

La ecuación de la elástica proporciona la relación entre momento y curvatura:

$$E.I = M.R = \frac{M}{\phi} \quad (2.11)$$

La que se puede aproximar como lo muestra la figura 2.26.

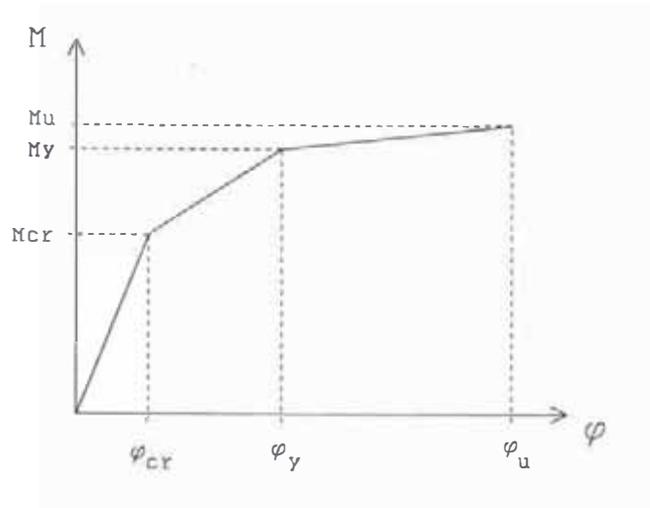


FIGURA 2.26 Relación trilineal Momento Curvatura

M_u es el momento último:

$$\epsilon_u \geq 0.003$$

ϵ_s llega a su deformación última.

M_y es el momento de fluencia (esfuerzo en el acero llega a la fluencia).

M_{cr} es el momento de fisuración.

ϕ_{cr} es la curvatura de fisuración.

ϕ_y es la curvatura en el punto de fluencia.

ϕ_u es la curvatura en el punto de rotura.

El problema de esta relación radica en que no se puede expresar la ductilidad existente de la misma manera que en los otros casos (rotación y momentos). Es muy difícil evaluar la curvatura en un momento determinado porque existe influencia de los otros parámetros.

Dos definiciones de ductilidad son comúnmente usadas en el análisis de estructuras aperturadas una basada en momentos y otra basada en rotaciones, esto debido a que son los únicos valores variables que se obtienen directamente del análisis.

2.4.3 DUCTILIDAD POR MOMENTOS

La ductilidad de momentos está definida como:

$$\mu_M = \frac{M_{elastico}}{M_y} \quad (2.12)$$

$$\mu_M = 1 + \frac{M - M_y}{\rho * M_y} \quad (2.13)$$

donde:

M Es el momento flector actuante en la sección

M_y Es el momento de fluencia de acuerdo al criterio de fluencia

ρ Es el porcentaje de la tercera pendiente respecto a la primera

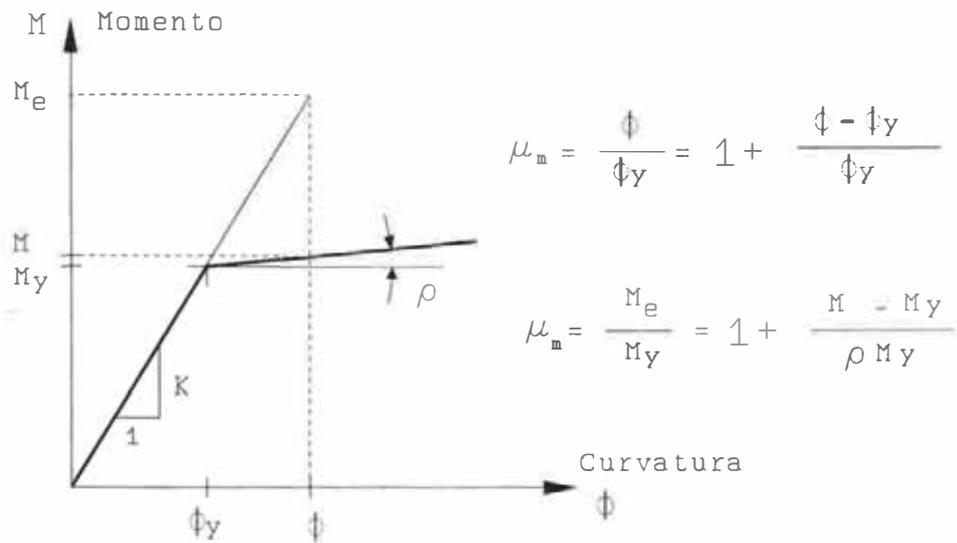


FIGURA 2.27 Ductilidad calculada por Momentos (Relación Momento-Curvatura).

Esta definición es considerada equivalente a la ductilidad basada en la curvatura, pues existe una relación directa entre ambas para una sección transversal determinada momento-curvatura ($M=f(\phi)$). No hay una manera explícita para expresar la relación momento-curvatura a lo largo del elemento y en cualquier momento.

La capacidad de fluencia M_y es una función de la carga axial P . En el caso del concreto es diferente del acero, y esta definida por el diagrama de interacción P - M como se muestra en las figuras 3.4 y 3.5.

Esto implica una evaluación progresiva de la ductilidad en cada incremento de fuerza, con la correspondiente fuerza axial P para evaluar el correspondiente momento resistente.

2.4.4 DUCTILIDAD POR ROTACION

La ductilidad por rotación esta definida como:

$$\mu_{\theta} = 1 + \frac{\theta_{plástico}}{\theta_y} \quad (2.14)$$

a) Si es bilineal:

$$\theta_y = \frac{M_y * L}{6 * E * I} \quad (2.15)$$

b) Si es trilineal:

$$\theta_y = \theta_{cr} + \psi \quad (2.16)$$

$$\theta_{cr} = \frac{M_{cr} * L}{6 * E * I} \quad (2.17)$$

$$\psi = \frac{(M_y - M_{cr}) * L}{\rho * 6 * E * I} \quad (2.18)$$

donde:

θ_y Es la rotación en el momento de fluencia.

M_y Es el momento de fluencia.

$\theta_{plástico}$ Es la rotación en el momento de evaluar la ductilidad

θ_{cr} Es la rotación en el momento de fisuración.

M_{cr} Es el momento de fisuración.

E Es el modulo de elasticidad del concreto.

I Es la inercia del elemento.

ρ Es el porcentaje de la segunda pendiente, entre el momento de fisuración y el de fluencia.

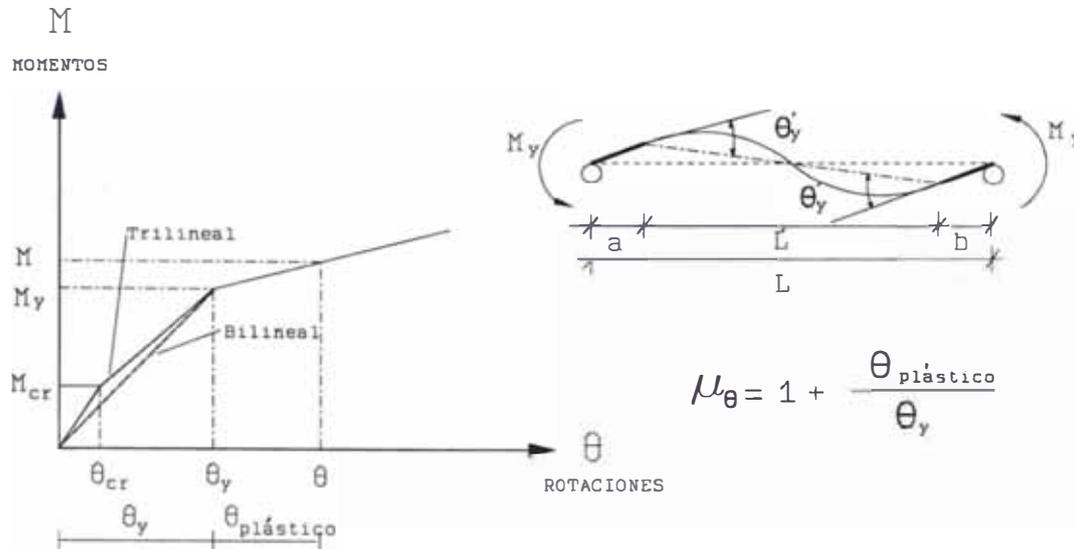


FIGURA 2.28 Deformación Antisimétrica de los elementos.

Para cualquier elemento determinado θ_y toma diferentes valores, en función de las características del elemento, de las condiciones de soporte y de la aplicación de las cargas. Las deformaciones de la estructura son una función de la aplicación de las cargas y la distribución de las rigideces de los otros componentes.

Comúnmente se supone una deformación antisimétrica como se muestra en la figura 2.28 para cargas sísmicas, o sea sin la presencia de cargas de gravedad.

Teniendo en cuenta que M_y es una función de la carga axial, según el diagrama de interacción (figuras 3.4 y 3.5).

Algunos autores (33) consideran que el *método de ductilidad basada en rotaciones* no es el apropiado cuando existe la presencia de cargas de gravedad en los elementos *viga* como se aprecia en la figura 2.29 donde se compara las relaciones momento-rotación $M-\theta$ y momento curvatura $M-\phi$, con y sin cargas de gravedad, donde apreciamos que existe una considerable influencia.

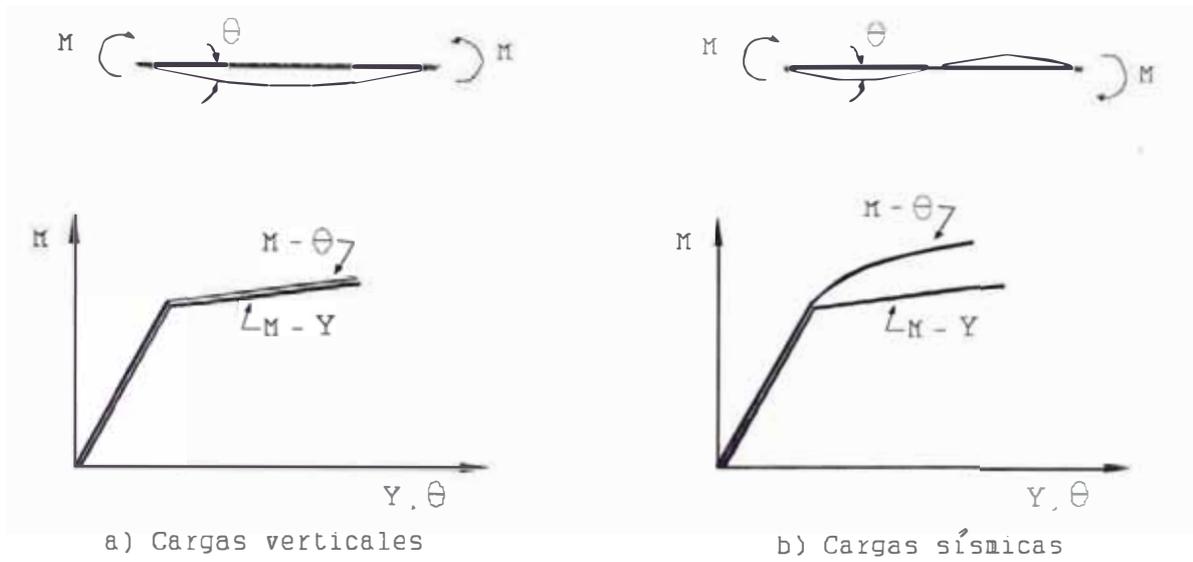


FIGURA 2.29 Relaciones Momento Rotación y Momento Curvatura.

CAPITULO III

ANALISIS ESTATICO INELASTICO

3.1 INTRODUCCION

Uno de los objetivos del análisis estático inelástico es obtener una manera más realista de calcular los parámetros que definen la rigidez lateral de la estructura. Las fórmulas aproximadas para calcular la rigidez lateral no son aceptables para el estudio a realizar, por no reflejar las propiedades requeridas para este análisis. En este capítulo se presenta una forma de calcular los parámetros de rigidez lateral usando un análisis estático inelástico incremental; de esta manera la estructura entera es analizada en cada incremento de carga lateral (cortante), reflejando apropiadamente las influencias de otros pisos (modelo corte-flexión). El límite de fluencia de cada piso será el resultado de un mecanismo combinado de todo el pórtico y no del mecanismo del piso.

El análisis estático inelástico fue ejecutado usando una versión del programa preparado originalmente por Adams (49), que fue modificado como parte de esta

investigación para aceptar elementos con extremos rígidos, deformación debido a fuerza cortante, comportamiento bilineal y trilineal e interacción fuerza axial-momento (P vs M) tanto para un comportamiento inelástico de elementos de acero como para concreto. Las vigas y columnas se modelan como elementos lineales. Sus matrices de rigidez para los distintos casos de fluencia se presentan en el anexo 1.

El proceso de cálculo es un análisis de pórtico plano con incrementos monotónicos de cargas laterales, alterando la matriz de rigidez según los cambios de rigidez producidos por la aparición de rótulas plásticas en cada paso y acumulando los desplazamientos en cada paso.

Inicialmente los elementos son considerados con los extremos continuos; el análisis verifica los momentos resultantes de cada paso y altera la rigidez del elemento si éste supera los valores de fisuración del mismo, o coloca rótulas en extremos (después del brazo rígido), si el mismo excede la fluencia (el momento actuante exceda al resistente), ensamblando elementos con cero, uno o dos extremos articulados según sea el caso.

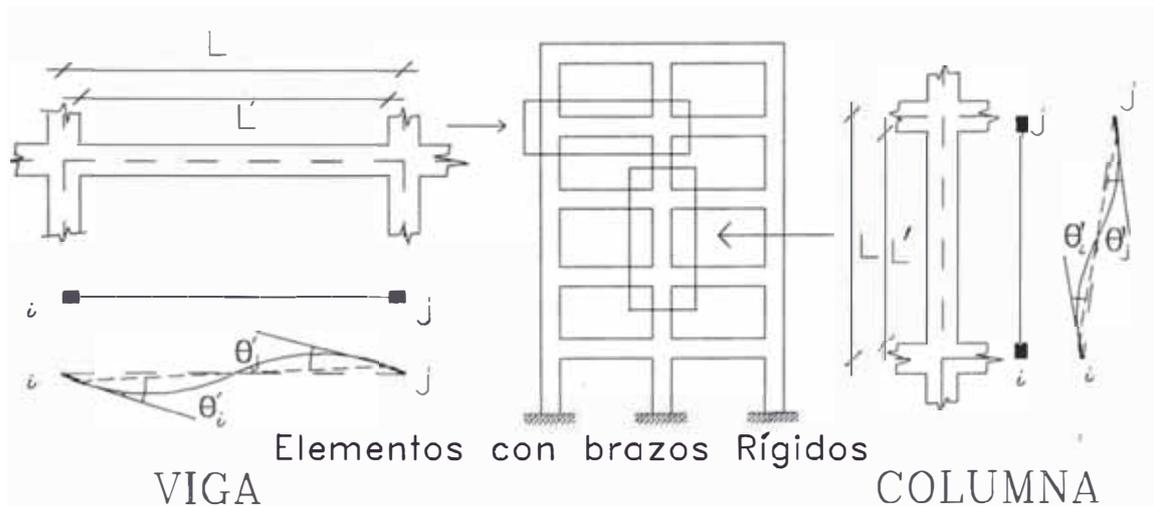


FIGURA 3.1 Modelo para el análisis estático de los pórticos.

El análisis considera tres grados de libertad por nudo, un desplazamiento vertical, uno lateral y un giro, las deformaciones axiales y debido a corte son tomadas en cuenta.

3.2 FORMULACION DEL MODELO

El modelo supone que el esfuerzo cortante actuante en cada elemento en ningún momento excede al esfuerzo resistente.

3.2.1 CARGAS DE GRAVEDAD

Las cargas de gravedad actuantes pueden ser consideradas en el análisis si se desea. Para el caso de estructuras de concreto las cargas de gravedad tienen gran importancia, pueden ser colocadas tanto en los elementos como en los nudos, como cargas concentradas verticales, horizontales y momentos; estas cargas pueden ser incrementadas si se desea, normalmente sólo se realizan la primera vez.

3.2.2 INCREMENTO DE CARGAS LATERALES

Las cargas laterales pueden ser aplicadas tanto en los nudos como en los elementos, según sea el caso de sismo o viento.

Pueden ser aplicadas en cualquiera de las direcciones según sea el caso (para estructuras asimétricas). Al usar cargas laterales en forma de incrementos, se obtienen las variaciones de la deformada de la estructura, en cada paso así como la secuencia de formación de rótulas plásticas.

El análisis es realizado en tantos pasos como incrementos, tomando en cada caso solamente los valores del incremento de carga, pero superponiendo las fuerzas, momentos y desplazamientos resultantes en cada paso. En el inicio de cada ciclo los esfuerzos son verificados en toda la estructura, analizando si no se excede la resistencia de los elementos

de acuerdo a los criterios de fluencia, en caso apropiado modifica la matriz de rigidez de acuerdo con la formación de rótulas.

$$F_i = p_i * P \quad (3.1)$$

Donde:

F_i es la fuerza aplicada en el paso i

p_i es el escalar que magnifica al incremento en el paso i

P es el incremento de fuerza

3.2.3 EFECTOS P- Δ Y GEOMETRIA NO-LINEAL

El proceso de análisis descrito tiene la capacidad de incluir los efectos no-lineales de cambios en la geometría y P- Δ de cargas de gravedad.

El primero funciona de la siguiente manera; después de cada paso de incremento de carga las coordenadas son modificadas añadiendo los desplazamientos horizontales y verticales, obtenidos en el paso anterior, esto significa que después de cada paso la geometría es modificada, generando nuevas matrices de rigidez de los elementos. Las nuevas coordenadas de los nudos serían

$$\begin{aligned} x_{i_n} &= x_{i_{n-1}} + u_n \\ y_{i_n} &= y_{i_{n-1}} + v_n \end{aligned} \text{ para la junta "i"} \quad (3.2)$$

En cada paso son calculadas nuevas longitudes y orientaciones de los elementos, las fuerzas en los elementos del sistema global de referencia son calculadas usando las transformaciones apropiadas. No se introducen cambios en el valor de las cargas durante la modificación de geometría y tampoco se consideran efectos de segundo orden en la corrección P- Δ .

El efecto $P-\Delta$ es introducido como una corrección de la matriz de rigidez de las columnas, simulando una fuerza lateral ficticia aplicada en ambos extremos. Como la magnitud de esta fuerza es directamente proporcional a la deformación Δ , el valor P/h es substraído del termino correspondiente en la matriz de rigidez.

La figura 3.2 muestra esta aproximación asumiendo una línea recta en vez de la pendiente deformada de doble curvatura real.

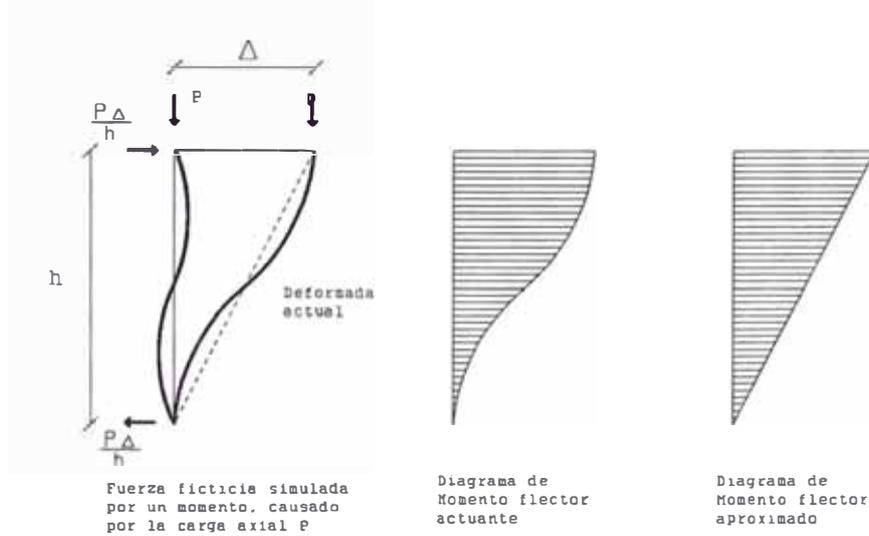


FIGURA 3.2 Aproximación en la aplicación del efecto $P-\Delta$.

3.2.4 CRITERIOS DE FLUENCIA

Se pueden suponer dos diagramas momento-rotación para cada extremo de elemento:

El primero es un diagrama trilineal momento-rotación. La segunda y tercera pendiente son porcentajes de la primera. La primera es representada por el concreto sin fisuras (netamente elástico) que va hasta el momento de fisuración M_{cr} del concreto; la segunda es representada por el concreto fisurado y se prolonga hasta el punto de fluencia o momento de fluencia M_y y la tercera (rigidez por endurecimiento) es representada por

la fluencia del acero, que se prolonga hasta el punto de rotura o momento último M_u . Tal como se muestra en la figura 3.3.

El segundo es un diagrama bilineal momento rotación, (parecido al anterior, solo que no presenta la segunda pendiente), ésta es un porcentaje de la primera y representa la rigidez por endurecimiento.

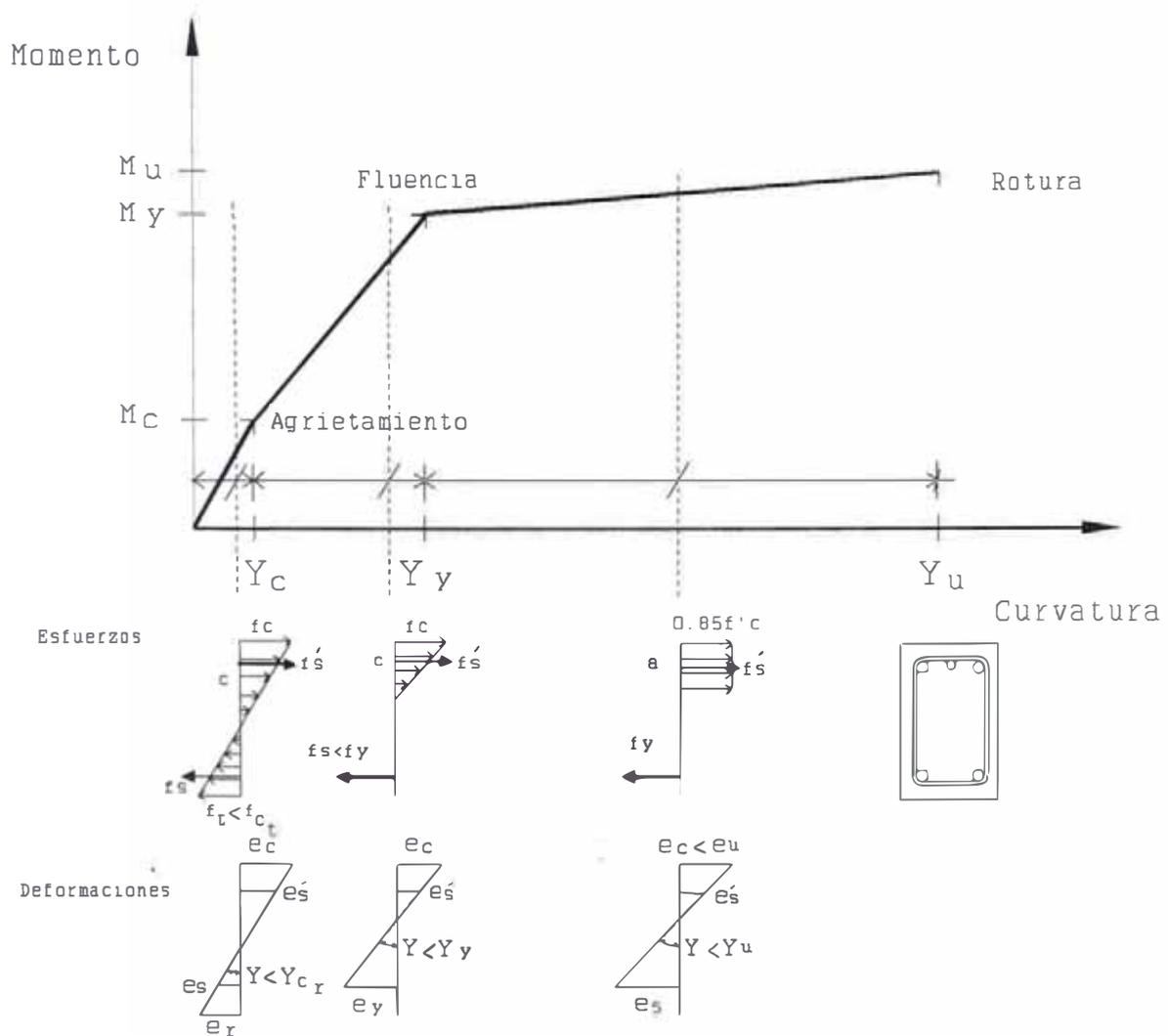


FIGURA 3.3 Relación trilineal Momento-Curvatura.

Donde

- M_{cr} Es el momento de fisuración.
- θ_{cr} Es el giro de fisuración.
- M_y Es el momento de fluencia.
- θ_y Es el giro de fluencia.
- ρ Es el porcentaje de la segunda pendiente.
- r Es el porcentaje de la tercera pendiente.

Es importante mencionar que se ha considerado el momento de fluencia M_y igual al momento último M_u , por ser un valor muy cercano.

NOTA: El cálculo de valores como M_y , M_{cr} , r está explicado en el anexo 3.

Para representar adecuadamente estructuras de concreto armado, en los análisis efectuados en este trabajo se han usado modelos histerético trilineales. Esto se ha hecho con la finalidad de considerar la fisuración como una fluencia primaria a un cambio de la rigidez inicial dando origen a un comportamiento inelástico antes de alcanzar la fluencia completa.

La fluencia se define en dos etapas, una primera cuando el momento alcanza el valor de M_{cr} y una segunda completa cuando el momento excede M_y . Dos criterios de fluencia pueden ser usados.

El primero es el conocido como "Modelo de Flexión" en este caso el momento de fluencia es siempre igual e independiente del valor de la carga axial actuante en ese instante.

El segundo criterio es conocido como "Modelo de Interacción" y en este caso el momento de fluencia M_y es una función de la Carga Axial (interacción P-M) actuante en un instante determinado. Este caso es muy importante para estructuras de concreto porque en las columnas las cargas axiales son significativas.

Para el concreto según el ACI:

$$P = (\beta_1 * 0.85 * f_c * a * b + A' s * f_s - A s * f_s) \quad (3.3)$$

$$M = (\beta_1 * 0.85 * f_c' * a * b * (d - \frac{a}{2}) + A' s * f_s * (d - d')) \quad (3.4)$$

donde:

- A_s Es el área de acero en tracción.
- $A' s$ Es el área de acero en compresión.
- d Es el peralte efectivo del concreto.
- b Es el espesor del concreto.
- d' Es el recubrimiento del acero en compresión.
- a Es el área de concreto en compresión.
- f_c Es el esfuerzo nominal del concreto.
- β_1 Es el coeficiente de whitney.
- f_s Es el esfuerzo del acero en tracción $\geq F_Y$.
- f_s' Es el esfuerzo del acero en compresión $\geq F_Y$
- P, M Son la carga axial actuante y el momento actuante.

En el programa se han implementado rutinas que consideran los criterios de fluencia para el concreto armado.

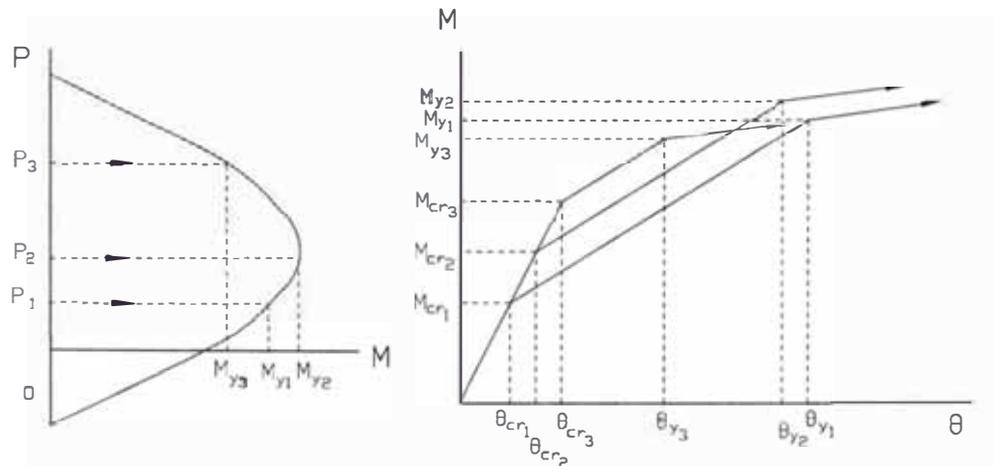


FIGURA 3.4 Diagrama de Interacción P-M y Relación M-Curvatura del concreto.

Para el acero el diagrama se simplifica como se aprecia en la figura 3.5

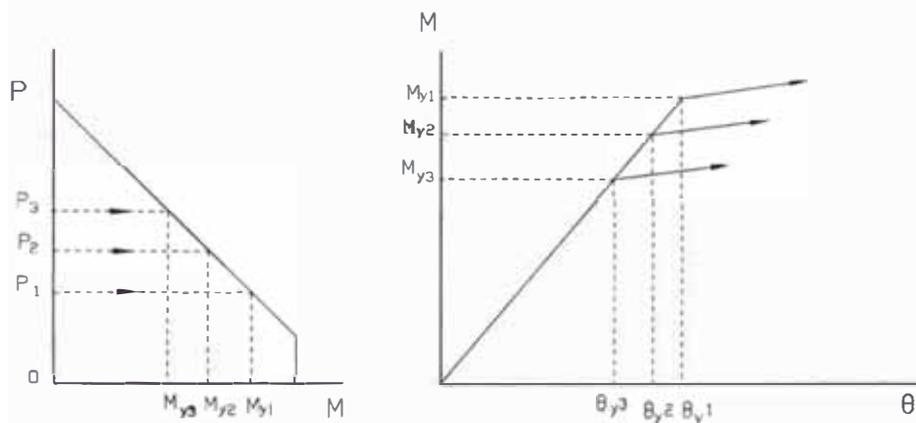


FIGURA 3.5 Diagrama de Interacción P-M y Relación M-Curvatura del Acero.

La rótula se forma cuando el momento actuante en algún extremo del elemento excede a los correspondientes momentos de fisuración M_{cr} y fluencia M_y ; en el caso de cambio de signo del momento se invierten las áreas de acero, tracción y compresión.

3.2.5 ESTADOS SUPUESTOS PARA LOS ELEMENTOS DE CONCRETO ARMADO

Para elementos de concreto armado, con modelo de doble componente con relación trilineal se tiene nueve estados posibles. El primer término se refiere al lado izquierdo o inferior y el segundo al lado derecho o superior del elemento.

- | | |
|---|--------------------------|
| 1 | Elástico - Elástico [EE] |
| 2 | Elástico - Fisurado [EF] |
| 3 | Fisurado - Fisurado [FF] |
| 4 | Elástico - Plástico [PE] |
| 5 | Fisurado - Plástico [FP] |
| 6 | Plástico - Plástico [PP] |
| 7 | Fisurado - Elástico [FE] |
| 8 | Plástico - Elástico [PE] |
| 9 | Plástico - Fisurado [PF] |

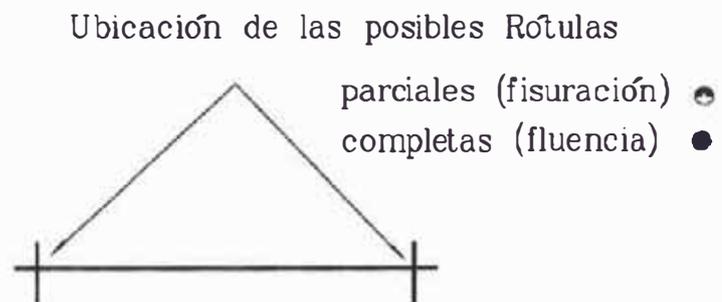


FIGURA 3.6 Elemento típico elástico.

- 1) En caso de encontrarse el elemento en un estado netamente elástico [EE], la matriz de rigidez es aquella presentada en el anexo 1



FIGURA 3.7 Elemento elástico - elástico

2) En caso de encontrarse el elemento en un estado elástico-fisurado [EF], la matriz de rigidez está formada por la suma de dos matrices, una con un extremo articulado [AR] y otra matriz [EE].

$$[EF] = (1 - p) * [AR] + (p) * [EE] \quad (3.5)$$

donde: p es la segunda pendiente; que es un porcentaje de la primera pendiente.



FIGURA 3.8 Elemento fisurado - elástico.

3) En caso de encontrarse el elemento en un estado fisurado-fisurado [FF], la matriz de rigidez está formada por la suma de dos matrices, una con ambos extremos articulados [RR] y una matriz [EE].

$$[FF] = (1 - p) * [RR] + (p) * [EE] \quad (3.6)$$



FIGURA 3.9 Elemento fisurado - fisurado.

4) En caso de encontrarse el elemento en un estado elástico-plástico [EP], la matriz de rigidez está formada por la suma de dos matrices, una con un extremo articulado [AR] y otra [EE]:

$$[EP] = (1 - r) * [AR] + (r) * [EE] \quad (3.7)$$

donde: r es la tercera pendiente; que es un porcentaje de la primera pendiente.



FIGURA 3.10 Elemento elástico - plástico.

5) En caso de encontrarse el elemento en un estado fisurado-plástico [FP], la matriz de rigidez está formada por la suma de dos matrices, una con un extremo articulado [AR] y una matriz [EE].

$$[FP] = (1 - r) * [RR] + (r) * [EE] \quad (3.8)$$



FIGURA 3.11 Elemento fisurado - plástico.

6) En caso de encontrarse el elemento en un estado plástico-plástico [PP], la matriz de rigidez está formada por la suma de dos matrices, una con ambos extremos articulados [RR] y una matriz [EE].

$$[PP] = (p - r) * [RR] + (r) * [EE] \quad (3.9)$$



FIGURA 3.12 Elemento plástico - plástico.

Los estados 7, 8 y 9, se obtienen al invertir los extremos de los elementos articulados [AR] de los elementos 2, 4 y 5.



FIGURA 3.13 Elemento elástico - fisurado.



FIGURA 3.14 Elemento elástico - plástico.



FIGURA 3.15 Elemento plástico - fisurado.

Para elementos de concreto armado, con modelo de doble componente con relación bilineal se tiene 4 estados.

- 1 Elástico - Elástico [EE]
- 2 Elástico - Plástico [EF]
- 3 Plástico - Plástico [FF]
- 4 Plástico - Plástico [PE]

Similar a los correspondientes en el modelo anterior.

IDEALIZACION DE LOS ELEMENTOS. (ver sec. 2.2.2a)

Se ha implementado en este trabajo un modelo de triple componente con la finalidad de representar adecuadamente el comportamiento trilineal de las secciones de concreto armado.

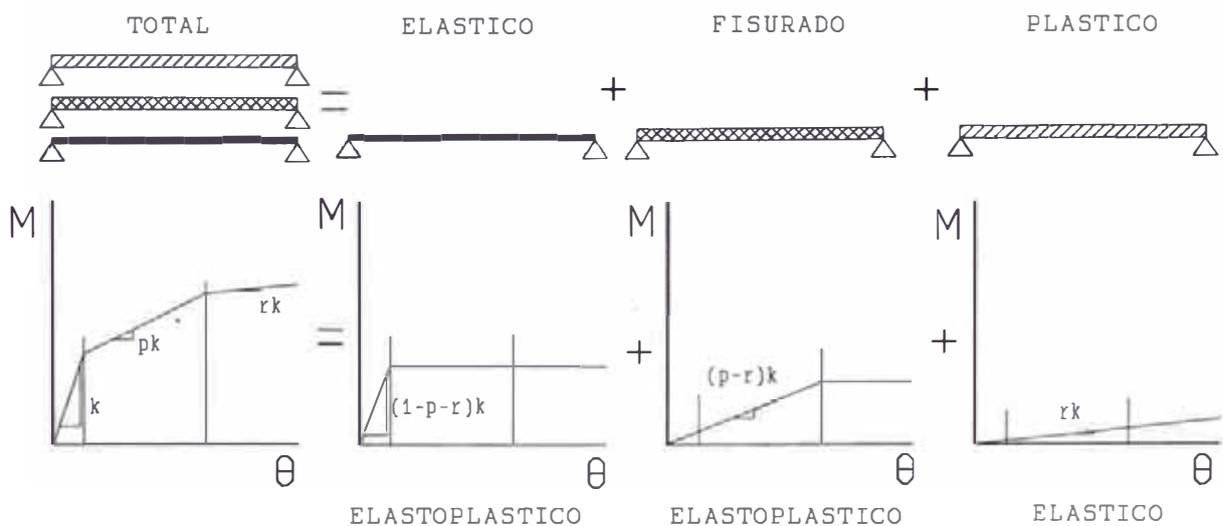


FIGURA 3.16 Elemento formado por tres componentes.

3.2.6 DEFINICION DE DUCTILIDAD

Dos definiciones de ductilidad fueron usadas en el análisis; ductilidad por momentos y ductilidad por rotaciones.

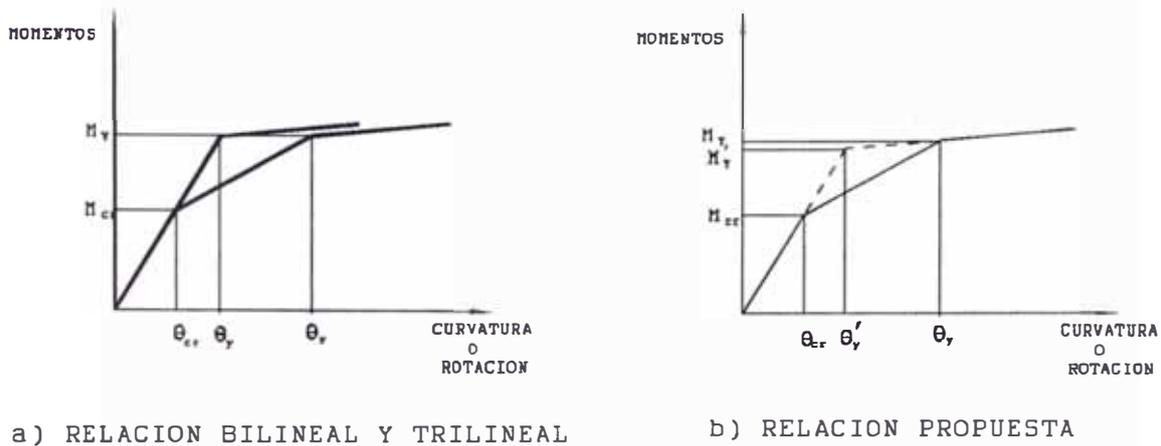


FIGURA 3.17 Relaciones bilineales y trilineales

Por razones de comparación con los análisis dinámicos ejecutados para los pórticos completos (ver Cap. 5), fue necesario se introducir dos definiciones que tienen la finalidad de comparar resultados similares. Los análisis dinámicos usando la estructura completa (VGDL) están basados en relaciones momento curvatura o momento rotación bilineales, mientras el modelo de un grado de libertad está basado en un análisis estático que usa relaciones momento curvatura y momento rotación trilineales como se ha presentado en la figura 3.17.

Esta consideración se basa en tomar un momento de fluencia ficticio M_y' que es definido prolongando la primera pendiente hasta encontrar la prolongación de la tercera pendiente, de este modo se obtiene un nuevo momento de fluencia M_y' que es ligeramente inferior al momento de fluencia real M_y pero con una rotación o curvatura mucho menor.

a) DUCTILIDAD POR MOMENTOS

De la definición de ductilidad por momentos (ver sec. 2.4.3).

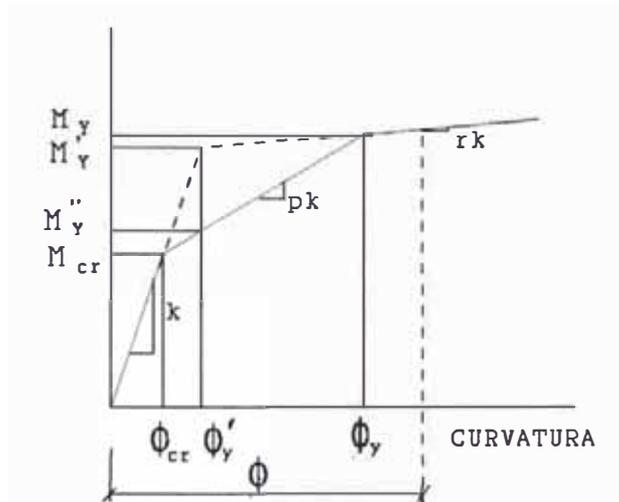


FIGURA 3.18 Relaciones momento curvatura

Se consideran dos partes:

a) Cuando el momento actuante M excede el momento M'' (de la nueva definición), pero menor que el momento de fluencia M_y

$$\mu_m = \frac{\phi}{\phi_y} = 1 + \frac{M - M_y''}{p * M_y'} \quad (3.11)$$

b) Cuando el momento actuante M excede al momento de fluencia M_y

$$\mu_m = \frac{\phi}{\phi_y} = 1 + \frac{M - M_y'}{r * M_y'} \quad (3.12)$$

3.3 PROCESO DE SOLUCION

El procedimiento para realizar el análisis estático inelástico usando el modelo descrito anteriormente resuelve la estructura primeramente para cargas de gravedad y luego para incrementos de cargas laterales, las mismas que aumentan monótonicamente. La solución prosigue para un número específico de incrementos, a no ser que estos superen un desplazamiento lateral máximo del edificio. Para estructuras de concreto este limite es aproximadamente $\frac{\Delta L}{h} = \frac{1}{30}$, valor que puede considerarse cercano al colapso.

$$F_i = p_i * P \quad (3.1)$$

Donde

F_i Es la fuerza aplicada en el paso i.

p_i Es el escalar que magnifica al incremento en el paso i.

P Es el incremento de fuerza.

En cada intervalo de cálculo, el análisis es elástico, considerando las alteraciones en las diferentes matrices de los elementos al inicio del siguiente intervalo.

El método usado es el de las rigideces, con desplazamientos desconocidos en los extremos; tres grados de libertad por nudo: dos desplazamientos y un giro.

$$\bar{P} = \bar{K}_i * \Delta \bar{U} \quad (3.10)$$

Donde:

K_i Es la matriz de Rigidez global de la estructura, que a su vez es producto del ensamblaje de matrices de cada elemento actualizado introduciendo los cambios debidos al estado de fisuración o fluencia.

ΔU Es el vector de incrementos de desplazamientos globales de la estructura.

La solución se obtiene despejando el vector de los desplazamientos $\Delta \bar{U}$ de la ecuación, mediante solución del sistema de ecuaciones, obteniendo así los incrementos de los desplazamientos globales de la estructura con los que se calcula los incrementos de los desplazamientos locales de cada elemento. Con éstos se determinan los incrementos de los esfuerzos en cada elemento y, haciendo una sumatoria de los valores de los incrementos tanto de desplazamiento como de esfuerzos. Con los esfuerzos acumulados se procede a verificar si los esfuerzos han excedido los valores de fisuración o fluencia modificando el estado en el que se encuentra cada elemento. Luego se procede a ensamblar la nueva matriz de rigidez, para el siguiente paso con las correspondientes fuerzas que son un nuevo incremento.

3.4 ESTUDIOS COMPARATIVOS

3.4.1 RELACION FUERZA CORTANTE - DEFORMACION LATERAL

De este análisis se obtiene principalmente un juego de deformadas de la estructura en cada intervalo de carga, las fuerzas cortantes que las producen, y las ductilidades de cada elemento.

4 PISOS

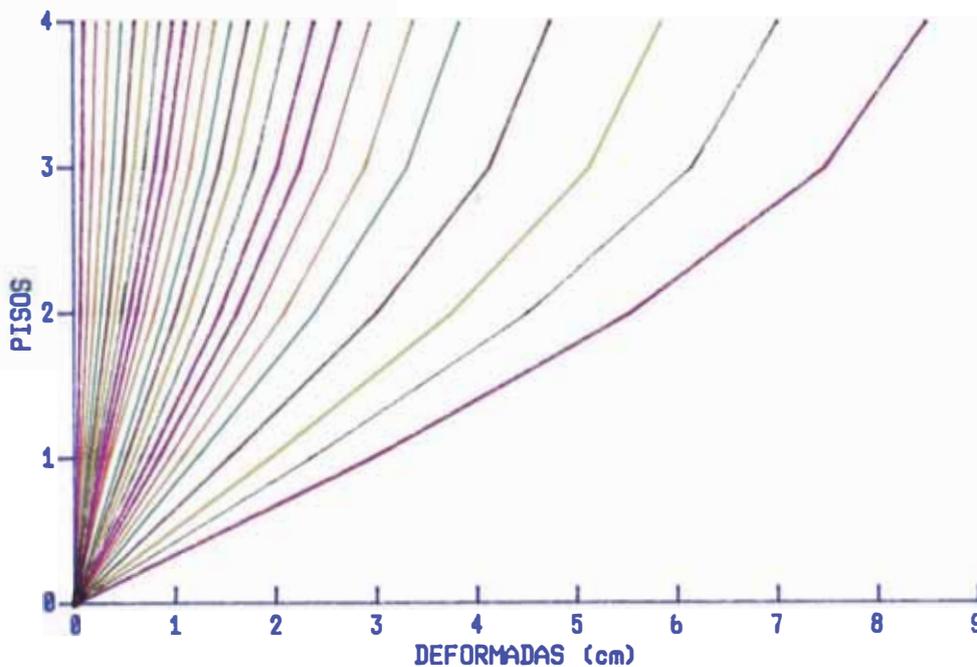


FIGURA 3.20 Juego de Deformadas del pórtico de 4 pisos.

Al mismo tiempo también se puede calcular una relación Fuerza Cortante - Deformación Lateral de cada entrepiso, que es útil para evaluar los resultados obtenidos como se muestra en la figura 3.21 (donde se usó rutinas de gráficas desarrolladas e implementadas en el centro de computo del CISMID).

3.4.2 INFLUENCIA DE CARGA DE GRAVEDAD

Para investigar la influencia de las cargas de gravedad se comparan las curvas de las figura 3.21 y 3.22. La primera es la relación fuerza cortante deformación lateral de entrepisos de un pórtico de 4 pisos con distribución de fuerzas laterales triangular invertida, modelo de interacción y cargas de gravedad, la segunda (3.22) contiene las mismas curvas para el caso en que no actúan cargas de gravedad. De estas se aprecia:

En los valores iniciales la falta de carga de gravedad origina que la curva sea más rígida (curva más vertical), decayendo suavemente en forma regular. La curva para cuando hay carga de gravedad, es inicialmente menos rígida pero mantiene esta tendencia más prolongada decayendo bruscamente para valores muy altos de fuerza cortante.

La razón para este comportamiento se puede explicar como sigue. Para el caso de ausencia de cargas de gravedad, los valores de la fuerza cortante son los únicos presentes. Al inicio al no haber otras cargas, los elementos resisten un poco más. En el caso de cargas de gravedad, en vigas y columnas hay esfuerzos; con los primeros valores de fuerzas horizontales se alcanza rápidamente valores de fisuración disminuyendo inicialmente su rigidez, luego esta tendencia se mantiene hasta llegar a la fluencia, la curva es más o menos pareja hasta alcanzar la fluencia de las primeras columnas, donde decae la rigidez en el caso de falta de gravedad, porque las columnas con mayor carga axial de compresión tienen un momento de fluencia más alto. Para valores muy altos, la rigidez en el caso de falta de gravedad, es ligeramente menor que en aquella donde hay cargas de gravedad. En las columnas según el diagrama de interacción está decayendo la fluencia y es menor el momento de fluencia en el caso de cargas de gravedad (la curva disminuye con el aumento de fuerza axial).

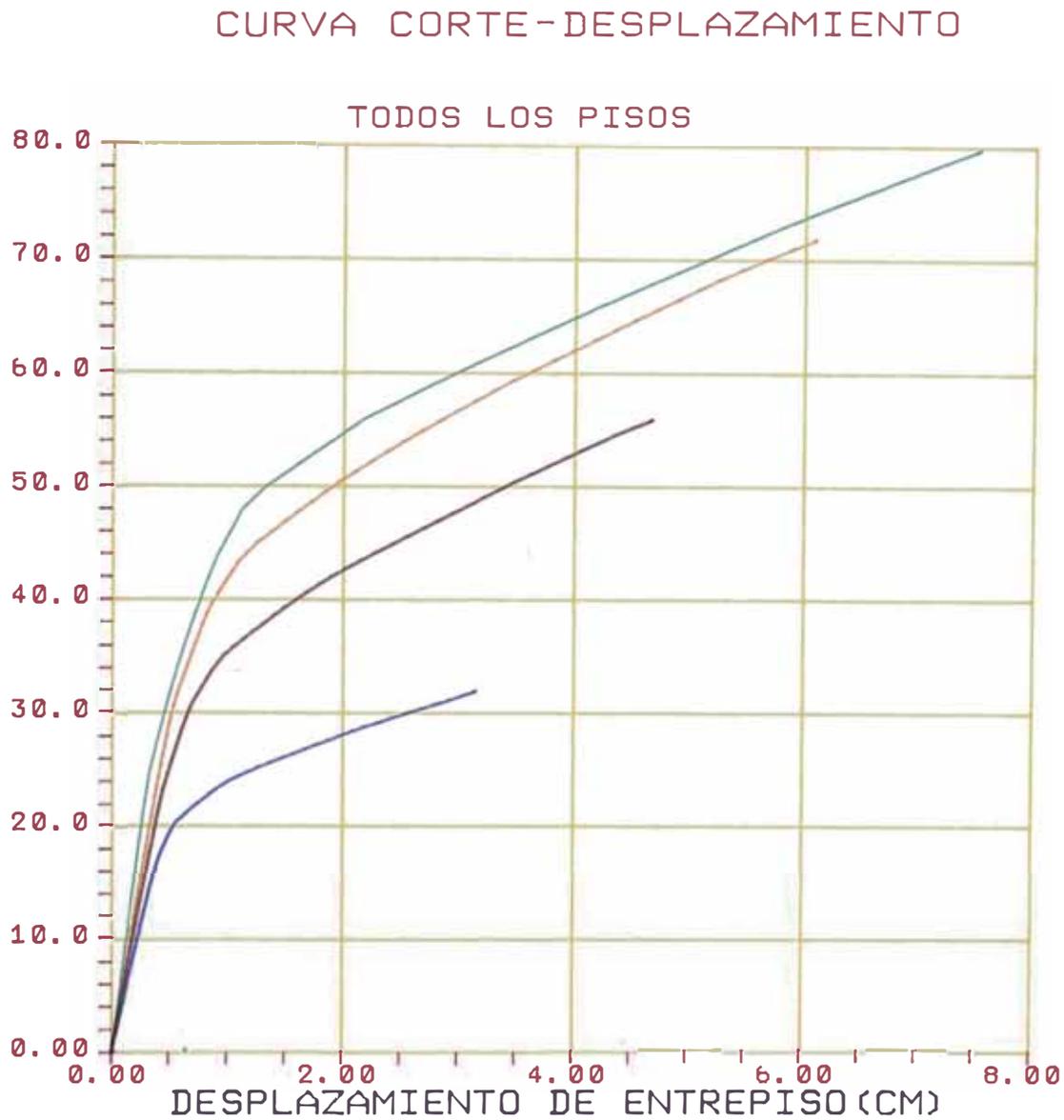


FIGURA 3.21 Relación Fuerza Cortante - Deformación Lateral de entre piso, para un edificio de 4 pisos con distribución de carga lateral triangular invertida, modelo de interacción y con cargas de gravedad.

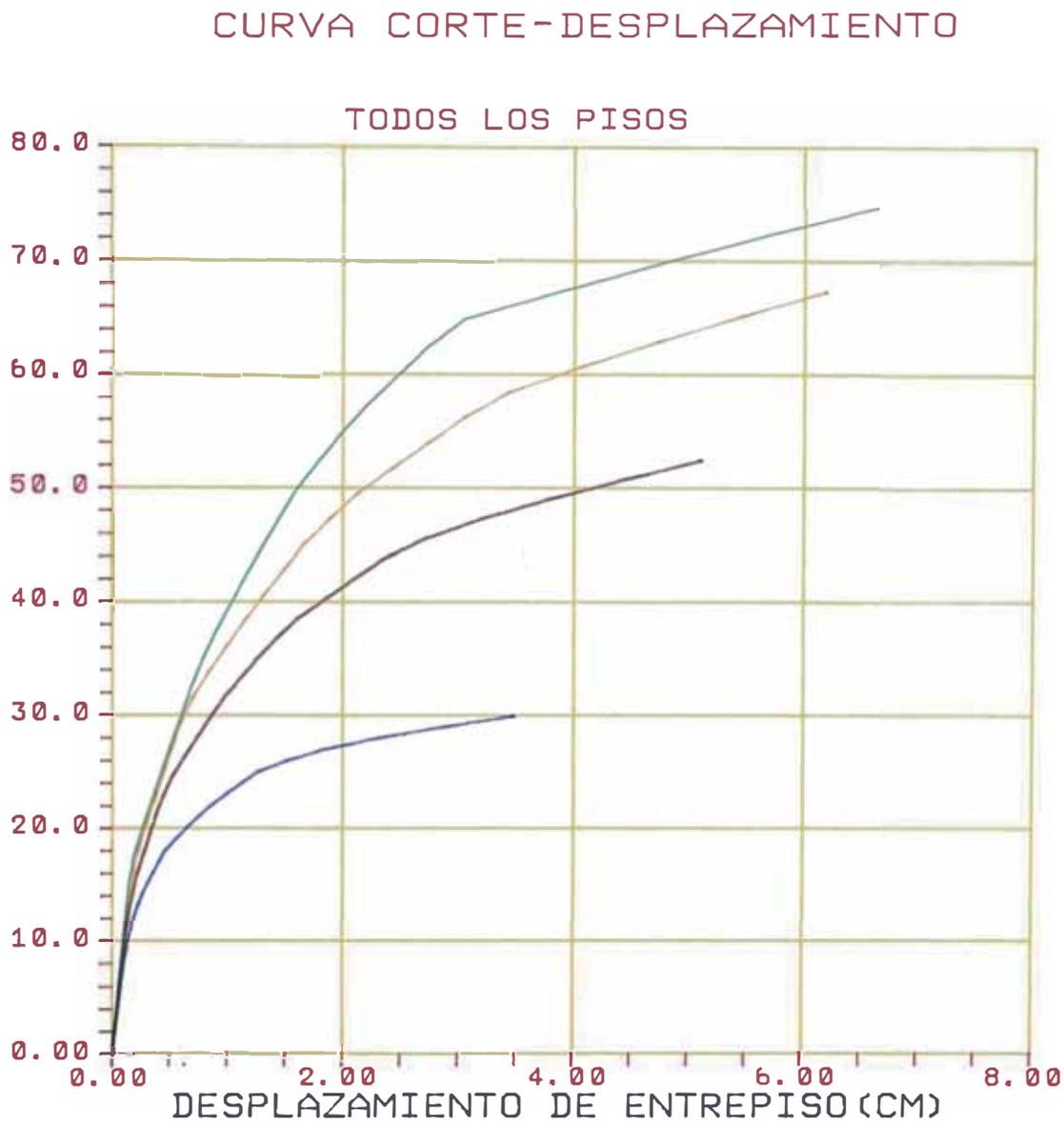


FIGURA 3.22 Relación Fuerza Cortante - Deformación Lateral de entre piso, para un edificio de 4 pisos con distribución de carga lateral triangular invertida, modelo de interacción y sin cargas de gravedad.

3.4.3 COMPARACION DEL CRITERIO DE FLUENCIA: INTERACCION Y FLEXION

La influencia del criterio se aprecia al comparar las curvas de las figuras 3.21 y 3.23.

En el criterio de flexión básicamente los valores de los momentos flectores de fluencia y fisuración en las columnas son fijos sin ninguna variación por el aumento de la carga axial (en vigas la carga axial no es importante), se nota:

En los valores iniciales es ligeramente similar, pero al entrar a los valores de fisuración el criterio flexionante decae ligeramente en relación al otro criterio, haciendo que su rigidez sea un poco menor hasta llegar a los valores donde empiezan a formarse rótulas plásticas. Serían similares si no existiera diferencia en los valores de fisuración en las columnas, por lo que el criterio de flexión es menos resistente aún. Donde empiezan a formarse las rótulas se aprecia que éstas se forman casi todas al mismo tiempo (resisten igual), repentinamente la curva pierde toda la rigidez (curva casi horizontal); el modelo de interacción tiene una rigidez final más alta porque algunas columnas aun no han alcanzado su momento de fluencia.

3.4.4 DISTRIBUCION VERTICAL DE LA FUERZA HORIZONTAL

Existen muchas posibles distribuciones verticales de fuerza horizontal, algunas basadas en modelos simples, otras en resultados de análisis dinámico modales o de paso a paso de varios grados de libertad de estructuras similares, o en simplificaciones de éstos, llegando de este modo a plantear diferentes maneras o métodos para obtener esta distribución.

Entre estas posibles distribuciones se ha elegido una distribución igual al primer modo, y una distribución triangular invertida. Esto da una aproximación más gruesa de una distribución real pero a la vez más simple y fácil de obtener. Esto es consistente si son

edificios convencionales, masas de pisos y altura de entrepisos similares, comportamiento cortante.

Al comparar dos relaciones fuerza cortante-deformación de entrepiso, una con una distribución triangular invertida figura 3.21 y una distribución igual al primer modo figura 3.24, se aprecia que la tendencia es realmente parecida, y los valores son muy cercanos, las diferencias no son apreciables, por lo que en los cálculos se usa únicamente distribución triangular.

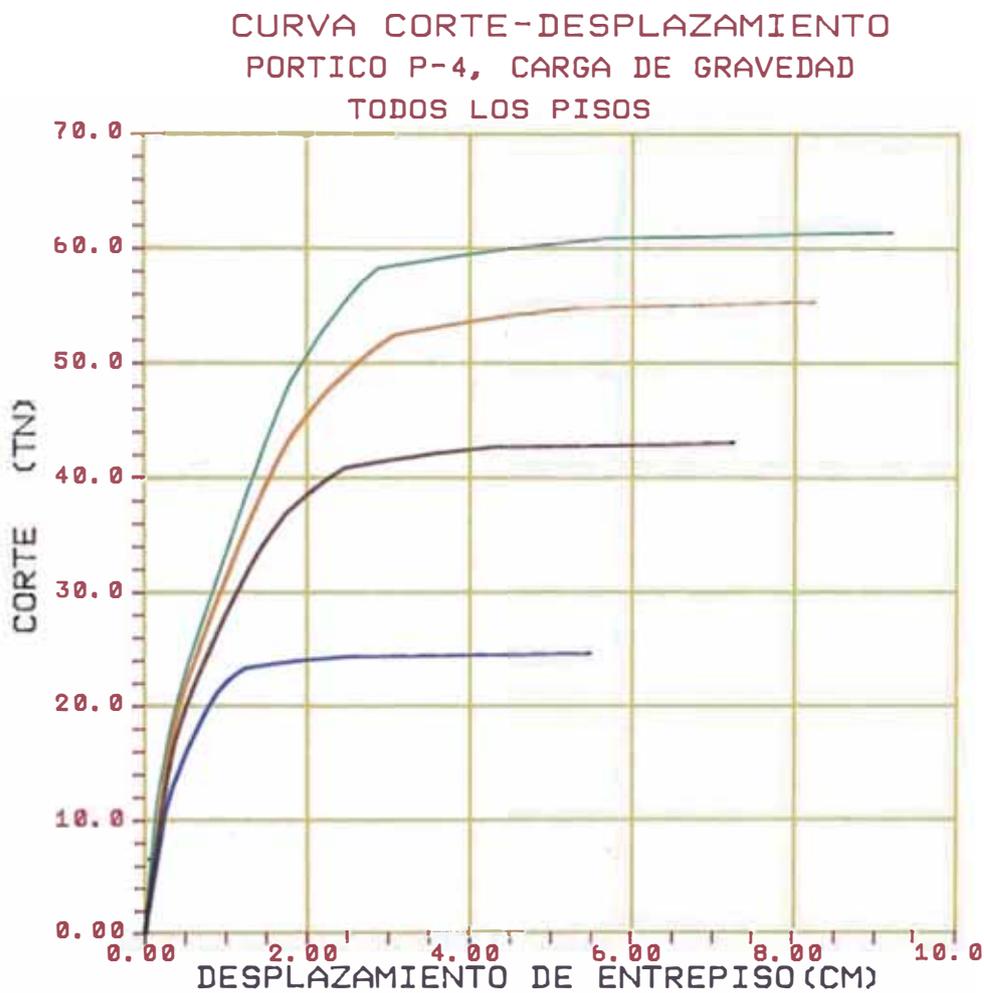


FIGURA 3.23 Relación Fuerza Cortante - Deformación Lateral de entre piso, para un edificio de 4 pisos con distribución de carga lateral triangular invertida, modelo flexionante y con cargas de gravedad.

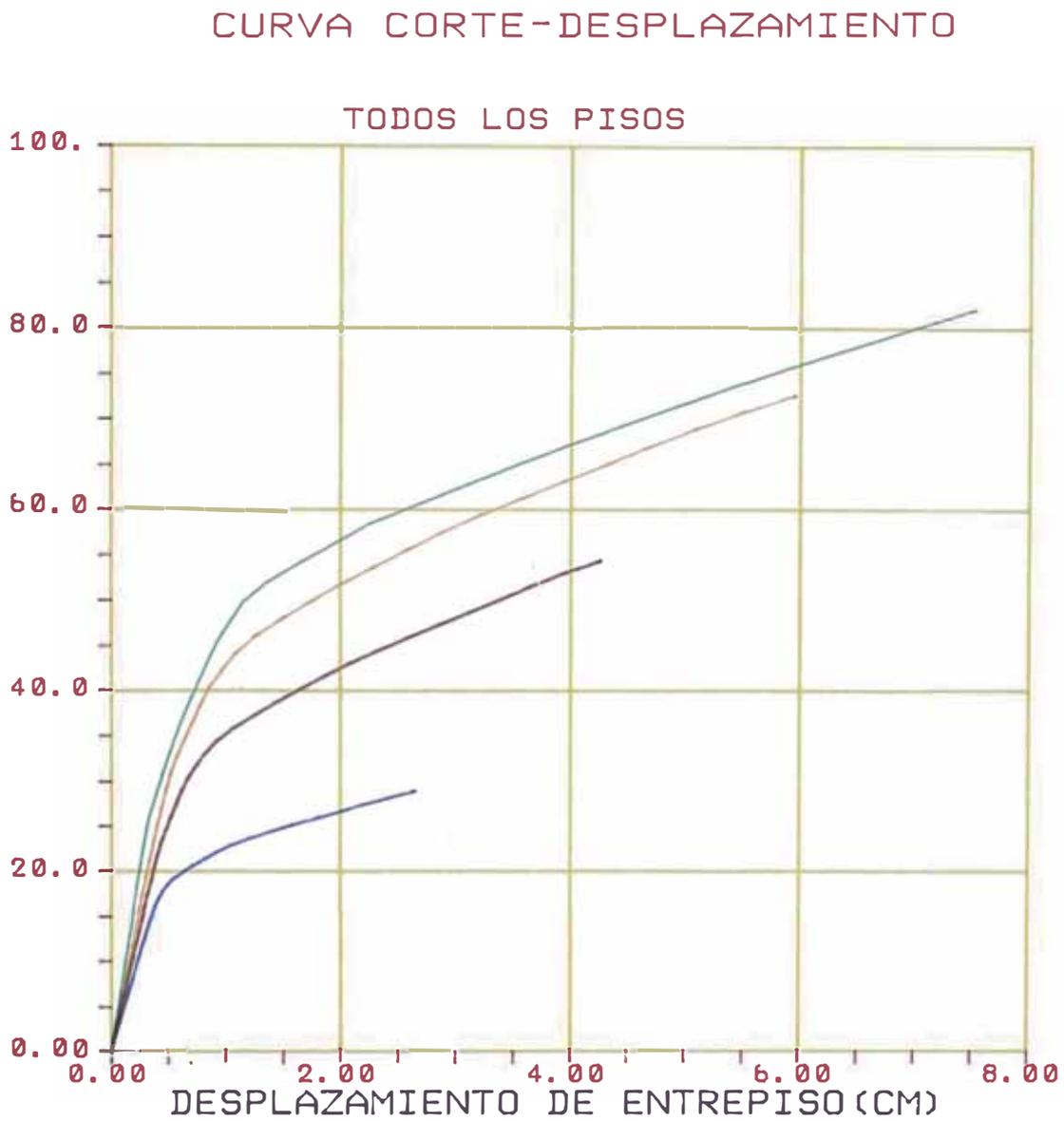


FIGURA 3.24 Relación Fuerza Cortante - Deformación Lateral de entre piso, para un edificio de 4 pisos con distribución de carga lateral igual al primer modo de vibración, modelo de interacción y sin cargas de gravedad.

3.4.5 DIFERENCIA ENTRE MODELOS DE DOBLE COMPONENTE CON RELACIONES MOMENTO-ROTACION BILINEAL Y TRILINEAL

Se compara las relaciones fuerza cortante-deformación lateral de entrepiso del pórtico de cuatro pisos, con iguales incrementos de carga lateral, igual a un mililésimo del peso de la estructura.

En la figura 3.21 se tiene la relación fuerza cortante deformación lateral de entrepiso del pórtico de cuatro pisos, con relación trilineal y distribución de carga lateral triangular invertida y en la figura 3.25 se tiene la relación fuerza cortante deformación lateral de entrepiso del pórtico de cuatro pisos, con relación bilineal y también distribución de carga lateral triangular invertida, donde se puede apreciar, que las curvas en el modelo de relación bilineal tienen el tramo inicial recto más largo y éste decae bruscamente. Lo que se explica por que este modelo no cuenta con la zona de fisuración en los elementos que suavizan la curva resultante. Otra diferencia notable es que los desplazamientos finales son mas pequeños por la misma razón ya que la fisuración hace que se incrementen los desplazamientos a igual carga.

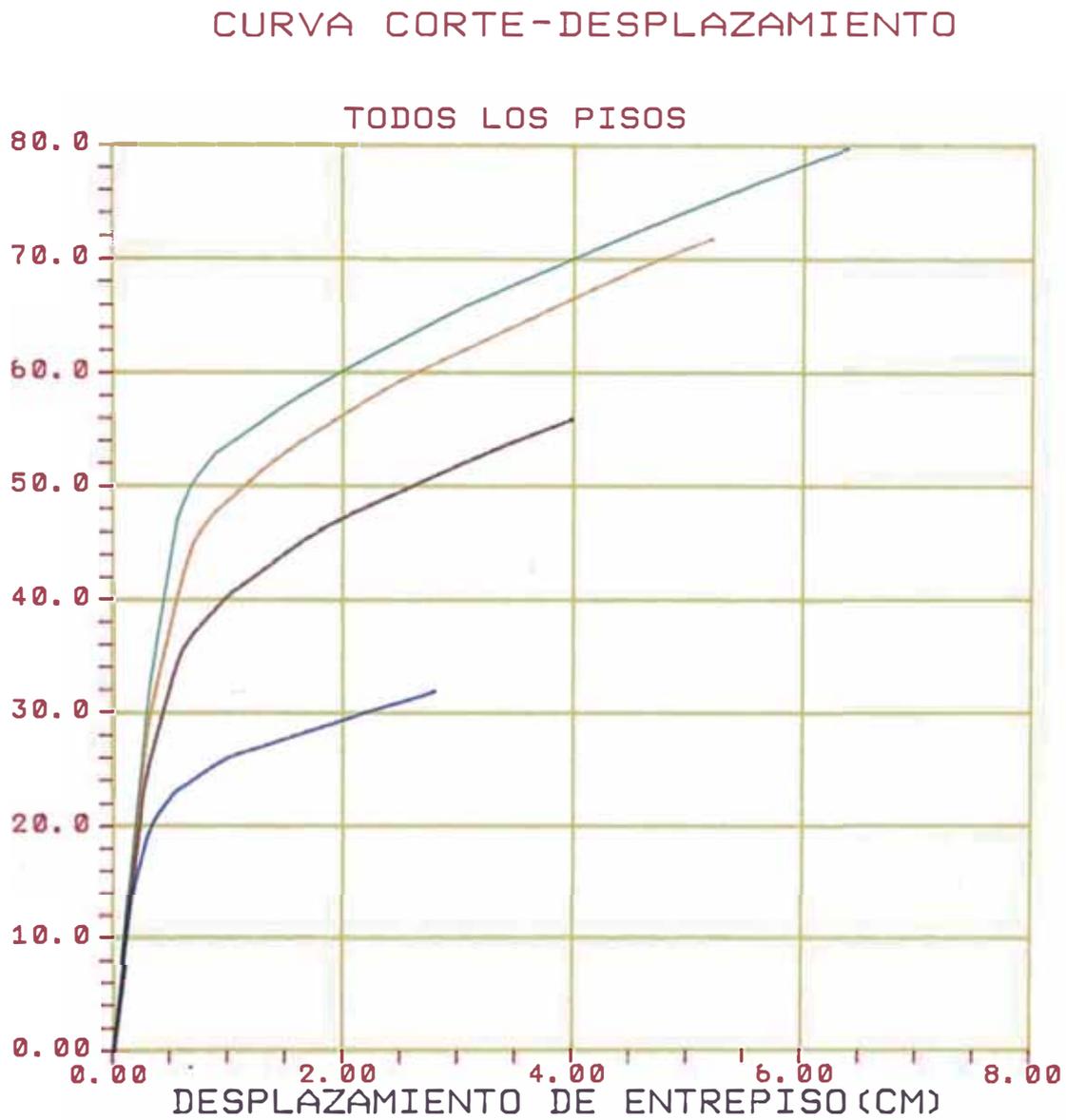


FIGURA 3.25 Relación fuerza cortante deformación lateral con relación momento-curvatura bilineal de un pórtico de cuatro pisos y distribución de carga lateral triangular invertida.

3.4.6 APROXIMACION DEL VALOR DEL INCREMENTO DE CARGA LATERAL

Para tener una idea del número de divisiones que debe usarse en el incremento de carga lateral, se tomó una estructura (el pórtico de ocho pisos), se distribuyó un cortante total en forma triangular invertida de valores variables, que fueron desde 1/100 hasta 1/1200 veces el peso de la estructura, haciéndose los respectivos análisis estáticos inelásticos y los dinámicos del sistema equivalente de un grado de libertad con la onda sísmica de octubre de 1966, obteniéndose como resultado el siguiente cuadro.



FIGURA 3.26 Aproximación usando los incrementos de cargas laterales.

De donde se tomó como exacto el valor donde el incremento fue 1/1200 veces el peso de la estructura, pero el valor realmente debería ser casi asintótico, se vé que la aproximación llegado un valor, no está en proporción a la cantidad de cálculos que se debe hacer para alcanzarla (cada que disminuye el incremento existe un aumento notable en la cantidad de cálculos a realizar).

La aproximación en las ductilidades (otro resultado del modelo) es rápida debido a que estos fluctúan entre valores menos sensibles.

CAPITULO IV

CONDENSACION A UN SISTEMA DE UN GRADO DE LIBERTAD

4.1 INTRODUCCION

La condensación consiste en la reducción del modelo (una estructura, en este caso un pórtico plano de varios pisos y varios grados de libertad) a un sistema equivalente de un grado de libertad, con una regla histerética fuerza-deformación multilineal, para realizar un análisis dinámico inelástico paso a paso.

La ecuación diferencial del sistema dinámico equivalente es solucionada usando el método de velocidad constante (diferencia central) o método de Biggs, calculándose una respuesta dinámica al sistema equivalente de un grado de libertad; con esta respuesta se puede estimar la respuesta de cada nivel de la estructura.

La reducción de un pórtico a un sistema equivalente de un grado de libertad, está basada en las ecuaciones Biggs (12), y fue propuesta por Piqué y Roeset (49). Algunos de los trabajos anteriores mencionados también tienen su origen en las mismas ecuaciones

de Biggs, pero la diferencia al presente estudio está en que el resorte o regla histerética es multilineal (muchas ramas de rigidez cambiante), mientras en el **MODELO-Q** (52) es bilineal y en el **METODO-N2** (25) es un trilineal, en estos últimos degradante en forma similar al modelo de TAKEDA.

La enorme ventaja de esta condensación es que la respuesta del sistema es obtenida en forma muy rápida por una computadora que no necesita ser muy potente.

4.2 FORMULACION DEL MODELO

Con los resultados de un análisis estático no-lineal de estructuras aporricadas planas, que se realiza a base de incrementos de fuerza, se halla la deformada U de desplazamientos laterales; en cada incremento de fuerza los valores de U son proporcionales a los anteriores salvo cuando se forme una rótula plástica donde la deformada cambia dando lugar a un tramo de rigidez diferente en el resorte multilíneal, donde al ir disminuyendo la rigidez en cada entrepiso el desplazamiento relativo va creciendo.

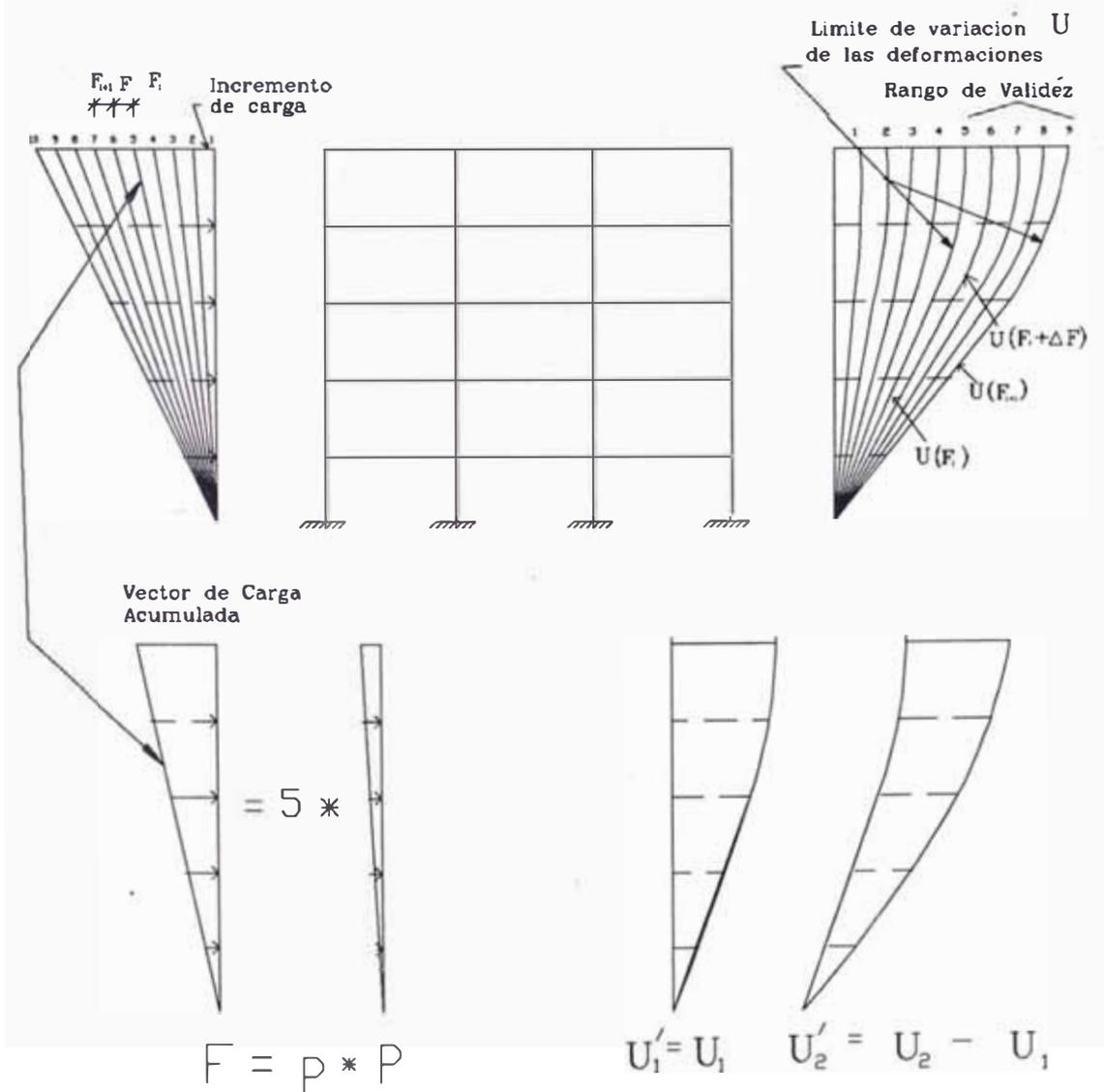


FIGURA 4.1 Deformadas del Análisis Estático Incremental.

$$U(F_i + \Delta F) = U(F_i) + \frac{\Delta F}{F_{i+1} - F_i} [U(F_{i+1}) - U(F_i)] \quad (4.1)$$

$$0 \leq \Delta F \leq F_{i+1} - F_i$$

La carga lateral aplicada tiene una distribución horizontal conocida en cada incremento del análisis, este valor está ubicado en el vector de fuerzas \bar{F}_i que puede ser representado como:

$$\bar{F}_i = p_i * \bar{P} \quad (4.2)$$

donde: p_i es el escalar que multiplica al vector de incremento de fuerzas, \bar{P} , en el incremento o paso i .

Correspondiente a cada juego de deformaciones, hay un vector de incremento de fuerzas magnificado por el escalar p . La información usada en el análisis dinámico es:

- Un vector de cargas incrementales.
- Vectores de desplazamientos U , tantos vectores distintos como sean necesarios para cubrir el máximo desplazamiento previsto.
- Los correspondientes escalares p_i de las fuerzas \bar{F}_i .

El procedimiento descrito aquí es un análisis dinámico incremental en donde la ecuación es supuesta como válida y el sistema como lineal durante un intervalo dado.

Se calcula la diferencia entre curvas adyacentes a partir del vector limitante de la variación de la deformada:

$$U'_j = U_j - U_{j-1} \quad (4.3)$$

definiendo un nuevo juego de desviaciones proporcionales durante un rango dado, debe tenerse que si en uno o mas intervalos de carga no se excede la capacidad de algún

elemento, ya sea su momento de fisuración o de fluencia, la rigidez del pórtico es constante y los desplazamientos laterales que constituyen las deformadas son directamente proporcionales entre si. Las variaciones de la deformada se deben a variaciones en la rigidez debidos a cambios locales de la rigidez de los elementos al excederse su capacidad (ya sea fisuración o fluencia).

El número de rangos y curvas U'_j es el mismo número del límite de variaciones de la deformada. La primera curva U'_1 es igual a U_1 .

La ecuación de movimiento incremental para un pórtico de varios grados de libertad es:

$$M \Delta \ddot{U} + \Delta F = - M I \Delta \ddot{U}_G \quad (4.4)$$

donde:

M Es la matriz de masa.

$\Delta \ddot{U}$ Es el vector de incremento de aceleraciones.

ΔF Es el vector de incremento de fuerza ($= K * \Delta U$).

I Es el vector unitario.

\ddot{u}_G Es la aceleración de la base (registro sísmico).

Expresando el incremento de desplazamiento como:

$$\Delta U = \frac{U'_j}{\sqrt{U'_j{}^T M U'_j}} \Delta u \quad (4.5)$$

$$\Delta \ddot{U} = \frac{U'_j}{\sqrt{U'_j{}^T M U'_j}} \Delta \ddot{u} \quad (4.6)$$

$$\Delta F = \Delta p . P \quad (4.7)$$

sustituyendo ecuaciones

$$\frac{M U'_j}{\sqrt{U'_j{}^T M U'_j}} \Delta \ddot{u} + \Delta p * P = - M I \ddot{u}_G \quad (4.8)$$

premultiplicando por $\frac{U'_j{}^T}{\sqrt{U'_j{}^T M U'_j}}$ tenemos:

$$\frac{U'_j{}^T M U'_j}{U'_j{}^T M U'_j} \Delta \ddot{u} + \Delta p \frac{U'_j{}^T P}{\sqrt{U'_j{}^T M U'_j}} = - \frac{U'_j{}^T M I}{\sqrt{U'_j{}^T M U'_j}} \Delta \ddot{u}_G \quad (4.9)$$

$$\Delta \ddot{u} + \Delta p \frac{U'_j{}^T P}{\sqrt{U'_j{}^T M U'_j}} = - \frac{U'_j{}^T M I}{\sqrt{U'_j{}^T M U'_j}} \Delta \ddot{u}_G \quad (4.10)$$

Si vemos la relación fuerza-deformación para este sistema como una curva multilineal, cada tramo corresponde a un tramo de validez para U'_j , donde la rigidez tangencial k_{ij} del tramo "j" es definida como:

$$k_{ij} = \frac{\Delta P}{\Delta u} \quad (4.11)$$

después de algunas transformaciones tenemos la ecuación:

$$\Delta \ddot{u} + K_{equivalente} \Delta u = - M_{equivalente} \Delta \ddot{u}_G \quad (4.12)$$

$$K_{equivalente} = \frac{U'_j{}^T P}{\sqrt{U'_j{}^T M U'_j}} k_{ij} \quad (4.13)$$

$$M_{equivalente} = \frac{U'_j{}^T M I}{\sqrt{U'_j{}^T M U'_j}} \quad (4.14)$$

donde:

U Es el vector de desplazamientos del piso.

I Es un vector de unidades.

\ddot{u}_G Es la aceleración del suelo.

P Es carga axial en un elemento.

$\Delta \ddot{u}$ Es incremento de aceleraciones sistema de 1GDL

U' Es la diferencia neta de $U_{j+1} - U_j$.

M Es matriz de masas.

u Incremento horizontal relativo a los desplazamientos del sistema equivalente de un grado de libertad.

k_{ij} Es la rigidez tangente de cada rama del resorte multilinear.

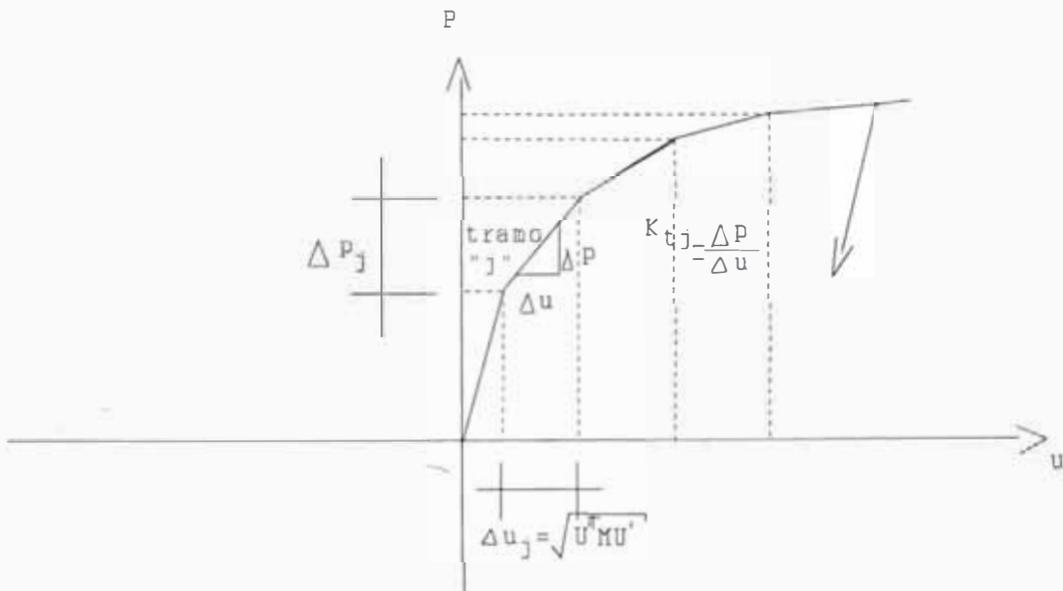


FIGURA 4.2 Curva Multilinear Fuerza Deformación Normalizada.

Los resultados de $K_{equivalente}$ y $M_{equivalente}$ son calculados por programas de computo. Donde k_{ij} y Δu son evaluados usando un resorte multilinear.

Todos los desplazamientos son calculados por superposición de incrementos de desplazamientos según la ecuación (4.5). Esto implica por supuesto, la posibilidad de discontinuidades en la zona de transición de tramo y tramo.

Es posible obtener una ecuación principal similar, suponiendo alternativas para ΔU . Biggs por ejemplo toma el desplazamiento en la parte superior del piso (u'_{jn}) como una normalización del factor. En este caso la ecuación sería:

$$\Delta U = \frac{U'_j}{u'_{jn}} \Delta u \quad (4.15)$$

Una hipótesis alternativa podría ser:

$$\Delta U = \frac{U'_j}{\sqrt{U'_j{}^T U'_j}} \Delta u \quad (4.16)$$

Cualquiera de ellas puede resultar en una diferente relación fuerza deformación para el sistema equivalente, pero la reducción sería la misma. En el presente estudio, se utiliza el primero de los resultados.

El amortiguamiento viscoso, puede ser introducido en el sistema equivalente añadiendo simplemente el término $2\beta\omega$, donde ω puede ser el equivalente de la frecuencia natural, o puede ser considerado la frecuencia inicial ω_1 en el rango elástico, y β es el porcentaje de amortiguamiento crítico a introducir a la estructura.

El efecto $P-\Delta$ es incluido en el análisis equivalente, mediante las condiciones inelásticas del resorte de piso en el momento del análisis estático inelástico.

4.3 SOLUCION DE LA ECUACION INCREMENTAL DE MOVIMIENTO

La ecuación dinámica de movimiento planteada, es resuelta mediante el método de velocidad constante o método de impulso de aceleración, pero en forma inelástica, de modo que se verifica en todos los pasos de la integración el valor del desplazamiento relativo del sistema U , con el que se obtiene el valor de la rigidez K (que según el modelo planteado es variable). La rigidez del modelo o lazo histerético es como se muestra la figura 4.3.



FIGURA 4.3 Regla Histerética Multilínea sin Degradación

El método de velocidad constante es particularmente simple y puede ser fácilmente demostrado matemáticamente (fórmula de diferencia central).

Una ventaja es suponer la velocidad constante en cada paso, y el intervalo de tiempo siempre constante.

La historia de aceleración del sismo en la base (dato) es ingresada como un impulso de velocidad a la masa de la estructura.

$$\dot{u}_{G_i} = \left(\frac{\ddot{u}_{G_i} - \ddot{u}_{G_{i-1}}}{2} \right) * \Delta t \quad (4.17)$$

$$\dot{U}_{i,av} = \dot{U}_{i-1,av} + \ddot{U}_i * \Delta t \quad (4.18)$$

Luego

$$U_{i+1} = U_i + \dot{U}_{i,av} * \Delta t \quad (4.19)$$

$$\dot{U}_{i+1} = \dot{U}_{i,av} + \frac{1}{2} \ddot{U}_{i+1} * \Delta t \quad (4.20)$$

esto implica

$$U_{av,i} = \frac{U_{i+1} - U_i}{\Delta t} = \frac{U_i - U_{i-1}}{\Delta t} + \ddot{U}_i * \Delta t \quad (4.21)$$

luego

$$U_{i+1} = 2 U_i - U_{i-1} + \ddot{U}_i \Delta t^2 \quad (4.22)$$

suponiendo

$$\dot{U}_i = \frac{U_{i+1} - U_{i-1}}{2 \Delta t} \quad (4.23)$$

de la ecuación del movimiento

$$\ddot{U}_i + 2 \beta \omega \dot{U}_i + \omega^2 U_i + \frac{\ddot{U}_G}{M} f(t)_i = 0$$

despejamos.

$$\Delta u_{i+1} = \frac{(-P f(t)_i - \Delta F_i) \Delta t^2}{(1 + \beta \omega \Delta t) M} + \frac{2 \Delta u_i}{(1 + \beta \omega \Delta t)} + \frac{(1 - \beta \omega \Delta t) \Delta u_{i-1}}{1 + \beta \omega \Delta t} \quad (4.25)$$

donde \ddot{U}_G es la amplitud de la excitación sísmica y $f(t)$ es el registro unitario del sismo.

Para poder usar esta ecuación y obtener Δu_{i+1} , se necesita conocer los valores Δu_i y Δu_{i-1} , que pueden ser calculados por cualquier otro método.

COMPARACION DEL MODELO DE DOBLE COMPONENTE BILINEAL Y TRILINEAL EN COMPORTAMIENTO DINAMICO

El comportamiento en el análisis estático inelástico se puede apreciar en las figuras 3.21 (trilineal) y 3.25 (bilineal) donde se nota que los desplazamientos son menores en la relación bilineal. Bajo un comportamiento dinámico con el modelo equivalente de 1 GDL y los modelos de rótula puntual en las figuras 4.4 al 4.11 donde se aprecia los desplazamientos máximos y ductilidades máximas. Se puede notar que los resultados son muy cercanos debido a que las distorsiones están en un rango menor de 1 cm (se excedió el comportamiento elástico) donde comenzaron los desplazamientos inelásticos en la estructura. Se aprecia que los desplazamientos son del mismo orden de magnitud pero los desplazamientos mayores están en el modelo trilineal lo que se explica por que a similar fuerza cortante existe mayor desplazamiento en dichos modelos (resultados del análisis estático inelástico). Se elige para el estudio el modelo trilineal por considerarse que el modelo que representa el comportamiento más real de la estructura analizada.

DESPLAZAMIENTOS MAXIMOS EN EL PORTICO DE CUATRO PISOS

SISMO OCTUBRE 1966

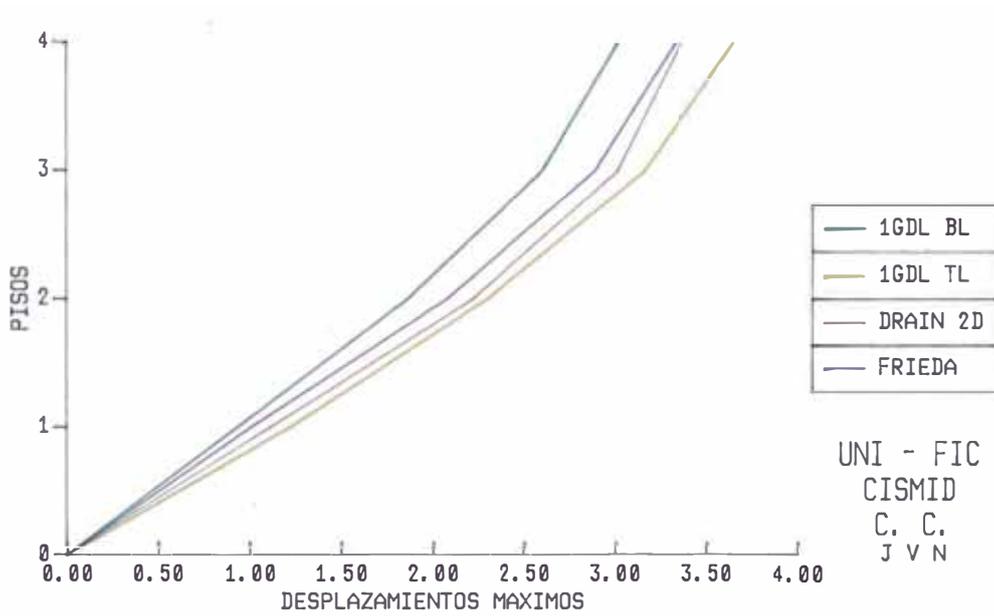


FIGURA 4.4 Desplazamientos máximos de pisos.

SISMO OCTUBRE 1966

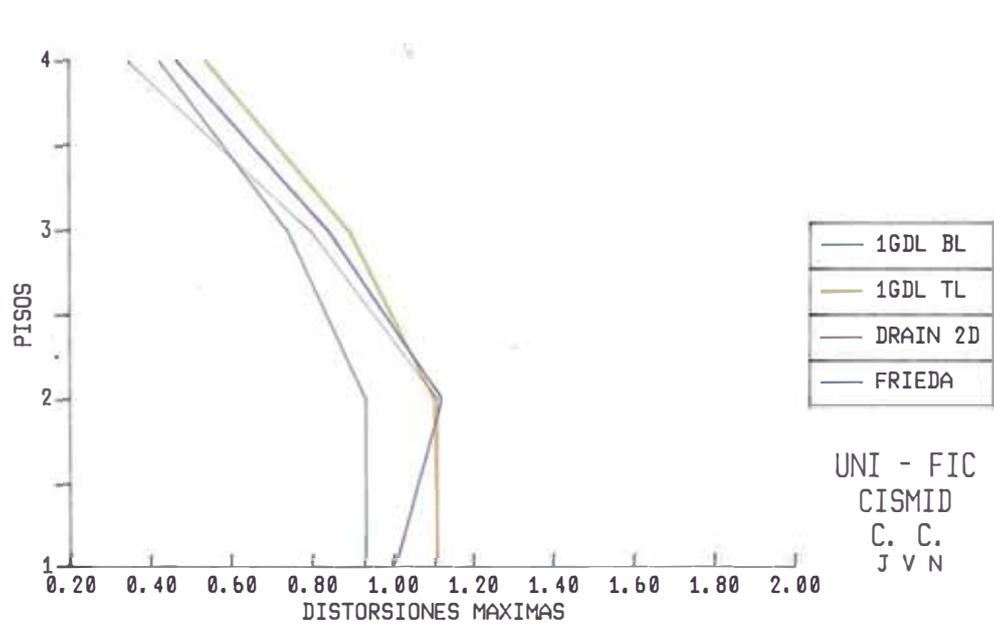


FIGURA 4.5 Distorsiones de piso máximas.

DESPLAZAMIENTOS MAXIMOS EN EL PORTICO DE CUATRO PISOS

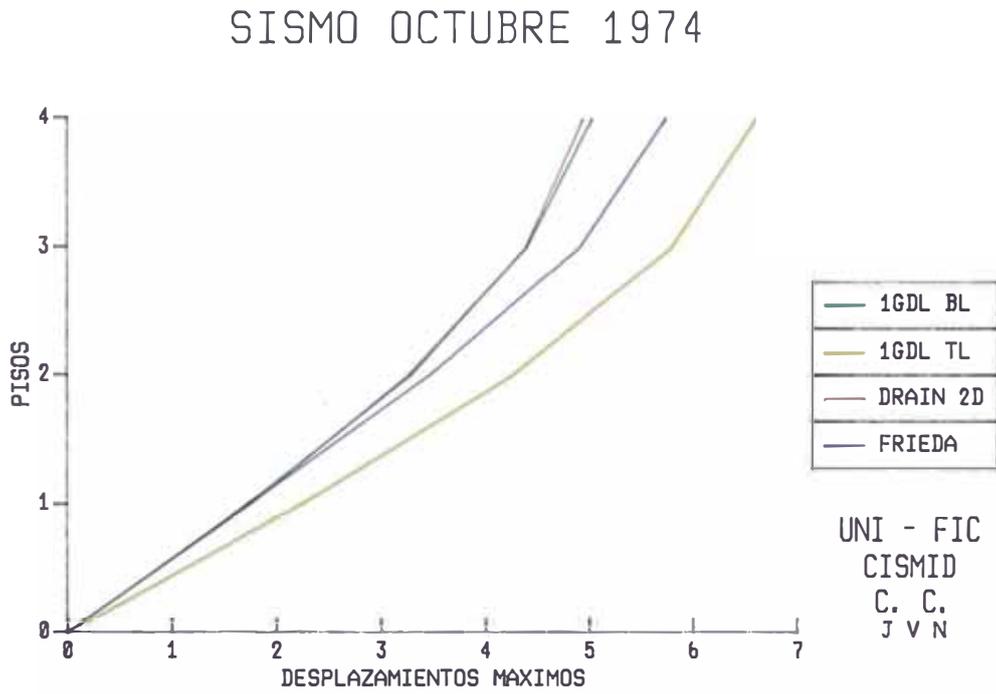


FIGURA 4.6 Desplazamientos máximos de pisos.

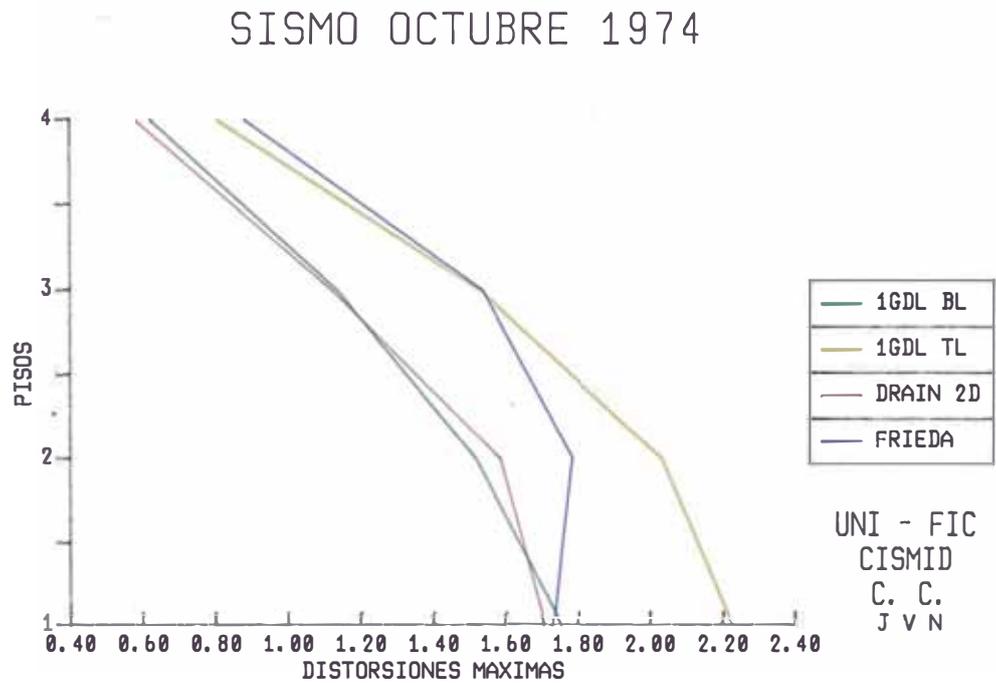


FIGURA 4.7 Distorsiones de piso máximas.

ENVOLVENTE DE DUCTILIDADES EN EL PORTICO DE CUATRO PISOS

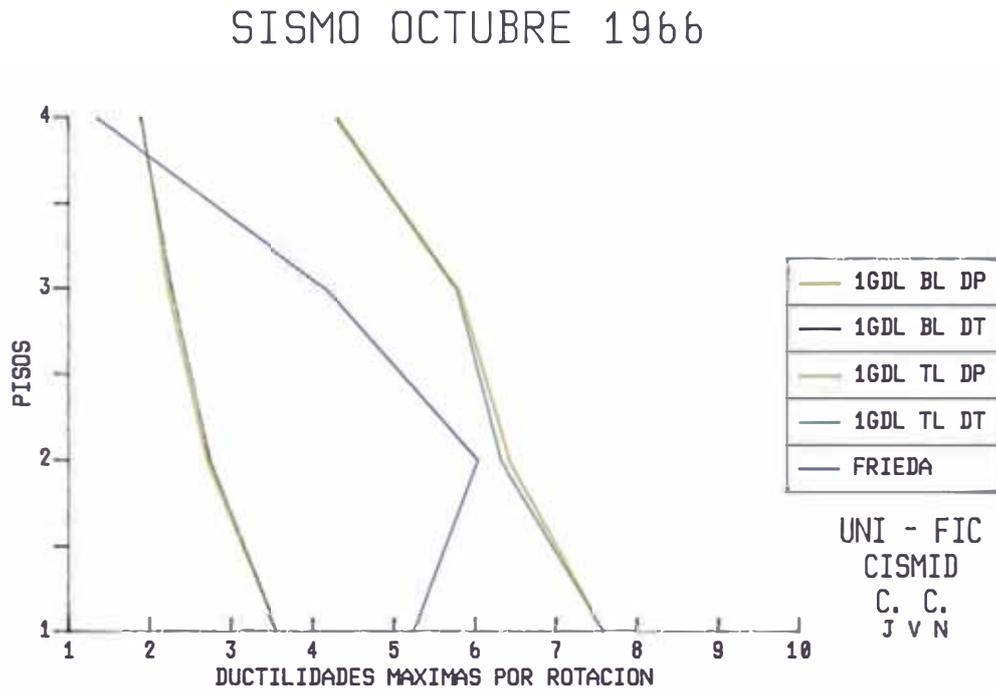


FIGURA 4.8 Envolvente de ductilidades por rotación de las vigas de piso.

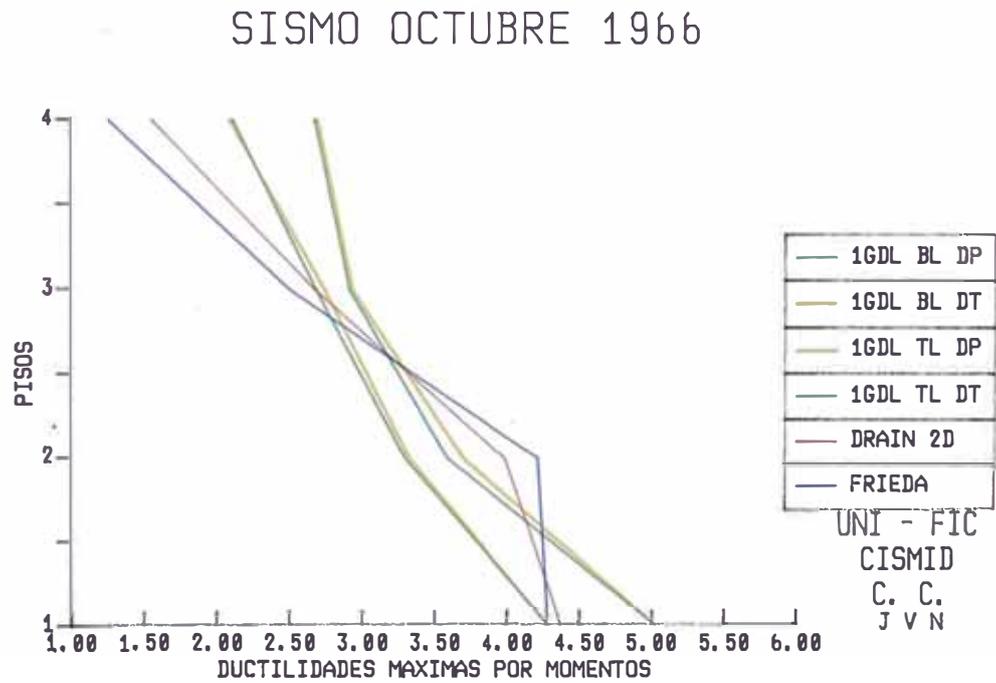


FIGURA 4.9 Envolvente de ductilidades por momentos de las vigas de piso.

ENVOLVENTE DE DUCTILIDADES EN EL PORTICO DE CUATRO PISOS

SISMO OCTUBRE 1974

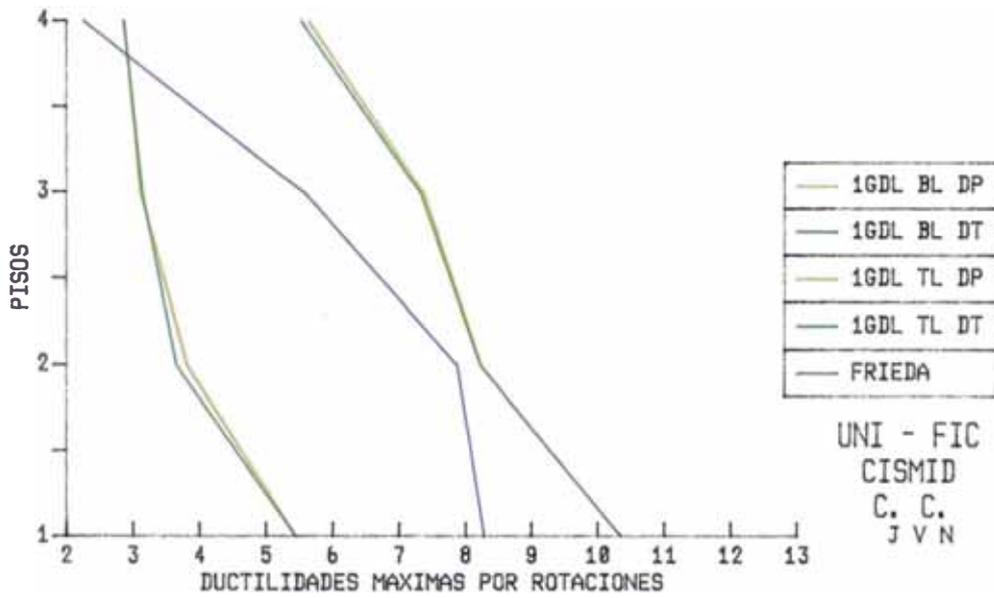


FIGURA 4.10 Envolvente de ductilidades por rotación de las vigas de piso.

SISMO OCTUBRE 1974

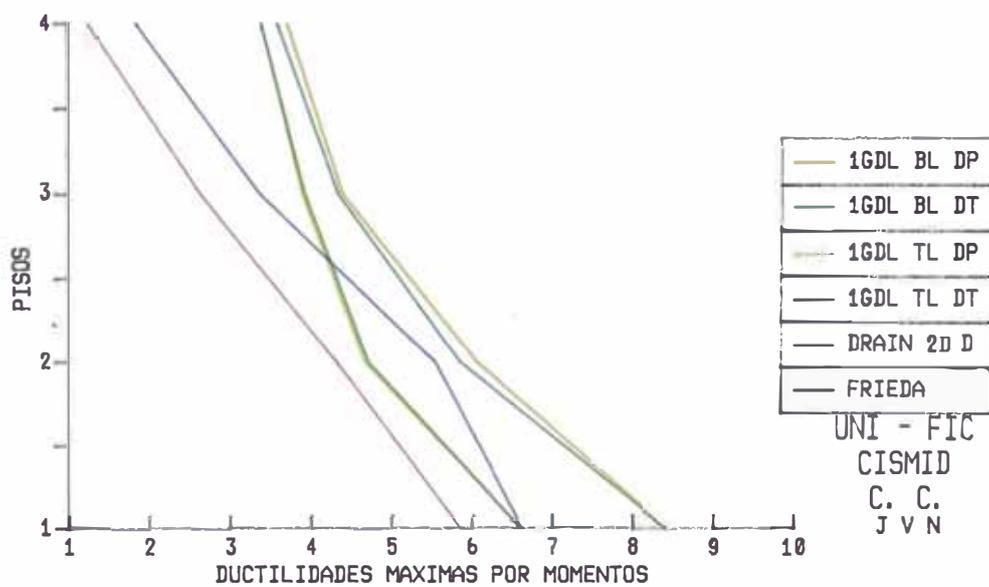


FIGURA 4.11 Envolvente de ductilidades por momentos de las vigas de piso.

CAPITULO V

APLICACION

5.1 ESTRUCTURAS A EVALUAR

Para este estudio se usaron 3 estructuras de concreto armado:

La primera es una estructura de cuatro pisos de donde se separó un pórtico plano de cuatro pisos y de cuatro vanos.

La segunda es una estructura de ocho pisos de donde se separó un pórtico plano de ocho pisos y de cuatro vanos.

La tercera es una estructura de doce pisos de donde se separó un pórtico plano de doce pisos y de cuatro vanos.

El diseño de estos pórticos está explicado en el anexo 2

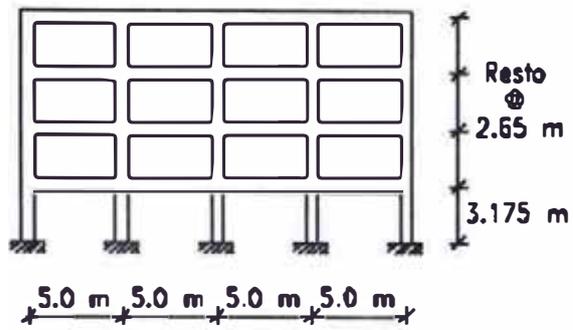
Para estos análisis se consideró las siguientes especificaciones:

El esfuerzo nominal del concreto es $f'_c = 0.210 \text{ t/cm}^2$.

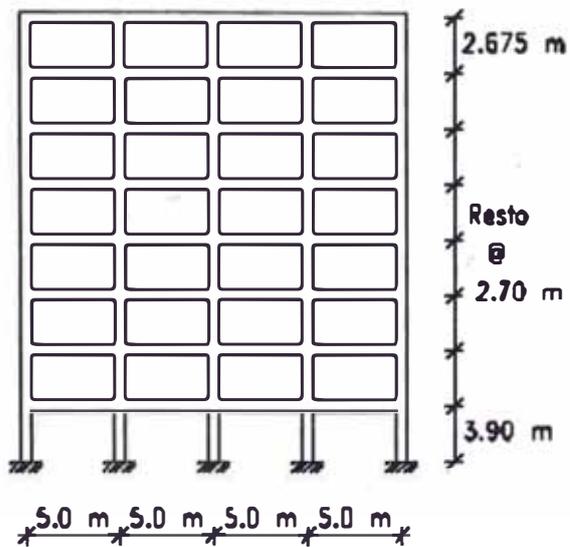
El esfuerzo de fluencia en el refuerzo de acero es $f_y = 4.200 \text{ t/cm}^2$.

El esfuerzo de tracción en el concreto es $f_{c_t} = 2 * \sqrt{f'_c} = 0.029 \text{ t/cm}^2$.

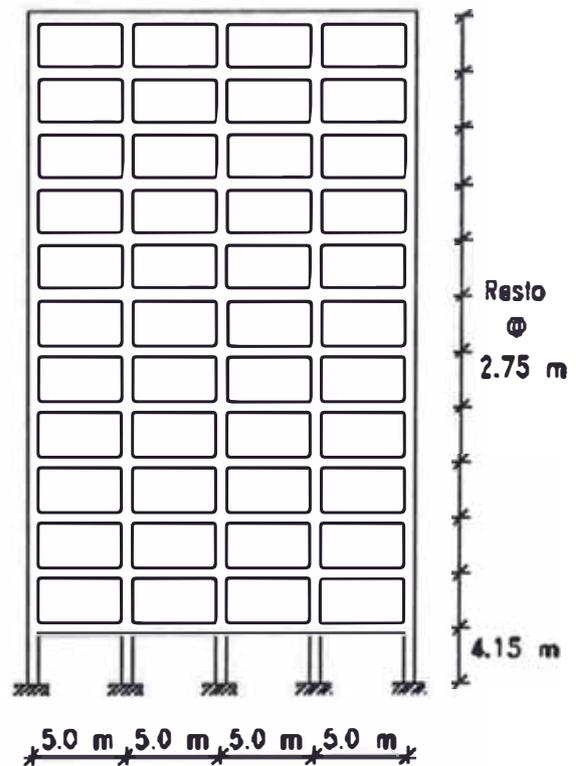
El módulo de elasticidad del concreto es $E_c = 15000 * \sqrt{f'_c} = 217.00 \text{ t/cm}^2$.



a) Pórtico de 4 pisos (P-4)



b) Pórtico de 8 pisos (P-8)



c) Pórtico de 12 pisos (P-12)

FIGURA 5.1 Pórticos a evaluar.

El módulo de elasticidad del acero es $E_s = 2,000.0 \text{ t/cm}^2$.

Durante el análisis se considera **que el esfuerzo cortante actuante no excede en ningún instante al esfuerzo cortante resistente**; y además considera **que no existe ningún asentamiento en la cimentación de la estructura**.

El modelo considera brazos rígidos en los extremos de las vigas, de longitud igual a la mitad del peralte de las columnas, y no considera brazos rígidos en las columnas como se aprecia en la figura 5.2. La resistencia se verifica en la cara de la placa (extremo interior del brazo rígido) y en los extremos de las columnas

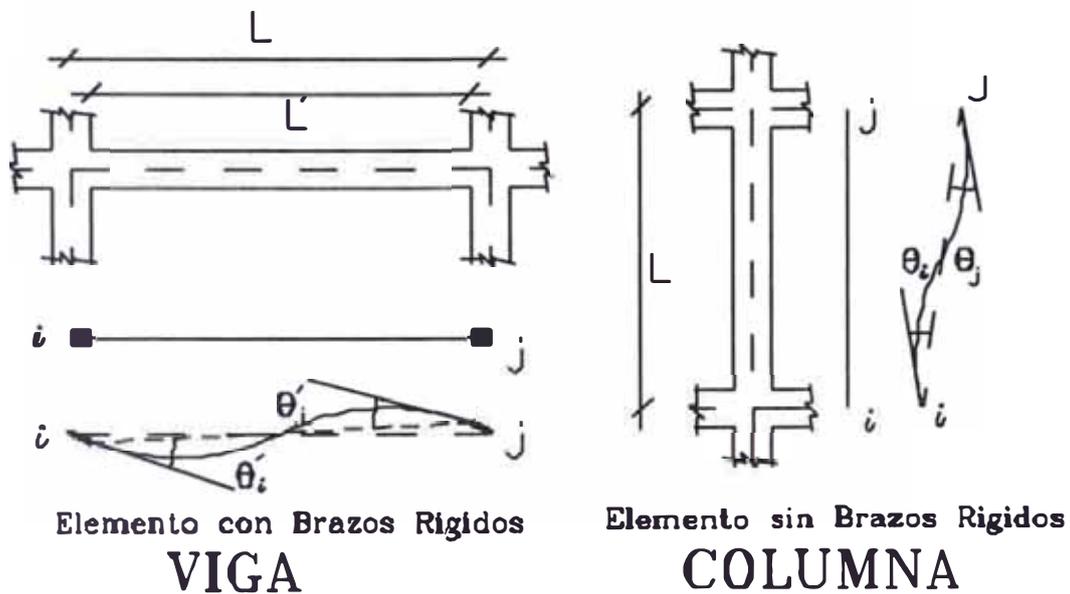


FIGURA 5.2 Elementos de la estructura

PORTICO DE CUATRO PISOS

Pórtico de concreto de 4 pisos y 4 vanos como se muestra en la figura 5.2a.

Las luces entre vanos, medidas a ejes de los elementos y las alturas de entrepisos medidas a ejes de pisos y las masas para el análisis dinámico posterior son:

PISO	1	2	3	4
LONGITUD de vano (cm)	500	500	500	500
ALTURA (cm) entrepiso	317.5	265	265	265
MASAS de piso $\frac{t * s^2}{cm}$	0.076694	0.07564	0.07564	0.05777

Para las masas se consideró el total de la carga muerta y solo el 25% de la carga viva como se explica con más detalle más adelante.

CUADRO 1 DE VIGAS

PISO	VIGA	B	H	As SI	As II	As SD	As ID	D'S	D'I
1	1	30	55	7.65	5.17	7.65	5.17	6	6
1	2	30	55	7.65	5.17	7.65	5.17	6	6
1	3	30	55	7.65	5.17	7.65	5.17	6	6
1	4	30	55	7.65	5.17	7.65	5.17	6	6
2	1	30	50	8.55	4.49	8.55	4.49	6	6
2	2	30	50	8.55	4.49	8.55	4.49	6	6
2	3	30	50	8.55	4.49	8.55	4.49	6	6
2	4	30	50	8.55	4.49	8.55	4.49	6	6
3	1	30	50	7.65	4.49	7.65	4.49	6	6
3	2	30	50	7.65	4.49	7.65	4.49	6	6
3	3	30	50	7.65	4.49	7.65	4.49	6	6
3	4	30	50	7.65	4.49	7.65	4.49	6	6
4	1	30	50	5.17	4.49	5.17	4.49	6	6
4	2	30	50	5.17	4.49	5.17	4.49	6	6
4	3	30	50	5.17	4.49	5.17	4.49	6	6
4	4	30	50	5.17	4.49	5.17	4.49	6	6

Donde:

B Es el ancho de la viga en cm.

H Es el peralte de la viga en cm.

Ds Es el recubrimiento del acero en el lado superior en cm.

Di , Es el recubrimiento del acero en el lado inferior en cm.

AsSI Es el área del refuerzo de acero ubicado en el lado superior izquierdo en cm².

AsII Es el área del refuerzo de acero ubicado en el lado inferior izquierdo en cm².

AsSDEs el área del refuerzo de acero ubicado en el lado superior derecho en cm².

AsID Es el área del refuerzo de acero ubicado en el lado inferior derecho en cm².

CUADRO 2 DE VIGAS

PISO	VIGA	p	MY SI	MY II	MY SD	MY ID	MCR
1	1	0.2939	1477.4	1028.4	1477.4	1028.3	435.3
1	2	0.2939	1477.4	1028.3	1477.4	1028.3	435.3
1	3	0.2939	1477.4	1028.3	1477.4	1028.3	435.3
1	4	0.2939	1477.4	1028.3	1477.4	1028.4	435.3
2	1	0.3105	1465.5	809.8	1465.5	809.8	420.9
2	2	0.3105	1465.5	809.8	1465.5	809.8	420.9
2	3	0.3105	1465.5	809.8	1465.5	809.8	420.9
2	4	0.3105	1465.5	809.8	1465.5	809.8	420.9
3	1	0.2798	1320.2	813.7	1320.2	813.7	415.9
3	2	0.2798	1320.2	813.7	1320.2	813.7	415.9
3	3	0.2798	1320.2	813.7	1320.2	813.7	415.9
3	4	0.2798	1320.2	813.7	1320.2	813.7	415.9
4	1	0.1991	806.8	806.8	920.5	811.4	408.5
4	2	0.1991	920.5	811.4	920.5	811.4	408.5
4	3	0.1991	920.5	811.4	920.5	811.4	408.5
4	4	0.1991	920.5	811.4	806.8	806.8	408.5

Donde:

p Es la relación de la inercia fisurada con la inercia de la sección completa

$$\text{(solo concreto) } p = \frac{I_{cr}}{I_g}$$

My IS Es el momento de fluencia del extremo izquierdo superior en t-cm.

My II Es el momento de fluencia del extremo izquierdo inferior en t-cm.

My DS Es el momento de fluencia del extremo derecho superior en t-cm.

My DI Es el momento de fluencia del extremo derecho inferior en t-cm.

Mcr Es el momento de fisuración del elemento en t-cm.

El cálculo de estos valores está explicado en el anexo 2.

CUADRO DE COLUMNAS

P	C	B	H	AS S	AS I	p	D'	MY S	MY I	MCR
1	1	40	50	10.14	10.14	0.29	5	2545.7	2545.7	959.3
1	2	40	50	10.14	10.14	0.29	5	3102.8	3102.8	1231.1
1	3	40	50	10.14	10.14	0.29	5	3094.9	3094.9	1255.4
1	4	40	50	10.14	10.14	0.29	5	3102.8	3102.8	1231.1
1	5	40	50	10.14	10.14	0.29	5	2545.7	2545.7	959.3
2	1	40	50	10.14	10.14	0.29	5	2333.4	2333.4	854.2
2	2	40	50	10.14	10.14	0.29	5	2771.7	2771.7	1072.2
2	3	40	50	10.14	10.14	0.29	5	2768.8	2768.8	1070.3
2	4	40	50	10.14	10.14	0.29	5	2771.7	2771.7	1072.2
2	5	40	50	10.14	10.14	0.29	5	2333.4	2333.4	854.2
3	1	40	50	10.14	10.14	0.29	5	2150.8	2150.8	750.0
3	2	40	50	10.14	10.14	0.29	5	2393.8	2393.8	890.0
3	3	40	50	10.14	10.14	0.29	5	2391.4	2391.4	888.5
3	4	40	50	10.14	10.14	0.29	5	2393.8	2393.8	890.0
3	5	40	50	10.14	10.14	0.29	5	2150.8	2150.8	750.0
4	1	40	50	10.14	10.14	0.29	5	1956.9	1956.9	645.4
4	2	40	50	10.14	10.14	0.29	5	2075.3	2075.3	708.6
4	3	40	50	10.14	10.14	0.29	5	2071.4	2071.4	706.4
4	4	40	50	10.14	10.14	0.29	5	2075.3	2075.3	708.6
4	5	40	50	10.14	10.14	0.29	5	1956.9	1956.9	645.4

Donde As es el área de acero en cada cara de los extremos del elemento, superior e inferior.

D' Es el recubrimiento del refuerzo de acero.

PORTICO DE OCHO PISOS

Pórtico de concreto de 8 pisos y cuatro vanos como se muestra en la figura 5.2b.

Las luces entre vanos, medidas a ejes de los elementos y

las alturas de entre pisos medidas a ejes de pisos y las masas para el análisis dinámico posterior son:

PISO	ALTURA DE ENTREPISO (cm)	MASA $\frac{t * s^2}{cm}$
1	390.0	0.083346
2	270.0	0.080924
3	270.0	0.080924
4	270.0	0.079561
5	270.0	0.078470
6	270.0	0.078470
7	270.0	0.078432
8	267.5	0.059710

VANOS	1	2	3	4
Longitud de vano (cm)	500	500	500	500

CUADRO 1 DE VIGAS

PISO	VIGA	B	H	As SI	As II	As SD	As ID	D' S	D' I
1	1	30	60	9.60	5.39	9.60	5.39	6	6
1	2	30	60	9.60	5.39	9.60	5.39	6	6
1	3	30	60	9.55	5.39	9.60	5.39	6	6
1	4	30	60	9.60	5.39	9.60	5.39	6	6
2	1	30	60	8.55	5.39	8.55	5.39	6	6
2	2	30	60	8.55	5.39	8.55	5.39	6	6
2	3	30	60	8.55	5.39	8.55	5.39	6	6
2	4	30	60	8.55	5.39	8.55	5.39	6	6
3	1	30	60	8.55	5.39	8.55	5.39	6	6
3	2	30	60	8.55	5.39	8.55	5.39	6	6
3	3	30	60	8.55	5.39	8.55	5.39	6	6
3	4	30	60	8.55	5.39	8.55	5.39	6	6
4	1	30	60	7.65	5.39	7.65	5.39	6	6
4	2	30	60	7.65	5.39	7.65	5.39	6	6
4	3	30	60	7.65	5.39	7.65	5.39	6	6
4	4	30	60	7.65	5.39	7.65	5.39	6	6
5	1	30	60	7.65	5.39	7.65	5.39	6	6
5	2	30	60	7.65	5.39	7.65	5.39	6	6
5	3	30	60	7.65	5.39	7.65	5.39	6	6
5	4	30	60	7.65	5.39	7.65	5.39	6	6
6	1	30	60	6.75	5.39	6.75	5.39	6	6
6	2	30	60	6.75	5.39	6.75	5.39	6	6
6	3	30	60	6.75	5.39	6.75	5.39	6	6
6	4	30	60	6.75	5.39	6.75	5.39	6	6
7	1	30	60	6.75	5.39	6.75	5.39	6	6
7	2	30	60	6.75	5.39	6.75	5.39	6	6
7	3	30	60	6.75	5.39	6.75	5.39	6	6
7	4	30	60	6.75	5.39	6.75	5.39	6	6
8	1	30	60	5.39	5.39	5.39	5.39	6	6
8	2	30	60	5.39	5.39	5.39	5.39	6	6
8	3	30	60	5.39	5.39	5.39	5.39	6	6
8	4	30	60	5.39	5.39	5.39	5.39	6	6

CUADRO 2 DE VIGAS

PISO	VIGA	p	My si	My ii	My sd	My id	Mcr
1	1	0.218	2037.3	1180.4	2037.3	1180.4	649.4
1	2	0.218	2037.3	1180.4	2037.3	1180.4	649.4
1	3	0.218	2037.3	1180.4	2037.3	1180.4	649.4
1	4	0.218	2037.3	1180.4	2037.3	1180.4	649.4
2	1	0.210	1823.8	1188.9	1823.8	1188.9	610.8
2	2	0.210	1823.8	1188.9	1823.8	1188.9	610.8
2	3	0.210	1823.8	1188.9	1823.8	1188.9	610.8
2	4	0.210	1823.8	1188.9	1823.8	1188.9	610.8
3	1	0.210	1823.8	1188.9	1823.8	1188.9	610.8
3	2	0.210	1823.8	1188.9	1823.8	1188.9	610.8
3	3	0.210	1823.8	1188.9	1823.8	1188.9	610.8
3	4	0.210	1823.8	1188.9	1823.8	1188.9	610.8
4	1	0.203	1639.3	1186.9	1639.3	1186.9	610.8
4	2	0.203	1639.3	1186.9	1639.3	1186.9	610.8
4	3	0.203	1639.3	1186.9	1639.3	1186.9	610.8
4	4	0.203	1639.3	1186.9	1639.3	1186.9	610.8
5	1	0.203	1639.3	1186.9	1639.3	1186.9	602.3
5	2	0.203	1639.3	1186.9	1639.3	1186.9	602.3
5	3	0.203	1639.3	1186.9	1639.3	1186.9	602.3
5	4	0.203	1639.3	1186.9	1639.3	1186.9	602.3
6	1	0.197	1461.4	1186.4	1461.4	1186.4	595.1
6	2	0.197	1461.4	1186.4	1461.4	1186.4	595.1
6	3	0.197	1461.4	1186.4	1461.4	1186.4	595.1
6	4	0.197	1461.4	1186.4	1461.4	1186.4	595.1
7	1	0.197	1461.4	1186.4	1461.4	1186.4	588.0
7	2	0.197	1461.4	1186.4	1461.4	1186.4	588.0
7	3	0.197	1461.4	1186.4	1461.4	1186.4	588.0
7	4	0.197	1461.4	1186.4	1461.4	1186.4	588.0
8	1	0.189	1184.6	1184.6	1184.6	1184.6	577.7
8	2	0.189	1184.6	1184.6	1184.6	1184.6	577.7
8	3	0.189	1184.6	1184.6	1184.6	1184.6	577.7
8	4	0.189	1184.6	1184.6	1184.6	1184.6	577.7

CUADRO DE COLUMNAS

P	C	B	H	As S	As I	p	D	My S	My I	Mcr
1	1	55	60	20.28	20.28	0.364	5	6411.5	6411.5	2324.7
1	2	55	60	20.28	20.28	0.364	5	7426.9	7426.9	3000.1
1	3	55	60	20.28	20.28	0.364	5	7493.3	7493.3	3048.9
1	4	55	60	20.28	20.28	0.364	5	7426.9	7426.9	3000.1
1	5	55	60	20.28	20.28	0.364	5	6411.5	6411.5	2324.7
2	1	55	60	20.28	20.28	0.364	5	6143.0	6143.0	2169.0
2	2	55	60	20.28	20.28	0.364	5	7078.2	7078.2	2745.0
2	3	55	60	20.28	20.28	0.364	5	7136.3	7136.3	2794.7
2	4	55	60	20.28	20.28	0.364	5	7078.2	7078.2	2745.0
2	5	55	60	20.28	20.28	0.364	5	6143.0	6143.0	2169.0
3	1	55	60	20.28	20.28	0.364	5	5884.3	5884.3	2021.0
3	2	55	60	20.28	20.28	0.364	5	6695.6	6695.6	2505.6
3	3	55	60	20.28	20.28	0.364	5	6772.4	6772.4	2551.5
3	4	55	60	20.28	20.28	0.364	5	6695.6	6695.6	2505.6
3	5	55	60	20.28	20.28	0.364	5	5884.3	5884.3	2021.0
4	1	55	60	20.28	20.28	0.364	5	5617.0	5617.0	1870.4
4	2	55	60	20.28	20.28	0.364	5	6312.5	6312.5	2268.7
4	3	55	60	20.28	20.28	0.364	5	6388.1	6388.1	2308.6
4	4	55	60	20.28	20.28	0.364	5	6312.5	6312.5	2268.7
4	5	55	60	20.28	20.28	0.364	5	5617.0	5617.0	1870.4
5	1	45	55	12.99	12.99	0.308	5	3455.4	3455.4	1270.6
5	2	45	55	12.99	12.99	0.308	5	3947.6	3947.6	1548.3
5	3	45	55	12.99	12.99	0.308	5	3998.8	3998.8	1577.6
5	4	45	55	12.99	12.99	0.308	5	3947.6	3947.6	1548.3
5	5	45	55	12.99	12.99	0.308	5	3455.4	3455.4	1270.6
6	1	45	55	12.99	12.99	0.308	5	3212.1	3212.1	1141.7
6	2	45	55	12.99	12.99	0.308	5	3589.2	3589.2	1344.8
6	3	45	55	12.99	12.99	0.308	5	3636.6	3636.6	1367.5
6	4	45	55	12.99	12.99	0.308	5	3589.2	3589.2	1344.8
6	5	45	55	12.99	12.99	0.308	5	3212.1	3212.1	1141.7
7	1	45	55	12.99	12.99	0.308	5	2959.5	2959.5	1011.5
7	2	45	55	12.99	12.99	0.308	5	3213.8	3213.8	1142.6
7	3	45	55	12.99	12.99	0.308	5	3241.8	3241.8	1157.4
7	4	45	55	12.99	12.99	0.308	5	3213.8	3213.8	1142.6
7	5	45	55	12.99	12.99	0.308	5	2959.5	2959.5	1011.5
8	1	45	55	12.99	12.99	0.308	5	2702.3	2702.3	880.8
8	2	45	55	12.99	12.99	0.308	5	2824.8	2824.8	941.1
8	3	45	55	12.99	12.99	0.308	5	2837.7	2837.7	946.6
8	4	45	55	12.99	12.99	0.308	5	2824.8	2824.8	941.1
8	5	45	55	12.99	12.99	0.308	5	2702.3	2702.3	880.8

PORTICO DE 12 PISOS

Pórtico de concreto de 12 pisos y cuatro vanos como se muestra en la figura 5.2c.

Las luces entre vanos, medidas a ejes de los elementos y las alturas de entre pisos medidas a ejes de pisos y las masas para el análisis dinámico posterior son:

PISO	ALTURA DE ENTREPISO (cm)	MASA $\frac{t * s^2}{cm}$
1	415	0.090883
2	275	0.086687
3	275	0.086687
4	275	0.086687
5	275	0.086687
6	275	0.086687
7	275	0.086687
8	275	0.083996
9	275	0.081122
10	275	0.081122
11	275	0.081122
12	275	0.060940

VANOS	1	2	3	4
Longitud de vano (cm)	500	500	500	500

CUADRO 1 DE VIGAS

PISO	VIGA	B	H	AS SI	AS II	AS SD	AS ID	D	D'
1	1	30	65	9.60	5.85	9.60	5.85	6	6
1	2	30	65	9.60	5.85	9.60	5.85	6	6
1	3	30	65	9.60	5.85	9.60	5.85	6	6
1	4	30	65	9.60	5.85	9.60	5.85	6	6
2	1	30	65	9.60	5.85	9.60	5.85	6	6
2	2	30	65	9.60	5.85	9.60	5.85	6	6
2	3	30	65	9.60	5.85	9.60	5.85	6	6
2	4	30	65	9.60	5.85	9.60	5.85	6	6
3	1	30	65	9.60	5.85	9.60	5.85	6	6
3	2	30	65	9.60	5.85	9.60	5.85	6	6
3	3	30	65	9.60	5.85	9.60	5.85	6	6
3	4	30	65	9.60	5.85	9.60	5.85	6	6
4	1	30	65	9.60	5.85	8.55	5.85	6	6
4	2	30	65	8.55	5.85	8.55	5.85	6	6
4	3	30	65	8.55	5.85	8.55	5.85	6	6
4	4	30	65	8.55	5.85	9.60	5.85	6	6
5	1	30	65	9.60	5.85	8.55	5.85	6	6
5	2	30	65	8.55	5.85	8.55	5.85	6	6
5	3	30	65	8.55	5.85	8.55	5.85	6	6
5	4	30	65	8.55	5.85	9.60	5.85	6	6
6	1	30	65	9.60	5.85	8.55	5.85	6	6
6	2	30	65	8.55	5.85	8.55	5.85	6	6
6	3	30	65	8.55	5.85	8.55	5.85	6	6
6	4	30	65	8.55	5.85	9.60	5.85	6	6
7	1	30	65	9.60	5.85	8.55	5.85	6	6
7	2	30	65	8.55	5.85	8.55	5.85	6	6
7	3	30	65	8.55	5.85	8.55	5.85	6	6
7	4	30	65	8.55	5.85	9.60	5.85	6	6
8	1	30	65	9.60	5.85	7.65	5.85	6	6
8	2	30	65	7.65	5.85	7.65	5.85	6	6
8	3	30	65	7.65	5.85	7.65	5.85	6	6
8	4	30	65	7.65	5.85	9.60	5.85	6	6
9	1	30	60	8.55	5.39	7.65	5.39	6	6
9	2	30	60	7.65	5.39	7.65	5.39	6	6
9	3	30	60	7.65	5.39	7.65	5.39	6	6
9	4	30	60	7.65	5.39	8.55	5.39	6	6

PISO	VIGA	B	H	AS SI	AS II	AS SD	AS ID	D	D'
10	1	30	60	8.55	5.39	7.65	5.39	6	6
10	2	30	60	7.65	5.39	7.65	5.39	6	6
10	3	30	60	7.65	5.39	7.65	5.39	6	6
10	4	30	60	7.65	5.39	8.55	5.39	6	6
11	1	30	60	6.75	5.39	6.75	5.39	6	6
11	2	30	60	6.75	5.39	6.75	5.39	6	6
11	3	30	60	6.75	5.39	6.75	5.39	6	6
11	4	30	60	6.75	5.39	6.75	5.39	6	6
12	1	30	60	5.39	5.39	5.39	5.39	6	6
12	2	30	60	5.39	5.39	5.39	5.39	6	6
12	3	30	60	5.39	5.39	5.39	5.39	6	6
12	4	30	60	5.39	5.39	5.39	5.39	6	6

CUADRO 2 DE VIGAS

PISO	VIGA	p	MY SI	MY II	MY SD	MY ID	MCR
1	1	0.234	2237.8	1403.2	2237.8	1403.2	699.9
1	2	0.234	2237.8	1403.2	2237.8	1403.2	699.9
1	3	0.234	2237.8	1403.2	2237.8	1403.2	699.9
1	4	0.234	2237.8	1403.2	2237.8	1403.2	699.9
2	1	0.214	2237.8	1403.2	2237.8	1403.2	699.9
2	2	0.214	2237.8	1403.2	2237.8	1403.2	699.9
2	3	0.214	2237.8	1403.2	2237.8	1403.2	699.9
2	4	0.214	2237.8	1403.3	2237.8	1403.2	699.9
3	1	0.214	2237.8	1403.2	2237.8	1403.2	699.9
3	2	0.214	2237.8	1403.2	2237.8	1403.2	699.9
3	3	0.214	2237.8	1403.2	2237.8	1403.2	699.9
3	4	0.214	2237.8	1403.2	2237.8	1403.2	699.9
4	1	0.214	2237.8	1402.3	2005.6	1397.4	699.9
4	2	0.214	2005.6	1397.4	2005.6	1397.4	699.9
4	3	0.214	2005.6	1397.4	2005.6	1397.4	699.9
4	4	0.214	2005.6	1397.4	2237.8	1402.3	699.9
5	1	0.214	2237.8	1402.3	2005.6	1397.4	691.3
5	2	0.214	2005.6	1397.4	2005.6	1397.4	691.3
5	3	0.214	2005.6	1397.4	2005.6	1397.4	691.3
5	4	0.214	2005.6	1397.4	2237.8	1403.2	691.3
6	1	0.214	2237.8	1402.3	2005.6	1397.4	691.3
6	2	0.214	2005.6	1397.4	2005.6	1397.4	691.3
6	3	0.214	2005.6	1397.4	2005.6	1397.4	691.3
6	4	0.214	2005.6	1397.4	2237.8	1403.2	691.3
7	1	0.214	2237.8	1402.3	2005.6	1397.4	691.3
7	2	0.214	2005.6	1397.4	2005.6	1397.4	691.3
7	3	0.214	2005.6	1397.4	2005.6	1397.4	691.3
7	4	0.214	2005.6	1397.4	2237.8	1403.2	691.3
8	1	0.214	2237.8	1403.2	1805.9	1402.3	685.5
8	2	0.214	1805.9	1402.3	1805.9	1402.3	685.5
8	3	0.214	1805.9	1402.3	1805.9	1402.3	685.5
8	4	0.214	1805.9	1402.3	2237.8	1403.2	685.5
9	1	0.200	2035.8	1279.7	1644.6	1278.8	594.6
9	2	0.200	1644.6	1278.8	1644.6	1278.8	594.6
9	3	0.200	1644.6	1278.8	1644.6	1278.8	594.6
9	4	0.200	1644.6	1278.8	2035.8	1279.7	594.6

PISO	VIGA	p	MY SI	MY II	MY SD	MY ID	Mcr
10	1	0.200	1825.5	1274.4	1644.6	1278.8	594.6
10	2	0.200	1644.6	1278.8	1644.6	1278.8	594.6
10	3	0.200	1644.6	1274.9	1644.6	1278.8	594.6
10	4	0.200	1644.6	1278.8	1825.5	1274.4	594.6
11	1	0.200	1462.8	1274.9	1462.8	1274.9	577.7
11	2	0.200	1462.8	1274.9	1462.8	1274.9	577.7
11	3	0.200	1462.8	1274.9	1462.8	1274.9	577.7
11	4	0.200	1462.8	1274.9	1462.8	1274.4	577.7
12	1	0.200	1280.1	1280.1	1280.1	1280.1	577.7
12	2	0.200	1280.1	1280.1	1280.1	1280.1	577.7
12	3	0.200	1280.1	1280.1	1280.1	1280.1	577.7
12	4	0.200	1280.1	1280.1	1280.1	1280.1	577.7

CUADRO DE COLUMNAS

P	C	B	H	AS S	AS I	p	D	MY S	MY I	MCR
1	1	70	70	25.35	25.35	0.353	5	10718.2	10718.2	4236.6
1	2	70	70	25.35	25.35	0.367	5	12210.3	12210.3	5280.9
1	3	70	70	25.35	25.35	0.367	5	12335.7	12335.7	5398.8
1	4	70	70	25.35	25.35	0.367	5	12210.3	12210.3	5280.9
1	5	70	70	25.35	25.35	0.353	5	10718.2	10718.2	4236.6
2	1	70	70	25.35	25.35	0.353	5	10356.1	10356.1	4030.0
2	2	70	70	25.35	25.35	0.367	5	11829.0	11829.0	4964.0
2	3	70	70	25.35	25.35	0.367	5	11960.7	11960.7	5081.0
2	4	70	70	25.35	25.35	0.367	5	11829.0	11829.0	4964.0
2	5	70	70	25.35	25.35	0.353	5	10356.1	10356.1	4030.0
3	1	70	70	25.35	25.35	0.353	5	10031.1	10031.1	3842.0
3	2	70	70	25.35	25.35	0.367	5	11399.0	11399.0	4674.5
3	3	70	70	25.35	25.35	0.367	5	11581.6	11581.6	4786.4
3	4	70	70	25.35	25.35	0.367	5	11399.0	11399.0	4674.5
3	5	70	70	25.35	25.35	0.353	5	10031.1	10031.1	3842.0
4	1	70	70	25.35	25.35	0.353	5	9684.7	9684.7	3650.4
4	2	70	70	25.35	25.35	0.367	5	10968.6	10968.6	4392.2
4	3	70	70	25.35	25.35	0.367	5	11126.2	11126.2	4492.6
4	4	70	70	25.35	25.35	0.367	5	10968.6	10968.6	4392.2
4	5	70	70	25.35	25.35	0.353	5	9684.7	9684.7	3650.4
5	1	70	70	25.35	25.35	0.353	5	9342.4	9342.4	3455.9
5	2	70	70	25.35	25.35	0.367	5	10486.3	10486.3	4104.4
5	3	70	70	25.35	25.35	0.367	5	10641.8	10641.8	4199.3
5	4	70	70	25.35	25.35	0.367	5	10486.3	10486.3	4104.9
5	5	70	70	25.35	25.35	0.353	5	9342.4	9342.4	3455.9
6	1	70	70	25.35	25.35	0.367	5	8947.3	8947.3	3258.8
6	2	70	70	25.35	25.35	0.367	5	10002.7	10002.7	3823.0
6	3	70	70	25.35	25.35	0.367	5	10152.6	10152.6	3906.5
6	4	70	70	25.35	25.35	0.353	5	10002.7	10002.7	3823.0
6	5	70	70	25.35	25.35	0.353	5	8947.3	8947.3	3455.9
7	1	70	70	25.35	25.35	0.367	5	8576.8	8576.8	3059.6
7	2	70	70	25.35	25.35	0.367	5	9487.2	9487.2	3543.6
7	3	70	70	25.35	25.35	0.367	5	9627.4	9627.4	3614.2
7	4	70	70	25.35	25.35	0.353	5	9487.2	9487.2	3543.6
7	5	70	70	25.35	25.35	0.353	5	8576.8	8576.8	3059.6
8	1	70	70	25.35	25.35	0.367	5	8172.9	8172.9	2858.9
8	2	70	70	25.35	25.35	0.367	5	8959.8	8959.8	3265.8
8	3	70	70	25.35	25.35	0.367	5	9086.0	9086.0	3321.9
8	4	70	70	25.35	25.35	0.353	5	8959.8	8959.8	3265.8
8	5	70	70	25.35	25.35	0.353	5	8172.9	8172.9	2858.9

P	C	B	H	AS S	AS I	p	D	MY S	MY I	Mer
9	1	60	55	20.28	20.28	0.367	5	5419.0	5419.0	1514.7
9	2	60	55	20.28	20.28	0.367	5	5937.9	5937.9	1759.6
9	3	60	55	20.28	20.28	0.367	5	5998.4	5998.4	1791.0
9	4	60	55	20.28	20.28	0.353	5	5937.9	5937.9	1759.6
9	5	60	55	20.28	20.28	0.353	5	5419.0	5419.0	1514.7
10	1	60	55	20.28	20.28	0.367	5	5127.6	5127.6	1380.6
10	2	60	55	20.28	20.28	0.367	5	5522.4	5522.4	1560.2
10	3	60	55	20.28	20.28	0.367	5	5575.7	5575.7	1584.3
10	4	60	55	20.28	20.28	0.353	5	5522.4	5522.4	1560.2
10	5	60	55	20.28	20.28	0.353	5	5127.6	5127.6	1380.6
11	1	60	55	20.28	20.28	0.367	5	4832.0	4832.0	1245.8
11	2	60	55	20.28	20.28	0.367	5	5078.5	5078.5	1361.7
11	3	60	55	20.28	20.28	0.367	5	5119.6	5119.6	1377.5
11	4	60	55	20.28	20.28	0.353	5	5078.5	5078.5	1361.7
11	5	60	55	20.28	20.28	0.353	5	4832.0	4832.0	1245.8
12	1	60	55	20.28	20.28	0.367	5	4524.4	4524.4	1110.7
12	2	60	55	20.28	20.28	0.367	5	4639.1	4639.1	1163.5
12	3	60	55	20.28	20.28	0.367	5	4660.1	4660.1	1170.2
12	4	60	55	20.28	20.28	0.353	5	4639.1	4639.1	1163.5
12	5	60	55	20.28	20.28	0.353	5	4524.4	4524.4	1110.7

5.2 ANALISIS ESTATICO INELASTICO

En el análisis estático usamos la estructuras anteriores, con las consideraciones siguientes:

Las distribución de cargas laterales usada fue triangular invertida.

No se usaron asentamientos diferenciales.

Las cargas de gravedad usadas fueron: el total de las cargas muertas y el 25% de las cargas vivas.

En este análisis se ha usado un modelo de interacción como criterio de fluencia.

Se han considerado brazos rígidos en los extremos de las vigas, no así en los extremos de las columnas como se aprecia en la figura 5.2.

La deformación máxima obtenida antes de interrumpir el proceso de análisis fue 1/30 de la altura de la estructura.

5.2.1 PORTICO DE CUATRO PISOS

Las cargas consideradas son:

PISO	CARGA DE GRAVEDAD	VIGA 1 (t/cm)	VIGA 2 (t/cm)	VIGA 3 (t/cm)	VIGA 4 (t/cm)	LATERAL (t)
1	VIVA	0.0125	0.0125	0.0125	0.0125	0.125
	MUERTA	0.0289	0.0289	0.0289	0.0289	
2	VIVA	0.0125	0.0125	0.0125	0.0125	0.250
	MUERTA	0.0285	0.0285	0.0285	0.0285	
3	VIVA	0.0125	0.0125	0.0125	0.0125	0.375
	MUERTA	0.0285	0.0285	0.0285	0.0285	
4	VIVA	0.0050	0.0050	0.0050	0.0050	0.500
	MUERTA	0.0229	0.0229	0.0229	0.0229	

Con este análisis obtenemos deformadas con sus correspondientes fuerzas cortantes y ductilidades por rotación y momentos, en cada intervalo de carga.

La relación fuerza cortante-deformación lateral de entrepiso es la que se aprecia en la figura 5.3.

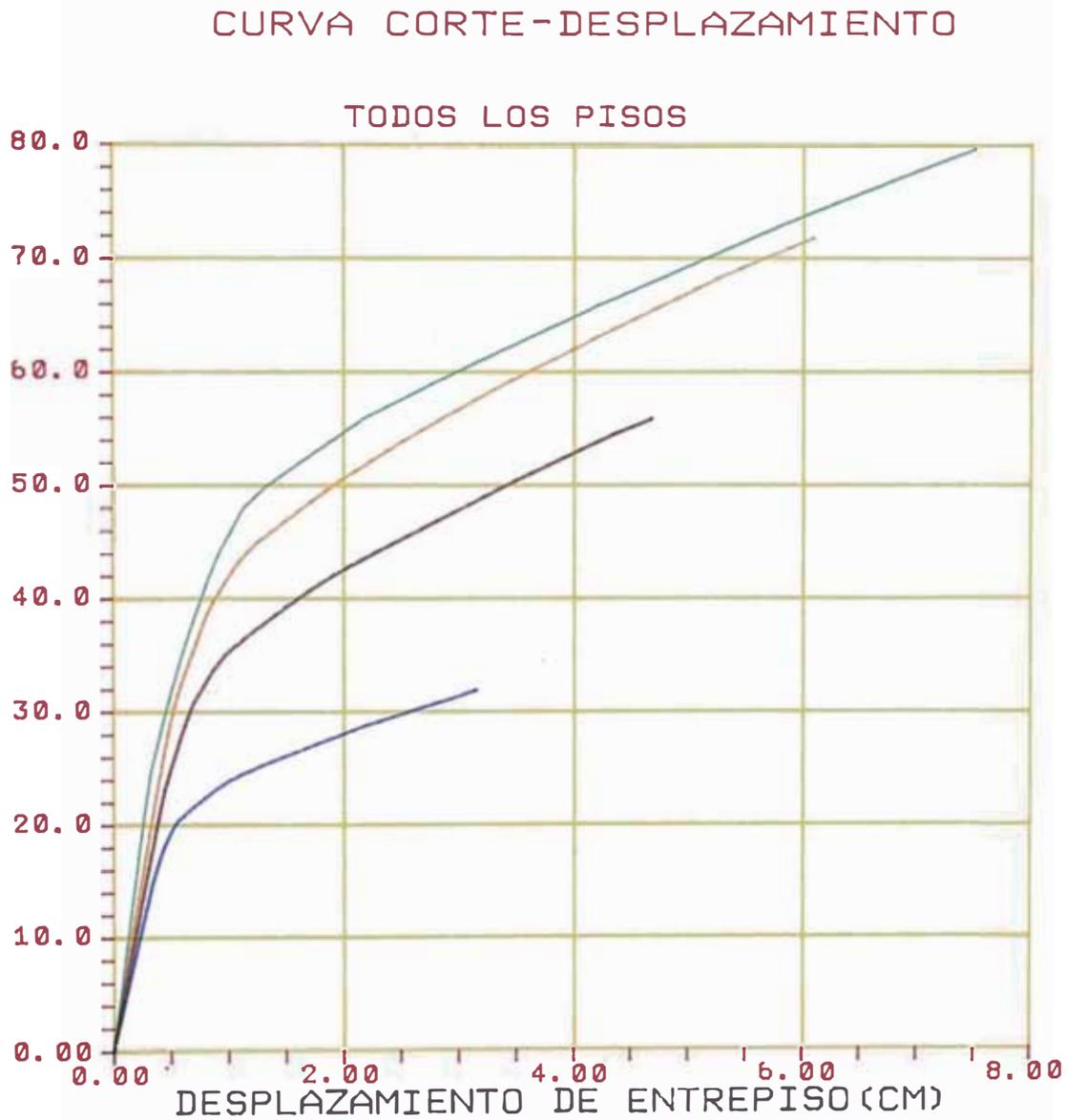


FIGURA 5.3 Relación fuerza cortante-deformación lateral de entrepiso del pórtico de cuatro pisos.

5.2.2 PORTICO DE OCHO PISOS

Las cargas de consideradas son:

PISO	CARGA DE GRAVEDAD	VIGA 1 (t/cm)	VIGA 2 (t/cm)	VIGA 3 (t/cm)	VIGA 4 (t/cm)	LATERAL (t)
1	VIVA	0.0125	0.0125	0.0125	0.0125	0.050
	MUERTA	0.0292	0.0292	0.0292	0.0292	
2	VIVA	0.0125	0.0125	0.0125	0.0125	0.100
	MUERTA	0.0292	0.0292	0.0292	0.0292	
3	VIVA	0.0125	0.0125	0.0125	0.0125	0.150
	MUERTA	0.0292	0.0292	0.0292	0.0292	
4	VIVA	0.0125	0.0125	0.0125	0.0125	0.200
	MUERTA	0.0292	0.0292	0.0292	0.0292	
5	VIVA	0.0125	0.0125	0.0125	0.0125	0.250
	MUERTA	0.0292	0.0292	0.0292	0.0292	
6	VIVA	0.0125	0.0125	0.0125	0.0125	0.300
	MUERTA	0.0292	0.0292	0.0292	0.0292	
7	VIVA	0.0125	0.0125	0.0125	0.0125	0.350
	MUERTA	0.0292	0.0292	0.0292	0.0292	
8	VIVA	0.0050	0.0050	0.0050	0.0050	0.400
	MUERTA	0.0236	0.0236	0.0236	0.0236	

La relación fuerza constante deformación lateral de entrepiso es la que se aprecia en la figura 5.4

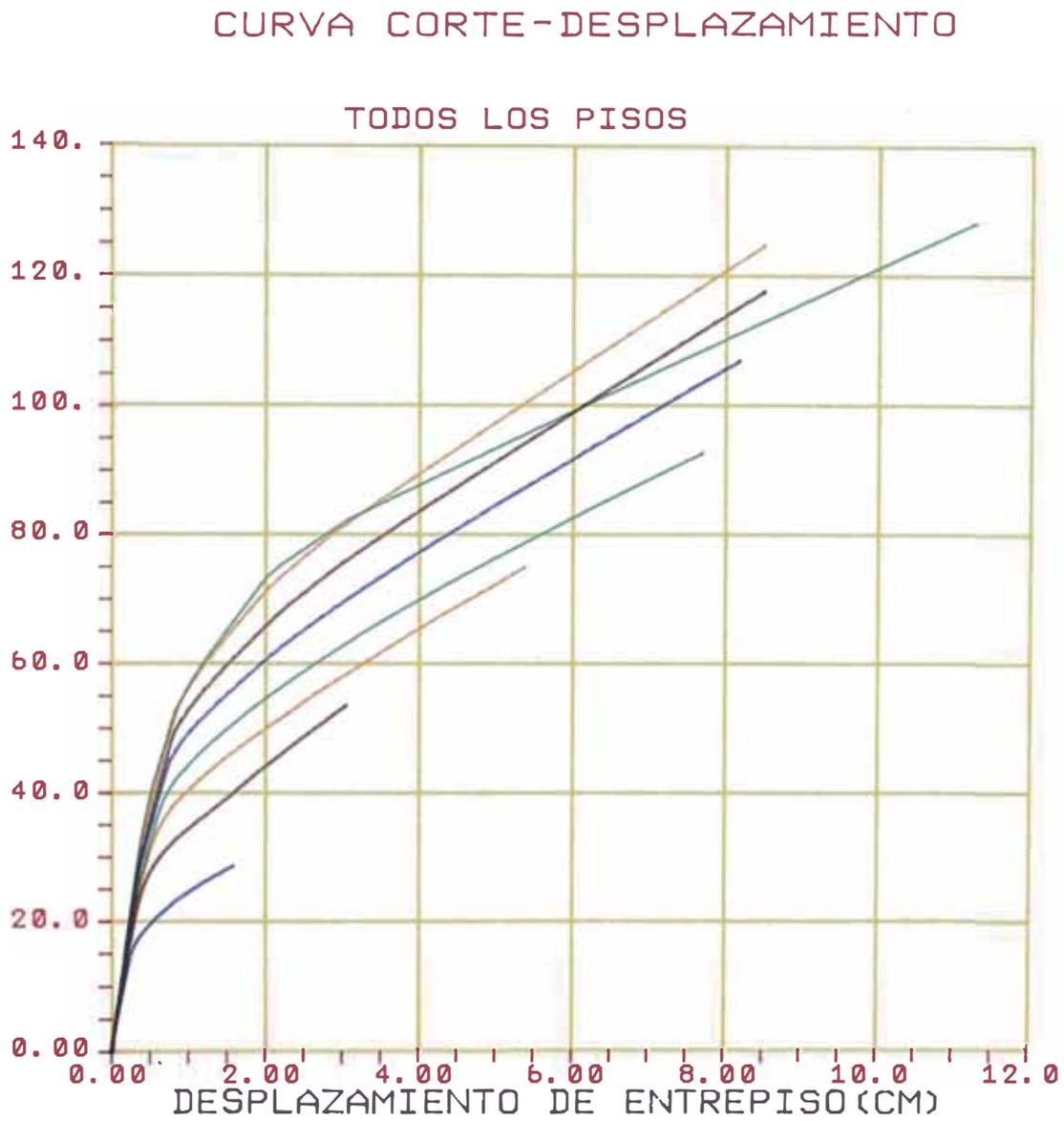


FIGURA 5.4 Relación fuerza cortante deformación lateral de entrepiso del pórtico de ocho pisos

5.2.3 PORTICO DE DOCE PISOS

Las cargas de consideradas son:

PISO	CARGA DE GRAVEDAD	VIGA 1 (t/cm)	VIGA 2 (t/cm)	VIGA 3 (t/cm)	VIGA 4 (t/cm)	LATERAL (t)
1	VIVA	0.0125	0.0125	0.0125	0.0125	0.050
	MUERTA	0.0292	0.0292	0.0292	0.0292	
2	VIVA	0.0125	0.0125	0.0125	0.0125	0.100
	MUERTA	0.0292	0.0292	0.0292	0.0292	
3	VIVA	0.0125	0.0125	0.0125	0.0125	0.150
	MUERTA	0.0292	0.0292	0.0292	0.0292	
4	VIVA	0.0125	0.0125	0.0125	0.0125	0.200
	MUERTA	0.0292	0.0292	0.0292	0.0292	
5	VIVA	0.0125	0.0125	0.0125	0.0125	0.250
	MUERTA	0.0292	0.0292	0.0292	0.0292	
6	VIVA	0.0125	0.0125	0.0125	0.0125	0.300
	MUERTA	0.0292	0.0292	0.0292	0.0292	
7	VIVA	0.0125	0.0125	0.0125	0.0125	0.350
	MUERTA	0.0292	0.0292	0.0292	0.0292	
8	VIVA	0.0125	0.0125	0.0125	0.0125	0.400
	MUERTA	0.0292	0.0292	0.0292	0.0292	
9	VIVA	0.0125	0.0125	0.0125	0.0125	0.450
	MUERTA	0.0292	0.0292	0.0292	0.0292	
10	VIVA	0.0125	0.0125	0.0125	0.0125	0.500
	MUERTA	0.0292	0.0292	0.0292	0.0292	
11	VIVA	0.0125	0.0125	0.0125	0.0125	0.550
	MUERTA	0.0292	0.0292	0.0292	0.0292	
12	VIVA	0.0050	0.0050	0.0050	0.0050	0.600
	MUERTA	0.0236	0.0236	0.0236	0.0236	

La relación fuerza constante deformación lateral de entrepiso es la que se aprecia en la figura 5.5

CURVA CORTE-DESPLAZAMIENTO

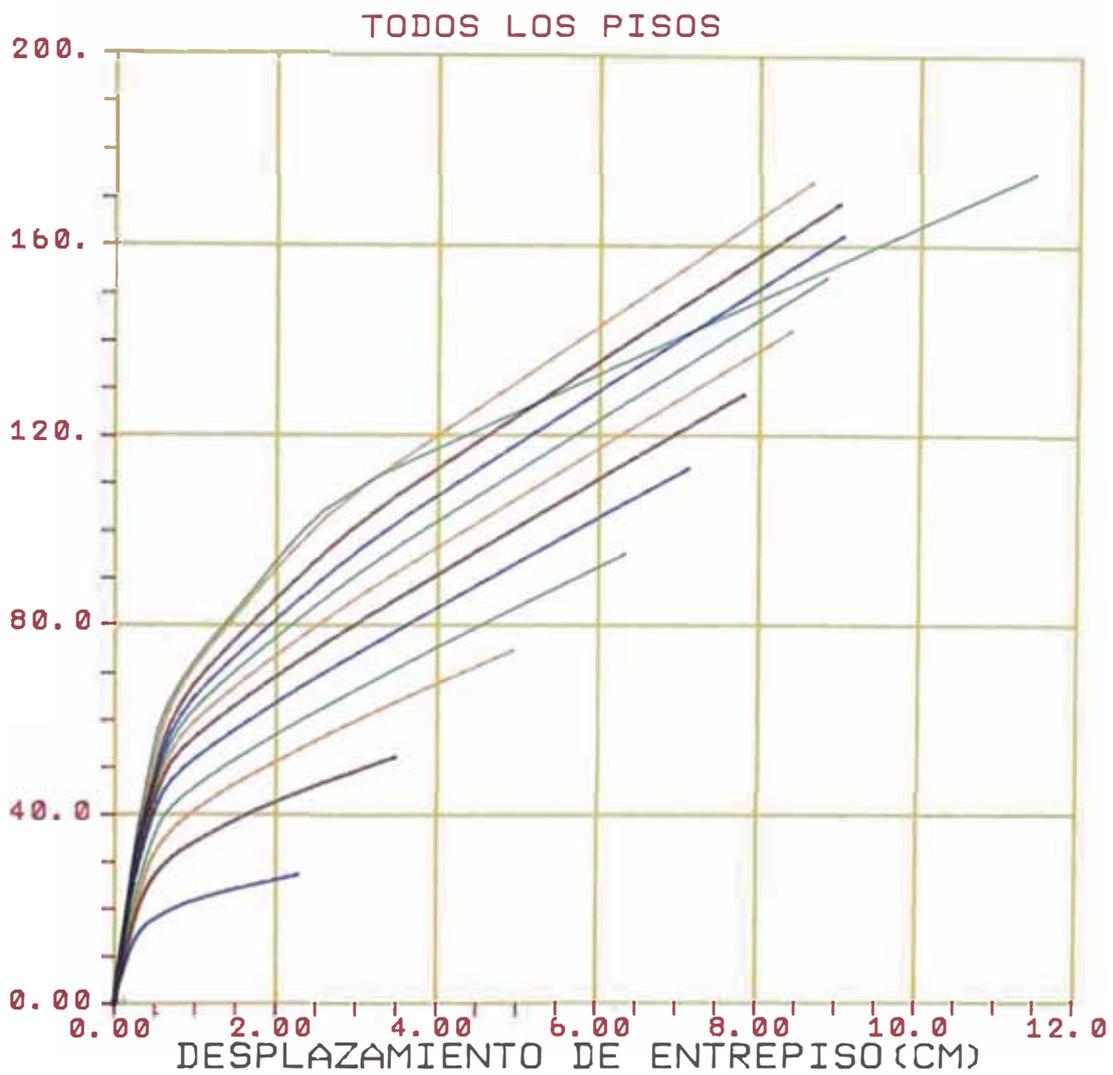


FIGURA 5.5 Relación fuerza cortante deformación lateral de entrepiso del pórtico de doce pisos

5.3 ANALISIS DINAMICO SIMPLIFICADO

ESTRUCTURAS.

Para realizar este análisis usamos las deformadas y las fuerzas cortantes que las generan, las masas y las alturas de entrepiso.

Para la condensación usamos un juego de deformadas, las que son elegidas de la siguiente manera:

Se elige la primera deformada (aquella que se registra antes de que se exceda la capacidad de cualquier elemento), la siguiente es la próxima deformada que tiene variaciones en las condiciones elásticas de la estructura (alguna fisuración o rótula) y así hasta al valor máximo.

En este análisis se usó la normalización UMU que es la explicada en el capítulo anterior.

Se usó también un amortiguamiento viscoso igual al 5% del amortiguamiento crítico inicial.

SISMOS

Las ondas sísmicas usadas en este análisis fueron dos.

Sismo del 17 de octubre de 1966 en Lima, registrado por el Instituto Geofísico del PERU componente N 08 E.

Sismo del 03 de octubre de 1974 en Lima, registrado por el Instituto Geofísico del PERU componente N 82 O.

Ambos sismos han sido magnificados en su amplitud hasta un total de 400 gals (cm/s^2), con un intervalo entre las lecturas de 0.02 segundos, en ambos casos se usa sólo una porción de aproximadamente 10 segundos de dicha onda que contiene el máximo (figuras 5.6 y 5.7).

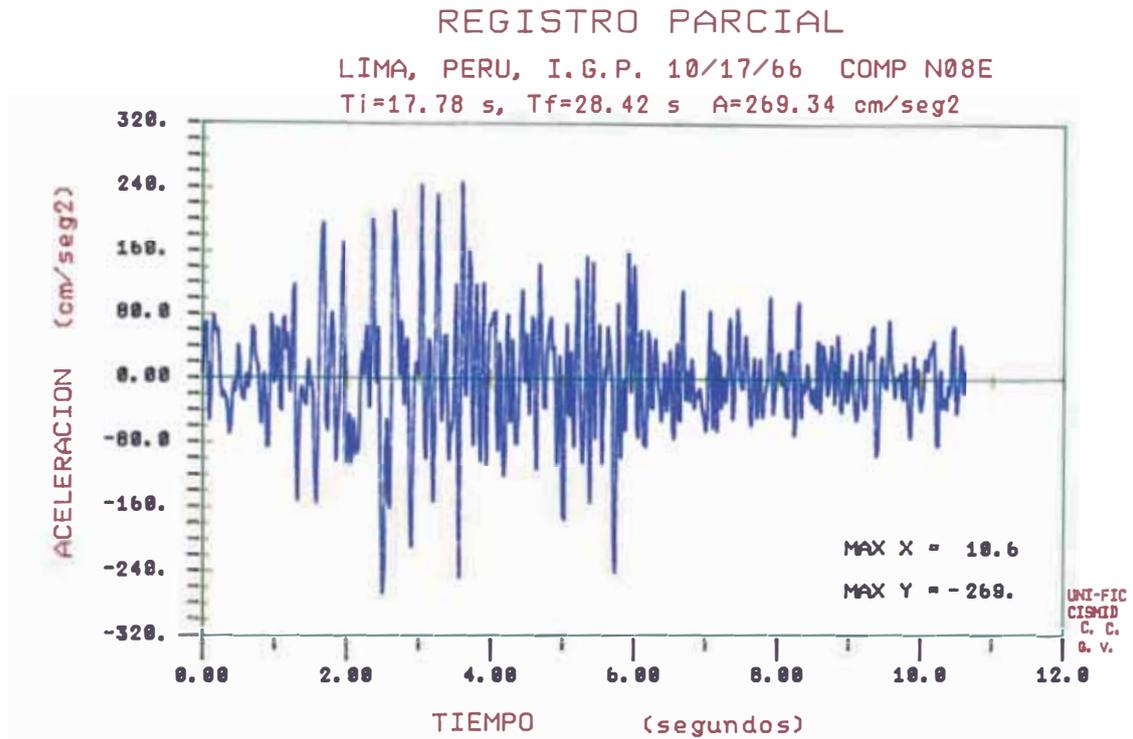


FIGURA 5.6 Sismo octubre 66, Lima

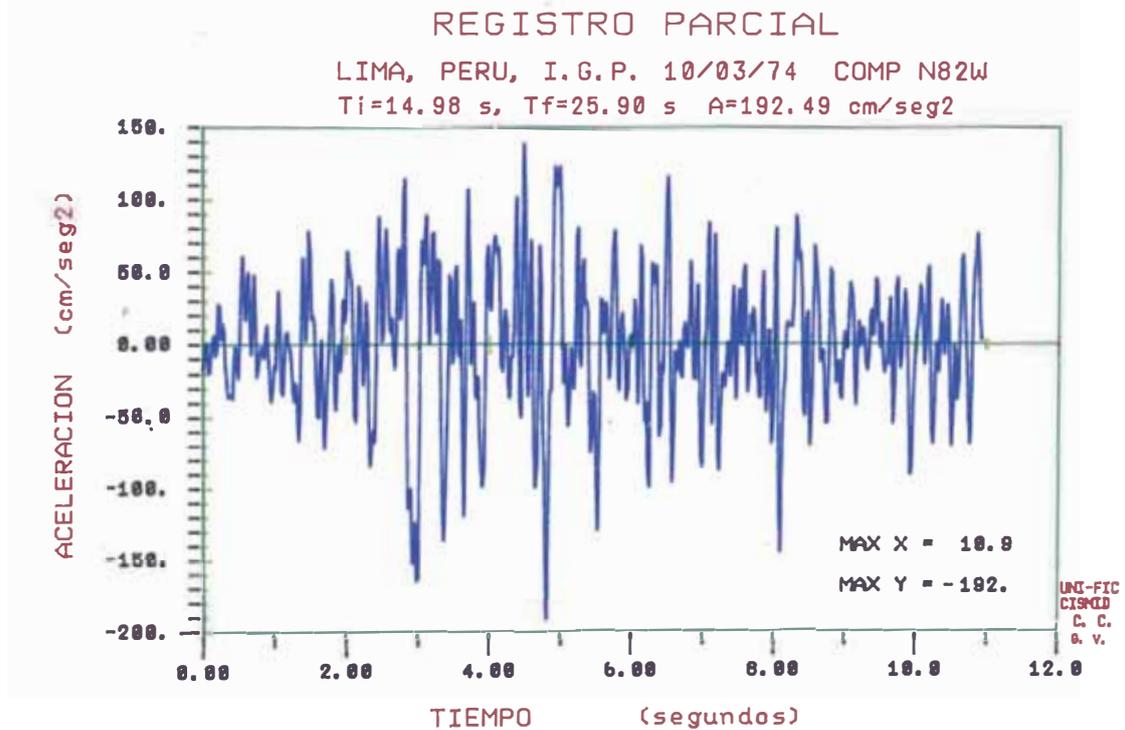


FIGURA 5.7 Sismo octubre 74, Lima

PORTICO DE CUATRO PISOS

En el análisis dinámico del sistema equivalente de un grado de libertad se usaron las siguientes deformadas obtenidas en el análisis estático inelástico.

4 PISOS

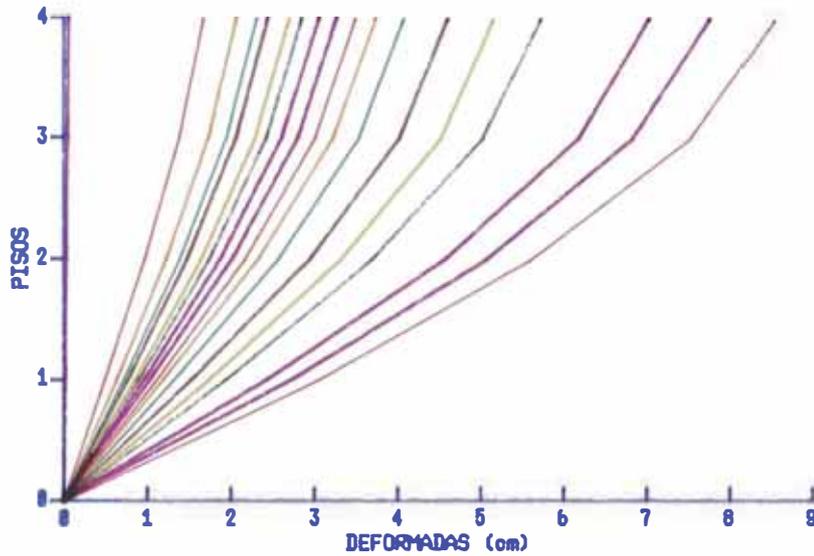


FIGURA 5.8 Deformadas usadas en la condensación.

El período de vibración de esta estructura es 0.553 segundos.

4 PISOS

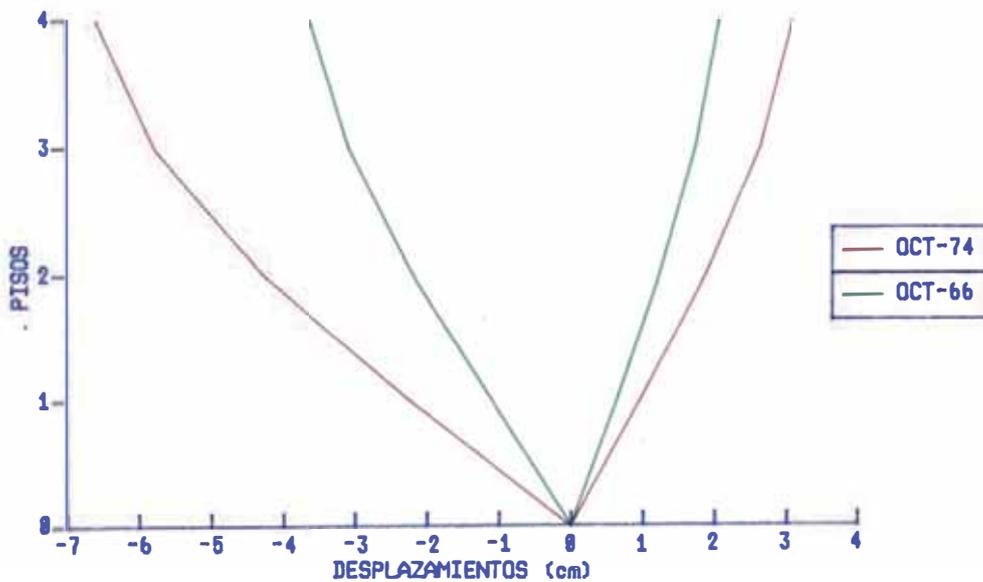


FIGURA 5.9 Desplazamientos máximos obtenidos del análisis dinámico del sistema equivalente de un grado de libertad.

PORTICO DE OCHO PISOS

El período de vibración de esta estructura es 0.924 segundos.

8 PISOS

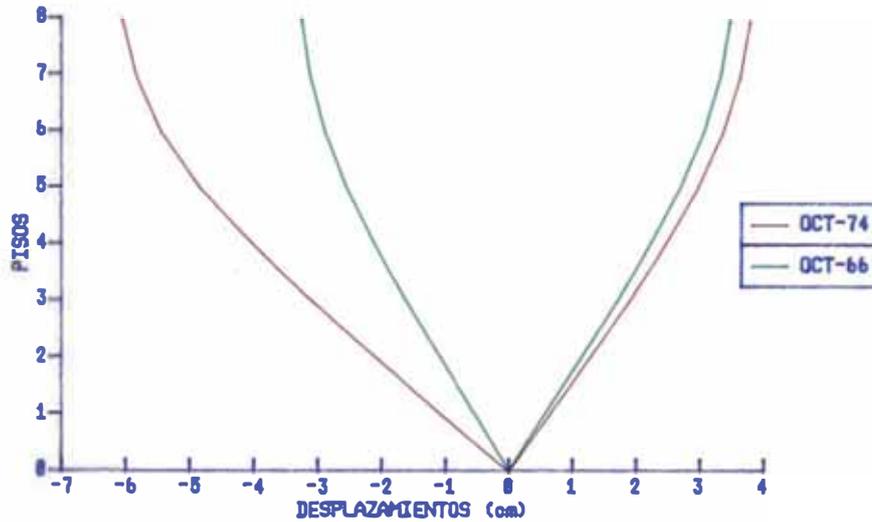


FIGURA 5.10 Desplazamientos Máximos obtenidos del análisis dinámico del sistema equivalente de un grado de libertad.

PORTICO DE DOCE PISOS

El período de vibración de la estructura es 1.197 segundos.

12 PISOS

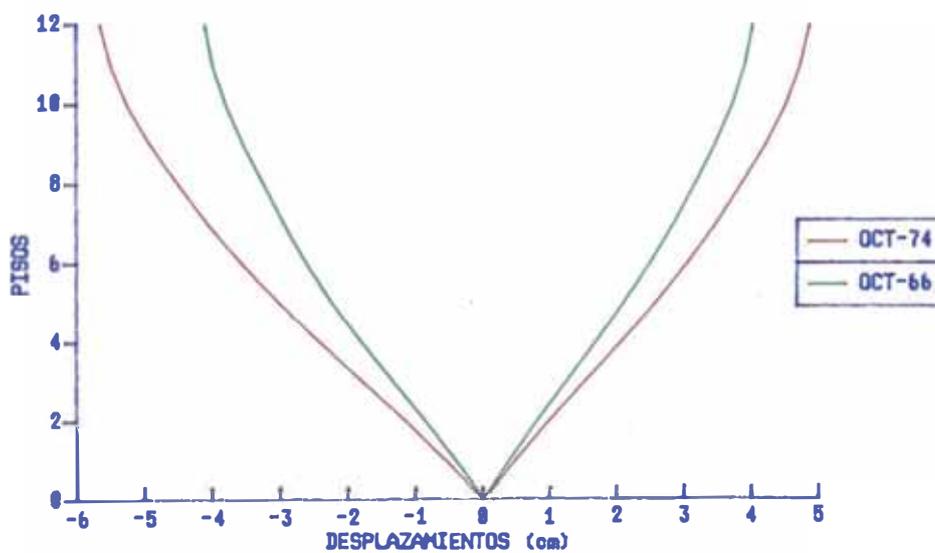


FIGURA 5.11 Desplazamientos máximos obtenidos del análisis dinámico del sistema equivalente de un grado de libertad.

5.4 ANALISIS DINAMICO CON ROTULA PUNTUAL (VGDL)

Para poder comparar los resultados obtenidos por el análisis dinámico de un sistema equivalente de un grado de libertad se han analizado las mismas estructuras con un análisis dinámico inelástico de varios grados de libertad.

Este cálculo se ha hecho mediante dos programas de cómputo diferentes:

DRAIN-2D Y FRIEDA

DRAIN-2D

DYNAMIC RESPONSE ANALYSIS OF INELASTIC PLANE STRUCTURES

Este programa fue desarrollado en la Universidad de California, Berkeley por Amin E. Kanaan, supervisado por Graham H. Powell en 1973, posteriormente revisado y modificado (33).

Este programa desarrolla un análisis dinámico tiempo historia para pórticos planos de acero o concreto. En la actualidad es el programa de análisis dinámico más difundido, por lo que ha sido objeto en algunos casos de modificaciones y adaptaciones a muchos estudios particulares o especiales.

El análisis se realiza por el método de rigideces, con los desplazamientos nodales desconocidos, considerando dos desplazamientos y un giro por nudo, con la posibilidad de condensar todos los grados de libertad que no sean necesarios (en la práctica se considera un desplazamiento horizontal por piso).

Este programa utiliza modelos de elementos con conexiones semirígidas (**modelo de simple componente**), o sea una barra elástica con dos resortes inelásticos en los extremos (ver sec. 2.2.2), lo que facilita que se puedan variar las reglas histeréticas del análisis: bilineal, bilineal degradante, etc; principalmente simplificaciones de la regla de Takeda; y posibles brazos rígidos en los extremos de los elementos.

En cada instante este análisis corrige sus condiciones geométricas así como elásticas; tiene en cuenta el efecto $P-\Delta$ y actualiza la geometría incluyendo los desplazamientos.

Considera amortiguamiento tipo Rayleigh que utiliza diferentes componentes que en función a la velocidad (viscoso) afectan en forma proporcional a la masa, la rigidez o rigidez inicial, alguna o todas a la vez.

La solución de la ecuación de movimiento es paso a paso, usando el método de aceleraciones constante.

Este programa sólo calcula las ductilidades por momentos.

Para este análisis se ha considerado:

Las mismas condiciones de las estructuras usadas, las geometrías y los valores de fluencia.

Un modelo bilineal sin degradación.

Se consideran brazos rígidos en las vigas igual a la mitad del peralte de la columna, no se consideran brazos rígidos en las columnas.

Un amortiguamiento proporcional a la rigidez inicial de valor igual al 5/100 del amortiguamiento crítico.

Las ondas sísmicas son las mismas (una porción de los registros de Lima el 17 de octubre de 1966 y el 3 de octubre de 1974) y se ha considerado una amplitud máxima de 400 gals.

FRIEDA

FRAME RESPONSE INELASTIC DYNAMIC ANALYSIS (8).

Este programa fue desarrollado en Massachusetts Institute of Technology, M.I.T. por Tarek S. Aziz, supervisado por J. M. Roesset en 1974.

Este programa realiza un análisis dinámico inelástico paso a paso y un análisis modal.

El análisis considera dos posibilidades de comportamiento no lineal (1) rótula puntual en cada extremo, (2) longitud finita de plastificación en cada extremo. El análisis se realiza usando el método de rigideces, con desplazamientos nodales, desconocidos, considerando dos desplazamientos y un giro por nudo, con la posibilidad de condensar todos los grados de libertad que no sean necesarios.

Este programa utiliza modelos de conexiones semirígidas y rígidas, considera la posibilidad de **modelos de doble y simple componente** y modelos histeréticos como: bilineal, bilineal degradante, Clough, etc; considera la posibilidad de brazos rígidos en los extremos de cada elemento.

Este análisis corrige geometría, considera el efecto $P-\Delta$ y verifica la estabilidad de la estructura, así como incluye la posibilidad de interacción con el suelo.

En su solución también considera el amortiguamiento según Rayleigh.

La solución de la ecuación de movimiento es por el método de velocidades constantes.

Calcula ductilidades, por momentos y por rotaciones.

A diferencia del DRAIN-2D este necesita de una computadora de mayor capacidad, pero el tiempo de ejecución es similar.

Para la ejecución de este programa se ha hecho las mismas consideraciones que en el programa anterior, salvo que aquí se usaron **modelos de doble componente**.

5.5 COMPARACION DE RESULTADOS

Se presentan los resultados encontrados con el procedimiento simplificado y el análisis por rótula puntual para las estructuras y para cada onda sísmica por separado, comparando en cada caso los desplazamientos máximos y las distorsiones máximas de piso o desplazamiento máximo de entrepiso. También se han comparado las ductilidades de cada elemento, por rotación y por momentos, mostrando las ductilidades máximas de los elementos.

CALCULO DE LAS DUCTILIDADES

Con las deformaciones y distorsiones máximas de cada piso obtenidas en el análisis dinámico usando el sistema equivalente de un grado de libertad, y con las ductilidades (por rotación y por momentos) calculadas en el análisis estático inelástico, obtenidas para cada incremento de carga lateral, se pueden calcular dos juegos de valores para la ductilidad, una basada en desplazamiento y otra basada en distorsiones.

Ambas son obtenidas haciendo una interpolación del desplazamiento o distorsión de piso. Para ello se toma los valores desplazamientos o distorsiones máximas, positivos y negativos de cada piso del análisis dinámico simplificado, y se toma un juego de desplazamientos y distorsiones de cada piso con sus correspondientes valores de ductilidades haciéndose una interpolación: esta misma interpolación se usan para estimar los valores de ductilidades de vigas y columnas del piso, tanto ductilidad por momentos como por rotaciones, obteniendo así las ductilidades máximas (positivas y negativas) en cada extremo de cada elemento.

Es importante mencionar que si la estructura no es simétrica para obtener las ductilidades con los valores negativos de los desplazamientos y distorsiones será necesario conocer los valores de ductilidad correspondientes a las cargas negativas y efectuar el análisis estático inelástico con el incremento de la carga lateral en el otro sentido.

Cálculo de ductilidades

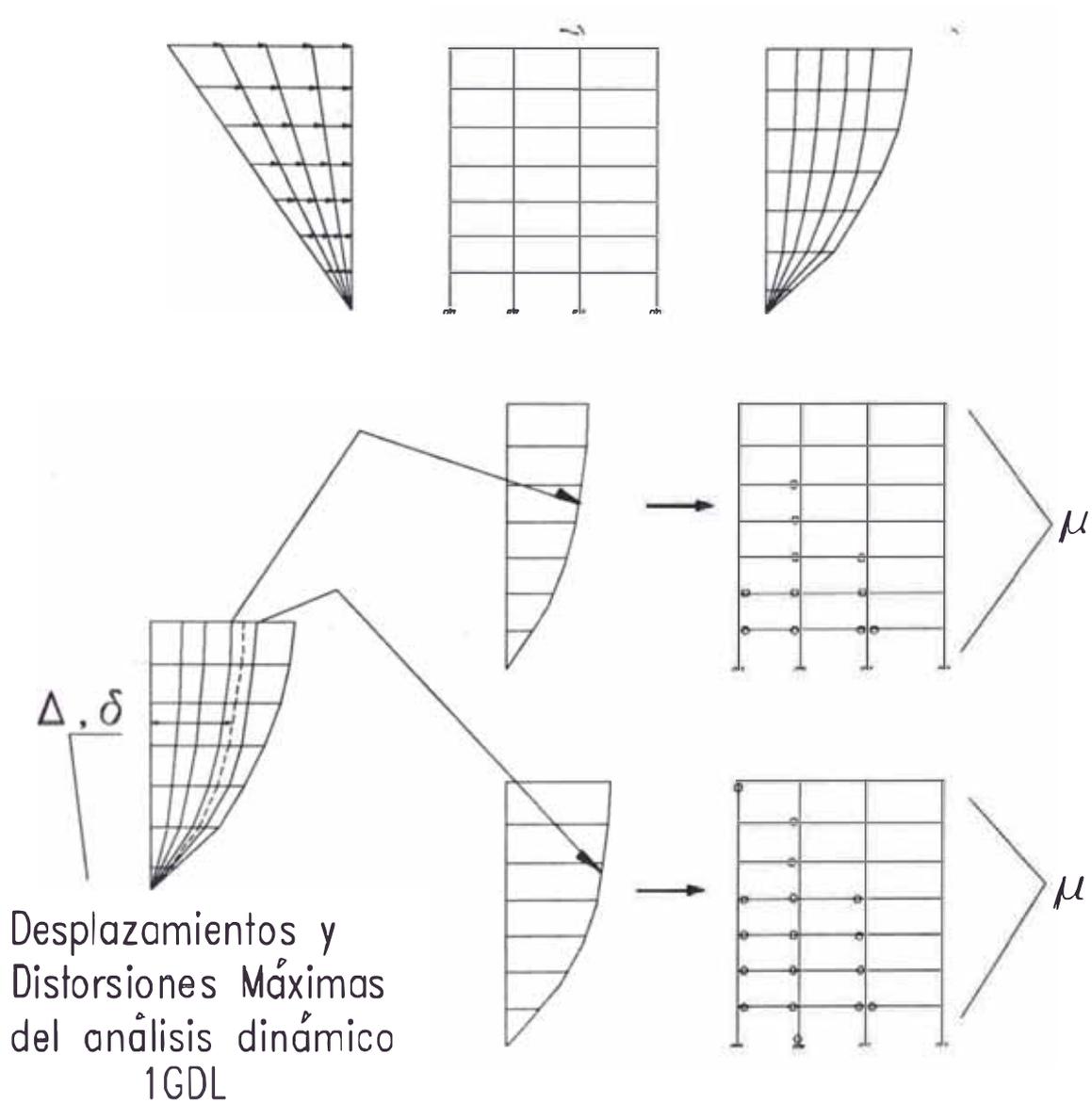


FIGURA 5.12 Cálculo de ductilidades.

COMPARACION DE DESPLAZAMIENTOS Y DISTORSIONES MAXIMAS
DESPLAZAMIENTOS MAXIMOS EN EL PORTICO DE CUATRO PISOS

SISMO OCTUBRE 1966

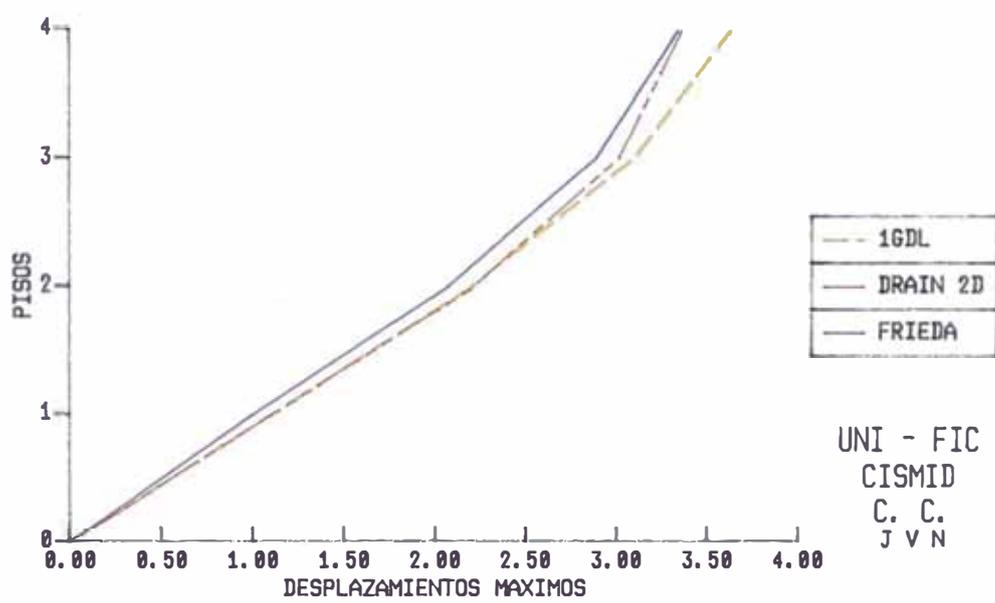


FIGURA 5.13 Desplazamientos Máximos. Portico de 4 pisos. Sismo Octubre 1966.

SISMO OCTUBRE 1966

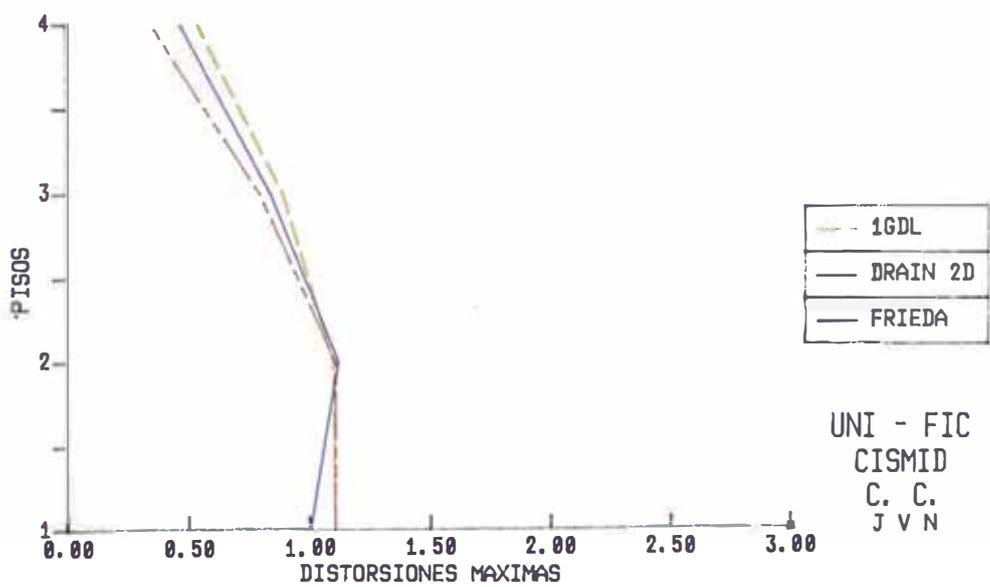


FIGURA 5.14 Distorsiones Máximas. Portico de 4 pisos. Sismo Octubre 1966.

DESPLAZAMIENTOS MAXIMOS EN EL PORTICO DE CUATRO PISOS

SISMO OCTUBRE 1974

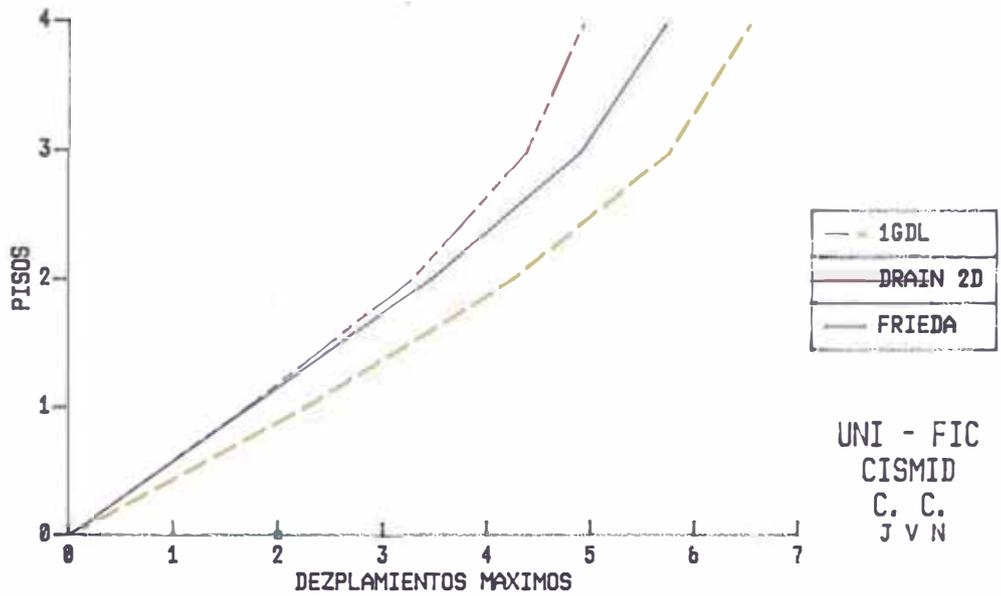


FIGURA 5.15 Desplazamientos Máximos. Portico de 4 pisos. Sismo Octubre 1974.

SISMO OCTUBRE 1974

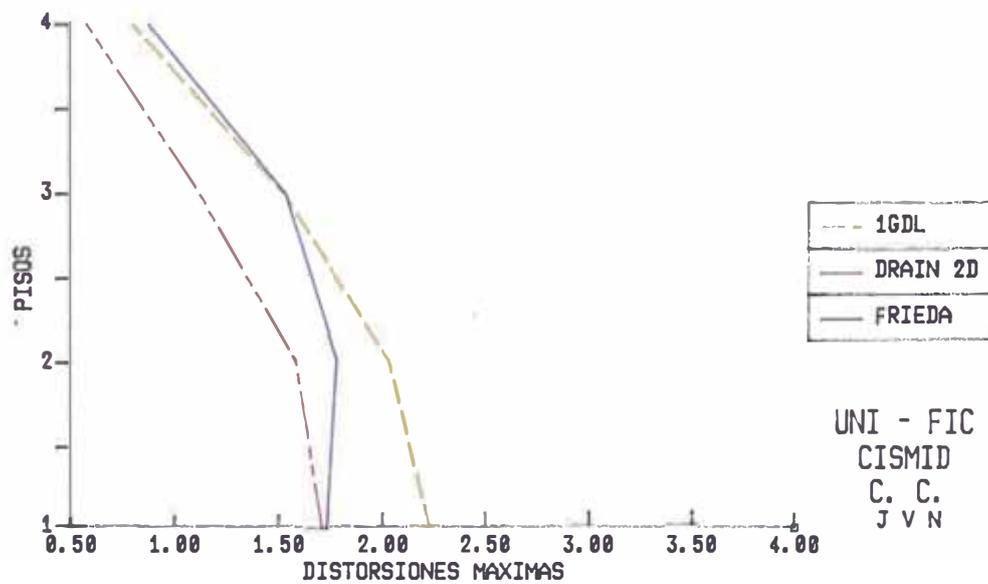


FIGURA 5.16 Distorsiones Máximas. Portico de 4 pisos. Sismo Octubre 1974.

DESPLAZAMIENTOS MAXIMOS EN EL PORTICO DE OCHO PISOS

SISMO OCTUBRE 1966

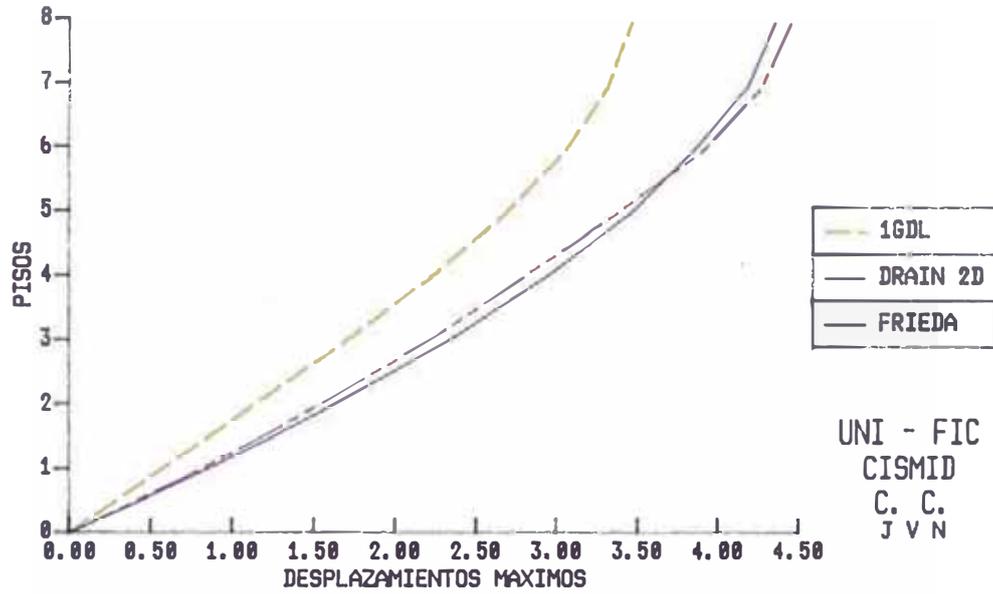


FIGURA 5.17 Desplazamientos Máximos. Portico de 8 pisos. Sismo Octubre 1966.

SISMO OCTUBRE 1966

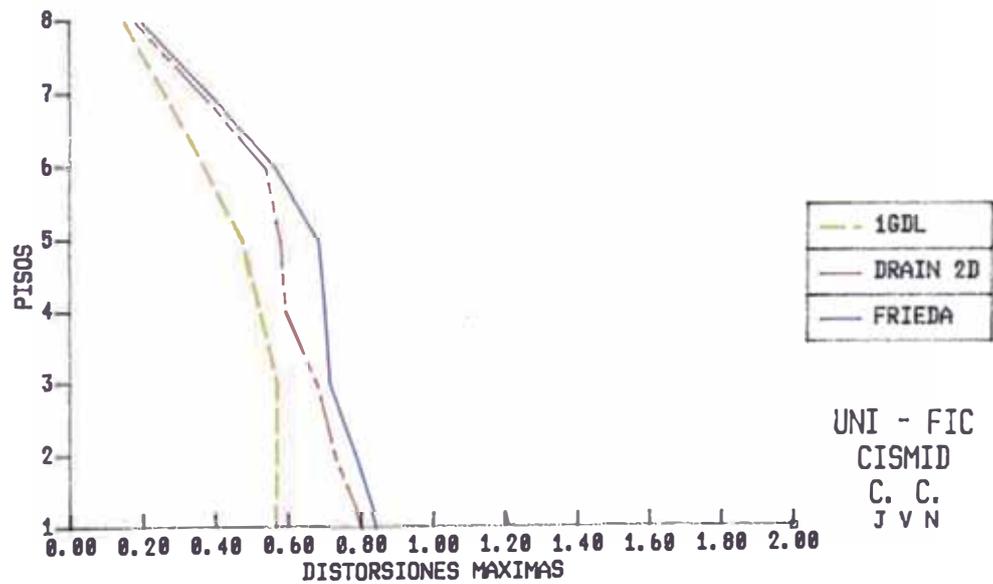


FIGURA 5.18 Distorsiones Máximas. Portico de 8 pisos. Sismo Octubre 1966.

DESPLAZAMIENTOS MAXIMOS EN EL PORTICO DE OCHO PISOS

SISMO OCTUBRE 1974

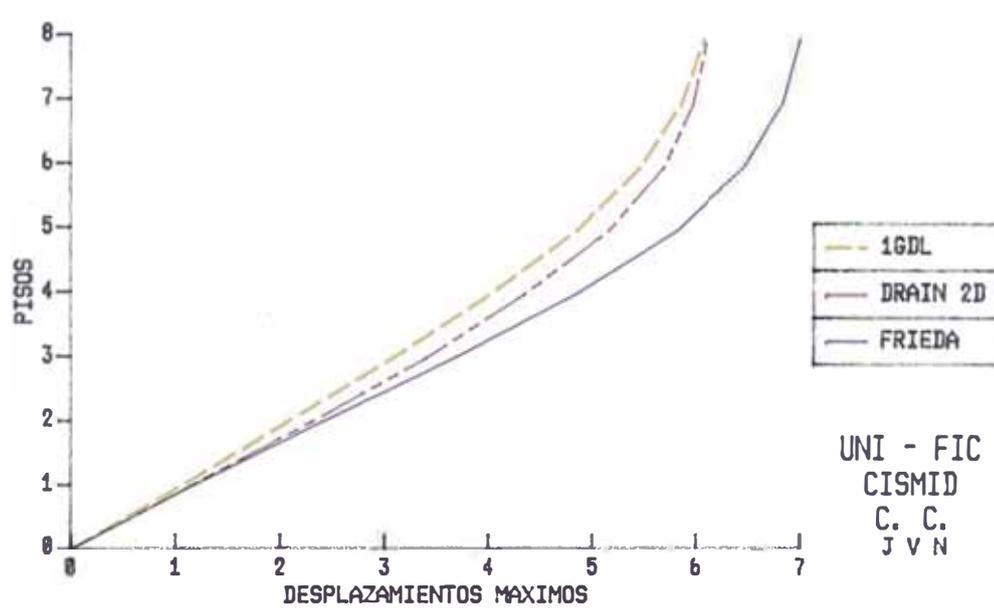


FIGURA 5.19 Desplazamientos Máximos. Portico de 8 pisos. Sismo Octubre 1974.

SISMO OCTUBRE 1974

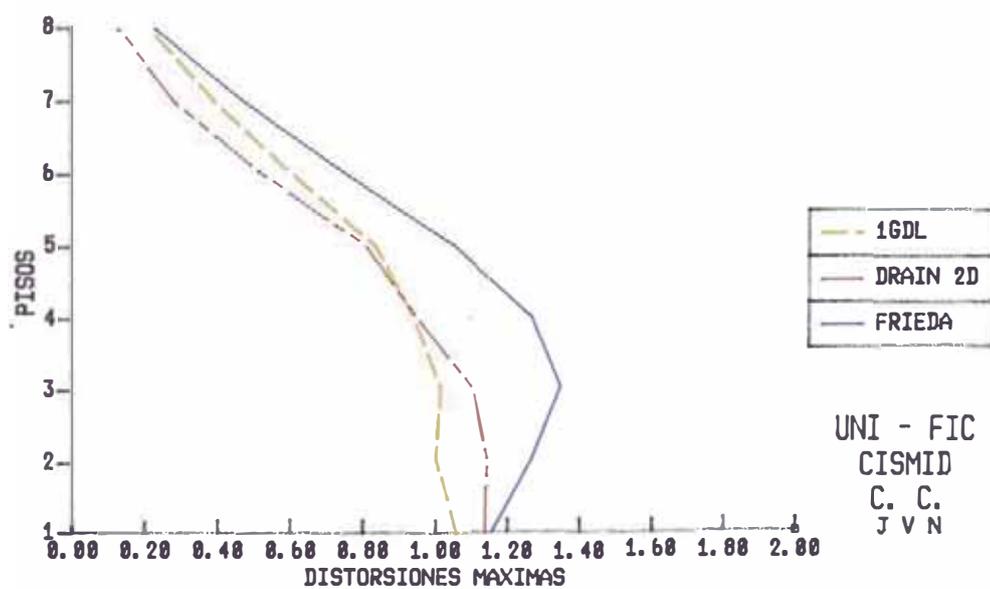


FIGURA 5.20 Distorsiones Máximas. Portico de 8 pisos. Sismo Octubre 1974.

DESPLAZAMIENTOS MAXIMOS EN EL PORTICO DE DOCE PISOS

SISMO OCTUBRE 1966

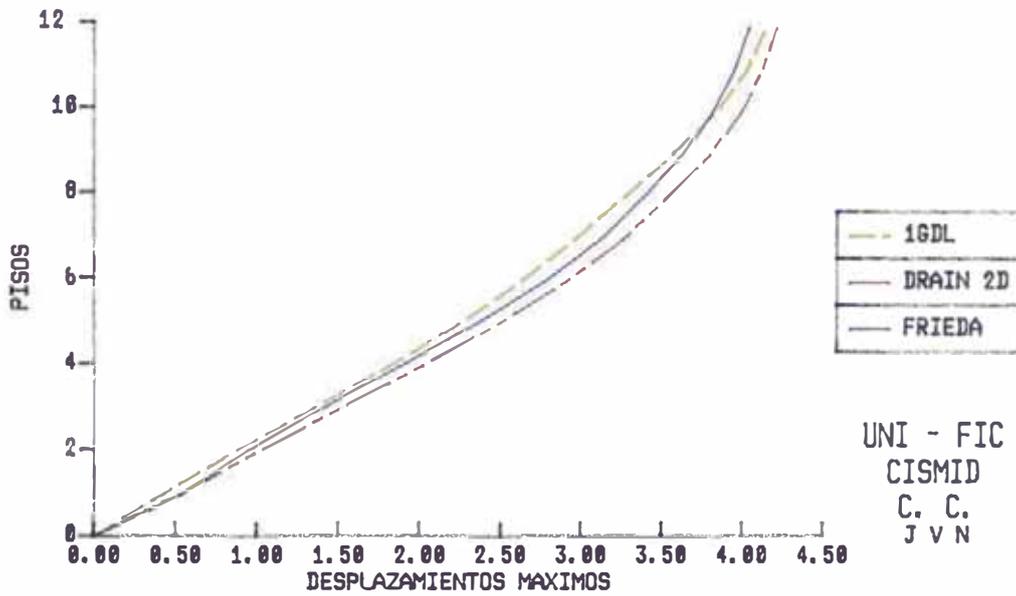


FIGURA 5.21 Desplazamientos Máximos. Portico de 12 pisos. Sismo Octubre 1966.

SISMO OCTUBRE 1966

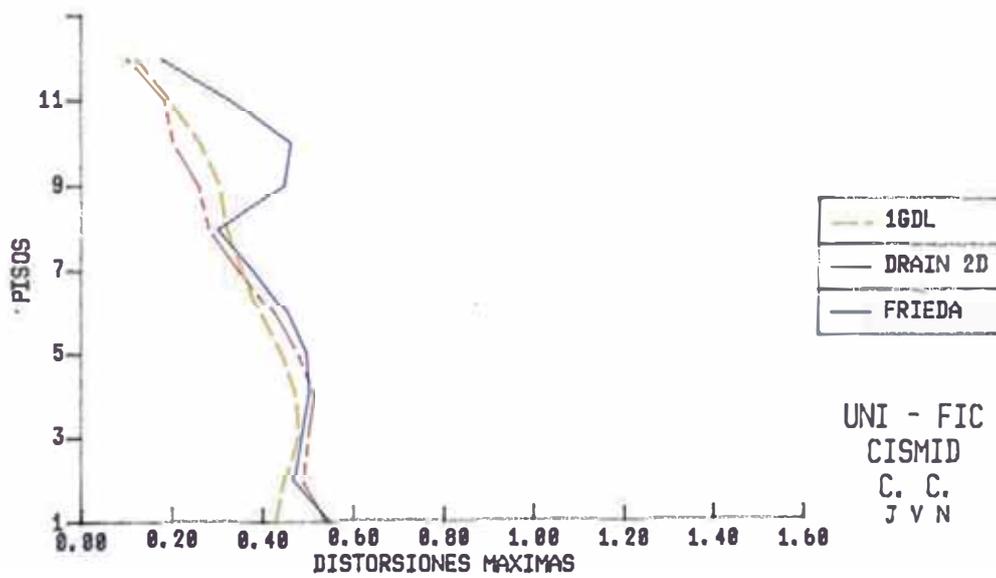


FIGURA 5.22 Distorsiones Máximas. Portico de 12 pisos. Sismo Octubre 1966.

DESPLAZAMIENTOS MAXIMOS EN EL PORTICO DE DOCE PISOS

SISMO OCTUBRE 1974

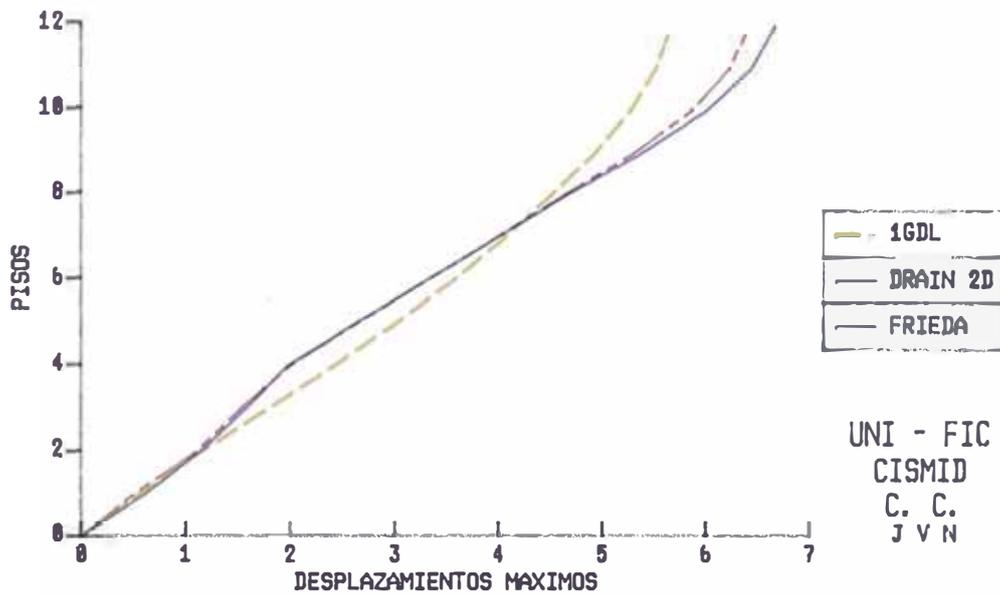


FIGURA 5.23 Desplazamientos Máximos. Portico de 12 pisos. Sismo Octubre 1974.

SISMO OCTUBRE 1974

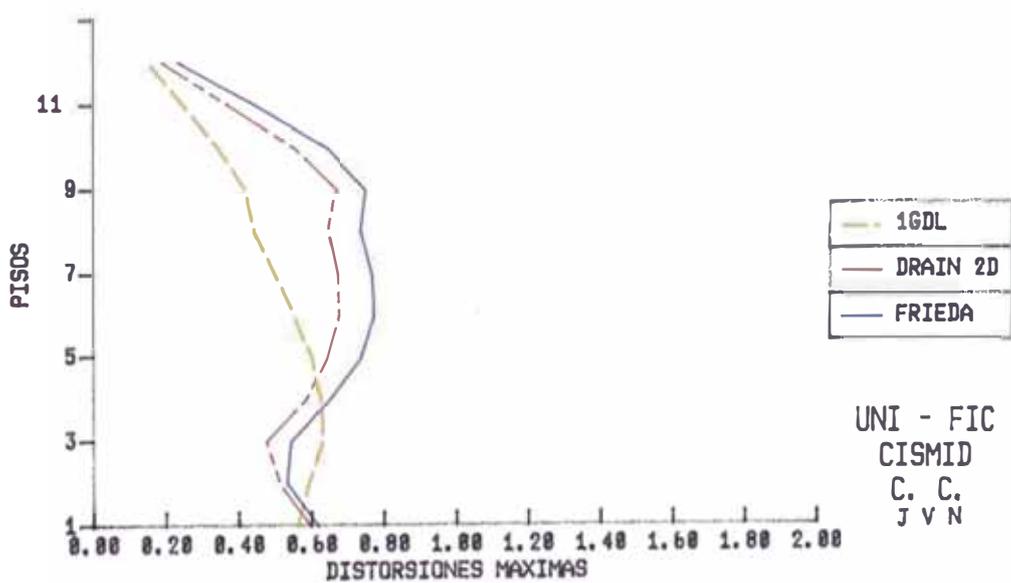


FIGURA 5.24 Distorsiones Máximas. Portico de 12 pisos. Sismo Octubre 1974.

COMPARACION DE DUCTILIDADES MAXIMAS
ENVOLVENTE DE DUCTILIDADES DE LAS VIGAS DEL PORTICO DE CUATRO
PISOS

SISMO OCTUBRE 1966

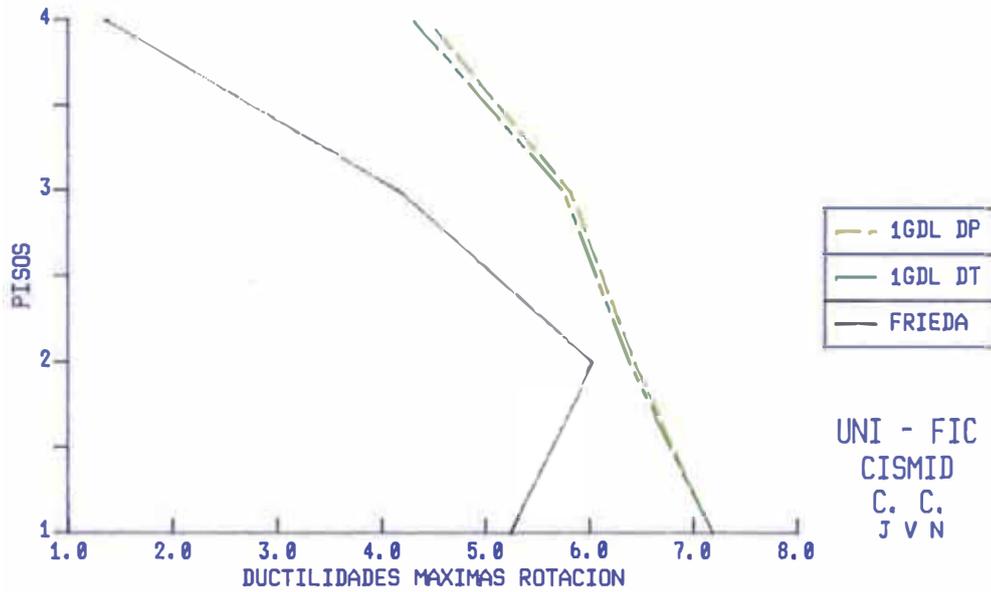


FIGURA 5.25 Ductilidades Máximas por Rotación en las vigas del Piso. Sismo Octubre 1966.

SISMO OCTUBRE 1966

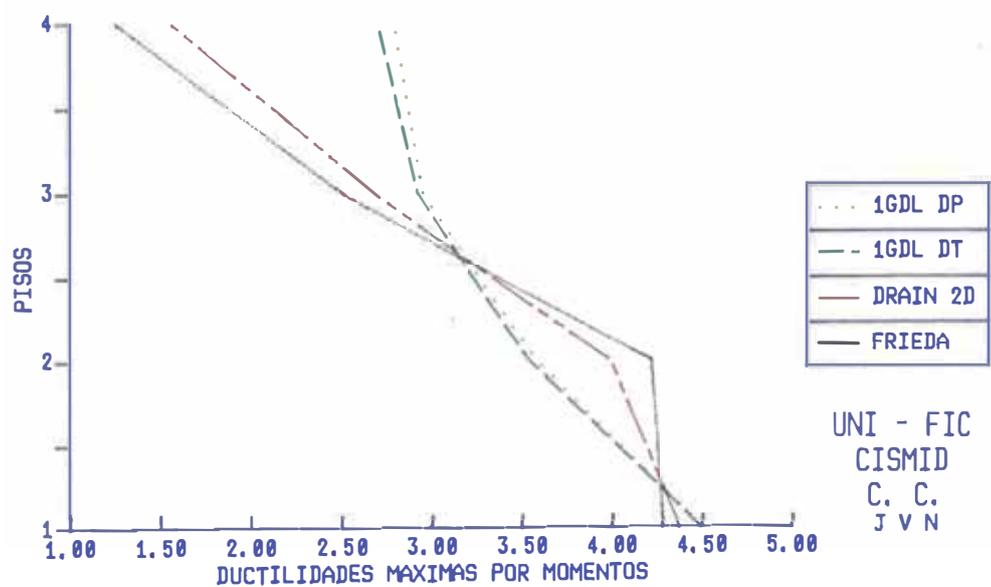


FIGURA 5.26 Ductilidades Máximas por Momentos en las vigas del Piso. Sismo Octubre 1966.

ENVOLVENTE DE DUCTILIDADES DE LAS VIGAS DEL PORTICO DE CUATRO PISOS

SISMO OCTUBRE 1974

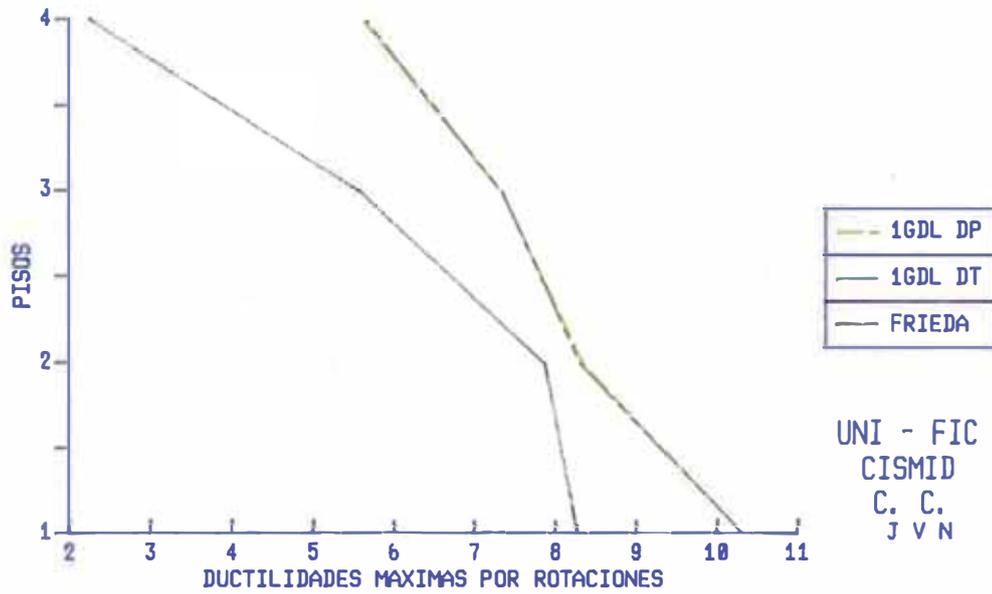


FIGURA 5.27 Ductilidades Máximas por Rotación en las vigas del Piso. Sismo Octubre 1974.

SISMO OCTUBRE 1974

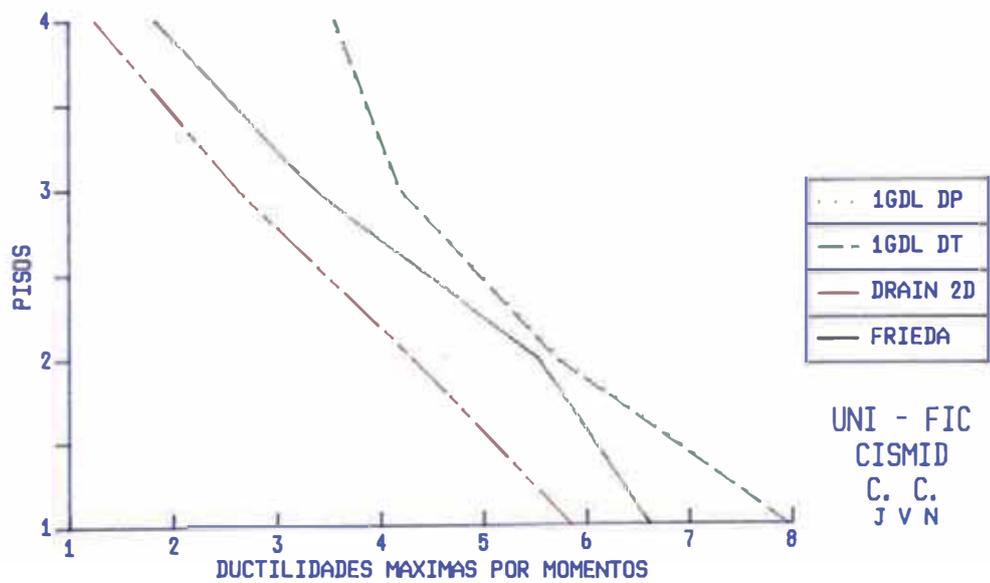


FIGURA 5.28 Ductilidades Máximas por Momentos en las vigas del Piso. Sismo Octubre 1974.

ENVOLVENTE DE DUCTILIDADES DE LAS COLUMNAS DEL PORTICO DE CUATRO PISOS

SISMO OCTUBRE 1966

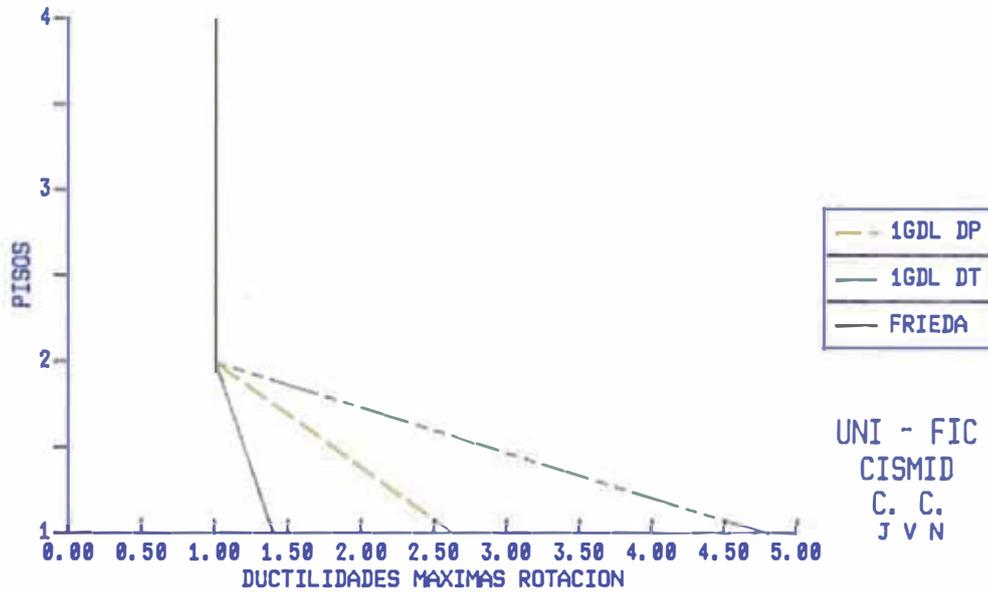


FIGURA 5.29 Ductilidades Máximas por Rotación en las columnas del Piso. Sismo Octubre 1966.

SISMO OCTUBRE 1966

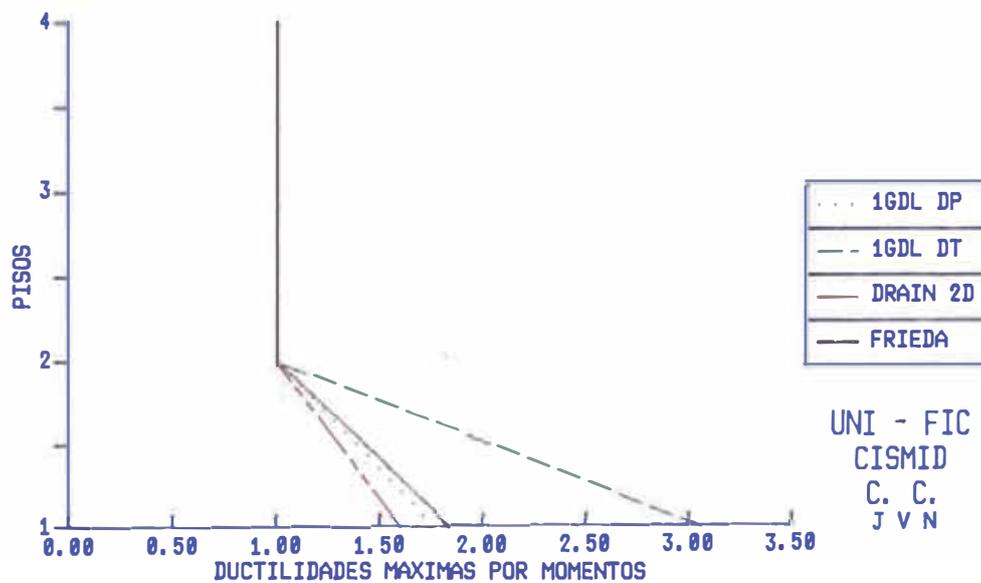


FIGURA 5.30 Ductilidades Máximas por Momentos en las columnas del Piso. Sismo Octubre 1966.

ENVOLVENTE DE DUCTILIDADES DE LAS COLUMNAS DEL PORTICO DE CUATRO PISOS

SISMO OCTUBRE 1974

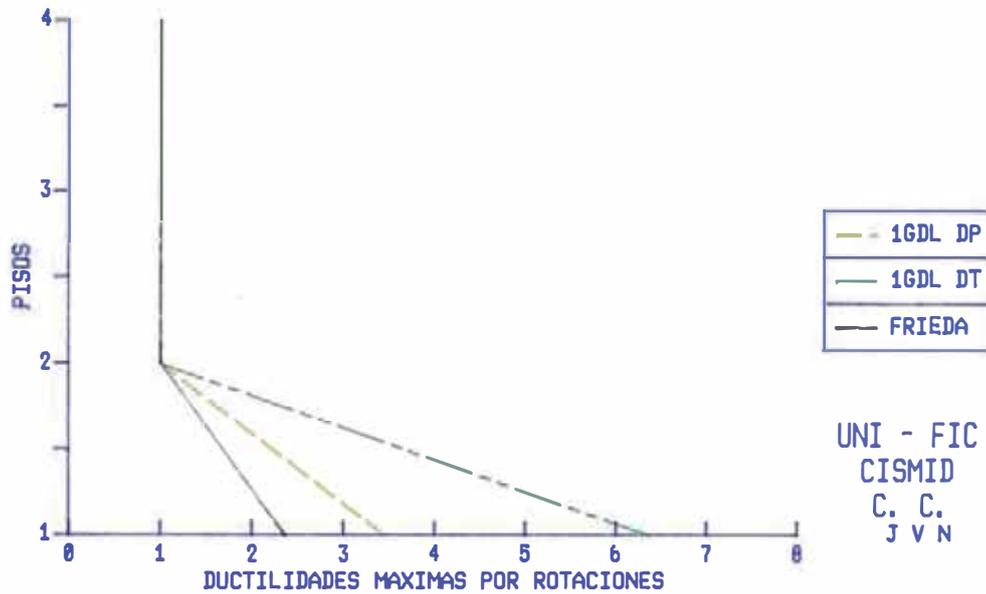


FIGURA 5.31 Ductilidades Máximas por Rotación en las columnas del Piso. Sismo Octubre 1974.

SISMO OCTUBRE 1974

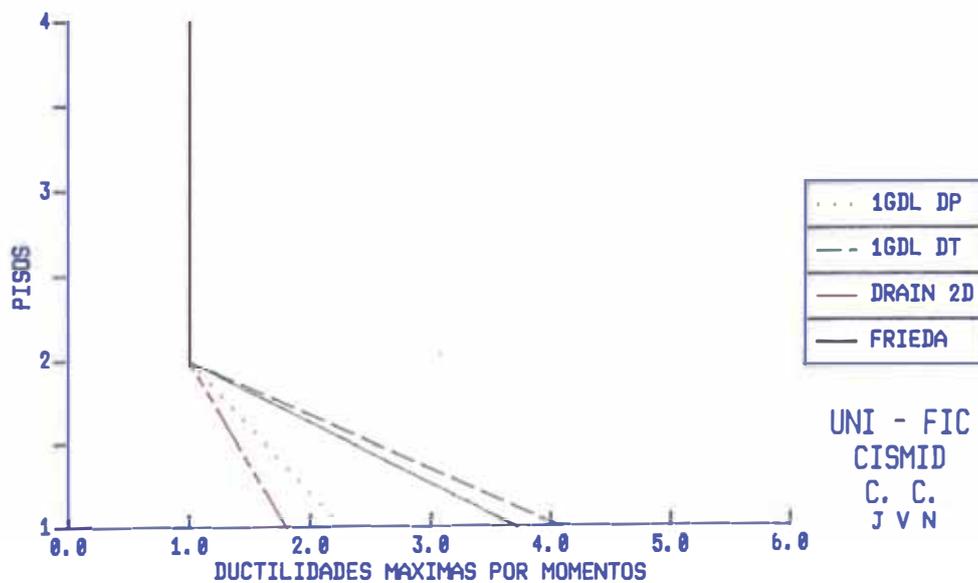


FIGURA 5.32 Ductilidades Máximas por Momentos en las columnas del Piso. Sismo Octubre 1974.

ENVOLVENTE DE DUCTILIDADES DE LAS VIGAS DEL PORTICO DE OCHO PISOS

SISMO OCTUBRE 1966

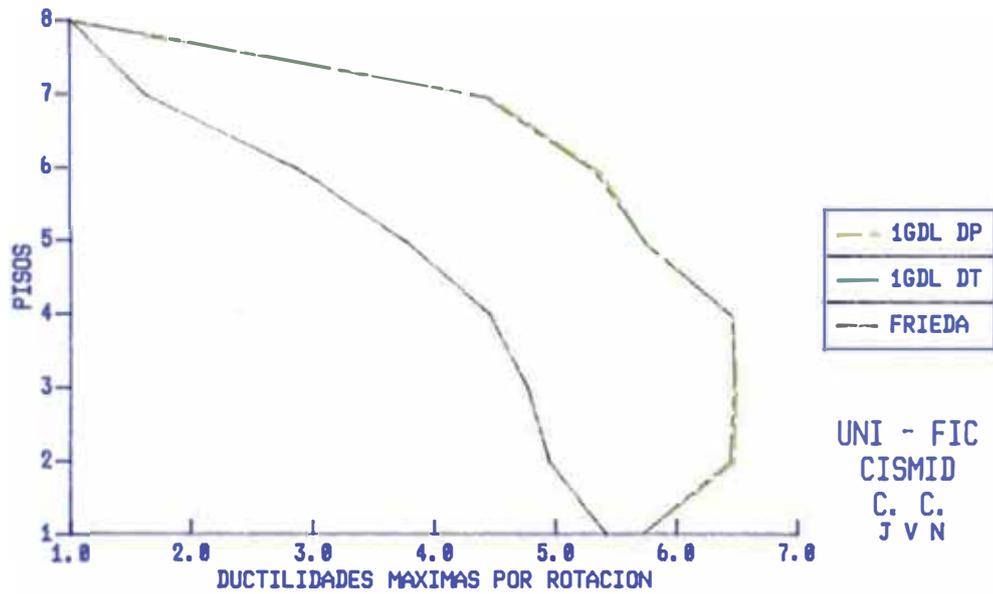


FIGURA 5.33 Ductilidades Máximas por Rotación en las vigas del Piso. Sismo Octubre 1966.

SISMO OCTUBRE 1966

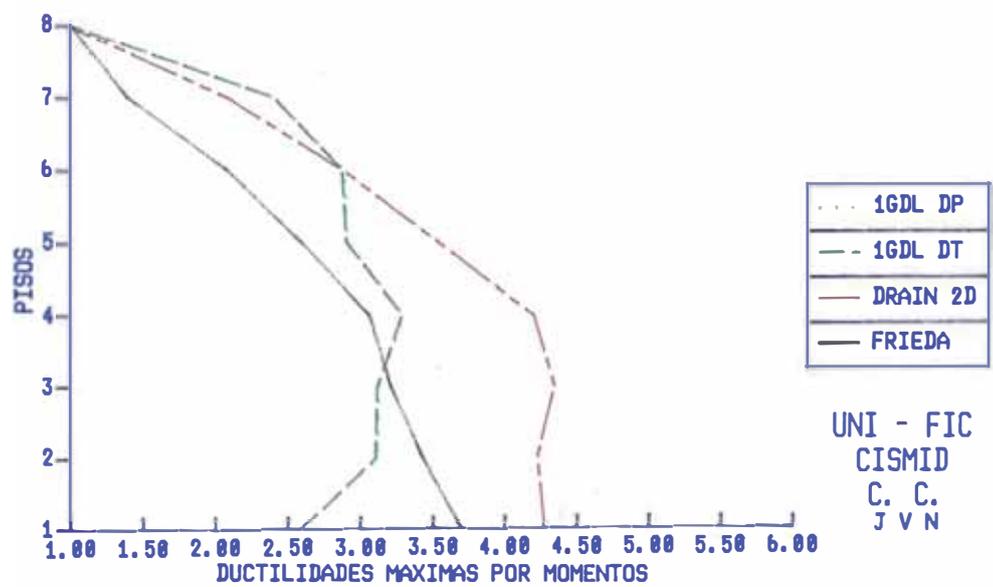


FIGURA 5.34 Ductilidades Máximas por Momentos en las vigas del Piso. Sismo Octubre 1966.

ENVOLVENTE DE DUCTILIDADES DE LAS VIGAS DEL PORTICO DE OCHO PISOS

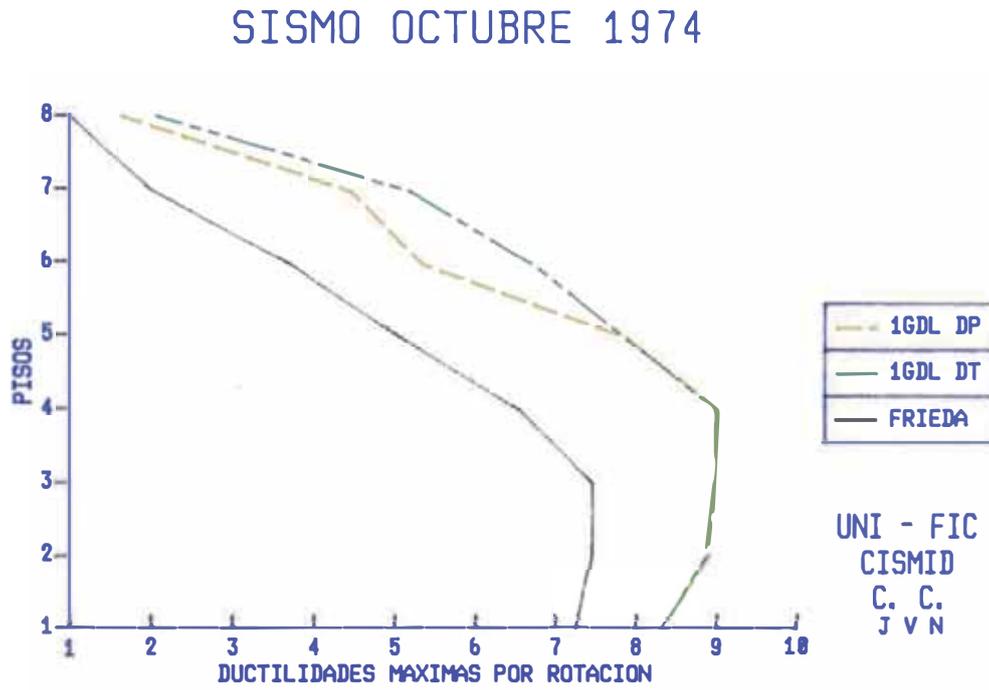


FIGURA 5.35 Ductilidades Máximas por Rotación en las vigas del Piso. Sismo Octubre 1974.

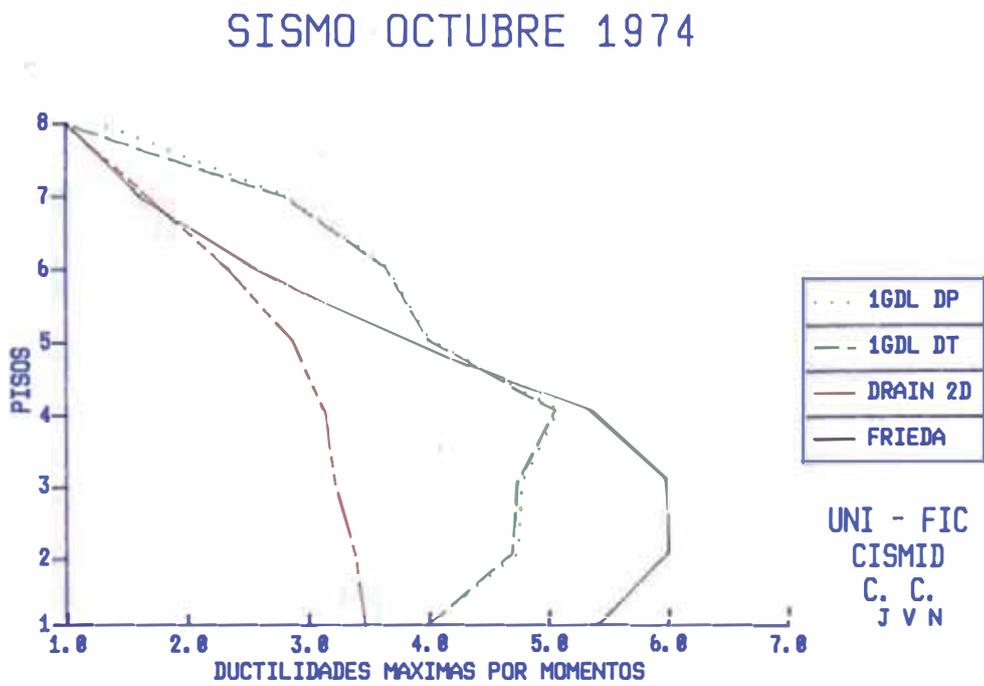


FIGURA 5.36 Ductilidades Máximas por Momentos en las vigas del Piso. Sismo Octubre 1974.

ENVOLVENTE DE DUCTILIDADES DE LAS VIGAS DEL PORTICO DE DOCE PISOS

SISMO OCTUBRE 1966

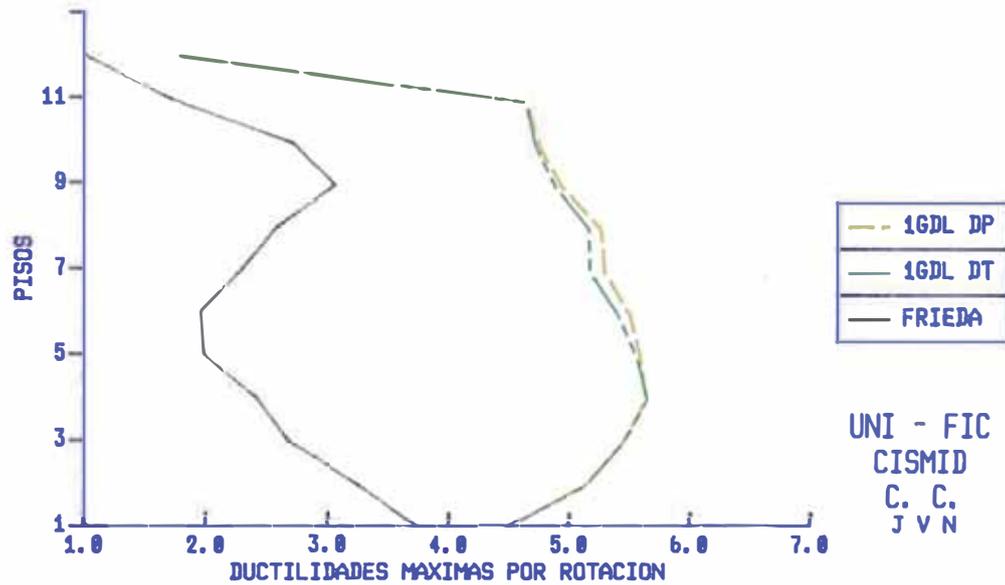


FIGURA 5.37 Ductilidades Máximas por Rotación en las vigas del Piso. Sismo Octubre 1966.

SISMO OCTUBRE 1966

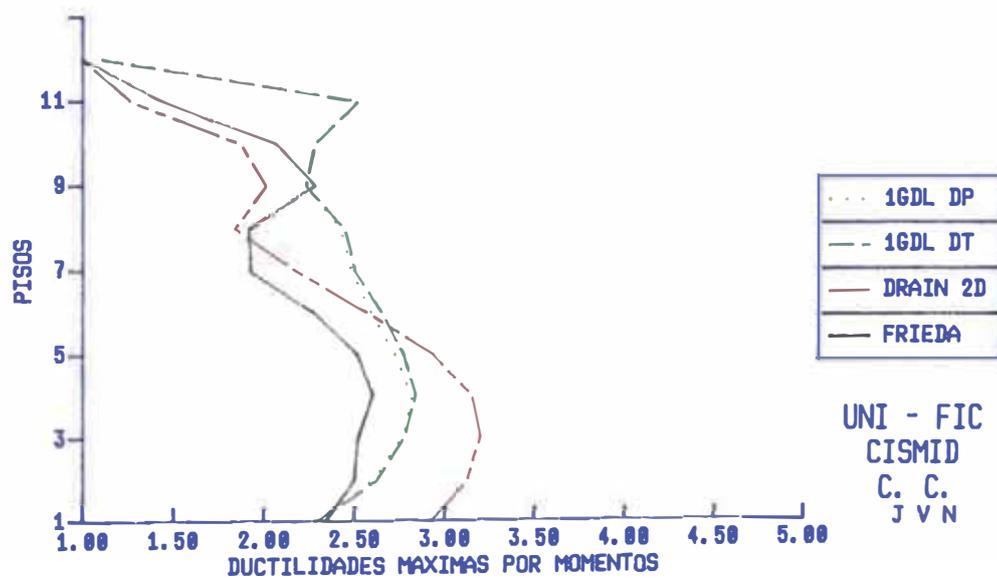


FIGURA 5.38 Ductilidades Máximas por Momentos en las vigas del Piso. Sismo Octubre 1966.

ENVOLVENTE DE DUCTILIDADES DE LAS VIGAS DEL PORTICO DE DOCE PISOS

SISMO OCTUBRE 1974

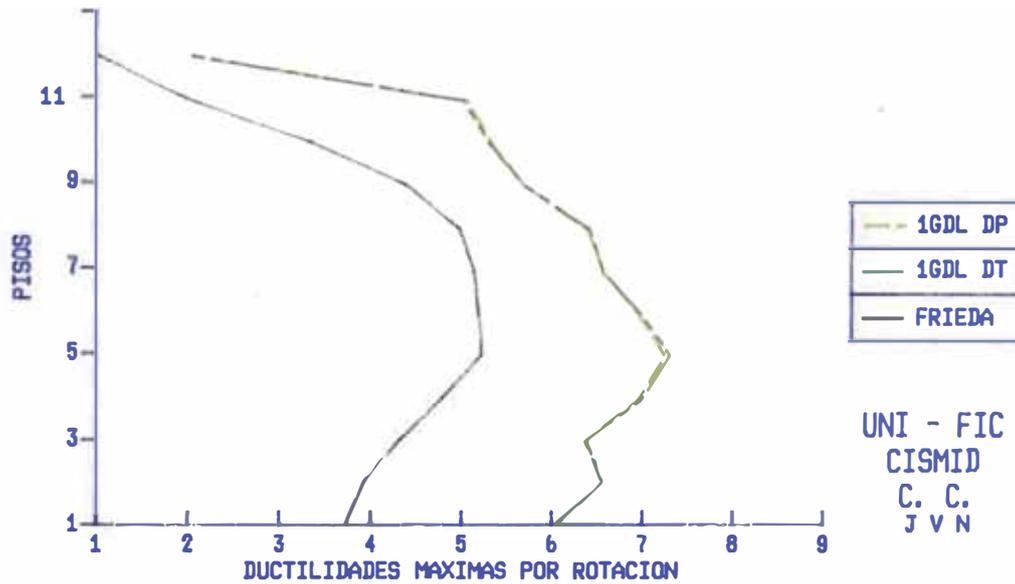


FIGURA 5.39 Ductilidades Máximas por Rotación en las vigas del Piso. Sismo Octubre 1974.

SISMO OCTUBRE 1974

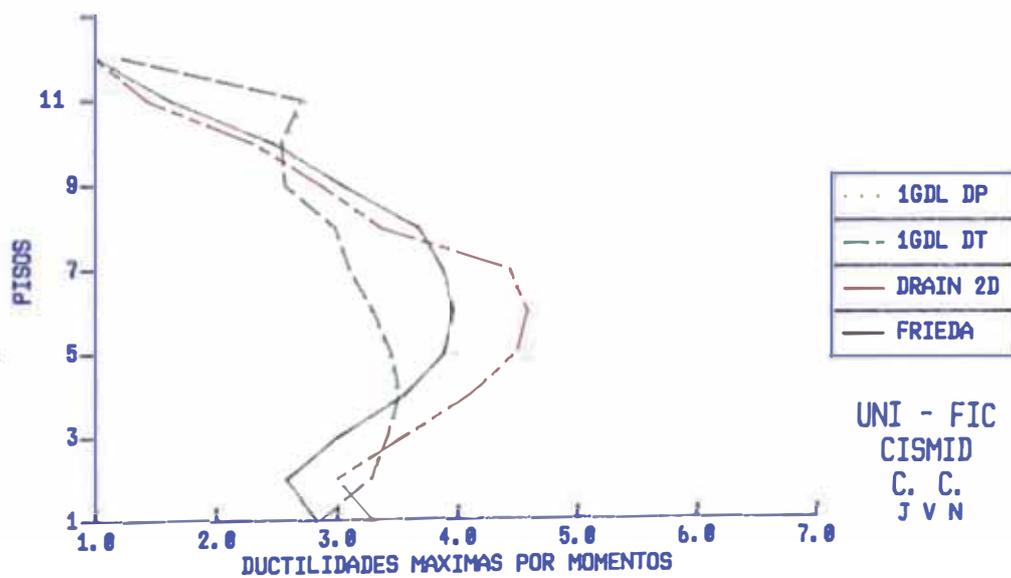


FIGURA 5.40 Ductilidades Máximas por Momentos en las vigas del Piso. Sismo Octubre 1974.

COMENTARIOS

Se Puede apreciar que existe una buena aproximación en la comparación de los desplazamientos y distorsiones máximas. La aproximación que existe entre los desplazamientos y distorsiones son mejores en los pórticos de 4 y 8 pisos. El pórtico de 12 pisos no tiene la misma aproximación pero es aceptable (del mismo orden de magnitud).

Otros valores comparados son las ductilidades máximas en las vigas y en las columnas, definidas por momentos y por rotaciones. Donde se aprecia que las aproximaciones no son tan buenas, pero si lo suficiente para tener una idea del comportamiento los elementos. Se aprecia que la ductilidad máxima alcanza 10.5 en las vigas y 6.3 en las columnas, para el pórtico de cuatro pisos en el Sismo Octubre 1974. La aproximación de las ductilidades en las vigas del pórtico de 4 pisos no es tan buena como en el pórtico de ocho pisos pero es comparable a la aproximación del pórtico de 12 pisos. En las columnas el valor es 1 en los pórticos de 8 y 12 pisos, así como en los pisos superiores del pórtico de 4 pisos, lo que significa que el momento máximo actuante nunca excedió el momento de fluencia, solo lo hizo en el primer piso del pórtico de 4 pisos lo que demuestra un buen comportamiento del pórtico (columna fuerte-viga débil la rótulas se forman en las vigas). Se aprecia que la ductilidad máxima en las vigas del pórtico de 4 pisos ocurre en el primer piso, y en los pórtico de 8 y 12 pisos ocurre en los pisos intermedios.

CAPITULO VI

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

6.1 CONCLUSIONES

En este estudio se propuso un modelo equivalente de un grado de libertad el cual está basado en una reducción propuesta por Piqué (49) que a su vez está basada en las ecuaciones de Biggs (12), para análisis dinámico. La validez del modelo equivalente fue verificada al compararse los resultados de dos análisis dinámicos de rótula puntual (VGDL) DRAIN-2D y FRIEDA.

Para la comparación se usaron tres estructuras diferentes, pórticos planos de cuatro, ocho y doce pisos. Se usó dos registros de ondas de sismos peruanos de aproximadamente 10 segundos amplificadas hasta 400 gals.

a) ANALISIS ESTATICO INELASTICO

- 1.- Las cargas de gravedad son significativas en una estructura de concreto armado y no se pueden omitir sin perder considerable precisión.
- 2.- En el análisis estático las ductilidades máximas calculadas por el método de momentos reflejan un comportamiento de la estructura más representativo en comparación a las ductilidades máximas calculadas por el método de rotaciones.
- 3.- El modelo de interacción que debe usarse en lugar del modelo flexionante que produce considerable diferencia debido a la importancia de las cargas de gravedad actuantes en la estructura.
- 4.- Se sabe que el tamaño del incremento de la carga lateral del análisis estático incremental influye directamente en los resultados del sistema equivalente de 1GDL, pero que si la fuerza cortante total de la estructura es menor de $1/800$ ó $1/1000$ veces el peso de la estructura, el resultado no se altera en forma considerable por lo que se recomienda que la fuerza cortante total del intervalo como máximo debe ser $1/800$ veces el peso de la estructura y un límite inferior sería el función del tiempo y capacidad de computadora disponible.

b) ANALISIS DINAMICO DEL SISTEMA DE 1GDL

- 1.- Al usar un modelo bilineal en comparación con un modelo trilineal se aprecia que aunque existe una diferencia en el análisis estático inelástico los resultados en el análisis

dinámico de 1 GDL son de similar aproximación en los pórticos de cuatro y ocho pisos y ligeramente menor precisión en el pórtico de doce pisos, se eligió el modelo trilineal para este estudio por considerarse que refleja un comportamiento más real de las características de los elementos de concreto armado.

2.- Entre las ductilidades calculadas por el modelo 1GDL, las obtenidas por método de desplazamientos y las obtenidas por el método de distorsiones son prácticamente iguales por lo que cualquiera de los métodos puede ser tomado como el método de cálculo de ductilidades para el modelo de 1GDL.

c) COMPORTAMIENTO

1.- En la estructura de cuatro pisos, el comportamiento obtenido por el modelo de 1GDL es bueno en comparación con los resultados del análisis de rotula puntual (VGDL). En la estructura de ocho pisos, la comparación de comportamientos es mejor aún; para la estructura de doce pisos, el comportamiento es aceptable pero no es tan preciso como en los casos anteriores; en todos los casos se comparó dos ondas diferentes, por lo que se puede decir que el modelo equivalente de un grado de libertad da una razonable aproximación para estimar el comportamiento de una estructura sujeta a un sismo severo (el comportamiento se evalúa mediante los desplazamientos y distorsiones de piso máximas, ductilidades máximas desarrolladas en los elementos y el mecanismo de falla). El modelo tiene mejor comportamiento con estructuras, bajas o medianamente altas.

2.- La aproximación obtenida en las ductilidades por el modelo de IGDL no tiene el grado de precisión obtenido en la aproximación de los desplazamientos y distorsiones, pero es aceptable.

6.2 RECOMENDACIONES

1.- Para obtener una razonable precisión en el modelo de IGDL, debe usarse en el análisis estático inelástico, incrementos del cortante basal que sean menores de $1/800$ veces el peso de la estructura.

2.- Es importante hacer un estudio comparativo sobre la precisión del modelo IGDL con diferentes estructuras variando las características de estas para obtener una mayor confiabilidad del método y sus posibles ventajas y desventajas.

3.- Es importante hacer un estudio especial sobre la precisión del modelo IGDL en función a la precisión obtenida en los edificios de pisos altos.

4.- Es importante comprobar el comportamiento del modelo IGDL, con pórticos con muros de corte, especialmente con pórtico de muchos pisos.

BIBLIOGRAFIA

- 01) ACI 442R - 88; "Response of concrete Buildings to Lateral Forces"; Reprted by ACI - ASCE committee 442.
- 02) AGRAWAL, A. B., JAEGER, L. G. y MUFTI, A. A.;"Crack Propagation and Plasticity of Reinforced Concrete Shear Walls Under Monotonic and Cyclic Loading", Conference on Finite Element Methods in Engineering, Adelaide, Australia, diciembre 1976.
- 03) ALWIS, ;"Trilineal Moment - Curvature Relationship for Reinforced Concrete Beams"; Structural Journal ACI Vol 87 #3 May - Jun 1990 pp. 276 - 283.
- 04) ANAGNOSTOPOULOS, S.;"Nonlinear Dynamic Response and Ductility Requirements of Building Structures Subject to Earthquake"; Reporte R72-54, Departamento de Ingeniería Civil, MIT; Cambridge, Massachusets; Setiembre 1972.
- 05) ANAGNOSTOPOULOS, S.;"Inelastic Beams for Seismic Analysis of Structures"; Revista División Estructural ASCE Vol 107 st 7 pp. 1296- 1311, julio 1981.
- 06) ANDERSON, J. C. y TOWNSEND W. H.;"Models for RC Frames with Degrading Stiffness"; Revista División Estructural ASCE Vol 103 st 12 pp. 2361 - 2376, julio 1977.
- 07) APPLIED TECHNOLOGY COUNCIL (ATC-3); "Tentative Provisions for the Development of Seismic Regulations for Buildings"; Berkeley, California; Abril 1984.
- 08) AZIS, T.; "Inelastic Dynamic Analysis of Building Frames"; Reporte R76-37, Departamento de Ingeniería Civil, MIT; Cambridge, Massachusets; Agosto 1976.
- 09) BATTE, K. y WILSON, E.; "**Numerical Methods in Finite Element Analysis**"; Prentice Hall; 1976.
- 10) BEAUFAIT, F. y ROWAN, W.; "**Computer Methods of Structural Analysis**"; Prentice Hall; 1970.
- 11) BERTERO, V.; "Ductility Based Structural Design"; Novena Conferencia Mundial sobre Ingeniería Sísmica, Vol. VIII, pp. 673-686; Japón; 1988.
- 12) BIGGS, J.; "**Introduccion to Structural Dynamics**"; Mac Graw-Hill; 1964.
- 13) BIGGS, J.; "Evaluation of Aseismic Design Procedures for Reinforced Concrete Frames"; Séptima Conferencia Mundial sobre Ingeniería Sísmica, pp. 17-24; Istambul; 1980.
- 14) BRADY, A., PEREZ, V.; "Strong Motion Earthquake Acelerograms: Digitization and Analysis Records Strong Lima, Peru 1951 to 1974"; Reporte 77-587, U.S.G.S.; Merlo Park, California; 1977.
- 15) CERVENKA, V.; "Inelastic Finite Element Analysis of Reinforced Concrete Panels Under in Plane Loads"; PhD. Disertación Dpto. de Ingenieria Civil, Universidad de Colorado, Boulder, 1970.

- 16) CLOUGH, R. y PENZIEN, J.; "**Dynamics of Structures**"; Mac Graw-Hill; 1975.
- 17) CLOUGH, R., BENUSKA, K.L. y WILSON, E.L.; "Inelastic Earthquake Response of Tall Buildings"; Proceedings of the Third World Conference on Earthquake Engineering, Auckland y Wellington, New Zealand, Enero 1965 Vol. II pp. 68-84.
- 18) CLOUGH, R., BENUSKA, K.L., T Y LIN y Asociados; "E. H. A. Study of Seismic Design Criteria for High Rise Buildings"; HUD TS-3, US. Housing y Urban Development, Federal Housing Administration Washington D. C., August 1966.
- 19) CLOUGH, R. y BENUSKA, K. L.; "**Nonlinear Earthquake Behavior of Tall Buildings**"; Journal of the Engineering Mechanics Division, ASCA Vol. 93 No E M3 Junio 1967 pp. 129-146.
- 20) CLOUGH, R. y JOHNSTON, S. B.; "Effect of Stiffness Degradation on Earthquake Ductility Requirements"; Proceedings, Japan Earthquake Engineering Symposium, Tokio Oct 1966, pp. 195-198.
- 21) CHAVEZ, J.; "Study of the seismic behavior of two dimensional frame buildings. A computer program for the dynamic analysis: INDRA"; Curso Individual en I.I.S.E.E.; 1979-80.
- 22) CHAVEZ, J.; "Estudio del Comportamiento Inelástico de Estructuras de Concreto Armado durante Sismos Severos"; Ponencia E-26, IV Congreso Nacional de Ingeniería Civil; Chiclayo, Perú; 1982.
- 23) ECHARRY, A.; "Propuesta de Combinación Modal para el Análisis Dinámico Espectral de Edificios"; Tesis de Grado, Facultad de Ingeniería Civil, Universidad Nacional de Ingeniería; 1987.
- 24) FAJFAR P. y FISCHINGER; "Nonlinear Seismic Analysis of RC Building Implications of a Case Study"; EUROPEAN EARTHQUAKE ENGINEERING, pp. 34-47; Enero, 1981
- 25) FAJFAR P. y FISCHINGER; "N2 - A Method for Nonlinear Seismic Analysis of Regular Buildings"; Novena Conferencia Mundial sobre Ingeniería Sísmica, Vol. VIII, pp. 605-616; Japón; 1988.
- 26) GIBERSON, M.; "Two Nonlinear Beams with Definitions of Ductility"; Revista de la División Estructural, ASCE, Vol 95, No ST2, pp. 137-157; Febrero 1969.
- 27) HSU, L. W.; "Behavior of Multi-Story Reinforced Concrete Walls During Earthquakes"; PhD Tesis Departamento de Ingeniería Civil, Universidad de Illinois, Urbana 1974.
- 28) HUMAR, J.; "Seismic Response of Reinforced Concrete Frames"; Revista de la División Estructural, ASCE, Vol 107, No. ST7, pp. 1215-1232; Julio 1981.
- 29) INTERNATIONAL ASSOCIATION FOR EARTHQUAKE ENGINEERING, "Earthquake Resistant Regulations, A Word List-1988"; IAEE; 1988.
- 30) ISBELL, J. y BIGGS, J., "Inelastic design of building frames to resist earthquakes", Reporte 12, Departamento de Ingeniería Civil, MIT, Cambridge, Massachusets, Mayo 1974.
- 31) ISHIMARU, S.; "Ductility Factor Control Method"; Revista del Instituto de Arquitectura de Japón (AIJ), No. 233, Julio 1975.

- 32) KABA, S., MAHIN, S.; "Refined Modeling of Reinforced Concrete Columns for Seismic Analysis"; Reporte UCB/EERC/84/03, Universidad de California; Berkeley; Abril 1984.
- 33) KANAAN, A., POWELL, G.; "DRAIN-2D, A GENERAL PURPOSE COMPUTER PROGRAM FOR DYNAMIC ANALYSIS OF INELASTIC PLANE STRUCTURES"; Reporte EERC 73-6 y 73-22; Universidad de California, Berkeley; Agosto 1975.
- 34) KITAGAWA, Y., MIDORIKAWA, M., KASHIMA, T., KAMATASU, T.; "Dynamic characteristics of a Full Scale Seven Story Reinforced Concrete Building -Part of the U.S. JAPAN Cooperative Research Program-"; Reporte 108, BRI; Tsukuba, Japón; Mayo 1984.
- 35) KUNNATH, y REINHORN; "Inelastic Biaxial Bending Interaction of Reinforced Beams - Columns"; Structural Journal ACI vol 87 #3 mayo - junio 1990, pp. 284 - 291.
- 36) LIN, J. y MAHIN, S.; "Effect of Inelastic Behavior on the Analysis and Design of Earthquake Resistant Structures": Reporte UCB/EERC 85/08, Universidad de California; Berkeley; Enero 1985.
- 37) LUYTIES III, W., ANAGNOSTOPOULOS, S. y BIGGS, J.; "Studies on the Inelastic Dynamic Analysis and Design of Multi-Story Frames"; Reporte R76-29, Departamento de Ingeniería Civil, MIT; Cambridge, Massachusets, Julio 1976.
- 38) MAHIN, S. y BERTERO, V.; "Evaluation of Inelastic Seismic Design Spectra"; Revista de la División Estructural, ASCE, Vol. No. ST9; Septiembre 1981.
- 39) MARK, K. M. S. y ROESSET, J. M.; "Nonlinear Dynamic Response of Concrete Reinforced Frames"; Publication, Dpartment of Civil Engineering M.I.T., Agosto 1976.
- 40) MORALES, R., DELGADO, A.; "Apuntes de Clases del Curso de Diseño Sísmico de Edificaciones"; Facultad de Ingeniería Civil, UNI; 1985.
- 41) MURAKAMI, M. y PEZIEN, J.; "Nonlinear Response Spectra for Probabilistic Seismic Design of Reinforced Concrete Structures"; ; 1970.
- 42) NEWMARK, N., BLUME, J. y KAPUR, K.; "Seismic Design Spectra For Nuclear Power Plants"; Revista de la División de Potencia, ASCE, Vol 99, No. P02; Noviembre 1973.
- 43) O.I.N., MINISTERIO DE VIVIENDA; "Normas Peruanas de Diseño Sismo-Resistente"; Lima, Perú; 1977.
- 44) OTANI, S.; "Hysteresis Models of Reinforced Concrete For Earthquake Analysis"; Revista de la Facultad de Ingeniería de la Universidad de Tokyo, Vol. XXXVI, No. 2, 1981.
- 45) OTANI, S. y Sozen, M. A.; "Behavior of Multistory Reinforced Concrete Frames During Earthquakes"; Civil Engineering Studies, Structural Research Series No. 392, Universidad de Illinois, Urbana November 1972.
- 46) PARK y PAULAY; "**Estructuras de Concreto Reforzado**"; Editorial Limusa; México; 1980.

- 47) PARK, "Ductile Design Approach for Reinforced Concrete Frames", Revista Espectro Sísmico, Instituto de Investigación en Ingeniería Sísmica, Vol. 2, No. 3, pp. 565-615, (Mayo 1986).
- 48) PARK, R.; "Ductility Evaluation from Laboratory and Analytical Testing"; Novena Conferencia Mundial sobre Ingeniería Sísmica, Vol. VIII, pp. 605-616; Japón; 1988.
- 49) PIQUE, J.; "On The Use of Simple Models in Nonlinear Dynamic Analysis"; Reporte R76-43, Departamento de Ingeniería Civil, MIT; Setiembre 1976.
- 50) PIQUE, J.; "Apuntes de Clase del Curso de Dinámica Estructural"; Post-grado Ingeniería Estructural, UNI; 1978.
- 51) ROSENBLUETH, E. y NEWMARK, N.; "**Fundamentos de Ingeniería Sísmica**"; Editorial Diana; México; 1976.
- 52) SAIIDI, M. y SOZEN, M.; "Simple Nonlinear Seismic Analysis of RC Structures", Revista División Estructural ASCE. vol 107 st5 Mayo 1981.
- 53) SAIIDI, M. y SOZEN, M.; "Simple and Complex Model for Nonlinear Seismic Response of RC Structures", Report to the National Science Foundation, Dept. of Civil Engineering. Universidad de Illinois, Urbana, Agosto 1979.
- 54) SAIIDI, M.; "Hysteresis Models for Reinforced Concrete", Revista División Estructural ASCE. vol 108 st5 pp. 1077- 1088 ;Mayo 1982.
- 55) SCHNOBRICH, W. C.; "Behavior of Reinforced Concrete Structure Predicted by the Finite Element Methods"; An International Journal, Computers and Structures, Vol. 7, No 3; Junio 1977 pp. 365-376.
- 56) SHIBATA, A. y SOZEN, M.; "Substitute-Structure Method for Seismic Design in Reinforced Concrete"; Revista de la División Estructural, ASCE, Vol. 102, No ST1; Enero 1976.
- 57) SUGANO y KOREISHI; "An empirical evaluation of inelastic behavior structural elements in reinforced frames subjected to lateral forces"; V Conferencia Mundial sobre Ingeniería Sísmica; Roma; Junio 1973.
- 58) SUGANO, S., NAGASHIMA, T., KIMURA, H., HARA, M., YAMAMOTO, M., SAWAMURA, M.; "Seismic Design and Behavior of a Thirty Story Reinforced Concrete Building"; Novena Conferencia Mundial sobre Ingeniería Sísmica; Japón; 1988.
- 59) SUIDAN, M. y SCHNOBRICH, W. C.; "Finite Element Analysis of Reinforced Concrete"; Journal of the Structural Division, ASCE Vol. 99 No ST 10 Proc paper 10081, Octubre 1973, pp 2109 - 2122.
- 60) UMEMURA, H., TAKIZAWA, H.; "Dynamic Response of Reinforced Concrete Buildings"; Asociación Internacional de Puentes y Estructuras de Ingeniería, IABSE; Suiza; 1982.

- 61) TAKAYANAGI, T., SCHNOBRICH, W. C.; "Computed Behavior of Reinforced Concrete Coupled Shear Walls"; Civil Engineering Studies, Structural Research Series, No 434. Universidad de Illinois, Urbana diciembre 1976.
- 62) TAKEDA, T., SOZEN, A. M. y NIELSEN N.; "Reinforced Concrete Response to Simulate Earthquakes"; Revista División Estructural ASCE Vol st12 diciembre 1970.
- 63) TAKIZAWA, H.,; "Nonlinear Models for Simulating The Dinamic Damaging Process of Low Rise Reinforced Concrete Buildings During Severe Earthquakes", Earthquake Engineering and Structural Dynamics vol. 4 ,73-94 1975.
- 64) TANSIRIKONGKOL, y PECKNOLD, D.; "Equivalent Linear SDF Response to Earhtquakes", Revista División Estructural ASCE vol. st12 pp. 2524 - 2545 diciembre 1979.
- 65) YOSHIMURA, M.; "A Progress Report on the Full Scale Seismic Experiment of a Seven Story Reforced Concrete Building Part of the US - JAPAN Cooperative Program"; Building Research Institute Misnistry of Construction Japón.
- 66) YOSHIMURA M.; "Reduction of MDOF System to SDOF System"; Report of Building Reseach Institute, Tsukuba, Japan May 1981.
- 67) YUZUGULLO O. y SCHNOBRICH W. C.; "A Numerical Procedure for the Determination of the Behavior of a Shear Wall Frame System"; Journal of the ACI Proc. V. 70, No 7 Jul 1973 pp.474-479.