



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO

ESCUELA NACIONAL DE ESTUDIOS PROFESIONALES
"ARAGON"

DISIPACION DE ENERGIA POR TERREMOTOS EN
ESTRUCTURAS SENCILLAS DE UN GRADO DE
LIBERTAD.

TESIS PROFESIONAL
QUE PARA OBTENER EL TITULO DE:
INGENIERO CIVIL
P R E S E N T A :
ANDRES SANCHEZ PACHECO

FALLA DE ORIGEN



Universidad Nacional
Autónoma de México



UNAM – Dirección General de Bibliotecas Tesis Digitales Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS © PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

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

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

INDICE.

CAPITULO 1.

Introducción.....	1
1.1.- Antecedentes.....	1
1.2.- Objetivos y alcance.....	2

CAPITULO 2.

Criterios energéticos y ecuaciones de movimiento en estructuras sencillas sometidas a terremotos.....	3
2.1.- Ecuaciones de movimiento.....	3
2.2.- Criterios energéticos.....	6

CAPITULO 3.

Metodología para evaluar las fuentes de disipación de energía en estructuras sencillas sometidas a terremotos.....	11
3.1.- Solución de la ecuación diferencial de movimiento.....	11
3.2.- Obtención de la fuerza restauradora de la estructura.....	12
3.3.- Ductilidad requerida.....	13
3.4.- Cálculos de diferentes términos de energía.....	14
3.4.1.- Energía suministrada E_r	14
3.4.2.- Energía disipada por el amortiguamiento E_d	15
3.4.3.- Energía cinética E_k	15
3.4.4.- Energía histerética E_H	15
3.4.5.- Energía de deformación elástica E_s	16
3.5.- Modelos empleados para representar las curvas cargas-deformación en éste estudio.....	16
3.5.1.- Modelo elastoplástico.....	16
3.5.2.- Modelo de degradación de rigidez.....	16

CAPITULO 4.

Registros sísmicos empleados.....	19
-----------------------------------	----

CAPITULO 5.

Resultados obtenidos del calculo de términos de energía con diversos parámetros de ω , μ y registros sísmicos específicos.....	20
5.1.- Historias de cargas empleadas por diferentes investigadores.....	23
5.2.- Demanda y capacidad de disipación de energía histerética por unidad de masa de una estructura sometida a el sismo de la SCT.....	25
5.3.- Historia de cargas propuesta para analizar la respuesta de estructuras, e interpretación de resultados.....	28
5.3.1.- Criterio de la selección de las historias de cargas propuestas en esta investigación.....	28
5.3.2.- Evaluación de demandas y capacidades de disipación de energía histerética para el temblor de "El Centro".....	30
5.3.3.- Evaluación de demandas y capacidades de disipación de energía histerética para el temblor E-W de la SCT de Septiembre de 1985.....	31
5.4.- Distribución en el tiempo de las demandas y capacidades de disipación de energía, obtenidas a partir de el modelo elastoplástico.....	36

CAPITULO 8.

Conclusiones y recomendaciones.....	40
Referencias.....	43

CAPITULO 1

INTRODUCCION.

Cuando una estructura está sujeta a movimiento sísmico del terreno, éste le imparte una cierta cantidad de energía, la cual es disipada en la estructura en diversas formas de energía, entre las cuales puede mencionarse la histerética, la del amortiguamiento, la cinética, y la de deformación elástica.

La cantidad de energía impartida a la estructura y la manera de disiparla dependen de varios factores. Entre los cuales puede mencionarse a las características del movimiento del terreno (tal como su amplitud y su contenido de frecuencia), y a las propiedades de la estructura, tales como su período natural y sus propiedades de amortiguamiento y resistencia.

Algunos investigadores sugieren que el valor de la aceleración máxima es un parámetro para determinar qué tan severo fue el sismo. Sin embargo, este parámetro nos dice muy poco acerca de la cantidad de energía que suministró el terreno a la estructura, o sobre el daño potencial del sismo.

En este trabajo se pretende cuantificar esta energía a partir de las características de la respuesta inelástica de estructuras sencillas ante movimientos sísmicos típicos.

1.1. ANTECEDENTES.

Se sabe que durante un sismo una buena parte de la energía impartida a la estructura es disipada por su deformación inelástica.

Uno de los primeros estudios de energía encaminado al diseño antisísmico de estructuras fue desarrollado por Housner en el año de 1956 (ref. 10). Este investigador se basó en la cantidad de energía suministrada a la estructura y en su "habilidad" para disiparla. La energía impartida a la estructura fue estimada como el producto de un medio de la masa de la estructura por el cuadrado de la velocidad máxima de la masa respecto a la base. El valor de la velocidad máxima se obtiene del espectro de pseudo-velocidad (con el valor apropiado del amortiguamiento de la estructura). La "habilidad" de la estructura para disipar dicha energía se basa en sus propiedades de resistencia-deformación. Con éstos parámetros determinó que la estructura se podría diseñar de tal manera que su comportamiento durante un sismo fuerte fuera elástico, y por tanto tener suficiente capacidad de absorción de energía.

Berg, en 1963 (ref. 4), estudió algunos alcances de la deformación inelástica y la disipación de energía en estructuras sencillas de un grado de libertad. Consideró que un decremento en el

nivel de cedencia disminuye la cantidad de energía impartida a la estructura. El procedimiento de diseño que sugirió es esencialmente el mismo de Housner, considerando además que la fuerza restauradora máxima no fuera mayor del 5% del peso de la estructura para que no tuviera una deformación excesiva.

Una investigación más amplia de la energía de absorción en estructuras simples fue desarrollada por Jennings en 1965 (ref. 11). Su estudio fue dirigido a una clase de estructuras dañadas, representado por el modelo estructural de Ramberg-Osgood, el cual incluye estructuras histeréticas lineales, elastoplásticas y bilineales. Se estudió la respuesta de esta clase de estructuras con un arreglo de ocho sismos artificiales. Entre las cantidades de respuesta obtenidas se encontró que la energía total impartida a una estructura dañada resultó ser aproximadamente igual que la impartida a una lineal con el mismo período natural.

Por su parte Zahrah y Hall en 1982 (ref. 19), realizaron estudios con estructuras de uno y dos grados de libertad, con amortiguamientos del 2, 5 y 10%. Utilizaron diversos registros sísmicos ocurridos en el estado de California durante los años de 1940 y 1979, destacando el ampliamente conocido de "El Centro". Estos investigadores encontraron que a mayor duración de el sismo, la fuerza restauradora (fuerza del resorte) incurrió mayor número de veces en el intervalo inelástico, con el consiguiente aumento en la demanda de disipación de energía histerética.

1.2. OBJETIVOS Y ALCANCE.

Los objetivos del presente trabajo son los siguientes:

- Establecer las diferencias entre los modelos elastoplástico y degradación de rigidez, en lo referente a disipación de energía histerética.
- Comparar la energía histerética de estructuras sencillas asociadas a las historias de cargas empleadas por diversos investigadores en estudios experimentales de estructuras ante cargas laterales del tipo reversible, con las energías histeréticas requeridas por terremotos como el registrado en "El Centro" (1940), o el del 19 de Septiembre de 1985 en la SCT de la Ciudad de México.

También se pretende dar bases y una metodología para determinar la historia de cargas laterales estáticas que deben emplearse en el laboratorio, que sean representativas del daño estructural asociado a movimientos típicos como los anteriormente mencionados.

CAPITULO 2

CRITERIOS ENERGETICOS Y ECUACIONES DE MOVIMIENTO EN ESTRUCTURAS SENCILLAS SOMETIDAS A TERREMOTOS.

2.1. ECUACIONES DE MOVIMIENTO.

Considérese la estructura sencilla de un grado de libertad sometida a una excitación dinámica como se muestra en la figura 2.1. En esta estructura la masa M se concentra en el elemento horizontal rígido, que a su vez es sostenido por las columnas que tienen una rigidez lateral K . Además la estructura cuenta con un coeficiente de amortiguamiento C .

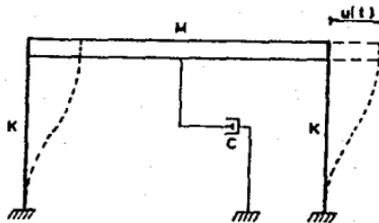


fig.2.1. Estructura sencilla de un grado de libertad.

La excitación dinámica, mediante el movimiento sísmico del terreno en su componente horizontal, inducido a la base de la estructura mediante el desplazamiento $y(t)$, velocidad $\dot{y}(t)$ y aceleración $\ddot{y}(t)$ del terreno, se muestra en la figura 2.2.

Debido a dicha excitación, la base de la estructura es desplazada una cantidad $y(t)$, y el elemento de masa M se desplaza $u(t)$ respecto a la base, teniendo un desplazamiento total $u_T(t)$, como se muestra en la figura 2.2.

Del diagrama de cuerpo libre del elemento de masa M , mostrado en la figura 2.3, se tiene que la ecuación de equilibrio dinámico es:

$$f_I + f_D + f_S = 0 \quad (2.1)$$

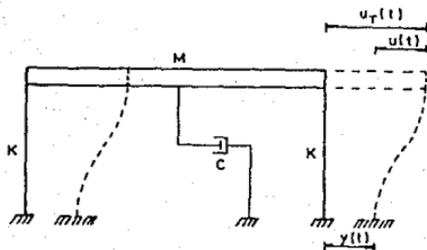


fig.2.2. Estructura sencilla de un grado de libertad sometida a movimiento sísmico de el terreno.

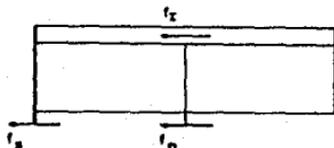


fig.2.3. Diagrama de cuerpo libre de la fig.2.2.

La fuerza de inercia f_I es:

$$f_I = M[\ddot{y}(t) + \ddot{u}(t)]$$

La fuerza del amortiguamiento f_D se define como:

$$f_D = C\dot{y}(t)$$

La fuerza del resorte f_S se define como:

$$f_S = Ky(t)$$

sustituyendo f_I , f_D y f_S en la ecuación (2.1) resulta:

$$M\ddot{u}(t) + C\dot{y}(t) + Ky(t) = -M\ddot{u}(t) \quad (2.2)$$

Esta ecuación es la ECUACION DIFERENCIAL DE MOVIMIENTO para un movimiento sísmico del terreno.

La ecuación (2.2) también puede interpretarse como se describe esquemáticamente en la figura 2.4. Como se aprecia en esta figura el término $M\ddot{y}(t)$ es equivalente a una fuerza externa $P(t)$. Esta fuerza se denomina FUERZA EFECTIVA SISMICA.

Haciendo:

$$R'(u) = Ku(t)$$

la ecuación (2.2) queda:

$$M\ddot{u}(t) + C\dot{u}(t) + R'(u) = -M\ddot{y}(t) \quad (2.3)$$

donde $R'(u)$ es la fuerza restauradora de la estructura.

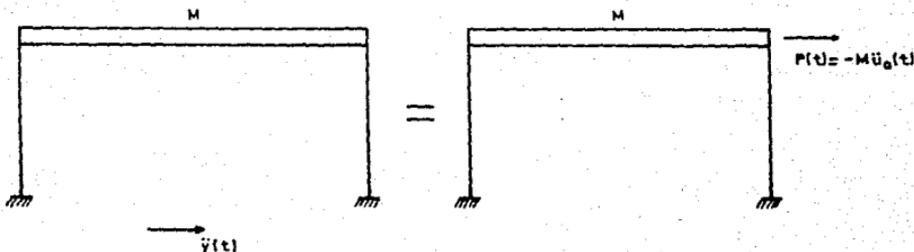


fig.2.4. Fuerza efectiva sísmica.

Ahora bien, si dividimos (2.3) entre la masa M queda lo siguiente:

$$\ddot{u}(t) + \frac{C}{M} \dot{u}(t) + R(u) = -\ddot{y}(t) \quad (2.4)$$

donde $R(u)$ es la fuerza restauradora de la estructura por unidad de masa.

Por definición (ref. 19) sabemos que:

$$\frac{C}{M} = 2\xi\omega$$

v

$$\omega^2 = \frac{K}{M}$$

donde ξ es el porcentaje de amortiguamiento crítico y ω es la frecuencia circular de la estructura. Sustituyendo el valor de C/M en (2.4) finalmente queda:

$$U(t) + 2\xi\omega\dot{u}(t) + R(u) = -\ddot{y}(t) \quad (2.5)$$

que es la ECUACION DIFERENCIAL DE MOVIMIENTO POR UNIDAD DE MASA.

La frecuencia circular ω está relacionada con la frecuencia natural f y el período natural T mediante:

$$\omega = 2\pi f = \frac{2\pi}{T} \quad (2.6)$$

La ecuación (2.5) es la que se utiliza en el presente trabajo, cuya solución se realiza con el método de Newmark en su variante de aceleración lineal, debido a que es uno de los métodos que dan mejores resultados (ref. 3).

2.2. CRITERIOS ENERGETICOS.

Cuando una estructura está sujeta a una excitación dinámica en su base, el terreno le transmite una cierta cantidad de energía, de la cual, una parte es disipada en forma de energía cinética y de energía de deformación elástica, y el resto es disipada por el amortiguamiento y la deformación inelástica.

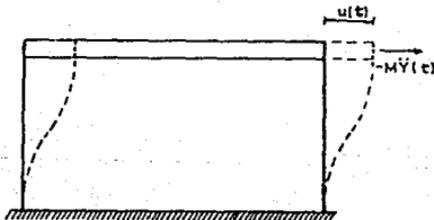


fig.2.5. Estructura de un grado de libertad sujeta a una fuerza lateral de magnitud $-M\ddot{y}(t)$.

En una estructura de un grado de libertad sujeta a una fuerza horizontal de magnitud $-M\ddot{y}(t)$, figura 2.5, se puede calcular la energía suministrada a la estructura (E_I), aplicando la ecuación diferencial de movimiento y suponiendo que inicialmente se encuentra en reposo. Esta energía está dada por:

$$E_I' = - \int_0^u MY(t)du = - M \int_0^u \ddot{y}(t)du \quad (2.7)$$

mientras que la energía absorbida E_I'' por la estructura es:

$$E_I'' = \int_0^u MU(t)du + \int_0^u C\dot{U}(t)du + \int_0^u R'(u)du \quad (2.8)$$

Debido a que se trabaja por unidad de masa v como $du = \dot{u}(t)dt$ las ecuaciones (2.7) y (2.8) resultan ser:

$$E_I' = - \int_0^t \ddot{y}(t)\dot{u}(t)dt \quad (2.9)$$

$$E_I'' = \int_0^t U(t)\dot{u}(t)dt + 2\xi\omega \int_0^t \dot{u}(t)^2 dt + \int_0^t R(u)\dot{u}(t)dt \quad (2.10)$$

De (2.10) se deducen los términos de energía absorbida por la estructura, que son:

$$E_K = \int_0^t \dot{u}(t)\dot{u}(t)dt$$

$$E_D = 2\xi\omega \int_0^t \dot{u}(t)^2 dt$$

$$E_H + E_S = \int_0^t R(u)\dot{u}(t)dt$$

donde E_K es la energía cinética, E_D es la energía disipada por el amortiguamiento, E_H es la energía histerética y E_S es la energía de deformación elástica.

Considerando que se trabaja en intervalos de tiempo, t y $t+\Delta t$, puede demostrarse que el incremento de energía suministrada $\Delta E_I'$, desarrollada por la regla de Simpson, es:

$$\begin{aligned} \Delta E_I' = & -[\dot{u}(t)\ddot{y}(t) + 0.5\dot{u}(t)\Delta\ddot{y} + \frac{1}{3}\Delta\dot{u}\Delta\ddot{y} + 0.5\dot{u}\Delta\ddot{y}(t)]\Delta t \\ & + [0.5\Delta\dot{u}\Delta\ddot{y} + \Delta\dot{u}\ddot{y}(t)] \frac{\Delta t^2}{12} \end{aligned}$$

La energía E_I en el tiempo $t+\Delta t$ se define como:

$$E_I(t+\Delta t) = E_I(t) + \Delta E_I \quad (2.11)$$

Así mismo, el incremento de energía cinética ΔE_K es:

$$\Delta E_K = \dot{u}(t)\Delta u + 0.5(\Delta \dot{u})^2$$

siendo la energía E_K en el tiempo $t+\Delta t$:

$$E_K(t+\Delta t) = 0.5\dot{u}(t+\Delta t)^2 \quad (2.12)$$

que es más directo e igual que si aplicamos el incremento ΔE_K .

Puede demostrarse que el incremento de energía disipada por el amortiguamiento ΔE_D en el intervalo t y $t+\Delta t$, desarrollado por la regla de Simpson, es:

$$\Delta E_D = 2\zeta\omega \left[(\dot{u}(t))^2 + \frac{\Delta \dot{u}^2}{3} + \dot{u}(t)\Delta \dot{u} \right] \Delta t - \left(\dot{u}(t)\Delta u + 0.5\Delta \dot{u}\Delta u \right) \frac{\Delta t^2}{6} + \frac{\Delta \dot{u}^2 \Delta t^3}{96}$$

por lo que la energía E_D en el tiempo $t+\Delta t$ es:

$$E_D(t+\Delta t) = E_D(t) + \Delta E_D \quad (2.13)$$

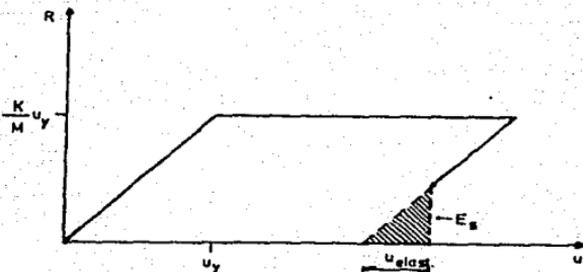


fig.2.6. Resistencia por unidad de masa-desplazamiento relativo.

La energía de deformación elástica E_S en el tiempo $t+\Delta t$ viene dada por:

$$E_S(t+\Delta t) = 0.5\omega^2(u_{ELAST.})^2 \quad (2.14)$$

donde $u_{ELAST.}$ es el desplazamiento relativo elástico o recuperable mostrado en la figura 2.6.

En el rango inelástico E_S no tiene valor.

De la figura 2.6 el desplazamiento $u_{ELAST.}$ vale:

$$u_{ELAST.} = \frac{R(t+\Delta t)}{\omega^2}$$

sustituyéndolo en (2.14) y haciendo algunas manipulaciones algebraicas se tiene que $E_S(t+\Delta t)$ es:

$$E_S(t+\Delta t) = \frac{0.5R(t+\Delta t)^2}{\omega^2} \quad (2.15)$$

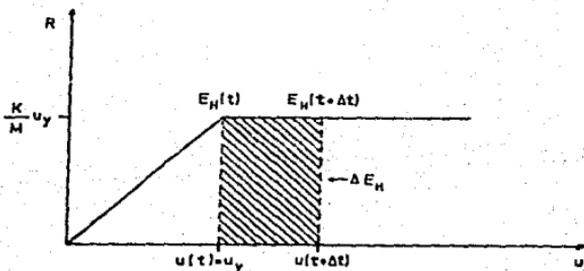


fig.2.7. Representación esquemática de la energía histerética (E_H).

Si la estructura está en el intervalo del desplazamiento relativo elástico o recuperable $u_{ELAST.}$, el incremento de energía histerética E_H es igual a cero. Por el contrario, si va alcanzó la fuerza restauradora máxima R_V (figura 2.6), entonces el incre-

mento ΔE_H vale:

$$\Delta E_H = \omega^2 u_V [u(t+\Delta t) - u(t)]$$

v la energía E_H en el tiempo $t+\Delta t$ es:

$$E_H(t+\Delta t) = E_H(t) + \Delta E_H \quad (2.16)$$

como se muestra en la figura 2.7.

Las expresiones anteriores fueron utilizadas en esta investigación para el análisis de energías que se efectúa.

CAPITULO 3

METODOLOGIA PARA EVALUAR LAS FUENTES DE DISIPACION DE ENERGIA EN ESTRUCTURAS SENCILLAS SOMETIDAS A TERREMOTOS.

3.1. SOLUCION DE LA ECUACION DIFERENCIAL DE MOVIMIENTO.

Se parte de la ecuación (2.8) cuya solución se realiza con el método de integración de Newmark en su variante de aceleración lineal (ref. 3), el cual se basa en las siguientes expresiones:

$$\begin{aligned} \dot{u}(t+\Delta t) &= \dot{u}(t) + [(1-\delta)\dot{U}(t) + \delta\dot{U}(t+\Delta t)]\Delta t \\ u(t+\Delta t) &= u(t) + \dot{u}(t)\Delta t + [(0.5-\alpha)U(t) + \alpha U(t+\Delta t)]\Delta t^2 \end{aligned} \quad (3.1)$$

donde $\alpha=1/6$ y $\delta=1/2$. Haciendo algunas manipulaciones algebraicas se tiene:

$$\begin{aligned} \dot{u}(t+\Delta t) &= \dot{u}(t) + 0.5[\dot{U}(t) + \dot{U}(t+\Delta t)]\Delta t \\ u(t+\Delta t) &= u(t) + \dot{u}(t)\Delta t + \dot{U}(t)\frac{\Delta t^2}{3} + \dot{U}(t+\Delta t)\frac{\Delta t^2}{6} \end{aligned} \quad (3.2)$$

La metodología para resolver numéricamente la ecuación diferencial de movimiento puede resumirse en los siguientes pasos:

- 1.- Se supone valores iniciales para u , \dot{u} y \dot{U} , así como las características de la estructura y del acelerograma.
- 2.- Se toma el parámetro $U_{SUP}(t+\Delta t)$, que en (3.2) sería $\dot{U}(t+\Delta t)$, y se calcula $\dot{u}(t+\Delta t)$ y $u(t+\Delta t)$ con las ecuaciones (3.2).
- 3.- Con $u(t+\Delta t)$ se obtiene $R[u(t+\Delta t)]$ como se verá en la sección 3.2.
- 4.- Los resultados calculados y los conocidos se sustituyen en la ecuación (2.5) obteniendo de la misma $\dot{U}(t+\Delta t)$, que no es la del paso 2.
- 5.- Este valor de $\dot{U}(t+\Delta t)$ se compara con el de $U_{SUP}(t+\Delta t)$. Si el valor absoluto de la diferencia de la segunda menos la primera es menor o igual a una aproximación dada, se soluciona la ecuación (2.5) para ese tiempo. Para el siguiente instante de tiempo se considera:

$$U(t) = U(t+\Delta t)$$

$$\dot{u}(t) = \dot{u}(t+\Delta t)$$

$$u(t) = u(t+\Delta t)$$

y se repite el proceso desde el paso 2.

Si la diferencia es mayor a la aproximación se hace lo siguiente:

$$U_{\text{sup}}(t+\Delta t) = U(t+\Delta t)$$

y se repite el proceso desde 2, hasta que se cumpla la condición establecida en el paso 5.

- 6.- Se obtienen los valores máximos de los desplazamientos, tanto positivo como negativo. Se compara el positivo con el valor absoluto del negativo y el que resulte mayor es el desplazamiento máximo de la estructura durante el sismo.

3.2. OBTENCION DE LA FUERZA RESTAURADORA DE LA ESTRUCTURA.

La fuerza restauradora R es aquella que trata de que la estructura, bajo la acción sísmica, vuelva a su estado original. Está en función del desplazamiento de la misma y tiene un valor máximo R_y definido por el desplazamiento de cedencia u_y , dado por:

$$R_y = \omega^2 u_y \quad (3.3)$$

Este es un valor límite entre los intervalos elástico e inelástico de la estructura (figura 3.1).

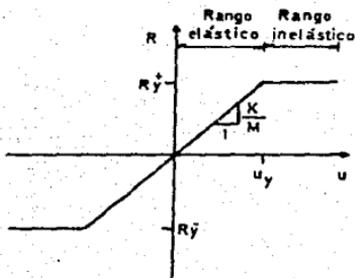


fig.3.1. Rangos elástico y plástico de una estructura.

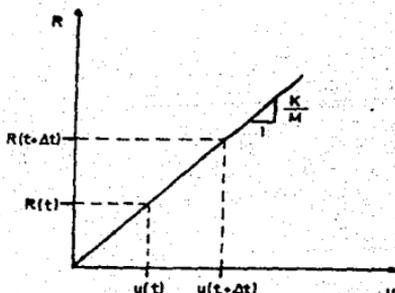


fig.3.2. Diagrama fuerza R - deformación relativa.

A partir de la figura 3.2 se tiene que $R(t+\Delta t)$ es:

$$R(t+\Delta t) = R(t) + [u(t+\Delta t) - u(t)]\omega^2 \quad (3.4)$$

Con base en esta ecuación, el procedimiento para el cálculo de $R(t+\Delta t)$ es el siguiente:

- 1.- El valor de $R(t)$ en el tiempo $t=0$ es $R(t)=R(0)=0$.
- 2.- Se obtiene $R(t+\Delta t)$ con (3.4).
- 3.- Se compara $R(t+\Delta t)$ con $+R_y$. Si es menor o igual se compara ahora el valor absoluto de $R(t+\Delta t)$ con su similar de $-R_y$.

Si es menor o igual, el valor no se modifica y se sigue con el siguiente tiempo, haciendo antes:

$$R(t) = R(t+\Delta t)$$

y se repite el proceso desde el paso 2.

- 4.- Si $R(t+\Delta t)$ es mayor que $+R_y$, la primera toma el valor de la segunda. Lo mismo ocurre si el valor absoluto de $R(t+\Delta t)$ es mayor que su similar de $-R_y$. Siempre tomando su signo correspondiente en ambos casos.
Para pasar al siguiente tiempo se hace lo descrito en el paso 3.

3.3. DUCTILIDAD REQUERIDA.

La ductilidad de desplazamiento μ de una estructura es la relación entre sus desplazamientos máximo u_{MAX} y el de cedencia u_y , es decir:

$$\mu = \frac{u_{MAX}}{u_y} \quad (3.5)$$

La secuencia para llegar a la ductilidad requerida es la siguiente:

- 1.- Se supone un valor de u_y lo suficientemente grande para que la solución de la ecuación (2.5) dé un u_{MAX} elástico, que se toma como punto de partida.
- 2.- Se consideran dos parámetros u_{YMAX} y u_{YMIN} . El primero toma el valor de u_{MAX} elástico del paso 1, y el segundo se iguala a cero.

- 3.- Se obtiene un valor promedio de u_Y con u_{YMAX} y u_{YMIN} . Se soluciona la ecuación (2.5), dando ahora un u_{MAX} inelástico.
- 4.- Se calcula la ductilidad $\mu_{CALC.}$ con la siguiente ecuación:

$$\mu_{CALC.} = \left| \frac{u_{MAX} \text{ (inelástico)}}{u_Y} \right|$$

- 5.- $\mu_{CALC.}$ se compara con μ mediante:

$$\mu - \text{aproximación deseada} \leq \mu_{CALC.}$$

Si no cumple, se hace $u_{YMAX} = u_Y$ y se regresa al paso 3.

Si cumple, se comparan ahora con:

$$\mu + \text{aproximación deseada} \cong \mu_{CALC.}$$

Si la condición anterior no se cumple, se hace $u_{YMIN} = u_Y$ y se regresa al paso 3.

Si cumple, entonces se llegó a la ductilidad requerida.

3.4. CALCULO DE LOS DIFERENTES TERMINOS DE ENERGIA.

Como se comentó en la sección 2.2 existen cinco tipos de energía que son: E_I , E_D , E_K , E_H y E_S . Todas ellas por unidad de masa.

3.4.1. ENERGIA SUMINISTRADA E_I .

Esta energía es la que imparte el movimiento sísmico de el terreno a la estructura.

Se obtiene con la ecuación (2.11) y antes de cada nuevo tiempo el E_I calculado, $E_I(t+\Delta t)$, pasa a ser $E_I(t)$, es decir:

$$E_I(t) = E_I(t+\Delta t)$$

3.4.2. ENERGÍA DISIPADA POR EL AMORTIGUAMIENTO E_D .

Es la que disipa el amortiguamiento de la estructura. Su cálculo se realiza con la ecuación (2.13) y en cada nuevo intervalo de tiempo el E_D calculado, $E_D(t+\Delta t)$, se convierte en $E_D(t)$, es decir:

$$E_D(t) = E_D(t+\Delta t)$$

3.4.3. ENERGÍA CINÉTICA E_K .

La energía cinética se disipa en el movimiento de la estructura a consecuencia de la velocidad de la misma. Se calcula con la ecuación (2.12).

3.4.4. ENERGÍA HISTERÉTICA E_H .

Esta energía se disipa por la ocurrencia de daños en la estructura, y se calcula con la ecuación (2.16). El valor de ésta energía se incrementa solamente cuando la fuerza R es máxima (R_y) en caso contrario se mantiene constante.

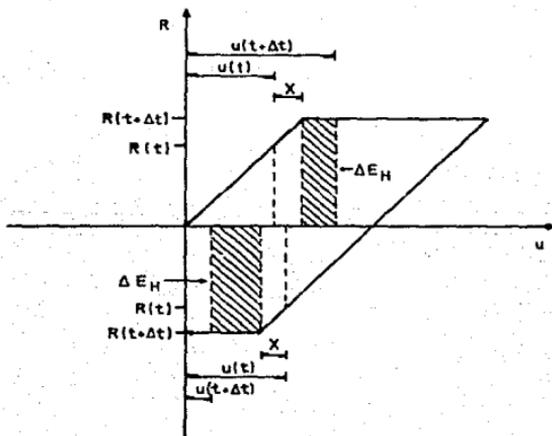


fig.3.3. Corrección en el cálculo de la E_H .

Para el caso particular que ocurre cuando $R(t) < R_y$, y $R(t+\Delta t) = R_y$, el algoritmo que aquí se emplea para calcular E_H lleva a sobreestimar este parámetro en una cantidad extra (área sin sombrear). El incremento ΔE_H en realidad es sólo el área sombreada, como se muestra en la figura 3.3. Para corregir este error se emplea la ecuación siguiente:

$$E_H(t+\Delta t) = E_H(t) + R(t+\Delta t)\{u(t+\Delta t) - [u(t) + \frac{R(t+\Delta t) - R(t)}{\omega^2}]\}$$

3.4.5. ENERGIA DE DEFORMACION ELASTICA E_S

Se presenta sólo en rango elástico de la estructura, y tiene un valor máximo dado por:

$$E_S(\text{MAX}) = \frac{Ry^2}{2\omega^2}$$

Para su cálculo se necesita conocer si $R(t+\Delta t)$ es igual a R_y . En éste caso E_S es máxima, en caso contrario su valor es el que resulte de la ecuación (2.15).

3.5. MODELOS EMPLEADOS PARA REPRESENTAR LAS CURVAS CARGAS-DEFORMACION EN ESTE ESTUDIO.

En la evaluación de las diversas fuentes de disipación de energía que se produce en estructuras sencillas durante terremotos, debe considerarse el tipo de curva carga-deformación de este tipo de estructuras. En éste trabajo se emplean dos modelos, el elastoplástico y el de degradación de rigidez.

3.5.1. MODELO ELASTOPLASTICO.

Este modelo representa de manera bastante simplista la relación carga-deformación de la estructura. Un ciclo histerético completo se muestra en la figura 3.4.

3.5.2. MODELO DE DEGRADACION DE RIGIDEZ.

Este modelo se basa en el modelo de Takeda. En comparación con el modelo elastoplástico toma una parte del ciclo histerético

considerado en 41.

El modelo de Takeda se puede representar de manera simplista como se muestra en la figura 3.5.

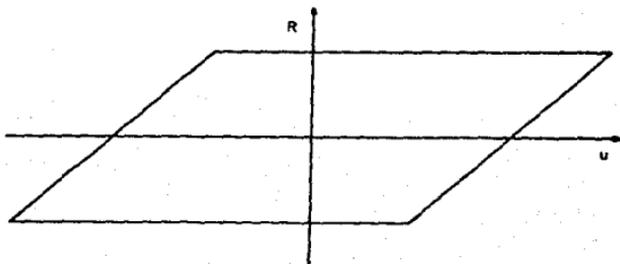


fig.3.4. Ciclo histérico en el modelo elastoplástico.

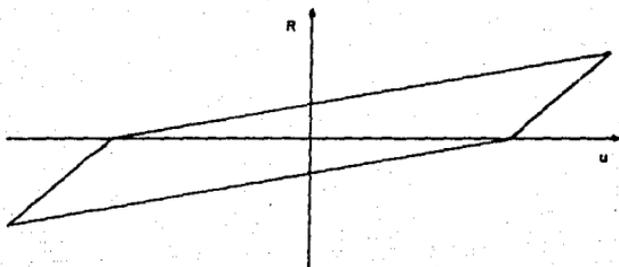


fig.3.5. Ciclo histérico considerado en el modelo de Takeda.

En ésta figura se muestra que el concepto de degradación de rigidez considera la disminución de la pendiente de carga y descarga respecto a la inicial.

Para el análisis de las estructuras se cuenta con el programa de análisis inelástico denominado DRAIN, empleando la variante del modelo con degradación de rigidez de Takeda explicado anteriormente. La metodología que utiliza dicho programa es básicamente la misma del modelo elastoplástico comentada anteriormente.

a excepción de que no obtiene la velocidad ni la aceleración de respuesta de la estructura. Motivo por el cual en el caso del estudio de energías que aquí se efectúa, en la variante de degradación de rigidez, se calcula sólo los valores de la energía histérica E_H , a partir de la ecuación (2.16).

Con ésto se concluye la metodología empleada en la realización del presente trabajo.

CAPITULO 4

REGISTROS SISMICOS EMPLEADOS.

Los registros sísmicos que se emplearon en el desarrollo de el presente estudio fueron los siguientes:

- el registrado en el Valle Imperial en la estación "El Centro" en California, E.E.U.U., en el año de 1940 y en su componente N-S, figura 4.1., y
- el registrado en la Secretaría de Comunicaciones y Transportes en la Ciudad de México, en el año de 1985, en su componente E-W, figura 4.2.

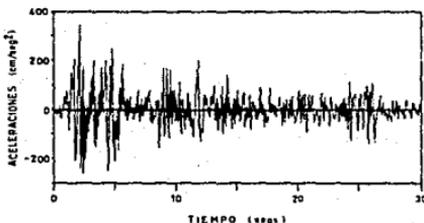


fig.4.1. Acelerograma del sismo registrado en la estación "El Centro". componente N-S (1940), en California, E.E.U.U.

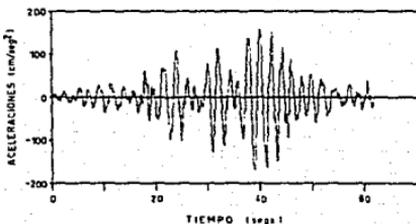


fig.4.2. Parte más intensa del acelerograma del sismo registrado en la estación de la SCT, componente E-W (19 de Septiembre de 1985). D.F., México.

CAPITULO 5

RESULTADOS OBTENIDOS DEL CALCULO DE TERMINOS DE ENERGIA CON DIVERSOS PARAMETROS DE ω , μ Y REGISTROS SISMICOS ESPECIFICOS.

Una estructura de n niveles, se puede estudiar de manera muy simplificada a partir de los conceptos desarrollados para una estructura de un grado de libertad. Por ejemplo, un razonamiento en este sentido es empleado por muchos reglamentos de diseño sísmico cuando se diseñan estructuras de varios niveles a partir del concepto de espectro de diseño, el cual proviene de analizar estructuras de un grado de libertad. En este trabajo se estudian estructuras sencillas de un grado de libertad, por lo que se tomó un intervalo de valores para el período natural T , de 0.2 a 3.0 segundos con incrementos de 0.1, 0.25 y 0.5 segundos para el sismo de "El Centro", y de 0.25 a 3.0 segundos con incrementos de 0.25 segundos para el sismo de la SCT. Se eligió que la estructura cumpliera el requisito de tener una ductilidad máxima de desplazamiento, μ , igual a 4. El coeficiente de amortiguamiento crítico, ζ , se tomó igual a 0.05 en todos los casos.

Estudios experimentales de diversas estructuras en laboratorio (ref. 13), en ensayos con cargas laterales del tipo reversible, muestran que en general las fallas de estructuras se pueden clasificar de manera simplista en dos tipos. El primero es un tipo de falla con buena capacidad de disipación de energía, por ejemplo la falla debida a flexión. El segundo es un tipo de falla con poca capacidad de disipación de energía, por ejemplo la falla debida a cortante y/o adherencia. En ambos tipos de falla se ha observado degradación de rigidez, este fenómeno es más pronunciado en el segundo tipo de falla.

Park y colaboradores (ref. 13) ensayaron elementos estructurales ante cargas laterales del tipo anteriormente mencionadas. En las figuras 5.1.a y 5.1.b, se muestran resultados típicos de esta investigación. Estos resultados corresponden a los tipos de falla con buena y poca capacidad de disipación de energía histerética (E_H) respectivamente. La evaluación de éstos resultados indica que el primer tipo de falla (fig. 5.1.a.), tiene valores de E_H del orden del 50% de los valores de E_H correspondientes al ciclo elastoplástico. Así mismo, el segundo tipo de falla (fig. 5.1.b.), tiene valores de E_H del orden del 30% del valor de E_H correspondiente al ciclo elastoplástico. Estos porcentajes se obtuvieron relacionando el área del ciclo histerético (A_p), con el área del ciclo elastoplástico de cada una de las fallas (A_T), como se muestra en la figura 5.1. Estos resultados también indican que la relación de áreas de los ciclos histeréticos de la figura 5.1.b. con respecto a la figura 5.1.a., puede aproximarse con la relación $0.3/0.5=0.6$, es decir en un 60%.

Resultados semejantes a los anteriores se obtuvieron en una investigación experimental realizada en el Instituto de Ingeniería de la UNAM, con especímenes a base de losas roticulares (ref. 16). Estudiando los resultados de ésta investigación, se distinguen también dos tipos de falla como a continuación se ilustra:

Falla con poca capacidad de disipación de energía.

$$\frac{A_P}{A_T} = \frac{2050}{11500} = 0.178$$

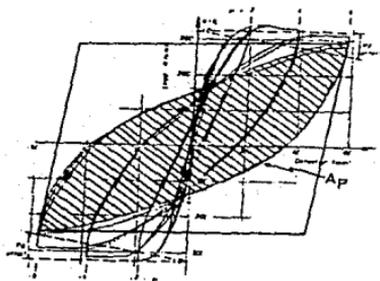
Falla con buena capacidad de disipación de energía.

$$\frac{A_P}{A_T} = \frac{2850}{9850} = 0.289$$

Si se relacionan los valores A_P/A_T de ambos tipos de falla de los casos anteriores, se obtiene:

$$\frac{0.178}{0.289} = 0.62. \text{ equivalente al } 62\%$$

Este valor es bastante cercano al valor obtenido por Park comentado anteriormente. Por tanto puede afirmarse que aproximadamente el área encerrada por ciclos histeréticos de estructuras con tipo de falla con poca capacidad de disipación de energía, es aproximadamente el 60% del área encerrada por ciclos histeréticos de estructuras con buena capacidad de disipación de energía.



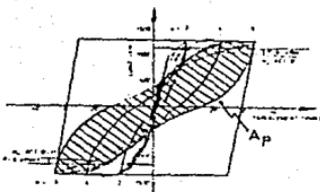
$$A_T = 24.92 \text{ cm}^2$$

$$A_P = 11.37 \text{ cm}^2$$

$$\frac{A_P}{A_T} = 0.46$$

(a) Ciclos histeréticos con el tipo de falla con buena capacidad de disipación de energía (ref. 13).

fig.5.1. Áreas de los ciclos histeréticos con degradación de rigidez (A_P) y áreas de los ciclos de el modelo elasto-plástico (A_T).



$$A_T = 10.85 \text{ cm}^2$$

$$A_P = 3.46 \text{ cm}^2$$

$$\frac{A_P}{A_T} = 0.32$$

(b) Ciclos histéricos con el tipo de falla con poca capacidad de disipación de energía (ref. 13).

Fig.5.1. (Continuación).

Puede demostrarse fácilmente que la capacidad de disipación de energía histérica de las historias de carga consideradas en este estudio, para el tipo de falla con buena capacidad de disipación de energía, se puede evaluar con la fórmula 5.1. De la misma manera para evaluar la capacidad de disipación de energía histérica (E_H) de el tipo de falla con poca capacidad de disipación de energía, se afecta la fórmula 5.1 por el factor 0.6, asociado al 60% mencionado anteriormente, obteniéndose así la fórmula 5.2 aplicable para este tipo de falla.

$$E_H = \sum_{\mu=2}^4 2 \frac{Rv^2}{\omega^2} (\mu - 1) (n_{\mu}) \quad (5.1)$$

$$E_H = \sum_{\mu=2}^4 1.2 \frac{Rv^2}{\omega^2} (\mu - 1) (n_{\mu}) \quad (5.2)$$

En estas formulas, n_{μ} es el número de ciclos de carga asociados a la respectiva μ , μ es la ductilidad de desplazamiento que varía según la historia de cargas, ω es la frecuencia circular de la estructura. Esta resistencia puede ser teórica o de diseño. Se define como resistencia teórica a la necesaria para que el modelo alcance la ductilidad máxima μ seleccionada en el estudio, que en este caso fue 4. Se define como resistencia de diseño a aquella estipulada por los reglamentos. En este trabajo se eligió una resistencia de diseño por unidad de masa igual a 0.1g.

En la figura 5.2 se muestran las resistencias de diseño (0.1g) y las teóricas obtenidas con el modelo de degradación de rigidez de Takeda, para $\mu=4$ y el temblor E-W de la SCT del 19 de Septiem-

bre de 1985 en México. Como se puede apreciar ambas resistencias son bastante diferentes en un intervalo importante de períodos.

Con el propósito de hacer más generales los resultados de ésta investigación, en adelante todos los términos de energía y resistencia que se emplean, están definidos por unidad de masa.

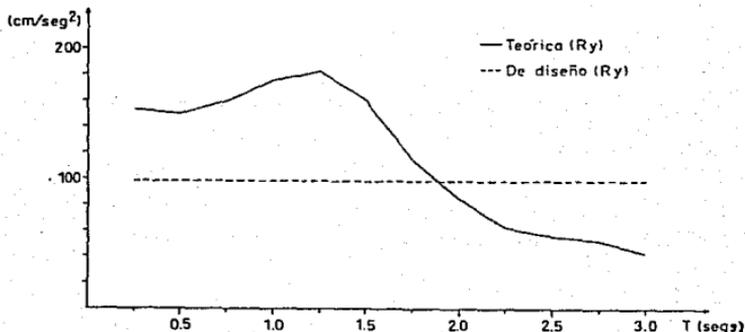


fig.5.2. Espectro de pseudo-aceleraciones teóricas obtenidas con el registro E-W de la SCT del 19 de Septiembre de 1985 en México, y espectro de diseño del RDF-87 (Q=4).

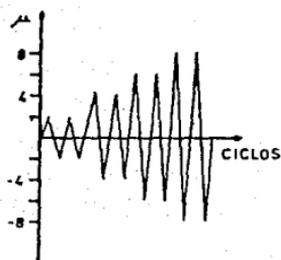
5.1. HISTORIAS DE CARGAS EMPLEADAS POR DIFERENTES INVESTIGADORES.

En los ensayos estáticos con cargas laterales reversibles que se emplean en estudios experimentales de estructuras en laboratorio, se aplican diferentes historias de cargas. La selección de éstas no sigue un criterio racional, sino que se basa en criterios intuitivos del investigador o grupo que efectúan estos estudios experimentales.

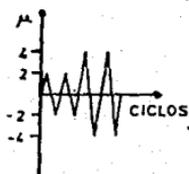
Algunas de estas historias de cargas son las empleadas en los siguientes lugares o instituciones:

- Universidad de Canterbury, Nueva Zelanda, (ref. 13), figura 5.3.a..

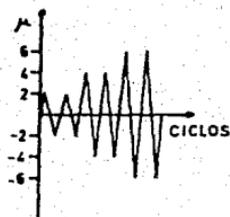
- Universidad de Michigan, E.E.U.U., (ref 1), figura 5.3.b.,
- Universidad de California (Berkeley), E.E.U.U., (ref. 17), figura 5.3.c.,
- Portland Concrete Asociation, E.E.U.U., (ref. 9), figura 5.3.d., (P.C.A.),
- México, figura 5.3.e., y
- Japón, (ref. 12), figura 5.3.f.



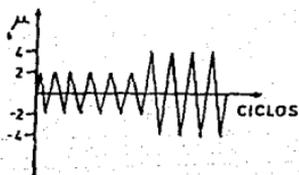
(a) Nueva Zelanda.



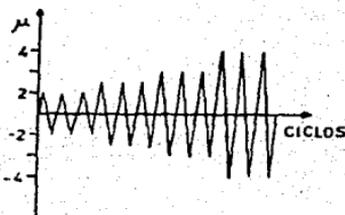
(b) U. de Michigan.



(c) Berkeley.

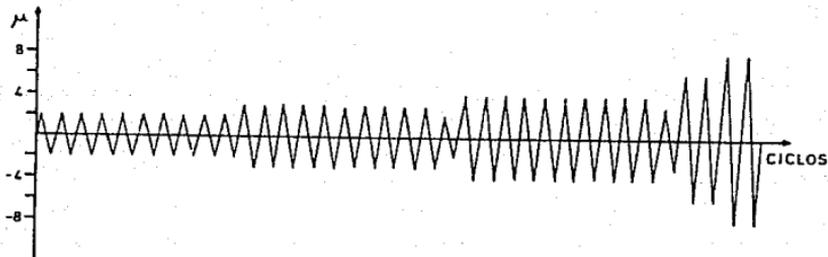


(d) P.C.A.



(e) México.

fig.5.3. Historias de cargas empleadas por diferentes investigadores.



(f) Japón.

fig.5.3. (Continuación).

En el Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal de 1987 el factor máximo de reducción por ductilidad es $Q=4$, por ésta razón en éste trabajo se empleó un factor de ductilidad de desplazamiento implícito μ de 4, el cual está asociado a $Q=4$ como se demuestra en la referencia (2). Esto se debe a que para el factor μ de 4, las resistencias R_y requeridas para el espectro inelástico de la SCT son semejantes a las del espectro inelástico de diseño del RDF-87 reducidas por el llamado factor de comportamiento sísmico Q igual a 4. Las diferencias son menos apreciables en el caso elastoplástico que en el caso de degradación de rigidez. En este caso, como se mencionó anteriormente, las diferencias entre las resistencias de diseño y las asociadas a μ igual a 4, pueden ser apreciables en un intervalo importante de periodos.

En el presente estudio se analizan estructuras diseñadas de acuerdo al RDF-87, que como se mencionó, pueden asociarse a μ de 4, por este motivo no se emplean las historias de cargas de Berkeley, de Nueva Zelanda, ni la de Japón, debido a que en ellas se aplican ciclos de carga con valores de μ de 6, 8 y 8, respectivamente.

5.2. DEMANDA Y CAPACIDAD DE DISIPACION DE ENERGIA HISTERETICA POR UNIDAD DE MASA DE UNA ESTRUCTURA SOMETIDA A EL SISMO DE SCT.

El modelo de la estructura que se empleó en ésta investigación fue el de una estructura de un grado de libertad con rigidez lateral K , con un porcentaje de amortiguamiento ζ , con un elemento

de masa M unitaria, y sometida a el sismo de la SCT, como se muestra en la figura 5.4

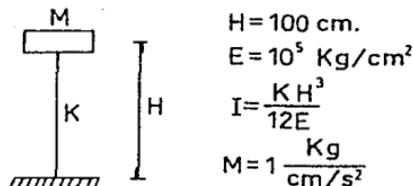


fig.5.4. Modelo considerado en el estudio.

Para obtener la demanda de E_H y la capacidad de la estructura para disiparla, en ésta investigación se consideró que la estructura debería tener una resistencia R_y tal que su ductilidad de desplazamiento μ fuera de 4. Con base en esta condición se analizó el modelo mostrado en la figura 5.4., con el programa DRAIN en su variante de degradación de rigidez. Para estudiar este modelo se requiere dar valores numéricos a los siguientes parámetros. Rigidez inicial por unidad de masa $K=\omega^2$, altura de la estructura, módulo de elasticidad de el concreto E, módulo de inercia I, producto EI, momento de fluencia $M_y=R_yH/2$, y un coeficiente asociado a el porcentaje de amortiguamiento, ξ , y a la frecuencia circular ω ; así como el registro sísmico con su respectivo intervalo de digitización.

Con los parámetros característicos de la estructura y con el programa DRAIN se obtuvo su respuesta en el tiempo, como también la resistencia asociada a $\mu=4$ que tuvo la estructura mientras se encontraba sometida a la excitación sísmica. A partir de éstas respuestas se evaluó la demanda de E_H causada por el sismo en estudio.

Un primer criterio para definir historias de cargas fue el emplear el número de ciclos de la respuesta de desplazamientos en el tiempo, con sus ductilidades de desplazamientos correspondientes (aproximando μ a 2, 3 y 4), como se muestra en la figura 5.5 para cada uno de los periodos estudiados. Con base en este criterio se definieron los ciclos de carga, con los cuales se calcularon las capacidades de disipación de energía que se muestran en la tabla 5.1. Así mismo, debe mencionarse que los valores de la columna (5) de la tabla 5.1. fueron obtenidos con la fórmula 5.1 (aplicable a estructuras con buena capacidad de disipación de energía), y con la resistencia de diseño ($R_y=0.1g$).

Como se observa en la tabla 5.1, la capacidad de disipación de

energía de estas historias de cargas es menor con respecto a la demanda, para estructuras con períodos menores de 2 segundos. Razón por la cual se optó por proponer otra historia de cargas que cubriera la demanda de energía histerética en éstos períodos, para los tipos de falla con poca o buena capacidad de disipación de energía. Estas historias se presentan en la siguiente sección.

Cabe mencionar que otro criterio para definir E_H hubiera sido estudiar estructuras con resistencia de diseño (0.1g), independientemente del valor resultante de μ para cada caso. Sin embargo, este criterio tiene el inconveniente de que las ductilidades de desplazamiento μ obtenidas hubieran sido diferentes en cada caso, complicando por lo tanto el criterio para proponer historias de cargas. Un criterio de éste tipo lleva a que se requieran diferentes historias de cargas para cada uno de los períodos de estructuras, ya que cada una de ellas tendría ductilidades de desplazamiento máximas diferentes entre sí.

TABLA 5.1. Historias de cargas para cada período considerando resistencia R_y de diseño, el modelo de degradación de rigidez y el registro E-W de la SCT (Sep. 19, 1985).

T (seg) (1)	Historias de cargas. (No. ciclos por μ).			Capacidad de disipación de E_H (cm/s ²) (5)	Demanda de Energía Histerética. (cm/s ²) (6)
	$\mu=2$ (2)	$\mu=3$ (3)	$\mu=4$ (4)		
0.25	2	1	1	213.30	557.71
0.50	3	1	1	975.08	2853.26
0.75	2	1	2	2742.40	8012.01
1.00	2	1	2	4875.38	17442.11
1.25	2	1	2	7617.78	26850.93
1.50	4	1	2	13163.52	34712.27
1.75	4	3	2	23889.35	30358.47
2.00	3	4	2	33152.57	22259.84
2.25	5	2	2	37022.40	15279.78
2.50	6	1	2	42659.56	12830.76
2.75	6	1	2	51618.06	10863.87
3.00	6	1	2	61429.76	8413.98

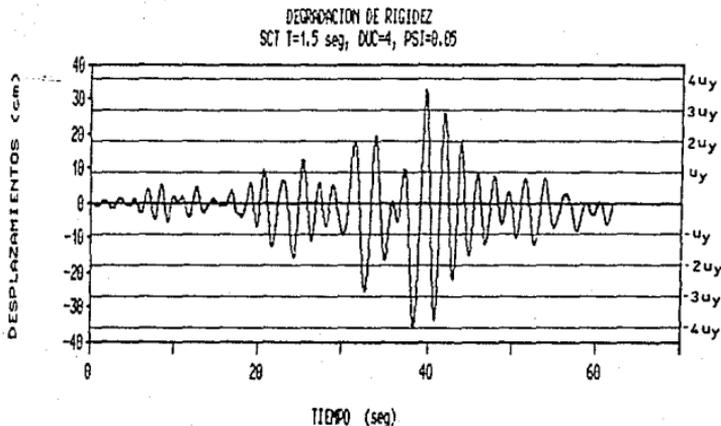


fig.5.5. Historia de desplazamientos de el modelo con degradación de rigidez considerando el registro E-W de la SCT.

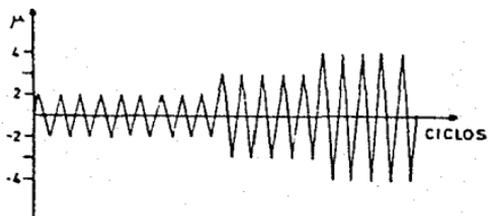
5.3. HISTORIA DE CARGAS PROPUESTA PARA ANALIZAR LA RESPUESTA DE ESTRUCTURAS, E INTERPRETACION DE RESULTADOS.

5.3.1. CRITERIO DE SELECCION DE LAS HISTORIAS DE CARGAS PROPUESTAS EN ESTA INVESTIGACION PARA REPRESENTAR LOS EFECTOS DEL SISMO E-W DE LA SCT EN 1985.

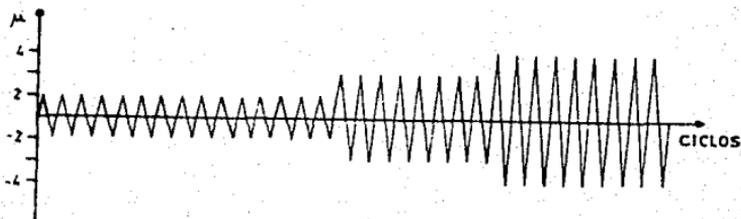
Las historias de cargas que a continuación se proponen para representar los efectos del sismo E-W registrado en la SCT (19-Septiembre-1985), y para los tipos de falla con poca o buena capacidad de disipación de E_{μ} , se basan en la distribución de las historias de cargas mostradas en la tabla 5.1, pero aumentando el número de ciclos de manera proporcional al número original de ciclos de cada ductilidad μ (mostradas en la tabla 5.1). También, como se hizo para obtener los resultados de la tabla 5.1., se emplea el modelo de degradación de rigidez de Takeda, y se considera la resistencia R_v de diseño (0.ig).

Para el tipo de falla con buena capacidad de disipación de energía se propone la historia de cargas mostrada en la figura 5.6.a. Para el tipo de falla con poca capacidad de disipación de energía, existe un decremento del 40% en el área del ciclo histérico con respecto a el área del ciclo histérico del primer

tipo de falla, por las razones explicadas anteriormente. Por tanto el número de ciclos de carga requeridos en el tipo de falla con poca capacidad de disipación de energía se incrementa un 67% respecto al número de ciclos del primer tipo de falla. Siguiendo éstos criterios se seleccionó para el caso de la falla con poca capacidad de disipación de energía, la historia de cargas que se muestra en la figura 5.6.b.



a) Con buena capacidad de disipación de energía.



b) Con poca capacidad de disipación de energía.

fig. 5.6 Historia de cargas propuesta para las fallas con buena v poca capacidad de disipación de energía.

5.3.2. EVALUACION DE DEMANDAS Y CAPACIDADES DE DISIPACION DE ENERGIA HISTERETICA PARA EL TENBLOR N-S DE "EL CENTRO", CALIFORNIA (1940).

Con los criterios anteriormente descritos se procedió a evaluar la capacidad de disipación de energía de las historias de cargas que se emplean en diferentes instituciones, aplicando las fórmulas 5.1 y 5.2 para los tipos de falla con buena y poca capacidad de disipación de energía respectivamente. Se consideró la resistencia teórica R_v asociada a $\mu=4$ para ambos tipos de falla. Estas capacidades se compararon con las demandas de disipación de E_H obtenidas de el análisis inelástico que se efectuó en esta investigación. Estos valores se obtuvieron con el programa DRAIN empleando el modelo de degradación de rigidez de Takeda y el valor μ máximo de 4.

La figura 5.7.a, muestra las capacidades de disipación de E_H para diversas historias de cargas obtenidas a partir de la fórmula 5.1, que es aplicable al tipo de falla con buena capacidad de disipación de energía. Estos resultados se comparan con las demandas de disipación de E_H obtenidas de el análisis inelástico anteriormente mencionado. En esta figura se observa que la historia de cargas empleada en la Universidad de Michigan lleva a capacidades de disipación de E_H que se aproximan a la demanda de la misma, en estructuras de período corto (menores de 0.5 segundos). Así mismo, la capacidad de disipación de energía de las historias de cargas empleadas en México y por la P.C.A. están muy por encima de la demanda en la mayor parte de los casos, es decir del lado conservador.

La figura 5.7.b., muestra las capacidades de disipación de E_H para diversas historias de cargas, obtenidas a partir de la fórmula 5.2, que es aplicable al tipo de falla con poca capacidad de disipación de energía. Estos valores se comparan con las demandas de disipación de energía histerética obtenidas en esta investigación. Estos resultados corresponden a el caso de la falla con poca capacidad de disipación de energía. En esta figura se observa que la capacidad de disipación de energía de la historia de cargas empleada por la P.C.A. da resultados razonables para períodos menores de aproximadamente 0.75 segundos; mientras que la capacidad de disipación de energía de la historia de cargas empleada en la Universidad de Michigan da resultados del lado de la inseguridad para períodos menores de 1.0 segundos. La capacidad de disipación energía de la historia de cargas empleada en México, en general está del lado conservador. Para períodos mayores de 2.0 segundos, la demanda de energía es pequeña, y las capacidades de disipación de energía de las diversas historias de cargas están muy por encima de la demanda, es decir, llevaría a resultados bastante conservadores.

5.3.3. EVALUACION DE DEMANDAS Y CAPACIDADES DE DISIPACION DE ENERGIA HISTERETICA PARA EL TEMBLOR E-W DE LA SCT DE SEPTIEMBRE DE 1985.

Siguiendo el procedimiento anteriormente explicado para el sismo de "El Centro", se evaluó la demanda de disipación de E_H con el sismo E-W de la SCT, considerando no sólo el modelo de degradación de rigidez de Takeda, sino también el modelo elasto-plástico, con el objeto de evaluar la diferencia en los resultados. Para la evaluación de la demanda de energía se emplearon las resistencias teóricas (asociadas a $\mu=4$), mientras que para evaluar la capacidad de disipación de energía de las diversas historias de cargas, se empleó tanto estas resistencias como la resistencia de diseño (0.1g). Estos estudios se efectuaron tanto para el tipo de falla con buena capacidad de disipación de energía, como para la falla con poca capacidad de disipación de energía.

RESULTADOS OBTENIDOS EMPLEANDO EL MODELO DE DEGRADACION DE RIGIDEZ DE TAKEDA.

La figura 5.8.a., muestra las capacidades de disipación de E_H para diversas historias de cargas, obtenidas a partir de la fórmula 5.1, aplicable al tipo de falla con buena capacidad de disipación de energía. Estas capacidades se evaluaron con las resistencias teóricas asociadas a μ de 4. Se comparan con las demandas de E_H considerando el modelo de degradación de rigidez de Takeda y la resistencia teórica R_v . En ésta figura se observa que la capacidad de disipación de energía de la historia de cargas empleada por la P.C.A. en general está de el lado conservador, mientras que la capacidad de disipación de la historia de cargas empleada en la Universidad de Michigan en general está por debajo de la demanda, es decir del lado de la inseguridad. Como se aprecia en la figura 5.8.a, los resultados de la capacidad de disipación de energía de la historia de cargas empleada en México son bastante conservadores.

La figura 5.8.b., muestra las capacidades de disipación de E_H para las diversas historias de cargas, incluyendo la propuesta en éste estudio, obtenidas a partir de la fórmula 5.1 (falla con buena capacidad de disipación de energía). Estas capacidades se evaluaron con la resistencia de diseño (0.1g), y se obtuvieron con la historia de cargas propuesta para este tipo de falla (figura 5.6.a.). Estas capacidades se comparan con la demanda de disipación de energía del modelo de degradación de rigidez de Takeda. Se puede observar que la demanda de E_H es cubierta adecuadamente por la historia de cargas propuesta para este tipo de falla. Se considera aplicable ésta historia de cargas hasta el período de 1.5 segundos, porque a partir de este valor la capaci-

dad de disipación de energía es mayor que la demanda. Esto sugiere que si en estudios experimentales en laboratorio se quiere emplear cargas laterales estáticas del tipo reversible para representar de manera aproximada los efectos del sismo E-W de la SCT de 1985 en México, y si se puede anticipar que la estructura tiene buena capacidad de disipación de energía y período menor de 1.5 segundos, entonces es razonable emplear la historia de cargas propuesta para este tipo de falla. Para estructuras con períodos mayores de 1.5 segundos, la historia de cargas propuesta daría resultados bastante conservadores.

La figura 5.8.c. muestra las capacidades de disipación de E_H para las diversas historias de cargas, obtenidas a partir de la fórmula 5.2 aplicable a el tipo de falla con poca capacidad de disipación de energía. Estas capacidades se evaluaron con la resistencia de diseño (0.1g), y se obtuvieron con la historia de cargas propuesta para este tipo de falla (figura 5.6.b.). Estas capacidades se comparan con la demanda de E_H obtenidas con el modelo de degradación de rigidez de Takeda. Se puede apreciar que la capacidad de disipación de energía de esta historia de cargas, cubre adecuadamente la demanda. Por otro lado, la capacidad de disipación de energía de las demás historias de cargas se encuentran muy por debajo de la demanda para los períodos menores de 1.5 segundos, es decir del lado de la inseguridad. De esta manera, si en ensayos experimentales se puede anticipar que la estructura tiene poca capacidad de disipación de energía, y si su período es menor de 1.5 segundos, se recomienda emplear la historia de cargas propuesta para este tipo de falla.

En las figuras anteriores se muestra el resultado de comparar las demandas de E_H de el modelo de degradación de rigidez para el caso de resistencia teórica, con la demanda de disipación con el mismo modelo de degradación de rigidez pero con resistencia de diseño (0.1g), en el período de 1.5 segundos. Como se aprecia en estas figuras, la diferencia entre ambos tipos de demanda no es significativa, por tanto podría ser justificable emplear capacidades de disipación de energía asociadas a las resistencias de diseño como se hace en este estudio.

RESULTADOS OBTENIDOS EMPLEANDO EL MODELO ELASTOPLASTICO.

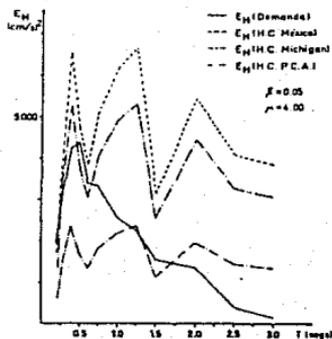
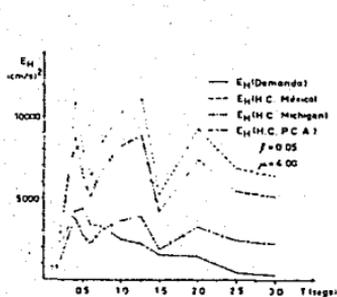
La figura 5.8.d. muestra las capacidades de disipación de E_H para las diversas historias de cargas, obtenidas a partir de la fórmula 5.1 aplicable al tipo de falla con buena capacidad de disipación de energía. Estas capacidades se evaluaron con la resistencia de diseño (0.1g), y se obtuvieron con la historia de cargas propuesta para este tipo de falla (figura 5.6.a.). Estas capacidades se comparan con las demandas de disipación de E_H , considerando el modelo elastoplástico. En esta figura se observa que

aún considerando éste modelo. la capacidad de disipación de energía histerética de ésta historia de cargas cubre satisfactoriamente la demanda de energía en los períodos menores de 1.5 segundos.

COMENTARIOS A LOS RESULTADOS DE EMPLEAR EL MODELO DE DEGRADACION DE TAKEDA Y EL ELASTOPLASTICO.

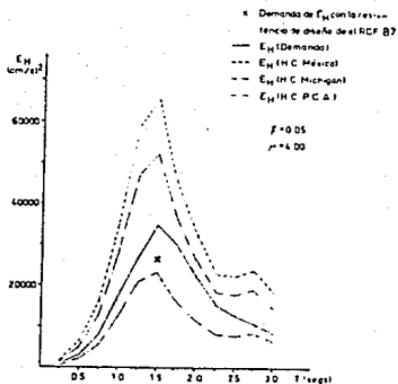
Si se comparan los resultados de demanda de E_H para los modelos elastoplástico y de degradación de rigidez mencionados anteriormente, se puede observar que los valores de E_H en ambos casos, especialmente para valores menores de 1.5 segundos, tienen diferencias poco significativas.

Otra observación interesante que puede hacerse al comparar ambos tipos de resultados es el referente a los picos de demanda de E_H . En el modelo elastoplástico, este pico está en el período de 2 segundos, mientras que el pico de la demanda de E_H en el caso de degradación de rigidez está en el período de 1.5 segundos. Dado que el modelo de degradación de rigidez representa mejor el comportamiento inelástico de la estructura, en comparación a el modelo elastoplástico, éstas características de demanda de E_H sugieren que si las estructuras en el D.F. tuvieran las resistencias teóricas asociadas a $\mu=4$, las demandas de E_H para estructuras con períodos iniciales de aproximadamente 1.5 segundos, son bastante más importantes que las demandas en otros períodos.

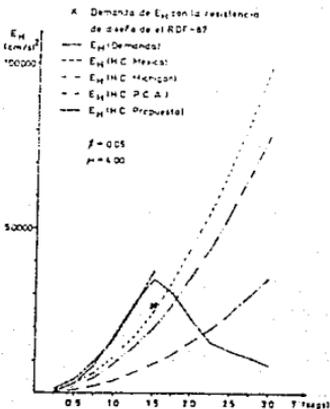


(a) Tipo de falla con buena capa- (b) Tipo de falla con poca capa
 cidad de disipación de energía. cidad de disipación de energía.

fig.5.7. Comparación de las demandas de disipación de energía con el sismo de "El Centro" con las capacidades de las diversas historias de cargas.

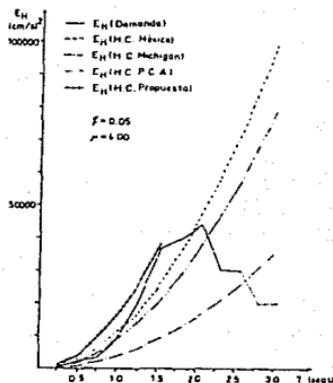
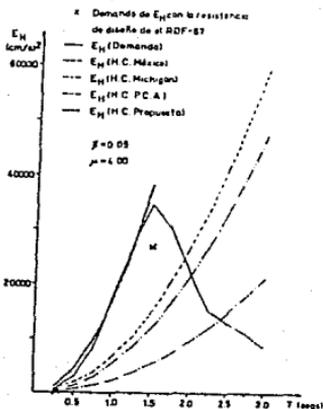


(a) Modelo de degradación de rigidez, resistencia teórica y tipo de falla con buena capacidad de disipación de energía.



(b) Modelo de degradación de rigidez, resistencia de diseño y tipo de falla con buena capacidad de disipación de energía.

fig.5.8. Comparación de las demandas de disipación de energía con el sismo E-W de la SCT con las capacidades de las diversas historias de cargas.



(c) Modelo de degradación de rigidez, resistencia de diseño y tipo de falla con poca capacidad de disipación de energía.

(d) Modelo elastoplástico, resistencia de diseño y tipo de falla con buena capacidad de disipación de energía.

fig.5.8. (Continuación).

5.4. DISTRIBUCION EN EL TIEMPO DE LAS DEMANDAS Y CAPACIDADES DE DISIPACION DE ENERGIA, OBTENIDAS A PARTIR DE EL MODELO ELASTOPLASTICO.

Uno de los objetivos de ésta investigación fue también el determinar la distribución en el tiempo de las demandas y capacidades de disipación de energía durante la excitación sísmica del modelo estructural considerado en el estudio. Con éste objetivo se elaboró un programa en lenguaje Fortran para computadora PC basado en la metodología descrita en el capítulo 3, considerando el modelo elastoplástico. Este programa se simplificó de tal forma que para su ejecución se requiere tan sólo los siguientes parámetros: porcentaje de amortiguamiento ζ , frecuencia circular de la estructura ω , intervalo de digitización de el registro sísmico, número de puntos que contiene el registro sísmico, máxima ductilidad de desplazamiento μ con que se diseñó la estructura, y aceleración de la gravedad g . Si el resultado de dividir el período T de la estructura entre 20 ($T/20$), es mayor que el inter-

valo de digitización del registro sísmico, entonces el programa interpola un nuevo punto a cada $T/20$, empleando los puntos del registro original. Este criterio es sugerido por (ref. 19).

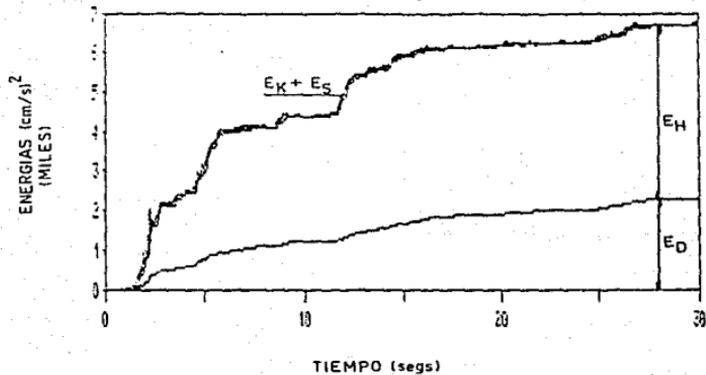
Con éstos parámetros característicos de la estructura, se obtiene la respuesta en el tiempo de desplazamientos, velocidades, aceleraciones, y resistencia que tiene la estructura durante la acción de el sismo. A partir de éstas respuestas se obtienen las distribuciones de la demanda de energía (E_I), así como las demandas de disipación de energía histerética (E_H), del amortiguamiento (E_D), cinética (E_K), y de deformación elástica (E_S).

En la figura 5.9, se muestra la distribución de demandas de disipación de energía que se obtuvo en los períodos de máxima demanda de energía que mostraron los temblores de "El Centro" y de la SCT, las que como se aprecia en las figuras 5.7 y 5.8.d, ocurrieron en 0.6 y 2.0 segundos respectivamente. Para elaborar ésta figura se consideró una ductilidad de desplazamiento, μ , igual a 4, un porcentaje de amortiguamiento, ξ , del 5%, una frecuencia circular ω asociada a los períodos de mayor demanda de energía anteriormente mencionados, y una aceleración de la gravedad g de 9.81 cm/seg^2 .

La figura 5.9.a. muestra la distribución de demandas de disipación de energía obtenidas a partir de el sismo de "El Centro". En ella se observa que la fuente de mayor demanda de disipación de energía es la correspondiente a la E_H , aunque buena parte de la demanda también la disipa la E_D . Mientras que las demandas de disipación de las demás energías (E_K y E_S), son muy pequeñas.

La figura 5.9.b. muestra la distribución de demandas y capacidades de disipación de energía, obtenidas a partir de el sismo de la SCT. En ella se observa que la demanda de disipación de energía correspondiente a E_H es bastante mayor que las demás energías.

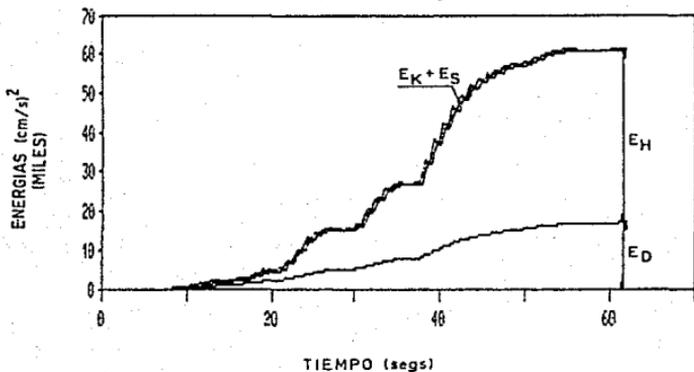
ENERGIAS CON EL CENTRO
 $\mu=4$ $T=0.6$ seg.



(a) Resultados para el registro de "El Centro",
 California (1940).

fig.5.9. Distribución de la demanda y capacidad de disipación de energía para los registros de los sismos de "El Centro", California (1940) y de la componente E-W de la SCT de Septiembre de 1985 en México.

ENERGIAS CON LA SCT
 $\mu=4$ $T=2.0$ seg.



(b) Resultados para el registro E-W de la SCT,
(septiembre de 1985), México.

fig.5.9. (Continuación).

ESTA TESIS NO DEBE
SALIR DE LA BIBLIOTECA

CAPITULO 6

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.

Como resultado de éste estudio se obtuvieron las siguientes conclusiones:

1) Se revisó la literatura para evaluar el criterio de selección de historia de cargas que se emplean en laboratorio para representar los efectos de movimientos sísmicos en estructuras, mediante la ejecución de ensayos empleando cargas laterales estáticas del tipo reversible. Se encontró que el criterio para seleccionar éstas historias de cargas obedece a razonamientos intuitivos, en algunos casos arbitrarios, por lo que en general las características de éstas historias de cargas dependen del investigador o grupo de investigadores que efectúan éstos estudios experimentales.

Se evaluó la capacidad de disipación de energía histerética que se obtendría con distintas historias de cargas empleadas por diversos investigadores. Las resistencias que se emplearon en una primera evaluación fueron las correspondientes a la requeridas para obtener ductilidad de desplazamiento máxima igual a 4 en los estudios paso a paso del modelo analítico estudiado. Se encontró que para el caso de el temblor de "El Centro", el emplear las diversas historias de cargas estáticas para representar los efectos de este temblor, en general lleva a resultados que están del lado conservador, ya que las capacidades de disipación de energía histerética que se obtienen son mayores que las demandas de energía histerética con el mismo modelo analítico para lograr valores máximos de μ igual a 4. Algo similar ocurre para la respuesta del mismo modelo ante el temblor E-W de la SCT, aunque en un intervalo de periodos algunas historias de carga llevarían a resultados del lado de la inseguridad, especialmente si se consideran respuestas sísmicas de estructuras con poca capacidad de disipación de energía.

2) En el pico de máxima demanda de energía histerética se evaluó el efecto de considerar que la estructura tiene resistencia asociada a μ de 4, y resistencia de diseño propuesta para estructuras dúctiles por el RDF-87 (0.1g). Se encontró que las diferencias entre las demandas en ambos casos no eran significativas, aún cuando llevaban a valores de μ bastante diferentes.

Con éste antecedente se evaluó la capacidad de disipación de energía histerética que se tendría con las historias de cargas mencionadas en el inciso anterior, y considerando las resistencias de diseño para marcos dúctiles del RDF-87 (0.1g). En el caso del registro E-W de la SCT se encontró que tanto para el modelo elasto-plástico, como para el de degradación de rigidez, las capacidades que se obtendrían con éstas historias de cargas están en general del lado de la inseguridad. El problema se agrava si se

consideran estructuras con el tipo de falla con poca capacidad de disipación de energía.

3) En vista de los resultados comentados en el inciso anterior en este trabajo se proponen dos historias de cargas que cubren satisfactoriamente las demandas de disipación de energía histerética requeridas por el temblor E-W de la SCT del 19 de Septiembre de 1985. Estas historias de cargas corresponden respectivamente a los tipos de falla con buena y poca capacidad de disipación de energía. Para seleccionar las características de éstas historias de cargas, no sólo se buscó igualar la demanda y capacidad de disipación de energía histerética; sino también se evaluó la respuesta en el tiempo del modelo no lineal ante el registro mencionado de la SCT.

4) Se comparó la demanda de energía histerética para los casos de movimientos sísmicos correspondientes a "El Centro", California, de 1940, y el de la componente E-W registrado en la SCT en Septiembre 19 de 1985 en la Ciudad de México. Se consideró en ambos casos que la ductilidad de desplazamiento máxima μ requerida fuera igual a 4. Esta comparación muestra que para períodos aproximadamente mayores de 0.5 segundos, la demanda requerida para el registro de la SCT es mayor que la requerida por el temblor de "El Centro". Considerando el caso de degradación de rigidez, la máxima demanda de energía histerética ocurre en el período de 1.5 segundos para el registro de la SCT, y excede en más de 15 veces a la demanda requerida en éste período para el temblor de "El Centro".

5) Se comparó la demanda de energía histerética para el temblor de la SCT, considerando en el modelo analítico las variantes de respuesta elastoplástica y de degradación de rigidez. La diferencia más importante radica en que la máxima demanda de energía histerética en el modelo elastoplástico ocurre en el período de 2.0 segundos; mientras que, como se mencionó anteriormente, el pico de energía histerética en el modelo de degradación de rigidez ocurre en el período de 1.5 segundos. Por otro lado, las diferencias numéricas de energía histerética en ambos casos no son significativas.

Estos resultados sugieren que si las estructuras en el D.F. tuvieran resistencias teóricas asociadas a μ de 4, con períodos iniciales de aproximadamente 1.5 segundos y para temblores semejantes al de la SCT, es de esperar en éstas estructuras demandas de energía histerética bastante más importante que para estructuras con otro período inicial.

Estos resultados sugieren también una interpretación simplista de la cantidad y distribución de daños en edificaciones durante el terremoto del 19 de Septiembre de 1985 en México. Esta evidencia de daños puede relacionarse con las máximas demandas de energía histerética obtenidas en éste estudio, ya que un porcentaje importante de edificios entre 6 y 12 niveles fueron bastante dañados por éste terremoto. Dependiendo de si son de losas reticu-

lares o de marcos, éstos edificios tendrían períodos iniciales cercanos a 1.5 segundos, en donde, como se obtuvo en éste estudio, ocurren las máximas demandas de energía histerética. Sin embargo, para generalizar este tipo de conclusiones, sería necesario estudiar estructuras con resistencias y ductilidades diferentes a las empleadas en éste estudio, con el objeto de estudiar una muestra más representativa de la población de estructuras que se pretende analizar.

6) Los resultados de distribución en el tiempo de las demandas de disipación de energía para los temblores de la SCT y de "El Centro", muestran la importancia de la disipación de energía histerética respecto a otras fuentes de energía. En particular las energías de deformación elástica y cinética son prácticamente insignificantes. En el caso de la SCT estos resultados reflejan también la importancia de la duración de ciclos inelásticos en la demanda de disipación de energía histerética.

REFERENCIAS.

- 1.- Abdel-Fattah, B. y Wight, J. "Study of Moving Beam Plastic Hinging Zones for Earthquakes-Resistant Design of Reinforced Concrete Buildings". ACI Journal, Enero-Febrero 1987, pp 31-39.
- 2.- Avila, J. y Meli, R. "Respuesta Inelástica ante el Acelerograma de SCT del Sismo del 19 de Septiembre de 1985". Sociedad Mexicana de Ingeniería Estructural. Memorias de el V Congreso de Ingeniería Estructural. Veracruz, Ver., 1986, pp A5-01 a A5-11.
- 3.- Bathe, Klaus, Jürgen y Wilson, Edward L. "Numerical Methods in Infinte Elements Analysis". Ed. Prentice-Hall, 1976, 528 pp.
- 4.- Berg, G. y Thomaides, S. "Energy Consumption by Structures in Strong-Motion Earthquakes". The University of Michigan Research Institute, Michigan, Marzo 1960.
- 5.- Chopra, A. "Dynamics of Structures, a Primer". Earthquake Engineering Research Institute, University of California, 1980, 126 pp.
- 6.- Craig, R. Jr. "Structural Dynamics: An Introduction to Computer Methods". Primera edición, Ed. John Wiley & Sons, 1981, 527 pp.
- 7.- Earthquake Engineering Research Laboratory. "Analysis of Strong Motion Earthquake Accelerograms". Vol III, Parte A, California Institute of Technology, Pasadena, California, 1971.
- 8.- Earthquake Engineering Research Laboratory. "Strong Motion Earthquake Accelerograms Digitized and Plotted Data". Vol. II, Parte A, California Institute of Technology, Pasadena, California, 1971.
- 9.- Fiorato, A. y Corley, W. "Laboratory Tests of Earthquake-Resistant Structural Walls Systems and Elements". Workshop on Earthquakes-Resistant Reinforced Concrete Building Construction, Vol. III. University of California, 1978, pp 1388-1429.
- 10.- Housner, G. "Limit Design of Structures to Resist Earthquakes". First World Conference on Earthquake Engineering, California, 1956, pp 5-1 a 5-13.
- 11.- Jennings, P. "Earthquake Response of a Yielding Structure" Journal of the Engineering Mechanics Division, ASCE, Vol. 90, No. EM4, Agosto de 1965, pp 41-68.

- 12.- Jirsa, J. "Behavior of Elements and Subassemblages Reinforced Concrete Frames". Workshop on Earthquake-Resistant Reinforced Concrete Building Construction, Vol. III. University of California, 1978, pp 1197-1214.
- 13.- Priestlev, M. v Park, R. "Strength and Ductility of Concrete Bridge Column Under Seismic Loading". ACI Journal, Enero-Febrero 1987, pp 61-75.
- 14.- Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal. Normas Técnicas Complementarias para Diseño v Construcción de Estructuras de Concreto. México, 1987.
- 15.- Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal. Normas Técnicas Complementarias para Diseño Sísmico. México, 1987.
- 16.- Rodríguez, M. v Meli, R. "Diseño Sísmico de Conexiones entre Losas Reticulares v Columnas". Series del Instituto de Ingeniería, UNAM, No. 450, Junio 1982, p 107.
- 17.- Soleimani, D.; Popov, Egor P. v Bertero, Vitelmo V. "Hysteretic Behavior of Reinforced Concrete Beam-Column Subassemblages". Journal ACI, Noviembre 1979, pp 1179-1195
- 18.- Takeda, Sozen, Nielsen, "Reinforced Concrete Response to Simulated Earthquakes". Journal ASCE, Vol. 96ST12, Diciembre 1970, pp 2557-2573.
- 19.- Zahrah, T. v Hall, W. "Seismic Energy Absorption in Simple Structures". University of Illinois, 1982, 225 pp.