

97



**UNIVERSIDAD NACIONAL
AUTONOMA DE MEXICO**

FACULTAD DE INGENIERIA

**RESPUESTA SISMICA ESTATICA NO
LINEAL DE PUENTES**

T E S I S

QUE PARA OBTENER EL TITULO DE:

INGENIERO CIVIL

P R E S E N T A:

ENRIQUE MUÑOZ GARCIA



DIRECTOR DE TESIS:

ING. MIGUEL ANGEL RODRIGUEZ VEGA

292499

Cd. Universitaria, México, D. F. mayo del 2001



Universidad Nacional
Autónoma de México

Dirección General de Bibliotecas de la UNAM

Biblioteca Central



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 esta 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.



UNIVERSIDAD NACIONAL
AUTÓNOMA DE
MÉXICO

FACULTAD DE INGENIERIA
DIRECCION
FING/DCTG/SEAC/UTIT/013/01

Señor
ENRIQUE MUÑOZ GARCIA
Presente

En atención a su solicitud me es grato hacer de su conocimiento el tema que propuso el profesor ING. MIGUEL ANGEL RODRIGUEZ VEGA, que aprobó esta Dirección, para que lo desarrolle usted como tesis de su examen profesional de **INGENIERO CIVIL**

"RESPUESTA SISMICA ESTATICA NO LINEAL DE PUENTES"

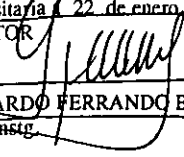
- INTRODUCCION**
- I. CRITERIOS PARA EL ANALISIS SISMICO ESTATICO DE PUENTES EN MEXICO**
 - II. DISEÑO CONCEPTUAL SISMICO DE PUENTES**
 - III. ANALISIS DINAMICO**
 - IV. ANALISIS NO LINEAL**
 - V. METODO ESTATICO NO LINEAL PARA ANALISIS DE PUENTES**
 - VI. ALGORITMO PARA ANALISIS NO LINEAL**
 - VII. APLICACIONES**
 - VIII. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES**

Ruego a usted cumplir con la disposición de la Dirección General de la Administración Escolar en el sentido de que se imprima en lugar visible de cada ejemplar de la tesis el Título de ésta.

Asimismo le recuerdo que la Ley de Profesiones estipula que deberá prestar servicio social durante un tiempo mínimo de seis meses como requisito para sustentar Examen Profesional.

Atentamente
"POR MI RAZA HABLARA EL ESPIRITU"
Cd. Universitaria 22 de enero de 2001.

EL DIRECTOR


M.C. GERARDO FERRANDO BRAVO
GFB/GMP/ansg

If I have seen further than others, it was
by standing upon the shoulders of giants.

Isaac Newton (1642-1727)

A mi abuelita Celia Vidal †

Por quererme como a un hijo, porque confiaste siempre en mí, porque siempre estuviste a mi lado desinteresadamente, y por ayudarme en todo lo que necesité.

A mi madre Enriqueta García Vidal

Por todo el amor y cariño que siempre me has brindado a lo largo de mi vida, y porque siempre antepusiste mi bienestar al tuyo propio.

A mi padre Manuel Muñoz Vázquez

Por enseñarme el valor de la vida, por ser siempre un ejemplo a seguir, por motivarme siempre a estudiar, y por ayudarme a lograr mis metas.

A mis hermanas y hermano

Sandra, Norma y Manuel, quienes anduvieron el camino que facilitó el mío, por todos los momentos que compartimos, en los cuales aprendimos algo, y por brindarme su apoyo en los momentos difíciles.
También a mis sobrinos Mauricio y Alonso.

A mi abuelita Adelaida Vázquez

Por quererme y darme consejos para salir adelante

A mi novia Paola

Por haberme hecho más agradable la vida en la Facultad, y porque tu amor y apoyo me han motivado a ser alguien mejor.

A mis primos y amigos

Las verdaderas amistades no se basan en palabras sino en hechos, les agradezco por el tiempo durante el cual me han brindado su amistad y apoyo incondicional.

AGRADECIMIENTOS

En primer lugar quiero agradecer a la Universidad Nacional Autónoma de México, por ser una institución pública que brinda una educación de alta calidad a toda aquella persona que lucha por obtenerla, sin importar su condición social.

A la Facultad de Ingeniería por brindarme el privilegio de convertirme en Ingeniero Civil, y por que se ha convertido en parte de mi vida.

Mi agradecimiento a la Fundación ICA, y a la Fundación Telmex, por haberme distinguido como miembro del grupo de becarios.

A los maestros que tuve a lo largo de mi vida académica, los cuales me enseñaron el amor al conocimiento. Mi especial aprecio a los maestros de la Facultad de Ingeniería ya que ellos influyeron sensiblemente en mi formación profesional.

A un maestro que influyó en mi vocación por el área de la Ingeniería Estructural, el profesor Miguel Ángel Rodríguez Vega, para quien le doy mi reconocimiento como uno de los mejores profesores en la Facultad y por haberme dirigido el presente trabajo de tesis.

Finalmente he de reconocer la labor realizada en apoyo de este trabajo por el Dr. Alberto Escobar Sánchez, quien dispuso de su tiempo desinteresadamente, me dio una gran cantidad de consejos, y además me proporcionó el programa con el cual pude realizar el análisis no lineal. También agradezco al Dr. Roberto Gómez Martínez por proporcionarme los planos del puente "El Nuevo", y haberme aconsejado sobre cómo realizar la tesis.

ÍNDICE

	Página
Introducción.	1
1. Criterios para el análisis sísmico estático de puentes en México.	
1.1 Normas de la Comisión Federal de Electricidad.	3
1.1.1 Método simplificado	4
1.1.2 Análisis Estático	5
1.1.3 Análisis Dinámico	5
1.1.3.1 Análisis Modal Espectral	6
1.1.3.2 Análisis Paso a Paso	6
1.2 Comentarios de las ayudas de diseño	6
1.2.1 Método simplificado	7
1.2.2 Análisis Estático	7
1.2.3 Análisis Dinámico	8
1.2.3.1 Análisis Modal Espectral	8
1.2.3.2 Análisis Paso a Paso	8
1.3 Estados límite de servicio	9
2. Diseño conceptual sísmico de puentes.	
2.1 Aspectos estéticos	10
2.2 Aspectos sísmicos	12
2.3 Aspectos constructivos	14
2.3.1 Errores en el área de control de calidad	15
3. Análisis dinámico.	
3.1 ¿En qué consiste el análisis dinámico.	16
3.2 Tipos de análisis dinámicos.	21
3.2.1 Análisis modal espectral	21
3.2.1.1 Método de análisis unimodal	21
3.2.1.2 Método de análisis multimodal	25
3.2.2 Análisis paso a paso	26

4. Análisis no lineal.	
4.1 Introducción	28
4.1.1 Causas de no linealidad del material	29
4.1.1.1 Flujo plástico	29
4.1.1.1.1 Acero	30
4.1.1.1.2 Concreto	32
4.1.1.2 Abertura y/o cierre de juntas sísmicas	34
4.1.1.3 Agrietamiento	34
4.1.1.4 Deslizamiento friccionante	36
4.1.1.5 Cambio inelástico de volumen	38
4.2 ¿Qué es el análisis no lineal?	38
4.3 ¿Por qué es importante el análisis no lineal?	40
4.4 Desventajas del análisis no lineal.	40
4.5 ¿Cuándo es justificable el análisis no lineal?	41
5. Método estático no lineal para análisis de puentes.	
5.1. Conceptos Básicos	42
5.2. Descripción del método	42
5.2.1 Capacidad de la estructura	44
5.2.2 Demanda sísmica de la estructura	47
5.2.3 Comparación entre capacidad estructural y demanda	47
5.2.4 Estimación del daño	47
5.3. Aplicaciones	47
6. Algoritmo para análisis no lineal	
Introducción	48
6.1 Conceptos básicos	49
6.2 Desarrollo del algoritmo	49
6.3 Datos que requiere el programa	51
6.4 Conclusiones del programa	52
7. Aplicaciones.	
7.1 Descripción del puente	53
7.1.1 Plano 1 Vista general	54
7.1.2 Plano 2 Perspectiva del la pila 3	55
7.1.3 Plano 3 Vista lateral	56
7.1.4 Plano 4 Elevación	57
7.1.5 Plano 5 Planta	58
7.1.6 Propiedades de los elementos estructurales	59
7.1.7 Elementos estructurales	59
7.1.8 Análisis de cargas	60
7.1.8.1 Cargas Muertas	60
7.1.9 Criterios de análisis y diseño sísmico considerados	62
7.2 Modelación	63
7.2.1 Análisis Estático	63
7.2.2 Datos de la pila	66
7.3 Interpretación	71

8. Conclusiones y recomendaciones.	
8.1 Conclusiones	72
8.2 Recomendaciones	73
Apéndice 1	
Datos del Primer Criterio	75
Datos del Segundo Criterio	76
Apéndice 2	77
Bibliografía	87

Introducción

Debido a la naturaleza aleatoria de las fuerzas sísmicas, éstas pueden superar por mucho a las acciones sísmicas estipuladas por los reglamentos de construcción. Ejemplos de estos casos pueden encontrarse en terremotos como el de 1971 de San Francisco, California, el de marzo 3 de 1985 en Chile, o el de Michoacán ocurrido el 19 de septiembre de 1985.

La distribución y cantidad de daños en las estructuras durante estos eventos sísmicos sugiere la existencia de fuentes de sobrerresistencia, así como la existencia de otros parámetros asociados con la respuesta inelástica como la ductilidad de la estructura, la capacidad de disipación de energía, y la ayuda de otros factores tales como la respuesta reducida debida a mayor amortiguamiento, y a la interacción del terreno con la estructura.

Es evidente que no sería económico diseñar una estructura para que soporte un probable sismo de muy alta intensidad, debe ponderarse contra la importancia de la estructura y la probabilidad de los sismos. Algunos reglamentos de diseño establecen que los puentes deben diseñarse para resistir sismos menores sin daños, sismos moderados sin daño estructural pero con cierto daño no estructural y sismos importantes sin colapso pero con cierto daño estructural y no estructural. Por lo tanto se acepta la posibilidad de daño, pero sin pérdida de vidas, ni cortes en las vías de comunicación.

El objetivo de los reglamentos, es tener estructuras que se comporten elásticamente bajo sismos que se pueden esperar que ocurran más de una vez en la vida útil del puente (cien años en promedio), más aún, las estructuras deben poder sobrevivir sin colapso al sismo más importante que pueda ocurrir, durante la vida útil del puente. Para evitar el colapso durante el sismo más importante, los miembros deben ser tan dúctiles que absorban y disipen energía por deformaciones inelásticas. De esta forma aunque la estructura no se desplome, el daño resultante podría estar más allá de la reparación y la estructura sería una pérdida económica total.

En este trabajo se evalúa mediante un procedimiento analítico el comportamiento sísmico no lineal de los puentes en concreto reforzado. Se utilizará un método estático no lineal, llamado "método del espectro de capacidad" o "push over", el cual se presenta con detalle; en este trabajo no se utilizará un método dinámico no lineal debido a que su complejidad numérica sale del alcance de este trabajo. El método estático no lineal permite hacer una evaluación de la capacidad sísmica de la estructura, compara la demanda sísmica, representada por medio de un espectro de respuesta, con la capacidad sísmica de la estructura, representada por medio de un espectro de capacidad, y ayuda a identificar las deficiencias estructurales cuando su capacidad límite esté por debajo de la demanda sísmica.

Como aplicación de este método, en el presente trabajo se realizará la revisión de un puente real y con base en los resultados se concluirá si el reglamento vigente sobre el diseño sísmico de puentes, resulta limitado, correcto o sobrado para los distintos espectros de diseño, la capacidad sísmica de la estructura se representará por medio de un gráfico que relaciona el periodo para el primer modo de vibración de la estructura contra la aceleración espectral asociada a cada etapa del comportamiento inelástico de la estructura. Se evalúan las formas modales para el primer modo de vibración y se estima la aceleración espectral de cada etapa.

Se presentará una evolución gráfica de la formación de las articulaciones plásticas presentes en el comportamiento inelástico de la estructura. Se discutirá las herramientas de análisis empleadas para estudiar el comportamiento de la estructura, en especial el comportamiento inelástico, del cual se presentará el modelo que utiliza, las hipótesis y sus limitaciones. Se hacen recomendaciones para refinar los resultados de este trabajo con el objeto de tener mayor confianza en la estimación de la capacidad sísmica de un puente de concreto reforzado.

CAPITULO PRIMERO

Crterios para el anlisis ssmico esttico de puentes en Mxico.

Normas de la Comisi3n Federal de Electricidad. Manual de Obras Civiles de Diseo por Sismo

Es el presente capitulo se describen los diferentes criterios que las normas de diseo por sismo del manual de obras civiles de la CFE, establece para el diseo ssmico de puentes, se hace una divisi3n entre normas y comentarios a las normas que realiza dicho manual.

1.1 Normas

El primer punto que discute el capitulo de puentes es la elecci3n del tipo de anlisis ssmico que se utilizar3 para cada puente, para lo cual define las caracteristicas que debe de cumplir cada puente segun el tipo de anlisis que se aplique.

Los tipos de anlisis son: El m3todo simplificado, el cual s3lo es aplicable para puentes regulares, el segundo m3todo de anlisis es el esttico el cual se aplica para puentes que tengan un cierto grado de irregularidad. Por ltimo el anlisis dinámico se aplica para puentes irregulares y especiales.

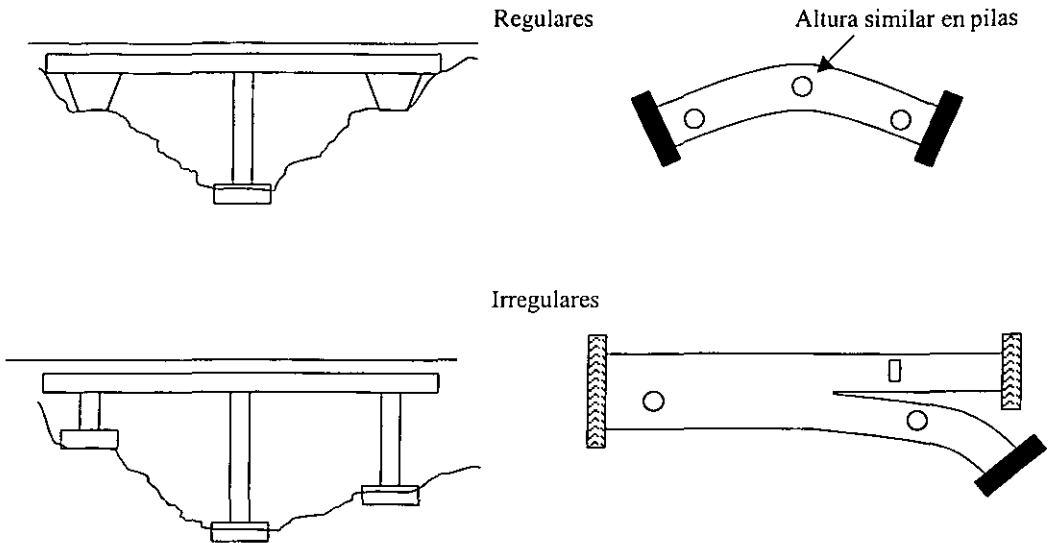


Figura 1.1 Ejemplos de puentes regulares e irregulares

A continuación describo algunas de las características de cada método.

1.1.1 Método simplificado

Se aplica al análisis transversal y longitudinal de los puentes con las siguientes características:

1. Con dos o más claros o tramos.
2. Que sean rectos y que la longitud de sus tramos sea muy parecida.
3. Que se pueda suponer que los marcos del puente trabajan de manera independiente en ambos sentidos horizontales.
4. Que sus claros sean menores de 40 m y el ancho de calzada menor de 30m.

El método consiste en lo siguiente:

- a) Se elige el marco a diseñar.
- b) Se obtiene la masa tributaria correspondiente.
- c) Se calcula la rigidez lineal del marco en el sentido de análisis teniendo en cuenta que el marco en la dirección longitudinal trabaja como columnas en voladizo.
- d) Se obtiene el periodo natural de vibración.
- e) Se calcula la ordenada espectral "a" correspondiente al periodo natural de vibración y se define el factor deductivo Q' del marco.
- f) La fuerza lateral equivalente se obtiene con:

$$P = (a/Q') W \quad , \quad \text{donde } W \text{ es el peso de la masa tributaria.}$$

1.1.2 Análisis Estático.

Se aplica al análisis transversal de puentes que cumplan con los siguientes requisitos.

1. Con dos o más claros o tramos.
2. Que sean rectos o alojados horizontalmente en curvas de poco grado.
3. Que la longitud de sus tramos sea muy parecida.
4. Que la fuerza sísmica se distribuya en todos los marcos resistentes.
5. Que la relación de la rigidez transversal de toda la estructura y la rigidez transversal de la superestructura sea menor de 2.
6. Que sus claros sean menores de 120 m y el ancho de calzada menor de 30m.

El método consiste en:

- a) Se aplica una carga uniformemente distribuida horizontalmente de magnitud unitaria, en dirección perpendicular a la superestructura.
- b) Se obtienen los desplazamientos y elementos mecánicos resultantes de la aplicación de la carga uniforme.
- c) Con base en los desplazamientos calculados se escala el valor de la carga uniforme para que produzca un desplazamiento horizontal máximo unitario en la estructura.
- d) Se calcula la rigidez lineal de la estructura multiplicando la longitud por el nuevo valor de la carga uniforme.
- e) Se calcula la carga muerta total de la estructura.
- f) Se obtiene el periodo natural de vibración.
- g) Se calcula la ordenada espectral “a” correspondiente al periodo natural de vibración y se define el factor deductivo Q' de la estructura.
- h) La fuerza lateral equivalente se obtiene con:

$$P = (a/Q') W , \quad \text{donde } W \text{ es el peso de la carga muerta total.}$$

Efectos combinados del movimiento del terreno.

Los puentes se analizarán ante la acción de dos componentes horizontales ortogonales del movimiento del terreno. Los efectos de ambos componentes se combinarán tomando, en cada dirección el 100% de los efectos del componente que obra en esa dirección y el 30 % de los efectos del que obra perpendicularmente a él.

1.1.3 Análisis Dinámico

Alguno de los métodos de análisis dinámico que se indican a continuación se utilizarán cuando no se satisfagan los requisitos para aplicar los métodos de análisis estáticos.

1.1.3.1 Análisis Modal Espectral

La participación de cada modo natural de vibración en las fuerzas que actúan sobre la estructura se definirá con base en las aceleraciones espectrales reducidas por ductilidad.

Las respuestas modales S_n , donde S_n puede ser fuerza cortante, fuerza axial, desplazamiento lateral, momento flexionante, etc, se combinarán para calcular las respuestas totales S de acuerdo con la expresión

$$S = \left[\sum_{n=1}^N S_n^2 \right]^{1/2}$$

En donde N es el número de modos naturales de vibración a considerar en la respuesta total.

1.1.3.2 Análisis paso a paso.

Cuando se emplee este tipo de análisis podrá acudir a acelerogramas de temblores reales o de movimientos simulados, o a combinaciones de éstos, siempre que se usen movimientos representativos cuyas características de intensidad, duración y contenido de frecuencias sean compatibles con el riesgo sísmico del sitio en cuestión.

Efectos combinados del movimiento del terreno.

Cualquiera que sea el método de análisis dinámico que se emplee, los efectos de movimientos horizontales del terreno en direcciones ortogonales se combinarán tomando, en cada dirección el 100% de los efectos del componente que obra en esa dirección, y el 30 % de los efectos del que obra perpendicularmente a él.

1.2 Comentarios de las ayudas de diseño.

La filosofía básica de diseño adoptada radica en el cálculo de fuerzas obtenidas de un análisis elástico y reducidas por un factor para obligar a los elementos estructurales a ingresar en el rango inelástico. Con esto se asegura un comportamiento dúctil de los miembros de la estructura y una cierta disipación de energía inducida por el sismo sobre el puente, esta implícito que bajo la acción de un sismo moderado o intenso puede ocurrir algún tipo de daño estructural en el puente.

El uso de disipadores de energía para reducir la magnitud de la fuerza de inercia de la superestructura a las pilas y estribos debe estar avalado por estudios específicos, se debe consignar el diseño detallado y la frecuencia de reemplazo e inspección de los mismos.

1.2.1 Método simplificado

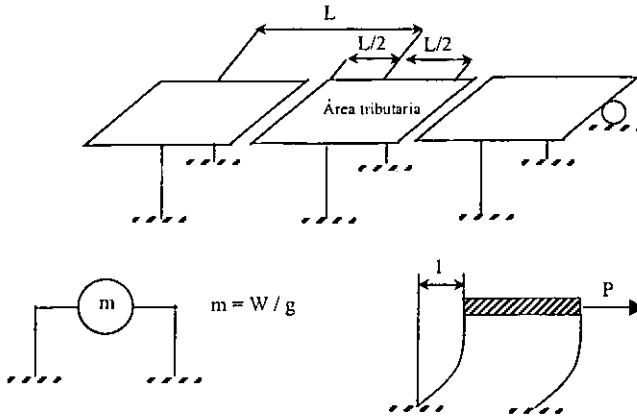


Figura 2.2 Método simplificado

La utilización de este criterio de análisis implica que las pilas del puente, que pueden ser columnas aisladas o marcos, vibran de manera independiente y que la rigidez de la superestructura no contribuye a la rigidez de la estructura pero su masa sí influye en el cálculo de las fuerzas de inercia, por ello su aplicación lleva a diseños muy conservadores.

El periodo natural de vibración de un sistema de un grado de libertad se obtiene como $T=2\pi(m/K)^{1/2}$, siendo m la masa, y K la rigidez del sistema.

1.2.2 Análisis Estático

El puente responde como un conjunto de elementos estructurales ante un evento sísmico moderado, lo que implica que la estructura debe estar diseñada para repartir las fuerzas de inercia entre todos los elementos resistentes. Este método toma en cuenta, con ciertas limitaciones, lo anterior y por lo tanto conduce a diseños menos conservadores que los obtenidos por el método simplificado.

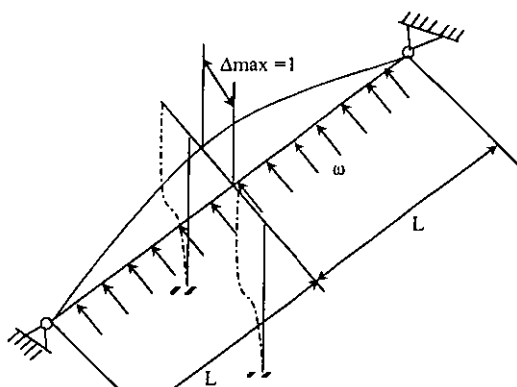


Figura 1.3 Análisis Estático

Otra ventaja de este método es que considera la continuidad de la estructura, además de que se puede incluir en el modelo estructural la rigidez de la cimentación y de los estribos.

En un estudio realizado con modelos de puentes de diferentes características geométricas y estructurales, se encontró que mejor clasifica a los puentes al ser analizados con este método es el índice de rigidez, con el cual se mide la contribución de las columnas o pilas a la rigidez transversal de toda la estructura.

Para la determinación del periodo fundamental de vibración es necesario conocer, en adición a la masa de la carga muerta total, la rigidez lineal total de la estructura, la cual se obtiene como $K=wL/\Delta$ siendo w la carga uniforme lateral aplicada, L la longitud total del puente y Δ el desplazamiento máximo de la estructura.

1.2.3.1 Análisis modal espectral.

En este método está implícito el comportamiento lineal de la estructura, además se supone que las máximas respuestas modales ocurren simultáneamente, lo cual es falso, por lo que se recurre a una combinación de las respuestas con objeto de obtener acciones de reacciones más realistas.

1.2.3.2 Análisis paso a paso.

Este método requiere la integración numérica de la ecuación de movimiento de la estructura, supone que la excitación sísmica es la misma en los apoyos del puente, tanto en amplitud como en fase, es decir, no se considera la posible variación espacial del movimiento del terreno., esta hipótesis es válida cuando las longitudes de las ondas sísmicas son muy grandes comparadas con la distancia entre apoyos del puente.

1.3 Estados límite de servicio

La falla más frecuente en los apoyos esta relacionada con superficies de apoyo de longitud insuficiente en las traveses sobre los marcos transversales o columnas. La longitud mínima de apoyo D , en milímetros, de las traveses o tableros sobre la subestructura se calcula como sigue:

$$D = 254 + 2.08 L + 8.35 H$$

Donde L es la longitud, en metros entre apoyos adyacentes, H es la altura en metros de la pila cuando esta formada por una o varias columnas.

La falta de estudios experimentales sobre este punto sugiere las siguientes alternativas para evitar este tipo de fallas: a) aumentar la longitud del apoyo, b) restringir el movimiento de la superestructura o c) restringir el movimiento de los dispositivos de conexión superestructura-subestructura.

CAPITULO SEGUNDO

Diseño conceptual sísmico de puentes.

2.1 Aspectos Estéticos

Consientes del papel central de la estructura en el diseño de puentes, los proyectistas enfocados a la arquitectura de puentes intentaron sentar nuevas bases a partir de las cuales abordar su diseño. Los tipos de vehículos que circulan actualmente en las carreteras hacen imposibles de aplicar los referentes clásicos de centralidad, simetría, orden o proporción, la belleza de la estructura debe asentarse en nuevos valores nacidos del impacto de la velocidad sobre el trazado y la relación de los puentes con el tipo de terreno y su entorno natural. Ahora se toman como referentes aquellos valores que acentúen el sentido último del puente: dar continuidad a la vía. Por ello el puente tiende a asimilarse morfológicamente a la vía. La esbeltez de las proporciones y la ductilidad de la geometría del trazado son los principales referentes en la proyección de los puentes.

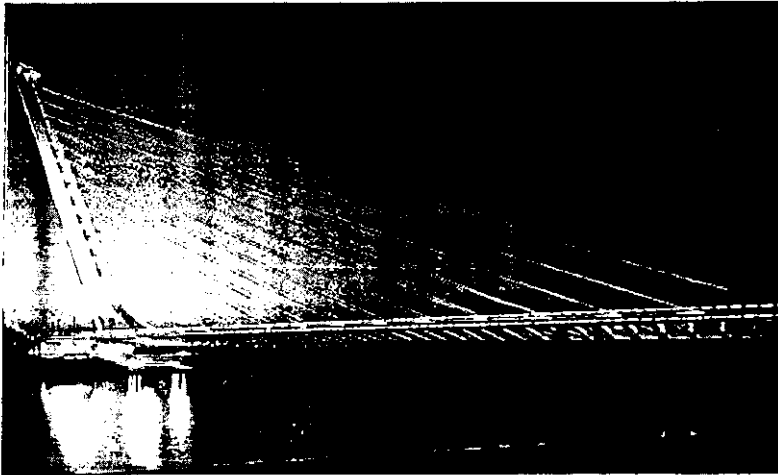


Figura 2.1 Puente Alamillo, Sevilla España. Realizado por Santiago Calatrava. Clara muestra del diseño contemporáneo de puentes.

Sin embargo por razones técnicas o económicas, no siempre se puede adoptar la esbeltez que sería de desear de cara a la apariencia del puente con su entorno, pero se puede perfilar la sección del puente de tal forma que éste parezca más esbelto de lo que realmente es.

El sistema que se propone para conseguir esta apariencia de esbeltez es:

- Volar la losa del tablero sobre la viga de borde, de esta forma, la viga queda totalmente en sombra y casi no se aprecia su esbeltez real.

En cuanto al trazado se propone una mayor ductilidad. Se propone en el caso de pasos superiores sobre autopistas en terreno llano, que la curva del acuerdo vertical debe prolongarse a las rampas de acceso o “aproxches”.

En un puente sobre un río en terreno llano, la curva del acuerdo se debe extender en toda la longitud del puente aunque se obtengan radios muy grandes.

En planta hay que tratar de conseguir en el trazado que el cruce de una vía con otra vía, o un río, o un valle sea lo más ortogonal posible, siempre que no se fuerce excesivamente la alineación. Si el puente esviado es de cierta anchura sólo hay una solución aceptable: todas las líneas y superficies de los elementos transversales al puente deben ser paralelas al río o valle. En cualquier caso las pilas en un río deben ser paralelas a la corriente.

También es posible añadirle a la estructura ciertos detalles estéticos para mejorar desde el punto de vista arquitectónico la apariencia del puente. Existen dos tipos de formas de hacer esto:

- a) La forma más común es modificar estructuras estándar. Esto consiste en modificar la apariencia de elementos estructurales ya sea con apliques, textura, colores, o cambios en la sección transversal.
- b) La segunda forma consiste en unir la arquitectura y la ingeniería, utilizando como parámetros indicadores ingenieriles como son los diagramas de momentos, para generar un diseño basado en estrictos criterios costo / funcionalidad. Este tipo de puentes son raros en México, pero lo podemos encontrar en algunas partes, por ejemplo en los puentes peatonales de acero que se encuentran en toda la Ciudad de México.

2.2 Aspectos Sísmicos

Históricamente, las estructuras de puentes han demostrado ser muy vulnerables a los efectos sísmicos, con daño permanente en la subestructura y cimentación, y en algunos casos, hasta el colapso total de la estructura. En general, las estructuras de puentes los efectos sísmicos por una combinación de resistencia, deformabilidad y capacidad de disipación de energía.

La práctica inicial del diseño sismorresistente de estructuras, puso énfasis en el aspecto de resistencia. Se diseñaban elementos que se creían suficientemente confiables para resistir las fuerzas horizontales sísmicas. Originalmente se consideraba una fuerza horizontal estática de 0.1 veces el peso de la estructura, este criterio se utilizó con éxito por muchos años. Sin embargo, durante sismos severos se mostró que las estructuras así diseñadas se deformaban más allá de su límite elástico y que resistían gracias a que fueron capaces de deformarse inelásticamente y de disipar energía.

El objetivo principal del diseño sismo resistente se volvió entonces, el construir estructuras con gran capacidad para deformarse plásticamente (formación de articulaciones plásticas) de modo que los requerimientos de resistencia fueran reducidos y así se redujeran los costos de la estructura. Actualmente esta hipótesis permanece como una de las más importantes, sin embargo, tiene grandes desventajas, entre las cuales se encuentran:

1. Bajo carga cíclica producida por un sismo severo puede ocurrir un deterioro progresivo de los componentes estructurales, lo que lleva a reparaciones caras y difíciles de realizar después del sismo.
2. Se producen mayores desplazamientos, lo que ocasiona un mal funcionamiento de la estructura.

La filosofía básica del diseño adoptada radica en el cálculo de fuerzas obtenidas por alguno de los métodos existentes y reducidos por un factor para obligar a los elementos estructurales a ingresar en el rango elástico. Con esto se asegura un comportamiento dúctil de los miembros de la estructura y una cierta disipación de energía inducida por el sismo

sobre el puente. Está implícito que bajo la acción de un sismo de moderado a severo ocurrirá algún tipo de daño estructural en el puente.

Para puentes de un solo tramo no se requiere un análisis sísmico riguroso, sin embargo, deben revisarse la magnitud de las fuerzas longitudinales y transversales en las conexiones entre la superestructura y subestructura.

Al hacer un reconocimiento de puentes dañados por la acción de sismos, se ha encontrado que la falla más frecuente es la que esta relacionada con la corta superficie de apoyo que se tiene para sostener las traveses entre los marcos longitudinales, así como daños en pilas y topes sísmicos.

Por otra parte la literatura sobre el tema no reporta ningún método analítico para diseñar las conexiones y juntas de la superestructura con los demás elementos estructurales del puente, en especial con elementos de la subestructura. Las longitudes mínimas de apoyo entre las pilas, estribos y las holguras de las traveses o tableros que forman la superestructura, no pueden ser determinados con certeza, ya que no existen métodos que nos permitan calcularlas. Las longitudes y holguras se indican en el Manual de Obras Civiles de Diseño por Sismo de la C.F.E. que se muestran en la figura 2.2:

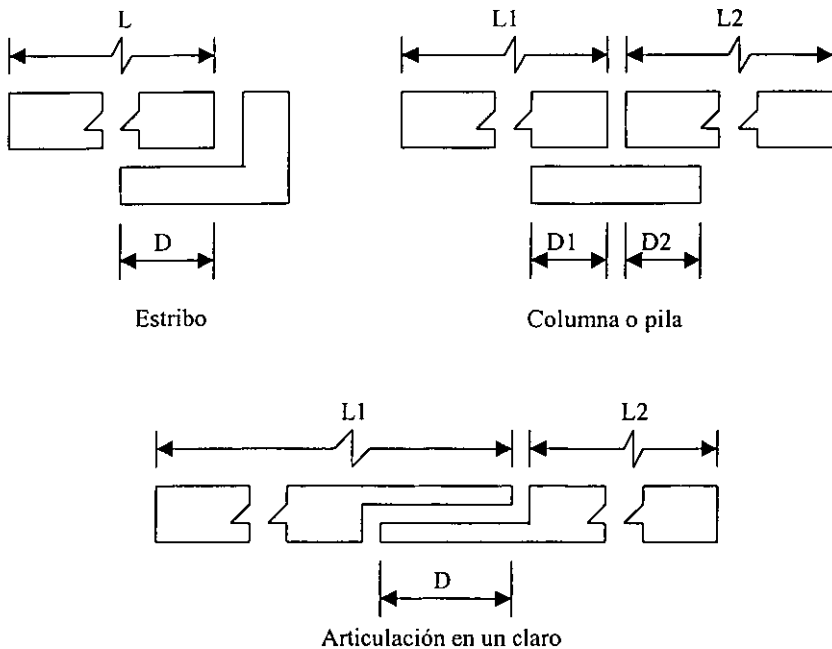


Figura 2.2 Dimensiones para longitudes mínimas de apoyo de la superestructura.

La falta de estudios experimentales sobre longitudes mínimas, sugiere las siguientes alternativas para evitar este tipo de fallas: aumentar la longitud de apoyo, restringir el

movimiento de la superestructura o restringir el movimiento de los dispositivos conexión superestructura-subestructura.

Otro efecto que se debe tomar en cuenta para el diseño sísmico de puentes es el de interacción suelo-estructura. Se ha observado que en puentes cortos y de poco peso los efectos que produce este fenómeno son mínimos, sin embargo, si consideramos la distribución de fuerzas en la superestructura y su efecto sobre las pilas, la estructura puede sufrir daños por fuerzas dinámicas ejercidas por el terreno sobre los estribos.

Los efectos de la interacción suelo-estructura son más significativos en puentes construidos en terrenos blandos, tales efectos también pueden ser importantes en puentes muy esviados.

2.3 Aspectos Constructivos

Los errores que se cometen en la etapa constructiva pueden llegar a ser los más significativos para que una obra cumpla o no, con las expectativas de vida útil, ya que si no se tiene cuidado, se pueden alterar las condiciones iniciales de diseño. Los errores más comunes que se deben evitar en esta etapa son:

1. Falta de evaluación o evaluación deficiente de la calidad del proyecto estructural.
2. Deficiencias en la supervisión general o en la inspección de la obra.
3. Operaciones inadecuadas en la preparación o en la fabricación de los elementos estructurales.
4. Ejecución deficiente o inadecuada en las operaciones de montaje de los elementos estructurales.
5. Falta de previsión de los efectos de la humedad y de la temperatura en la ejecución de la obra.
6. Errores en la elaboración, montaje y desmantelamiento de cimbras y de obras falsas.
7. Modificación apresurada del proyecto, sin contar con la opinión oportuna del proyectista original y/o del responsable de seguridad estructural.

Dentro de los errores que se originan en la etapa de construcción, destacan los siguientes: refuerzo mal localizado, concentración excesiva o escasa de varillas de refuerzo, insuficiente compactación del concreto y deficiencias en las juntas de expansión. Estos tipos de errores pueden llegar a ocasionar una mayor deformación o hasta el colapso parcial o total de la estructura.

2.3.1 Errores en el área de control de calidad

Para que la obra tenga éxito en su funcionamiento, se deberán evaluar en forma precisa y confiable las propiedades de los materiales, además de asegurar que los procedimientos y métodos utilizados, en la construcción, cumplan con los requerimientos mínimos para asegurar su buen comportamiento. En este sentido, el área de control de calidad cobra especial relevancia, al cuidar que se eviten:

1. Errores en la ejecución, oportunidad o reporte de los ensayos de resistencia de los materiales.
2. Recomendaciones o reportes inadecuados, deficientes o inoportunos, sobre el empleo de materiales incompatibles o agresivos en la ejecución de la obra.
3. Recomendaciones inadecuadas, deficientes o inoportunas para los servicios de protección uso y conservación de la obra terminada.

CAPITULO TERCERO

3. Análisis dinámico.

3.1 ¿En qué consiste el análisis dinámico?

La acción sísmica se presenta por una historia del movimiento del terreno donde se encuentra desplantada la estructura, ésta disipa la energía transmitida por el terreno a través de movimientos vibratorios. La amplitud de los desplazamientos en la estructura, producidos por el sismo, depende de las características estructurales con que fue diseñada, el tipo de cimentación que fue empleado y las propiedades del suelo sobre las que este desplantada.

Las principales propiedades que se toman en cuenta en la estructura para determinar su comportamiento ante sismo son: su masa, su amortiguamiento y su rigidez estructural¹. El amortiguamiento se refiere a la capacidad que tiene la estructura para disipar energía a través de medios diferentes al desplazamiento. Este efecto se debe principalmente a la acción interna de los materiales y al rozamiento de los componentes de la estructura. La rigidez se define como la fuerza necesaria para desplazar al sistema una cantidad unitaria, esta propiedad indica cuanto se puede deformar la estructura. La masa es una propiedad de

¹ Paz, Mario. Dinámica Estructural.

la estructura definida como W/g donde W es el peso de la estructura y g la aceleración de la gravedad.

Las propiedades mencionadas se incluyen dentro de la ecuación de equilibrio dinámico de la estructura (Ec. 3.1). En esta ecuación se toman en cuenta básicamente cinco clases de fuerzas. La fuerza de inercia, que es proporcional a la masa de la estructura por la aceleración relativa de la estructura respecto a la aceleración del terreno. Las fuerzas restrictivas, que se generan por la rigidez del sistema estructural al tratar de ser desplazado, dentro del rango elástico de sus elementos, dichas fuerzas restrictivas son proporcionales a la rigidez del sistema por el desplazamiento relativo de éste con respecto al terreno. La fuerza de amortiguamiento es la que trata de restablecer el equilibrio de la estructura que se encuentra en movimiento, esta fuerza es proporcional a la velocidad con que se desplaza la estructura con respecto al suelo. Estas fuerza son iguales a una fuerza externa aplicada a la estructura, menos la fuerza de inercia del terreno. Por lo tanto se puede escribir la ecuación de equilibrio dinámico como:

$$m\ddot{d}(t) + C\dot{d}(t) + Kd(t) = p(t) - m\ddot{s}(t) \quad 3.1$$

donde:

m = masa

C = coeficiente de amortiguación

K = rigidez del sistema

$d(t)$ = desplazamiento relativo del sistema

$\dot{d}(t)$ = velocidad relativa del sistema

$\ddot{d}(t)$ = aceleración relativa del sistema

$\ddot{s}(t)$ = aceleración del terreno

$p(t)$ = Fuerzas externas

El producto $-m\ddot{s}(t)$, representa la fuerza sísmica equivalente en la estructura

Al dividir la ecuación entre la masa la expresión queda:

$$\ddot{d}(t) + \frac{C}{m}\dot{d}(t) + \frac{K}{m}d(t) = \frac{p(t)}{m} - \ddot{s}(t) \quad 3.1.1$$

donde las constantes C/m y K/m , representan dos constantes que se relacionan con la vibración libre del sistema.

La primera constante, K/m , es igual al cuadrado de la frecuencia circular de un sistema no amortiguado

$$\omega^2 = \frac{K}{m} \quad \text{ó} \quad 3.2$$

La segunda constante C/m puede expresarse en fracción del amortiguamiento crítico, como:

$$\xi = \frac{C}{C_{Cr}} \quad 3.3$$

donde C_{Cr} , es el amortiguamiento crítico, el cual se define como:

$$C_{Cr} = 2\omega m \quad 3.4$$

Por lo que la ecuación 3.3 nos queda:

$$\xi = \frac{C}{2\omega m} \quad 3.3.1$$

Expresando C en función del amortiguamiento crítico, tenemos que:

$$C = 2\xi\omega m \quad 3.5$$

Al dividir C entre la masa, obtendremos:

$$\frac{C}{m} = 2\xi\omega \quad 3.6$$

Sustituyendo 3.6 y 3.2 en la ecuación diferencial 3.1.1 tenemos:

$$\ddot{d}(t) + 2\xi\omega \dot{d}(t) + \omega^2 d(t) = -\ddot{s}(t)$$

Podemos observar que la respuesta del sistema queda definida en términos de dos parámetros: la frecuencia circular del sistema y la fracción de amortiguamiento crítico.

Por otra parte, un acelerograma es un registro de la historia de aceleraciones que produce un sismo en una dirección determinada y que constituye la descripción más útil del movimiento del suelo en un lugar determinado. Las características de los acelerogramas que más se relacionan con la potencialidad destructiva, es decir, con la intensidad de un sismo, son la aceleración máxima, la duración de la etapa en que la amplitud de la aceleración tiene un valor apreciable, y finalmente, las frecuencias dominantes del movimiento².

Las aceleraciones que producen los mayores daños son las horizontales; las aceleraciones verticales son apreciables sólo en sitios cercanos al epicentro y producen sollicitaciones severas sólo en formas estructurales particulares. Existen, además, efectos sísmicos excepcionales que no dependen de las aceleraciones; éstos se deben generalmente a la inestabilidad del suelo en que se desplanta la estructura.

Adicional a la aceleración del terreno, existen otros parámetros del movimiento del suelo que influyen en la respuesta de la estructura, como son la velocidad del movimiento del terreno y su desplazamiento. Mediante la utilización de algunos métodos matemáticos se pueden determinar estos dos parámetros a partir del acelerograma.

En el diseño estructural es esencial conocer la sollicitación máxima a la que se verá sujeta la estructura por efectos de sismo, por tal motivo no es necesario conocer la historia completa de su respuesta sino únicamente su valor máximo. En los últimos años se ha aceptado ampliamente el uso de la respuesta espectral en la práctica del diseño antisísmico.

² Meli, 1986

La respuesta espectral es un conjunto de respuestas máximas de desplazamiento, velocidad y aceleración, de un conjunto de sistemas de un grado de libertad elástico lineal sujetos al mismo acelerograma. En esta gráfica, la abscisa del espectro es la frecuencia natural o el periodo del sistema y la ordenada es la respuesta máxima. Por lo tanto, para determinar la respuesta máxima disponiendo de un diagrama espectral para una excitación específica, es necesario saber solamente la frecuencia natural del sistema.

Existen reglas empíricas para construir envolventes de espectros a partir de datos básicos del movimiento del terreno. Estas reglas consisten en multiplicar la aceleración, velocidad y/o desplazamiento máximo del terreno por constantes que se han obtenido de la observación de un gran número de espectros de sismos reales.

El manual de Obras Civiles, Diseño por Sismo, de la Comisión Federal de Electricidad, propone una metodología para realizar el espectro de diseño de cualquier región sísmica de la República Mexicana. El espectro se propone en la parte de las ordenadas por el coeficiente de aceleración " α " y en las abscisas por el periodo de vibración de la estructura.

El coeficiente " α " es igual a la aceleración máxima de respuesta sísmica, expresada como una fracción de la gravedad. Estas están dadas por las siguientes expresiones:

$$\alpha = a_0 + (c - a_0) \frac{T}{T_a} ; \text{ si } T < T_a \quad 3.7.1$$

$$\alpha = c ; \text{ si } T_a < T_b \quad 3.7.2$$

$$a = c (T_b / T)^r ; \text{ si } T > T_b \quad 3.7.3$$

donde:

a_0 = coeficiente de aceleración del terreno [adimensional]

c = coeficiente sísmico [adimensional]

T = periodo natural de la estructura de interés [segundos]

T_a y T_b = periodos que delimitan la meseta [segundos]

r = exponente que define la parte curva del espectro de diseño [adimensional]

Estos valores se muestran en la tabla 3.1. Los valores que se utilizarán dependen de la zona sísmica y del tipo de terreno de la cimentación.

Los tipos de terreno son:

Tipo I: Terreno firme

Tipo II: Terreno intermedio

Tipo III: Terreno blando

Con el propósito de considerar la importancia que tienen las estructuras de puentes, las ordenadas espectrales se deben multiplicar por 1.5.³

³ CFE, 1993.

Zona Sísmica	Tipo de Suelo	A_0	C	T_a [s]	T_b [s]	r
A	I	0.02	0.08	0.2	0.6	1/2
	II	0.04	0.16	0.3	1.5	2/3
	III	0.05	0.20	0.6	2.9	1
B	I	0.04	0.14	0.2	0.6	1/2
	II	0.08	0.30	0.3	1.5	2/3
	III	0.10	0.36	0.6	2.9	1
C	I	0.36	0.36	0.0	0.6	1/2
	II	0.64	0.64	0.0	1.4	2/3
	III	0.64	0.64	0.0	1.9	1
D	I	0.50	0.50	0.0	0.6	1/2
	II	0.86	0.86	0.0	1.2	2/3
	III	0.86	0.86	0.0	1.7	1

Tabla 3.1

Para terrenos tipo II y III, el Manual de Diseño de Obras Civiles de la CFE, plantea la posibilidad de modificar los periodos característicos del espectro de diseño al conocer el periodo dominante del suelo (T_s). La forma en que lo plantea se indica a continuación.

Terreno tipo II.

Zona sísmica A y B

$T_a = 0.64 T_s$ 3.8.1

$T_b = 1.2 T_s ; 0.6 < T_b < 1.5$ 3.8.2

Zona sísmica C

$T_b = 1.2 T_s ; 0.6 < T_b < 1.4$ 3.9

Zona sísmica D

$T_b = 1.2 T_s ; 0.6 < T_b < 1.2$ 3.10

Terreno tipo III.

Zona sísmica A y B

$T_a = 0.35 T_s$ 3.11.1

$T_b = 1.2 T_s ; 0.8 < T_b < 2.9$ 3.11.2

Zona sísmica C

$T_b = 1.2 T_s ; 0.8 < T_b < 1.9$ 3.12

Zona sísmica D

$$T_b = 1.2 T_s ; 0.8 < T_b < 1.7$$

3.13

3.2 Tipos de análisis dinámicos.

El análisis dinámico se puede dividir en dos tipos:

- a) Análisis Modal Espectral
- b) Análisis Paso a Paso

A su vez el análisis modal espectral se puede dividir en unimodal y multimodal, más adelante se explicaran las diferencias entre ambos tipos de análisis.

3.2.1 Análisis modal espectral

3.2.1.1 Método de análisis unimodal

Este método se recomienda para el análisis de puentes regulares, incluso se puede utilizar en el análisis de puentes irregulares que se encuentren ubicados dentro de la zona sísmica B (Federal Highway Administration, 1981). Para puentes irregulares que se encuentren dentro de la zona sísmica C y D será necesario utilizar el método de análisis multimodal. Para el análisis de puentes regulares o para aquellos puentes que se encuentren en zonas bajo riesgo sísmico, se puede omitir el uso del método multimodal con el fin de simplificar el análisis del puente. En la tabla 3.2 se muestran las recomendaciones del método de análisis a utilizar, de acuerdo con la regularidad de puente y la región sísmica en que se encuentre ubicado.

Tabla 3.2. Recomendaciones del método de análisis

Zona Sísmica	Puentes regulares con 2 o más claros	Puentes irregulares con 2 o más claros
A	E, U	U, M
B	E, U	U, M
C	E, U	M
D	E, U	M

E-Método estático U-Método inimodal M- Metodo multimodal

Para puentes regulares, el método unimodal proporciona resultados bastante confiables, sin embargo, cuando se aplica en puentes cuyas condiciones de regularidad no se cumplan completamente, sólo proporciona una aproximación, cuyos resultados proporcionan una gran incertidumbre, por lo que conviene un análisis multimodal. La variación entre resultados obtenidos por ambos métodos se debe a que en el multimodal se consideran como mínimo las tres primeras formas de vibrar de la estructura y la distribución real de la masa en la estructura, lo que no ocurre con el método unimodal, ya

que solo se considera la primera forma de vibrar de la estructura y la masa uniformemente distribuida en toda su longitud.

Otra de las razones por las que se prefiere el uso del análisis multimodal sobre el unimodal es porque en el segundo se asume que el puente responderá de acuerdo con la primera forma modal durante todo el sismo, sin tomar en cuenta el hecho de que la magnitud y dirección de las deformaciones pueden cambiar con respecto al tiempo y dirección en que actúa el sismo. El uso de esta suposición podía ser razonable en el caso de un puente regular, ya que se estaría considerando su condición más desfavorable, sin embargo, en puentes irregulares puede significar un grave error.

El método unimodal es aplicable tanto en la dirección transversal, como en la dirección longitudinal de la estructura.

Como se menciona anteriormente, este tipo de análisis se considera el primer modo de vibrar de la estructura, por lo que se obtiene la máxima energía de deformación y cinética asociada con este modo, y al igualar ambas energías se deduce la frecuencia natural de vibración del sistema. Las fuerzas internas de diseño y los desplazamientos del sistema provienen de un análisis estático, haciendo uso de las fuerzas de inercia producidas la vibración de la estructura. Esta es la esencia del método unimodal de análisis, el cual utiliza un modelo equivalente del sistema, aproximándose estrechamente al comportamiento general del puente.

El método unimodal nos indica que el peso por unidad de longitud de la estructura está dado por $w(x)$, y la masa por unidad de longitud está dado por $m(x)$. La forma de vibrar inicial asumida es la deformación estática $v_s(x)$, debido a la carga uniformemente repartida unitaria ($p_0 = 1$) actuando en la dirección del análisis (figura 3.1a). La energía de deformación (potencial), U , suministrada a la estructura, en esta posición deformada, es igual al trabajo, W_E , producido por la carga externa en la estructura deformada. Así:

$$U = W_E = \frac{1}{2} p_0 \alpha \quad (3.14)$$

donde:

$$\alpha = \int_0^L v_s(x) dx \quad (3.15)$$

Si la estructura es liberada de su posición deformada, esta vibrará en la misma forma con frecuencia ω . La máxima energía cinética, $T_{m\acute{a}x}$, ocurrirá cuando la estructura pasa por su posición de reposo, y estará dada por:

$$T_{m\acute{a}x} = \frac{\omega^2}{2g} \gamma \quad (3.16)$$

donde:

$$\gamma = \int_0^L w(x) [v_s(x)]^2 dx \quad (3.17)$$

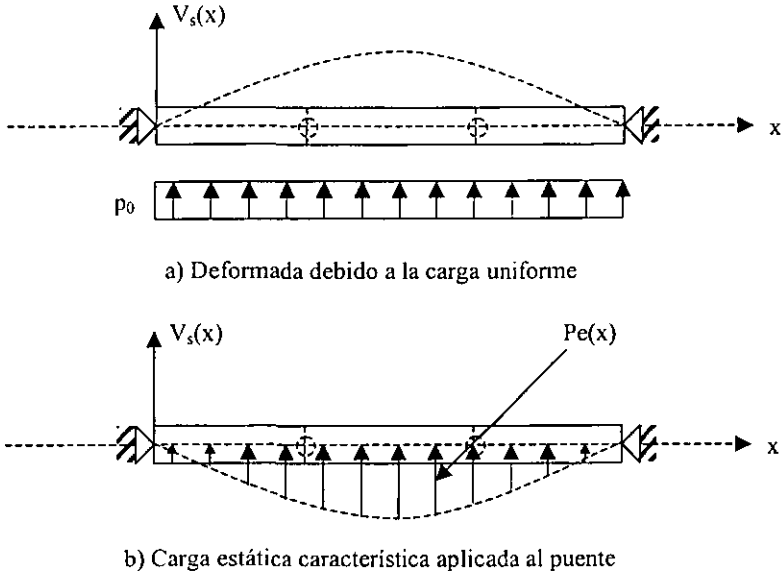


Figura 3.1 Método unimodal de análisis

Igualando estas dos energías (ecuaciones 3.14 y 3.16) y recordando que $\omega = 2\pi/T$, una expresión para el periodo de vibración es:

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{\gamma}{p_0 g \alpha}} \quad 3.18$$

Si el término γ/g es considerado como una masa efectiva y $p_0\alpha$ como una rigidez efectiva, la ecuación 3.18 toma la apariencia de: $T = 2\pi \sqrt{\frac{m}{K}}$. El hecho de que γ/g y $p_0\alpha$ se puedan considerar equivalentes la masa y a la rigidez, respectivamente, se puede demostrar si se considera la respuesta longitudinal de un puente recto, donde $w(x)=w$ y $v_s(x)=\Delta$. Al sustituir estos parámetros en las integrales definidas en las ecuaciones 3.15 y 3.17 para α y γ , se llega a las siguientes constantes:

$$\gamma = w\Delta^2 L = W\Delta^2 \quad 3.17a$$

$$y \quad \alpha = \Delta L \quad 3.15a$$

entonces:

$$p_0\alpha = p_0\Delta L = P_0\Delta = K_0\Delta^2 \quad 3.19$$

donde:

$W=wL$ es el peso total de la superestructura

$P_0 = p_0L$ es la carga lateral total

$K_0 = \frac{P_0}{\Delta}$ es la rigidez lateral

sustituyendo en la ecuación 3.18 y simplificando se obtiene:

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{W}{gK_0}} \quad 3.18a$$

El periodo corresponde a la amplitud debido al modo de vibrar asumido y con el cual se determina la ordenada del espectro de respuesta, $S_a(\xi, T)$ correspondiente y en la cual se asume un amortiguamiento crítico $\xi = 5\%$.

La amplitud de la respuesta se calcula como el producto de un factor por la deformación inicial, $v_s(x)$, debido a la carga uniforme. Por lo que podemos decir que si:

pseudoaceleración máxima = $S_a(\xi, T) = C_s g$

pseudodesplazamiento máximo = $S_a / \omega^2 = C_s g / \omega^2$

donde C_s = coeficiente sísmico

entonces la deformación en el instante de máximo desplazamiento:

$$V_{m\acute{a}x}(x) = \frac{C_s \beta}{\omega^2 \gamma} v_s(x) \quad 3.20$$

donde:

$$\beta = \int_0^L w(x) v_s(x) dx \quad 3.21$$

El factor β / γ puede considerarse como un factor normalizado a partir de que la magnitud de $v_s(x)$ fue escogida arbitrariamente (por ejemplo la que corresponde a una carga unitaria uniforme).

Las fuerzas y los desplazamientos de diseño pueden ser calculados por simplicidad multiplicando a aquellos que corresponden a la forma inicial por el escalar $C_s g \beta / \omega^2 \gamma$. Sin embargo, una mejor aproximación de estas fuerzas y desplazamientos se obtiene al considerar lo siguiente:

Las fuerzas de inercia $p_e(x)$, correspondientes a la forma flexionada en el instante del máximo desplazamiento son:

$$P_e(x) = k^* v_{\max}(x) \quad 3.22$$

donde k^* es la rigidez equivalente.

Expresando la frecuencia en términos de esta rigidez equivalente, tenemos que:

$$\omega^2 = \frac{k^*}{m(x)} \quad 3.23$$

Al sustituir en la expresión 3.20 para $v_{\max}(x)$, se tiene:

$$v_{\max}(x) = \frac{C_s g}{k^*} \cdot \frac{\beta}{\gamma} v_s(x) \cdot m(x) \quad 3.20a$$

la cual se puede sustituir en la ecuación 3.22 para obtener

$$P_e(x) = C_s \cdot \frac{\beta}{\gamma} \cdot w(x) \cdot v_s(x) \quad 3.22a$$

donde $w(x) = m(x) \cdot g$.

Como se muestra en la figura 3.1b, estas fuerzas son aplicadas a la estructura para obtener las fuerzas en los miembros y los desplazamientos de diseño.

En resumen, este análisis es aplicable tanto en el sentido longitudinal como transversal y los pasos a seguir para cada dirección son:

- Calcular $v_s(x)$
- Obtener los parámetros α , β , γ
- Calcular T y C_s
- Determinar $P_e(x)$
- Calcular las fuerzas y desplazamientos de diseño

3.2.1.2 Método de análisis multimodal

El análisis multimodal debe ser usado para puentes con irregularidades en su geometría, masa y/o rigidez, ya que éstas influyen en las diferentes formas de vibrar que pueda presentar el puente a través del tiempo. La principal cualidad de éste método es que se basa en el supuesto de que son varios modos los que contribuyen a la respuesta total de la estructura y no solo uno como lo supone el unimodal.

El análisis multimodal calcula la respuesta máxima de la estructura a cada uno de los modos de vibrar que se deseen incluir en el análisis. Estas respuestas máximas se combinan para dar la respuesta total de la estructura. Se debe tener cuidado en esta combinación, ya que las respuestas máximas generalmente no ocurren en el mismo instante

de tiempo. La combinación modal generalmente aceptada es la del método de la Raíz Cuadrada de la Suma de los Cuadrados de cada modo. Este método funciona bien para estructuras con periodos naturales de vibración muy diferentes entre sí para cada modo. Sin embargo cuando los periodos son muy próximos entre sí, se deben usar reglas de combinación más sofisticadas como por ejemplo la Combinación Cuadrática Completa la cual utiliza correlaciones estadísticas entre las varias respuestas modales.

3.2.2 Análisis paso a paso

En el análisis modal la respuesta de un sistema de varios grados de libertad, con o sin torsión, se expresa en términos de funciones $\phi_j(t)$, cada una de las cuales es el desplazamiento relativo de la masa de un sistema de un grado de libertad de igual periodo y amortiguamiento que las del modo j .

Los métodos paso a paso se pueden emplear para resolver directamente las ecuaciones de movimiento de sistemas de varios grados de libertad, sin necesidad de conocer periodos ni modos de vibración.

A partir de:

$$[M]a + [C]v + [K]u = -[M]\{R\}s \quad (t)$$

donde:

$[M]$ es la matriz de masas

$[K]$ la matriz de rigideces

$[C]$ matriz de amortiguamientos

$\{R\}$ es un vector que contiene unos en los lugares correspondientes a los grados de libertad orientados en la dirección aludida y ceros en los demás lugares. De esta forma el acelerograma $s(t)$ aparece solamente en las ecuaciones correspondientes a la dirección del movimiento de la base.

en el siguiente lapso Δt :

$$[M] \Delta a + [C] \Delta v + [K] \Delta u = -[M]\{R\}(s_{i+1}(t) - s_i(t))$$

donde a , v y u son vectores de aceleraciones, velocidades y desplazamientos, respectivamente y Δ denota sus incrementos en un lapso Δt .

Si suponemos que se conocen los vectores a , v y u en el instante t , empleando el método de Newmark con $\beta = 1/4$, sus valores en $t + \Delta t$ se calculan como sigue:

- a) Calcúlese la matriz $[K^*] = [K] + (2/\Delta t)[C] + (4/\Delta t^2)[M]$ y su inversa $[K^*]^{-1}$
- b) Para cada paso:

b.1) calcúlese $\Delta s^* = -[M]\{R\}(s_{i-1} - s_i) + (4/\Delta t)[M] + 2[C])v + 2[M]a$
 y $\Delta u = [K^*]^{-1} \Delta s^*$

b.2) determinese $\Delta v = (2/\Delta t) \Delta u - v$
 y $\Delta a = (4/\Delta t^2)\Delta u - (4/\Delta t)v - 2a$

b.3) los vectores de aceleraciones, velocidades y desplazamientos en $t_1 = t + \Delta t$ son:

$$a_1 = a + \Delta a$$

$$v_1 = v + \Delta v$$

$$u_1 = u + \Delta u$$

c) Se prosigue al paso siguiente con $a = a_1$, $v = v_1$ y $u = u_1$.

Para comenzar el proceso se toma en cuenta que antes del temblor la masa está en reposo, es decir que cuando $t = 0$ los vectores de desplazamiento y velocidades son nulos ($v = u = 0$).

Para satisfacer el equilibrio dinámico en el primer paso se requiere que $a(0) = -\{R\}s(0)$, con lo que se conocen todos los valores iniciales necesarios.

La aplicación directa de la integración numérica a ecuaciones de sistemas de varios grados de libertad tiene varias ventajas, una de ellas es que no hay que resolver problemas de valores característicos y que la matriz de amortiguamientos no esta restringida a ser diagonalizable bajo la transformación modal, como se requiere en el análisis modal.

Es común que se requieran intervalos Δt pequeños de integración para lograr una precisión aceptable, ya que en general es preciso asegurar que $\Delta t/T < 0.1$, donde T es el mínimo periodo que tiene una participación significativa en la respuesta estructural.

CAPÍTULO CUARTO

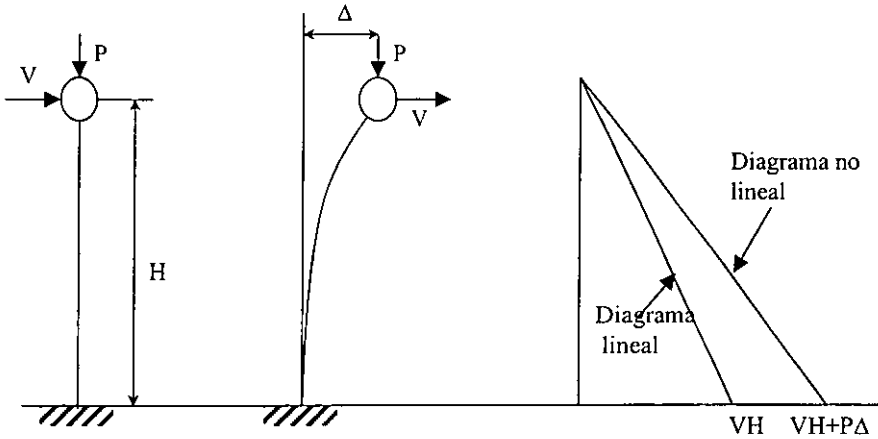
Análisis no lineal.

4.1 Introducción:

Existen dos tipos de comportamiento inelástico en las estructuras: **No linealidad geométrica y no linealidad del material.**

El primero, denominado **no linealidad geométrica**, se presenta cuando la hipótesis de que los desplazamientos son pequeños es inadecuada y por lo tanto algunas condiciones del equilibrio deben plantearse sobre la configuración desplazada de la estructura. La no linealidad se manifiesta en que los desplazamientos dependen de los elementos mecánicos en los miembros estructurales, los que a su vez son función de dichos desplazamientos.

Suponiendo un marco sometido a fuerzas laterales, en el cual no existe ningún muro lateral ni sistemas rigidizantes equivalentes, se pueden originar desplazamientos horizontales apreciables Δ , entre los extremos de las columnas y las cargas verticales sobre las mismas P , dichas excentricidades producen momentos $P\Delta$, que a su vez generan desplazamientos laterales adicionales. Este fenómeno es conocido con el nombre de efecto $P\Delta$, o efecto de segundo orden.

Figura 4.1 Efecto $P\Delta$.

El segundo tipo de comportamiento inelástico es denominado **no linealidad del material** que tiene lugar cuando las curvas carga-deformación de los materiales que constituyen los miembros estructurales son sensiblemente no lineales, reflejando además estados de falla como agrietamientos y fluencias que causan cambios bruscos en dichas curvas. Esta es una característica de prácticamente todos los materiales estructurales que se usan en la construcción de puentes.

4.1.1 Causas de no linealidad del material.

Las causas si sólo se considera comportamiento estático son las siguientes:

- 1) Fluencia plástica
- 2) Abertura y/o cierre de juntas sísmicas
- 3) Agrietamiento
- 4) Deslizamiento friccionante
- 5) Cambio inelástico de volumen

4.1.1.1 Flujo plástico.

La respuesta inelástica de una estructura en su conjunto depende de las propiedades de los elementos estructurales que la componen, y éstas a su vez del comportamiento de las secciones transversales y de los materiales correspondientes. Por otro lado, también dependen del número de secciones que incurrieren fuera del rango elástico y de la secuencia de formación del mecanismo de falla.

Debido a que en la mayor parte de las estructuras en México son construidas con concreto y acero, a continuación se presenta el comportamiento plástico de ambos materiales:

4.1.1.1.1 Acero

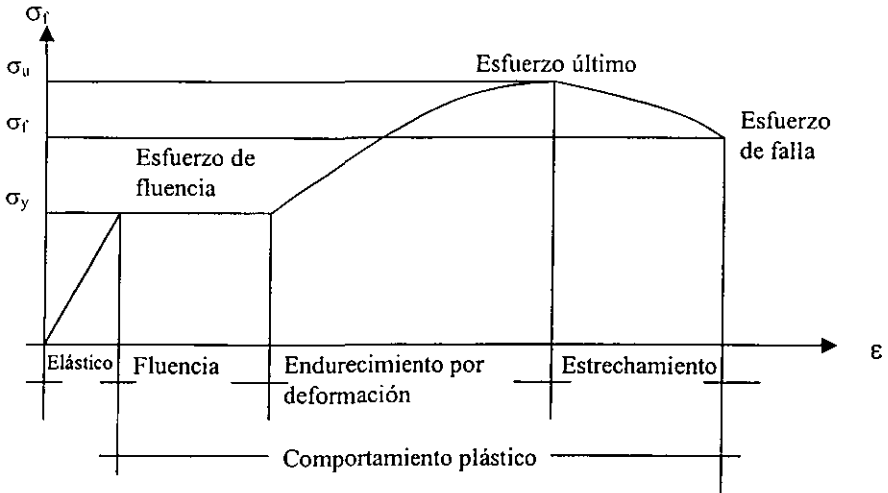


Figura 4.2 Comportamiento plástico del acero.

Comportamiento elástico: Cuando un miembro responde elásticamente, retorna a su forma original cuando la carga es retirada. Se puede considerar que en esta región la gráfica es una línea recta donde los esfuerzos son proporcionales a las deformaciones.

Fluencia: Un pequeño incremento de deformación sobre el límite elástico provoca un desacomodo en la estructura del acero y se produce una deformación permanente. A este comportamiento se le llama fluencia. Al esfuerzo que causa la fluencia se le llama esfuerzo de fluencia σ_y , y la deformación que se produce se le llama deformación plástica. A diferencia de la carga dentro del rango elástico, la carga que provoca la fluencia, producirá un cambio permanente en las propiedades del material. La deformación debida a la fluencia es aproximadamente de 10 a 40 veces más grande que la deformación producida en el límite elástico. A este comportamiento se le llama plástico perfecto.

A continuación se muestra una figura que resume ambos comportamientos:

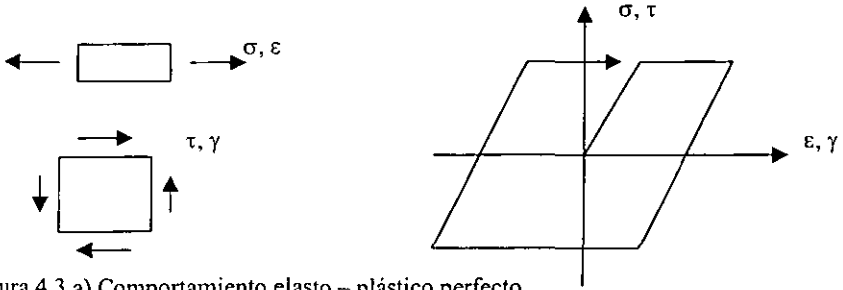


Figura 4.3 a) Comportamiento elástico – plástico perfecto

Endurecimiento por deformación: Cuando termina la fluencia, se puede alcanzar una carga mayor, resultando una curva que va creciendo continuamente pero que va perdiendo pendiente a medida que se alcanza el esfuerzo máximo también llamado esfuerzo último, σ_u . A este incremento en la curva esfuerzo deformación se le llama endurecimiento por deformación.

A continuación se presentan algunas figuras que representan diferentes tipos de endurecimientos por deformación:

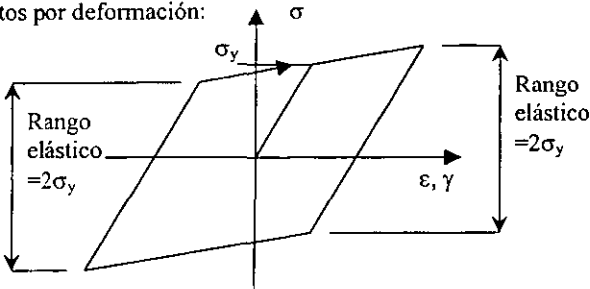


Figura 4.3 b) Endurecimiento cinemático lineal

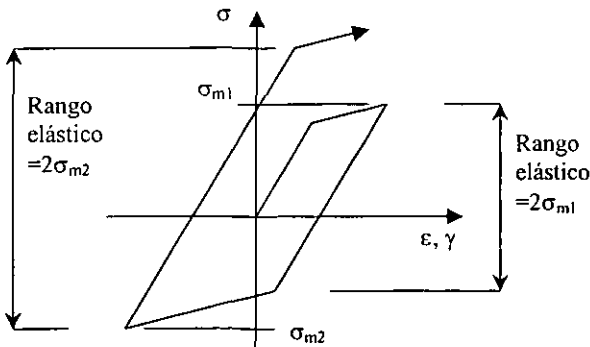


Figura 4.3 c) Endurecimiento isotrópico lineal.

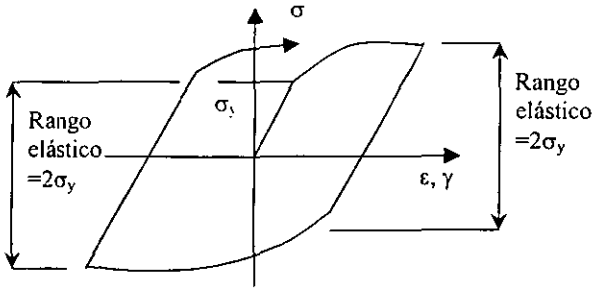


Figura 4.3 d) Endurecimiento cinemático no lineal.

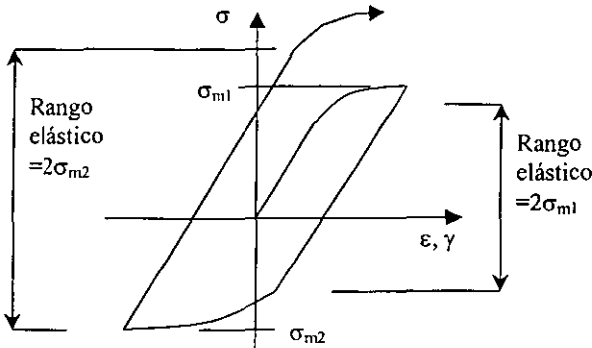


Figura 4.3 e) Endurecimiento isotrópico no lineal.

Estrechamiento: Cuando se alcanza el esfuerzo último, el área de la sección transversal empieza a disminuir en una determinada región del miembro, como resultado se empieza a producir una constricción o estrechamiento cada vez más grande a medida que el espécimen empieza a alargarse. Debido a esta reducción, la sección transversal no puede resistir cargas más grandes, por lo que la carga empieza a disminuir y por lo tanto el diagrama esfuerzo – deformación tiende a curvarse hacia abajo hasta que el espécimen se rompe al alcanzar el esfuerzo de falla.

4.1.1.1.2 Concreto

El concreto bajo esfuerzo sufre con el tiempo un aumento gradual de deformación, debido al flujo plástico del concreto. La deformación final de flujo puede ser varias veces mayor que la deformación elástica inicial. Por lo general el flujo plástico provoca una redistribución de esfuerzos en los miembros de concreto reforzado bajo cargas de servicio y conduce a un aumento en las deflexiones. La deformación por flujo plástico del concreto bajo esfuerzo de compresión axial constante se muestra en la figura 4.4.

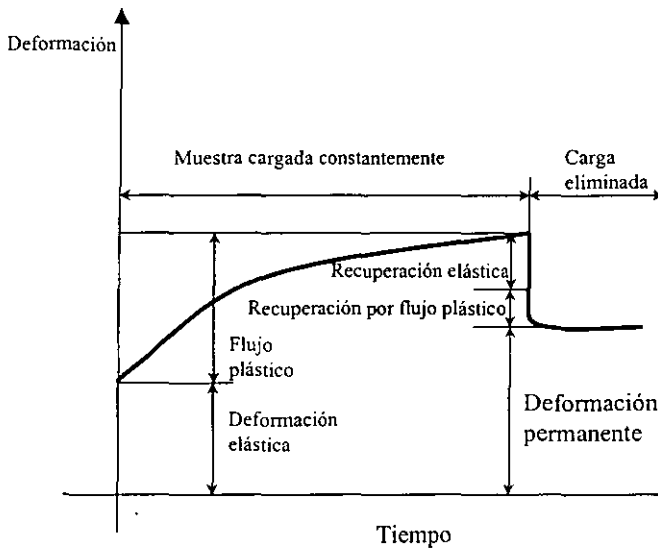


Figura 4.4. Curva típica del flujo plástico en el concreto con esfuerzo axial constante de compresión.

Como lo revela la Figura 4.4, el flujo plástico se desarrolla con una tasa decreciente. Cuando se elimina la carga, se recupera la deformación elástica de inmediato, sin embargo, esta deformación elástica recuperada es menor que la deformación elástica inicial, debido a que el módulo de elasticidad aumenta con la edad. A la recuperación elástica le sigue una recuperación por flujo plástico, que es una pequeña porción de la deformación total por flujo plástico.

La evidencia experimental indica que la deformación por flujo plástico que ocurre en determinado periodo es proporcional al esfuerzo aplicado, siempre que el nivel de esfuerzo no sea alto. Se ha observado que la pérdida de linalidad puede variar entre $0.2f_c$ y $0.5f_c$.

La magnitud de la deformación por flujo plástico depende de la composición del concreto, el medio ambiente y la historia esfuerzo – tiempo. Se puede describir la composición del concreto en términos del tipo y proporciones del agregado, tipo y contenido de cemento, relación agua cemento, y aditivos. El tipo del agregado puede tener un efecto marcado en el flujo plástico, debido a las diferentes propiedades elásticas y de absorción de los agregados. Un aumento en la relación agua cemento y un aumento en el contenido de cemento aumenta el flujo plástico.

4.1.1.2 Abertura y/o cierre de juntas sísmicas

Cuando una junta se abre y se cierra, la rigidez cambia de cero a un valor determinado. La relación constitutiva más simple se ilustra en la figura 4.5:

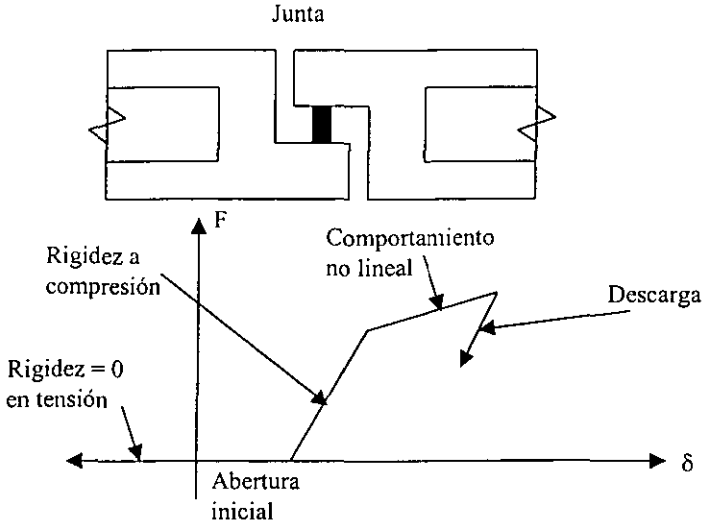


Figura 4.5

En este caso la junta se cierra rápidamente y su comportamiento en compresión es lineal y elástico. En la práctica es difícil que una junta se cierre tan rápido, por ejemplo una junta de expansión en una estructura de un puente es probable que se acumule material por ejemplo polvo, basura, etc que modifican el comportamiento a compresión. Aun cuando la junta estuviera limpia, la superficie es rugosa y cuando la junta se cierra la rigidez completa a compresión no se desarrolla inmediatamente.

4.1.1.3 Agrietamiento

En la siguiente figura 4.6(a) se muestra un el tipo más simple de agrietamiento. En este caso el material es lineal y elástico hasta que el esfuerzo de fractura es alcanzado, después se produce una falla instantánea.

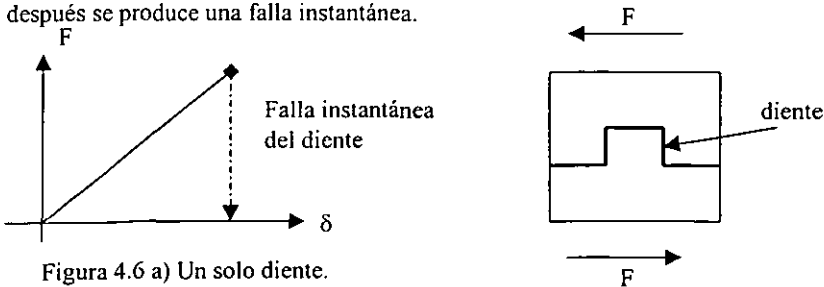


Figura 4.6 a) Un solo diente.

La figura 4.6(b) un comportamiento más real del fenómeno, en este caso los dientes se fracturan a diferente deformación. Parte de la resistencia de la falla por adherencia proviene de este mecanismo.

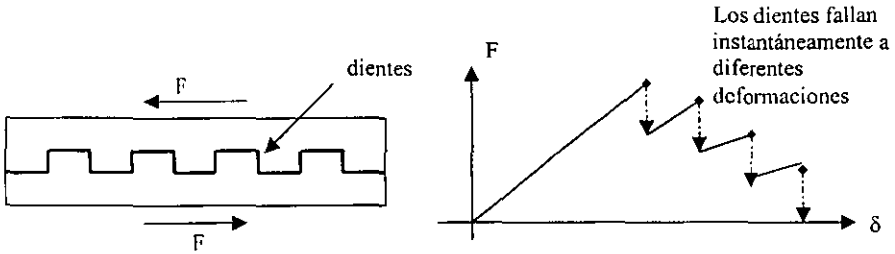


Figura 4.6 (b) Series de dientes

Un miembro de concreto reforzado sometido a tensión exhibe un comportamiento similar, como se muestra en la figura 4.6(c). Si se somete a una deformación axial a la barra de refuerzo a tensión, parte de la fuerza axial es transmitida al concreto por adherencia. Como resultado, el miembro tiene mayor resistencia a tensión que la barra a tensión sola.

A medida que la deformación axial se incrementa, la resistencia a tensión del concreto es excedida, en ese momento se forma la grieta 1, y el miembro inmediatamente pierde resistencia. Si la deformación axial continua incrementándose se forman las grietas adicionales 2 y 3, con la correspondiente pérdida de resistencia a tensión. Cuando se han formado el suficiente número de grietas la resistencia del miembro es esencialmente la resistencia de la barra de refuerzo. Este tipo de comportamiento es llamado "rigidez a tensión."

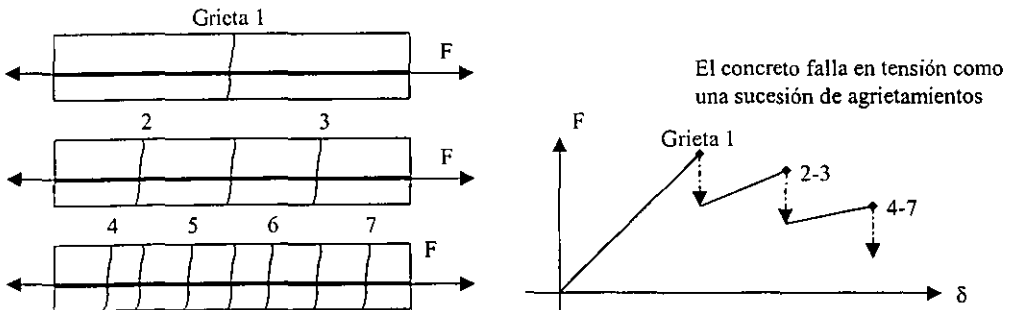


Figura 4.6(c) Concreto reforzado en tensión

Para un modelo de análisis, la relación carga – deformación es simplificada. Como vemos en la figura 4.6(d).

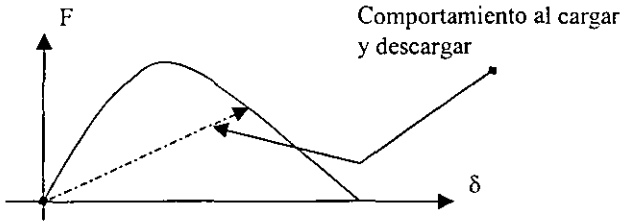


Figura 4.6(d) Relación Acción-Deformación

En estas figuras se muestra solamente tensión uniaxial, el comportamiento es más complejo para esfuerzos multiaxiales.

4.1.1.4 Deslizamiento friccionante

La siguiente figura muestra un bloque que se desliza cuando su resistencia de fricción estática es sobrepasada, la fuerza F necesaria para producir el deslizamiento es igual a μN , donde N es la fuerza normal y μ es el coeficiente de fricción estática. De ahí se obtiene una interacción entre la fuerza normal y la fuerza de deslizamiento.

Materiales como el concreto exhiben comportamiento friccionante, en este caso la resistencia a cortante depende de la magnitud del esfuerzo de confinamiento, en contraste con el metal, donde la resistencia a cortante es independiente de dicho esfuerzo.

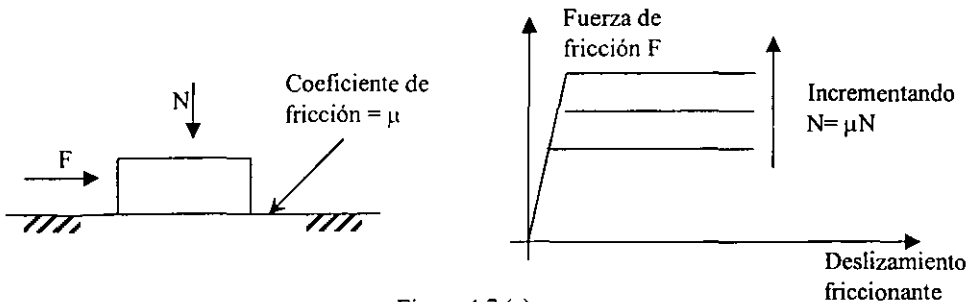


Figura 4.7 (a)

En la figura 4.7 (a), la superficie de deslizamiento es lisa, la siguiente figura muestra una situación similar pero en una grieta rugosa. Como puede observarse, si la grieta se desliza en cortante, esta se debe abrir. Esto produce una relación adicional entre los esfuerzos cortante y normal. Si el material no tiene la libertad de expandirse, deslizamiento

en cortante debe ir acompañado por un incremento en los esfuerzos de confinamiento, lo que se convierte en un incremento en el esfuerzo de cortante. Este es la principal razón por la cual el confinamiento incrementa la resistencia del concreto.

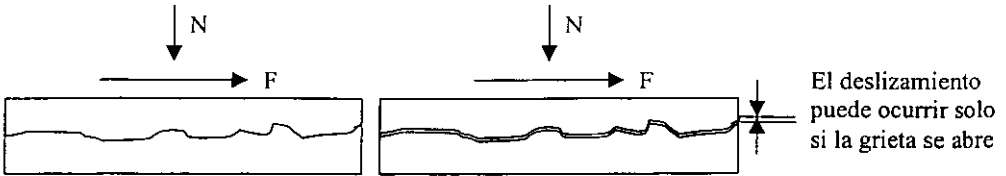


Figura 4.7 (b)

En la figura 4.7 (b) se muestra otro caso donde la fricción tiene un efecto substancial en el comportamiento. En la figura se observa una viga de concreto reforzado con una grieta diagonal debida a cortante, debido a que la superficie de la grieta es rugosa, si existe deslizamiento a lo largo de la grieta debe haber un desplazamiento normal a la grieta, esta extensión tiene componentes en las direcciones transversal y longitudinal. La componente transversal causa deformaciones en el refuerzo transversal, el cual por lo tanto resiste esfuerzo cortante. La componente longitudinal causa extensión del refuerzo longitudinal el cual provoca compresión axial en el concreto, el cual por lo tanto produce incremento en la resistencia a cortante. La interacción es compleja y es difícil el plasmarlos en un modelo de análisis.

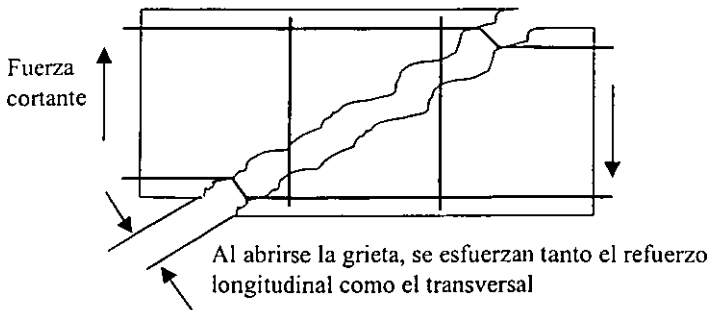


Figura 4.7 (c)

Bajo una carga cíclica, el modelo de la figura 4.7(a) tiene un comportamiento de histeresis similar al de un material elasto – plástico perfecto. Cuando la superficie de deslizamiento es rugosa como en las figuras 4.7(b) y 4.7(c) si el deslizamiento es en sentido opuesto, causa compactación. Pequeñas partículas pueden desprenderse de la superficie de la grieta (por ejemplo partículas de arena del concreto) impidiendo que la grieta se cierre y también afectando el coeficiente de fricción. Por estas razones, el comportamiento cíclico de cortante es difícil de modelar.

4.1.1.5 Cambio inelástico de volumen. (Aplastamiento)

Bajo las condiciones típicas de carga, los cambios de volumen en materiales como acero, concreto y madera son pequeños, aunque la madera puede aplastarse bajo cargas axiales significantes perpendiculares al grano. Como ya mencioné, los sólidos granulares y el concreto deben dilatarse para fallar por cortante.

Un aplastamiento real puede ocurrir sin embargo en materiales celulares ligeros como los plásticos celulares y los paneles de metal. En estos casos, la causa del cambio inelástico de volumen es el pandeo o fractura de las paredes de las celdas, y no fluencia del material bajo esfuerzos de compresión. En pocas palabras, la principal causa es una no linealidad geométrica que cambia la estructura interna del miembro.

4.2 ¿Qué es el análisis no lineal?

Tradicionalmente, el análisis estructural se ha basado en la suposición de un comportamiento lineal. Las principales razones son:

1. Es relativamente fácil el modelar una estructura en un análisis lineal
2. Los cálculos son fáciles de realizar
3. Los resultados derivados de diferentes casos de carga pueden ser superpuestos
4. Los resultados son lo suficientemente correctos para su uso en el diseño.

La última razón es probablemente la clave. El análisis estructural no es un fin por sí mismo, sino un simple paso más en el proceso de diseño. En última instancia las herramientas de análisis con que cuenta el ingeniero son guiadas por las necesidades del diseño, es por eso que con el objeto de determinar el papel que tiene tanto el análisis lineal como el no lineal se debe de entender las necesidades de cada diseño. En casi todos los casos el análisis estructural es lo suficientemente aproximado para el diseño convencional basado en la resistencia de los elementos estructurales. Sin embargo, éste puede no ser tan correcto cuando se necesita tomar en cuenta tanto los daños como las deformaciones debidas a solicitaciones accidentales producidas por sismos..

Sin embargo debido a que el análisis lineal esta muy bien entendido y es relativamente fácil de realizar, los ingenieros se han ayudado casi exclusivamente en el diseño basado en la resistencia de los elementos estructurales, con las demandas calculadas por un análisis lineal. Incluso el diseño sismo- resistente se ha basado en es este tipo de diseño, aunque se sabe desde hace varios años que esto no es lo correcto.

Primeramente hablaré de las aproximaciones y suposiciones que se realizan en el análisis lineal:

1. La primera asunción es que la estructura se comporta linealmente para cualquier esfuerzo, la experiencia muestra que para cargas gravitacionales y de viento en marcos esta suposición es generalmente razonable, sin embargo para cargas sísmicas los marcos no se comportan linealmente a medida que se acercan al colapso.
2. La única propiedad de la estructura que se requiere ingresar al modelo de análisis lineal es su rigidez. Es más con el objeto de obtener las fuerzas en los miembros debidas a cargas estáticas es necesario solamente el ingresar la rigidez relativa de cada miembro.

Por lo tanto algunas de las aproximaciones que se realizan con este método son las siguientes:

- a) Usualmente se asume que las conexiones viga-columna son ya sea perfectamente empotradas o completamente articuladas. En realidad sin embargo las conexiones empotradas pueden tener flexibilidades importantes y las articulaciones pueden tener rigideces apreciables. Los programas que analizan marcos normalmente no permiten directamente el modelar conexiones semi rígidas.
- b) Debido a que el concreto se agrieta a bajos niveles de carga, el agrietamiento debe ser tomado en cuenta cuando se modelan miembros de concreto reforzado.
- c) Si la rigidez relativa de los miembros no cambia significativamente a medida que los marcos empiezan a fluir y comportarse no linealmente, entonces la distribución de esfuerzos no cambiará mucho mientras las cargas se incrementan. En este caso un análisis lineal pueden dar muy buenos resultados. Sin embargo, si algunos miembros se convierten en no lineales antes que otros, la distribución de esfuerzos cambiarán drásticamente, en este caso los elementos mecánicos calculados con análisis lineal no ofrecerá resultados cercanos a la realidad.

El análisis no lineal, es por lo tanto, un método en el que se intenta plasmar todas aquellas características que tienen que ver con el comportamiento real de las estructuras.

Dependiendo del tipo de elemento, la relación no lineal puede ser entre esfuerzo-deformación unitaria, fuerza axial y deformación axial, momento y curvatura, etc. Esta relación no lineal puede tomar diferentes formas, dependiendo de la causa principal del comportamiento no lineal del material, y que tan exacto se modele dicho comportamiento.

Debido a la complejidad que resulta el modelar todos los elementos mecánicos en su comportamiento no lineal y a la poca probabilidad de que se presenten simultáneamente, normalmente se modelará un solo elemento mecánico a la vez. De tal forma de dependerá de las necesidades que presente cada proyecto, la característica que se intentará representar, y por lo tanto el grado de complejidad con que la estructura se modelará, a medida que la complejidad en el análisis aumente el costo en el análisis aumentará aunque posiblemente se obtenga una reducción de costos en los diseños obtenidos gracias a este proceso.

En la mayoría de los casos existe mucha incertidumbre sobre las cargas que se aplicarán, y sobre las propiedades del material que tendrá la estructura real. Sin embargo el modelo que se desarrolle al hacer el análisis estructural puede ser lo suficientemente realista según las necesidades del proyecto. Un modo de crear un modelo más realista es identificando las principales causas que producen el comportamiento no lineal y plasmarlas con la relación esfuerzo deformación adecuada.

4.3¿Por qué es importante el análisis no lineal?

Cuando se analiza una estructura al nivel de sus componentes no se toma en cuenta la redistribución de esfuerzos después de la fluencia, y por lo tanto no se toma en cuenta este incremento en la resistencia. Si se calcula la resistencia a nivel de toda la estructura, usando análisis no lineal, se puede obtener racionalmente ese incremento en la resistencia, y posiblemente diseñar estructuras más económicas. También es posible conocer el factor de seguridad con que cuenta la estructura real, respecto a la resistencia esperada en el diseño.

Otro uso del análisis no lineal es en estructuras dañada, gracias a esta herramienta se puede calcular el grado de daño que tiene la estructura, las cargas que todavía puede soportar, y en su caso, una posible solución a dicho problema.

4.4 Desventajas del análisis no lineal.

Si dos ingenieros realizan análisis lineales independientes de la misma estructura para las mismas cargas, ellos deben calcular valores similares para fuerzas axiales (N), fuerzas cortantes (V) y momentos flexionantes (M) (lo suficientemente similares para el propósito del diseño estructural), si no lo hacen, entonces hay un error en uno de ellos.

Cuando realizamos un análisis lineal, los valores de N, V y M que calculamos dependen de la rigidez de los elementos del modelo de análisis y los códigos de diseño usualmente son claros en como calcular las capacidades de los miembros.

Si embargo los códigos generalmente no explican que criterios tomar en un análisis no lineal, dejándolo al criterio del ingeniero. Por lo tanto, diferentes ingenieros pueden hacer diferentes suposiciones del modelo estructural, y por lo tanto calcular rigideces en los miembros muy diferentes entre sí. Algunos ejemplos de suposiciones que pueden afectar los valores en las rigideces son:

- a. El modulo de Young (E), y la rigidez de la sección transversal (EA y EI). Esto es fácil para un perfil de acero, pero no es tan fácil para una sección de concreto reforzado. Por ejemplo, la resistencia a flexión de una sección de concreto reforzado depende de la fuerza axial, debido a que la fuerza axial reduce el agrietamiento y por lo tanto rigidiza la sección.

- b. Para un miembro de sección variable, ¿cómo tomar en cuenta la variación?
- c. Cómo tomar en cuenta las deformaciones por cortante.
- d. Cómo tomar en cuenta la flexibilidad de las conexiones.
- e. Cómo tomar en cuenta los efectos P- Δ .
- f. ¿Es posible asumir que la conexión columna zapata es rígida? o cómo tomar en cuenta la deformación de las zapatas, pilotes, y suelo.

Como puede verse el análisis no lineal es mucho más complejo que el lineal, es por eso que se debe contar con códigos que ayuden a los ingenieros a tomar decisiones sobre como modelar un modelo no lineal, como seleccionar las gráficas demanda-capacidad, como desarrollar el análisis no lineal y por último cómo interpretar los resultados, con ello se eliminaría una de las barreras que hacen al análisis no lineal poco práctico para su uso cotidiano.

4.5; Cuándo es justificable el análisis no lineal?

Es claro que no en todas las estructuras es necesario realizar un análisis de este tipo, este método deberá estar restringido a estructuras cuya importancia ya sea económica, social, artística o histórica justifique su utilización.

Obviamente debido a la complejidad de este tipo de análisis, su costo es considerablemente mayor que un análisis lineal, ya que para desarrollar este método se requiere de personas muy capacitadas, por lo general investigadores, y de software y hardware mas potentes que los usados normalmente por los diseñadores.

CAPÍTULO QUINTO

Método estático no lineal para análisis de puentes.

5.1. Conceptos Básicos

Este capítulo presenta un procedimiento para evaluar el comportamiento sísmico de puentes, el objetivo de este análisis es determinar si el comportamiento no lineal del puente es aceptable para un determinado nivel de intensidad sísmica, si requiere de modificaciones estructurales y si el porcentaje de daño a que estará sometido es aceptable, esto es, a partir de los resultados del análisis se podrá identificar las deficiencias estructurales del sistema resistente a fuerzas laterales, así como plantear alternativas para la modificación del sistema estructural de tal forma que mejore su comportamiento no lineal.

5.2. Descripción del método para evaluar la capacidad sísmica no lineal

La evaluación de la estructura se realizará comparando la capacidad con la demanda. Este procedimiento comparará la demanda sísmica, representada por medio de un espectro de respuesta, con la capacidad sísmica de la estructura, representada por medio de un espectro de capacidad. Como demanda se empleará el espectro de respuesta utilizado para el diseño de la estructura real.

Este método (conocido también como método del espectro de capacidad) emplea un análisis seudo-inelástico paso a paso para hacer una aproximación de la capacidad inelástica de la estructura. Primero se analiza la estructura para determinar la intensidad de la fuerza lateral que causa la primera fluencia y luego se van aumentando las fuerzas laterales aplicadas a la estructura, de forma tal que algunos elementos alcancen su capacidad de fluencia, esto determina la formación de un grupo de articulaciones plásticas. El procedimiento se va repitiendo hasta que se alcance la capacidad última de la estructura, la cual se manifiesta por la presencia de un mecanismo, la inestabilidad o la excesiva distorsión

Una forma de realizar el análisis seudo-inelástico consiste en hacer análisis elásticos sobre un modelo matemático en forma consecutiva, tal que los resultados de una etapa se incluyan en el siguiente análisis incrementando la carga lateral.

El proceso se empieza al definir un modelo bidimensional o tridimensional, como es usual en un análisis elástico por ejemplo por medio del método modal espectral. El proceso comienza calculando las resistencias a fluencia de las vigas tanto a flexión positiva, a flexión negativa y a cortante, se estima la capacidad necesaria de los elementos para resistir las cargas de gravedad y cargas sísmicas.

Si lo que se desea hacer es una revisión de la capacidad antisísmica de una estructura que ya existe, se debe en primer lugar calcular los momentos aplicados en los miembros producidos por un espectro de diseño utilizando un análisis elástico. Con base en esos momentos se considera que esos momentos son los que se utilizaron para el diseño de los miembros y se toma a dichos momentos como momentos plásticos.

Se deben desarrollar los siguientes pasos:

- 1) Calcular la capacidad del sistema resistente a fuerzas laterales.
- 2) Calcular la demanda sísmica de la estructura.
- 3) Estimar los daños que causarían en la estructura los efectos de un temblor intenso, a partir de la comparación entre la capacidad estructural y la demanda sísmica.
- 4) Aplicar los criterios de aceptación satisfactoria de la capacidad sísmica del puente, para hacer recomendaciones en cuanto a modificaciones estructurales que favorezcan el comportamiento sísmico.

5.2.1 Capacidad de la estructura

Como primer paso el modelo matemático se somete a la acción de las fuerzas correspondientes al espectro de respuesta de diseño, las fuerzas que se obtienen de este análisis se comparan con las capacidades a fluencia de cada elemento para identificar el primer conjunto de rótulas plásticas, se identifica cual es el máximo factor de sobre-esfuerzos en los elementos de la estructura. Así la carga que produce la primera fluencia de la estructura (S_{ay}) podrá calcularse como la carga inicial (S_{a1}) dividida entre el factor de sobre-esfuerzo.

El segundo paso consiste en incluir en el modelo las articulaciones plásticas producto del primer paso y se somete este modelo a una pequeña carga incremental (S_{ai}), se hace el análisis con el mismo programa utilizado en el primer paso. Las fuerzas sísmicas que se obtiene en esta segunda etapa se suman a las correspondientes a la primera fluencia de la estructura, ésta suma se compara con la capacidad sísmica de cada elemento, identificándose así un nuevo conjunto de articulaciones plásticas.

El análisis se repite de la misma manera que el segundo paso de este procedimiento, cada vez se va incluyendo un nuevo conjunto de articulaciones plásticas y se compara la suma de las fuerzas sísmicas demandadas con la capacidad a fluencia de los elementos.

Los resultados de la evaluación de la capacidad de la estructura se expresan en los siguientes parámetros:

- El coeficiente de Cortante Basal (C_B), que es igual a la capacidad de cortante basal dividida entre el peso total de la estructura $C_B = V / W$.
- El desplazamiento lateral (d_N) en la parte superior de la estructura, que se obtiene como resultado de la aplicación de las fuerzas laterales asociadas al cortante C_B .
- El periodo fundamental de vibración de la estructura (T), cuyo valor debe ser consistente con el valor de C_B y d_N .
- Se requieren un mínimo de dos puntos que indiquen la capacidad estructural en la dirección buscada. El primer punto es la capacidad a la primera fluencia de la estructura y el segundo es la resistencia última o cercana al estado de colapso. A partir de los parámetros C_B , d_N y T se puede determinar la aceleración espectral asociada (S_a) y el desplazamiento espectral (S_d).

En la figura 5.1 puede verse un ejemplo de curva de espectro de capacidad.

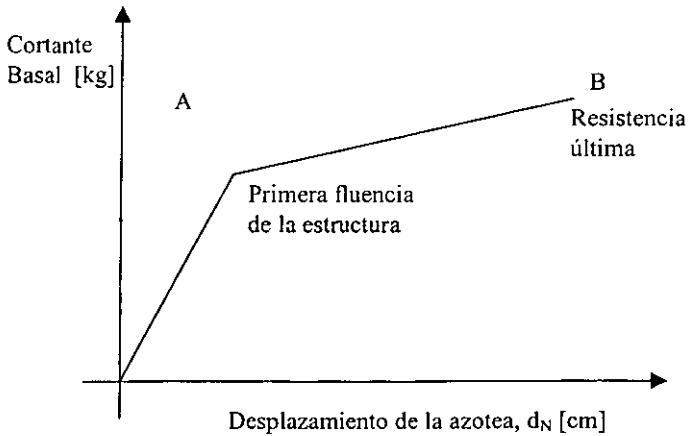


Figura 5.1 Curva de Capacidad Fuerza – Desplazamiento.

Cuando V y d_N se sustituyen por S_a y S_d respectivamente, la forma de la curva toma la forma de la Figura 5.2. S_a es esencialmente proporcional a V , con algunas variaciones debidas a la distribución de masa y a los factores de participación modal y S_d es proporcional a d_N , de esta forma se expresan las curvas denominadas **espectros de capacidad** de la estructura que pueden ser S_a versus T y S_d versus T , tal como se muestra en la Figura 5.2.

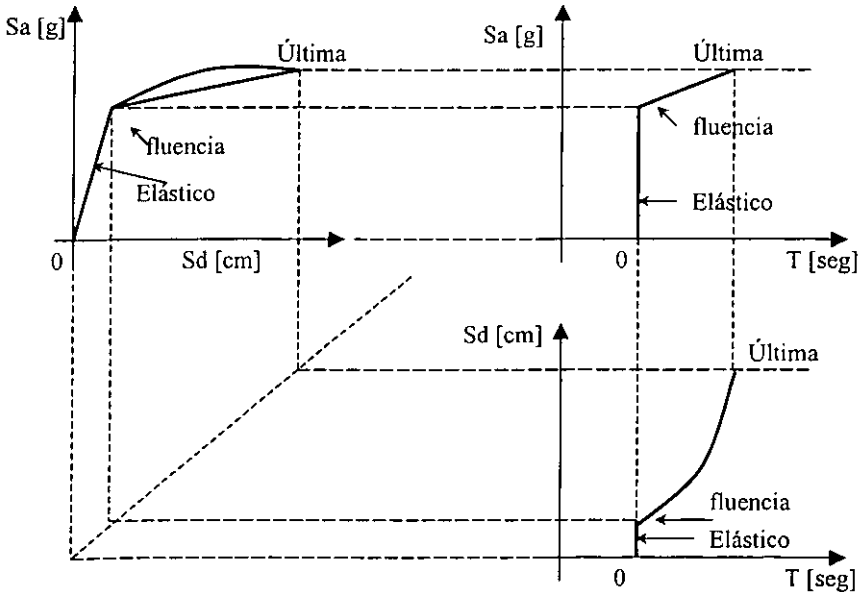


Figura 5.2 Espectro de Capacidad

A continuación se presenta una forma de correlacionar la fuerza cortante basal V y el desplazamiento d_N con la aceleración espectral S_a y el desplazamiento espectral S_d respectivamente. Suponiendo que se realiza un análisis modal para cada etapa, se tiene:

$$V = \sum m\phi_1 \cdot \Gamma_1 \cdot S_a \cdot g \quad 5.1$$

donde m es el vector de masas por piso del modelo estructural, ϕ_1 , es el vector de formas modales para el primer modo fundamental de vibración, Γ_1 es el factor de participación modal para el primer modo y S_a es la aceleración espectral. Dividiendo la ecuación 5.1 entre el peso W se tiene:

$$C_B = \frac{V}{W} = \frac{\sum m\phi_1 \cdot \Gamma_1 \cdot S_a \cdot g}{g \cdot \sum m} \quad 5.2$$

$$a = \frac{C_B}{S_a} = \frac{\sum m\phi_1 \cdot \Gamma_1}{\sum m} \quad 5.3$$

El factor de participación modal para el primer modo Γ_1 está definido como:

$$\Gamma_1 = \frac{\sum m\phi_1}{\sum m\phi_1^2} \quad 5.4$$

Reemplazando la ecuación 5.4 en la ecuación 5.3, se tiene:

$$a = \frac{C_B}{S_a} = \frac{(\sum m\phi_1)^2}{\sum m \cdot \sum m\phi_1^2} \quad 5.5$$

De la forma como se expresa el coeficiente a , se puede hacer la transformación, de tal modo que de una forma sencilla se obtenga la aceleración espectral asociada a cada nivel de cortante basal V .

De forma similar se puede asociar el desplazamiento espectral S_d con d_N , obteniéndose como resultado:

$$PF_N = \frac{d_N}{S_d} = \frac{(\sum m\phi)(\phi_N)}{(\sum m)(\sum m\phi^2)} \quad 5.6$$

Por último el periodo fundamental de la estructura se puede calcular como:

$$T = 2\pi \frac{S_d}{S_a g} \quad 5.7$$

5.2.2 Demanda sísmica de la estructura

La demanda sísmica de la estructura se representa por medio del espectro de respuesta. El espectro de respuesta es el conjunto de respuestas máximas de desplazamiento, velocidad y aceleraciones de un conjunto de sistemas de un grado de libertad elástico lineal, todos sujetos al mismo acelerograma.

Dicho espectro de respuesta es proporcionado por el "Manual de diseño de obras civiles para diseño por sismo" y depende de la región sísmica del país en que se encuentre la estructura, el tipo de suelo sobre el que se desplanta la cimentación, el tipo de estructuración y la importancia de la estructura.

5.2.3 Comparación entre capacidad estructural y demanda sísmica.

Se dibujan en la misma gráfica las curvas del espectro de respuesta (demanda sísmica) y el espectro de capacidad de la estructura. Si la capacidad última está dentro del área bajo la curva del espectro de respuesta, el diseño es insuficiente y la estructura llegará al colapso cuando se presente un sismo similar al del espectro de respuesta. Si la capacidad última supera el espectro de diseño entonces la estructura está sobrediseñada y la estructura resulta muy costosa.

El caso ideal es cuando la capacidad última de la estructura es igual al espectro de diseño. Debido a que resulta casi imposible lograr un diseño de este tipo, se diseña de forma tal que la capacidad supere la demanda, lo cual se considera como factor de seguridad.

5.2.4 Estimación del daño.

Para estimar la cantidad de daño que experimenta el puente se asume que hasta la capacidad de fluencia de la estructura el daño es cero, cuando la estructura alcance la capacidad última el daño se estima igual al 100%. Para valores intermedios, el daño depende de muchos factores que están fuera del alcance de este trabajo. Como no se conoce otra alternativa racional se asume que el daño varía linealmente entre el límite de fluencia y límite de capacidad última.

5.3. Aplicaciones

El método del espectro de capacidad tiene aplicación en cualquier estructura que esté formada a base de marcos. Principalmente este método se ha aplicado a edificios, pero como hemos visto a lo largo del presente trabajo también es aplicable a puentes.

Debido a su relativa simplicidad, éste método tiene muchas ventajas sobre los métodos dinámicos no lineales, ya que los segundos presentan una gran complejidad tanto de teoría como numéricamente, y es por estas razones que el método estático no lineal, es un método que puede ser aplicado de forma práctica por los profesionales de la ingeniería y no queda restringido su uso a investigadores en el área de estructuras.

CAPITULO SEXTO

ALGORITMO PARA ANÁLISIS NO LINEAL

INTRODUCCIÓN

El problema que se estudia, consiste en automatizar el análisis plástico de estructuras, para ello se presenta el programa epfo2000 como herramienta en el análisis estructural .

El programa EPFO2000, se utiliza para verificar en qué momento se puede presentar una articulación plástica en cualquiera de los elementos de una estructura dadas las condiciones de carga para las que ha sido diseñada.

Además, nos interesa conocer los elementos estructurales en los que se van presentando las articulaciones plásticas, su secuencia y bajo que factor de carga se da cada una de ellas.

Con ello es posible determinar si la estructura puede soportar dichas cargas ó cuánto tendrían que valer para que se presenten esas articulaciones, hasta que la estructura llegue al colapso.

6.1 Conceptos básicos

METODOS GENERALES DEL ANÁLISIS PLÁSTICO.

El objetivo fundamental del análisis plástico, que es determinar la carga de colapso de las estructuras para conocer su coeficiente de seguridad real en condiciones normales de trabajo se alcanza, de acuerdo con el teorema de unicidad, cuando se encuentra un diagrama de momentos que satisface las tres condiciones de equilibrio, mecanismo y plasticidad, y se determina el valor correspondiente de las cargas.

El problema puede resolverse de dos maneras diferentes, cada una de ellas basada en uno de los dos primeros teoremas fundamentales; constituyen los dos métodos generales de análisis plástico.

En el primer método, conocido con el nombre de método estático, el cual puede aplicarse en forma semi-gráfica o en forma analítica; en la primera es muy apropiado para análisis y diseño de vigas continuas y marcos de bajo grado de hiperestaticidad, pero en estructuras más complicadas su aplicación, aunque teóricamente posible, se vuelve extremadamente laboriosa; en cambio, en ellas es muy útil en forma analítica.

En el segundo método, conocido con el nombre de método cinemático ó método de los mecanismos, el cual consiste en teoría en el estudio de todos los posibles mecanismos de colapso de la estructura y la determinación de la carga correspondiente a cada uno de ellos: La menor de todas es, de acuerdo con el teorema del límite superior, la real de colapso.

6.2 Desarrollo del algoritmo

¿QUE ES LO QUE HACE EL PROGRAMA?

Lo que hace el programa EPFO2000, es precisamente automatizar el análisis plástico que se hace con los métodos descritos anteriormente, ya que el proceso de solución de estos es en si muy repetitivo y laborioso.

En este trabajo se utilizará un análisis estático no lineal con ayuda del programa de cómputo EPFO2000, el cual permite analizar una estructura plana bajo una distribución de cargas laterales que va incrementándolas monótonicamente, hasta llevar a la estructura a su condición de colapso, para un determinado mecanismo de colapso. Permite obtener para cada instante en que se presenta una articulación plástica, resultados del tipo de desplazamientos nodales, momentos en los miembros, posición de las articulaciones plásticas y el factor de carga de cada ciclo necesario para producir dicha articulación.

Este tipo de análisis permite estimar la rigidez lateral de la estructura, observar el comportamiento de la estructura en su etapa elástica, la aparición de la primera fluencia y así hasta llegar al mecanismo de falla.

Supone que el material tiene comportamiento elasto-plástico, efectúa una serie de análisis elásticos consecutivos por el método de las rigideces, bajo cargas exteriores crecientes, en los que se tiene en cuenta la formación de articulaciones plásticas sucesivas. Considera primero que la estructura es elástica y estudia su comportamiento hasta que las cargas alcanzan las intensidades necesarias para formar la primera articulación plástica. Como la sección en que aparece queda capacitada para admitir rotaciones importantes bajo momento constante, se hace un segundo análisis estático, en el que se supone que hay una articulación real en la sección en que se formó la articulación plástica, la rigidez de la estructura es menor que la que tenía en un principio. Cuando los momentos calculados elásticamente con la inclusión de las articulaciones plásticas reales alcancen el valor del momento de fluencia se forman nuevas articulaciones plásticas en otras secciones transversales. Para cada nuevo evento calcula la porción de carga incremental que se requiere para escalar en forma lineal los resultados.

El proceso continúa, considerando que la estructura tiene comportamiento elástico entre la formación de articulaciones plásticas sucesivas, cada nueva articulación ocasiona una pérdida adicional de rigidez en la estructura, hasta que se agota su capacidad de carga y la estructura se colapsa.

Debido al comportamiento inelástico de los materiales reconoce la posibilidad de la redistribución de momentos y fuerzas dentro de la estructura, así la redistribución de momentos en la estructura ocurren debido a la reducción de rigidez en los miembros, esto es, cuando el momento flexionante de una sección crítica alcanza el momento de fluencia de la sección. Algunas redistribuciones de momento pueden ocurrir antes de la fluencia del acero de refuerzo, esto se debe a que la relación momento-curvatura no es lineal por encima del momento de fluencia debido al agrietamiento por tensión del concreto y a la forma curvilínea de las curvas esfuerzo-deformación.

El acero admite grandes rotaciones inelásticas debido a su gran capacidad de deformación a fluencia, sin embargo la capacidad de rotación inelástica del concreto es limitada, por esto las rotaciones inelásticas de una sección no excederán la capacidad de rotación de esta sección.

El diagrama momento-curvatura se idealiza como una relación elasto-plástica perfecta, que consiste en dos líneas rectas, como se muestra en la figura 6.1.

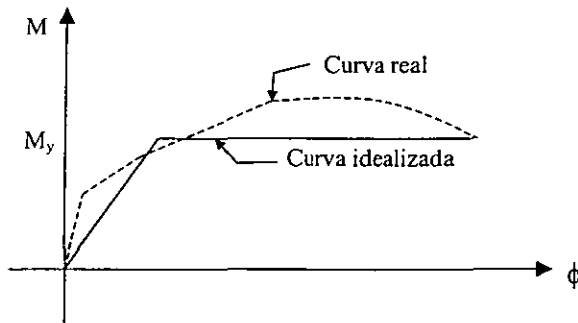


Figura 6.1 Diagrama de momento-curvatura.

Los elementos de la estructura se modelan por medio de dos componentes, una es la componente elástica y otra es la componente perfectamente plástica. La componente elástica no fluye, además la articulación plástica se modela por medio de un elemento elástico que permanece elástico en el análisis y un elemento elasto-plástico con una articulación en la sección de momento plástico, se considera la deformación plástica concentrada en la articulación plástica, este tipo de modelo es muy conveniente desde el punto de vista de cómputo, porque la rigidez de los elementos cambian progresivamente y porque es muy simple el cálculo de las rotaciones de la articulación plástica.

Se alcanza la carga de colapso cuando la estructura forma un mecanismo, produciendo deformación bajo carga constante. El programa detecta el colapso cuando los desplazamientos de un nodo exceden un valor muy grande, por ejemplo 10^4 , si la estructura forma un mecanismo la matriz de rigideces de la estructura se vuelve singular, para evitar este problema, el programa introduce un elemento elástico muy flexible, paralelo al elemento elasto-plástico.

6.3 DATOS QUE REQUIERE EL PROGRAMA EPFO2000.

- * NUMERO DE EJEMPLO
- * NUMERO DE NUDOS, NUMERO DE BARRAS Y MODULO DE ELASTICIDAD
- * COORDENADAS DE LOS NUDOS Y TIPO DE RESTRICCIONES (DE CADA UNA)
- * NUDO INICIAL Y NUDO FINAL DE CADA BARRA (CONEXIONES), MOMENTO DE INERCIA, AREA Y MOMENTO PLASTICO.
- * NUMERO DE CARGAS EN EL MARCO
- * NUDO, CARGA EN LA DIRECCIÓN X, CARGA EN LA DIRECCIÓN Y, GIRO EN Z (DATALLES DE LAS CARGAS EN LOS NUDOS).
- * CONDICION FINAL (INDICA QUE EL PROBLEMA TERMINA).

6.4 CONCLUSIONES DEL PROGRAMA EPFO2000

VENTAJAS

- El análisis es laborioso, con el programa EPFO2000 se simplifica
- Los resultados obtenidos los podemos utilizar para la construcción de espectros de capacidad.
- Es utilizado en cualquier tipo de estructura.

Hipótesis y limitaciones del programa

- Se idealiza la relación esfuerzo-deformación del material como elasto-plástico perfecta, se ignoran los efectos de endurecimiento por deformación.
- Se asume un material infinitamente dúctil
- Se ignoran los efectos de visco-elasticidad, tales como el flujo plástico, esta suposición es razonable en el acero estructural, pero el flujo plástico puede ser significativo en estructuras de concreto bajo cargas sostenidas.
- El programa se aplica solamente a estructuras bidimensionales considerando fluencia sólo por flexión en sus elementos.
- No se considera una zona de distribución de la articulación plástica, se asume concentrada.
- Se ignoran los efectos $P-\delta$.
- Se ignoran los efectos de interacción en columnas.
- Como el programa es bidimensional, se ignoran los efectos de torsión en los elementos.
- Se ignora el pandeo en columnas y el pandeo por torsión en vigas.
- No considera degradación por resistencia y rigidez en la estructura, este fenómeno puede llegar a ser importante en elementos de concreto reforzado que están sujetos a varios ciclos de cargas reversibles más allá de la fluencia.
- Poco amigable.

CAPÍTULO SÉPTIMO

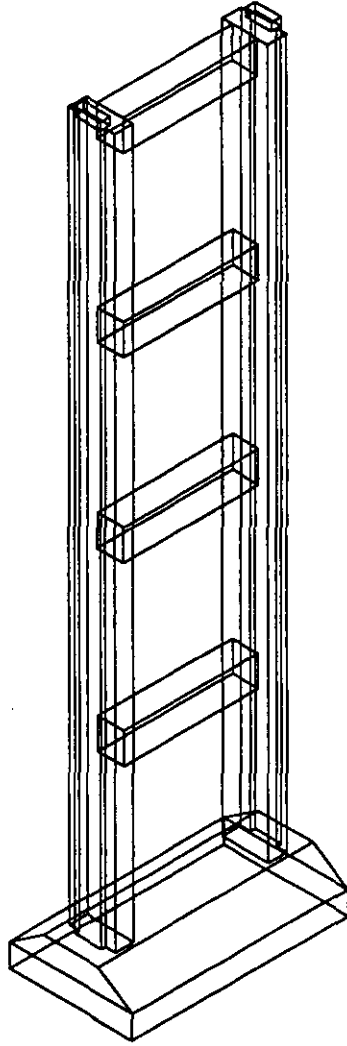
APLICACIONES.

7.1 Descripción del puente

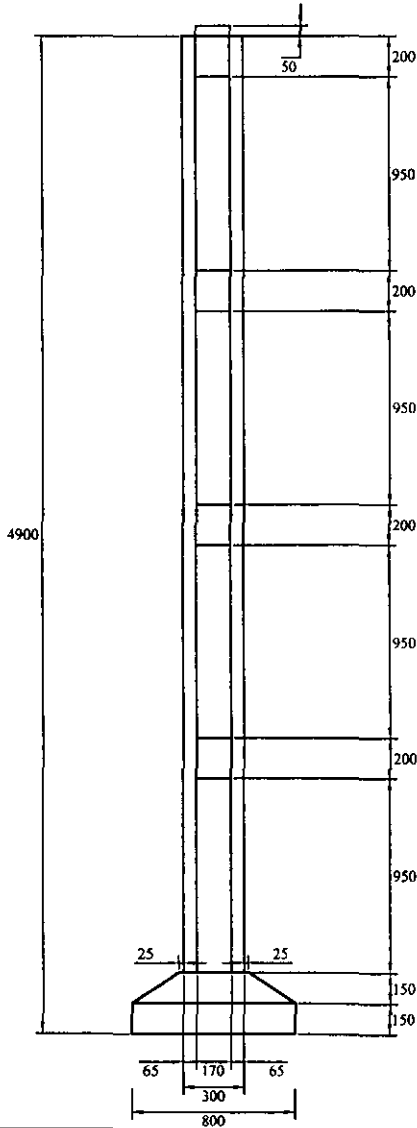
Como una aplicación de este método, en este capítulo se revisará un puente existente, y se intentará encontrar la capacidad última de la estructura ante fuerzas laterales, debido a que de esta estructura no se conocen los criterios con los que fue diseñado se utilizará la última versión del manual para diseño por sismo de la CFE.

Se analizará la pila número 3 (pila central) del puente “El Nuevo” ubicado en la carretera Guadalajara – Colima, en el tramo Cd. Guzmán – El Trapiche, km 108 + 657.50, cercano al poblado de Acatlan, Jalisco.

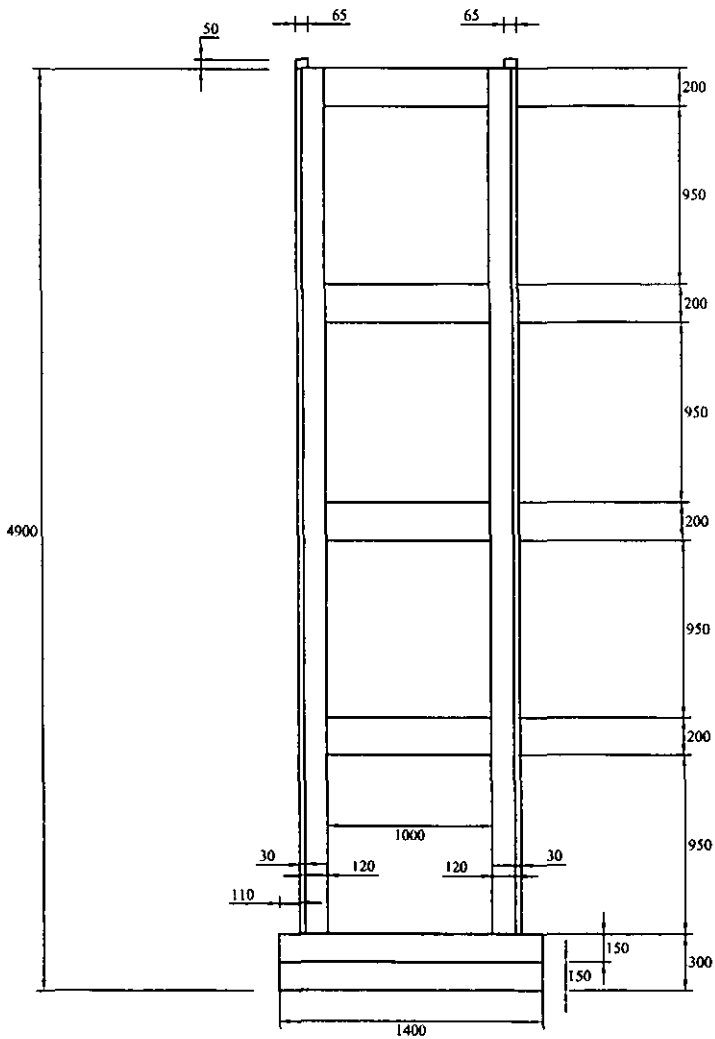
En los siguientes planos se muestran las dimensiones de la subestructura, así como las características y dimensiones de la superestructura. El plano 1 muestra una vista general del puente. En el plano 2 se puede observar una perspectiva de la pila en estudio, por último en los planos del 3 al 5 se muestran las dimensiones de la misma.



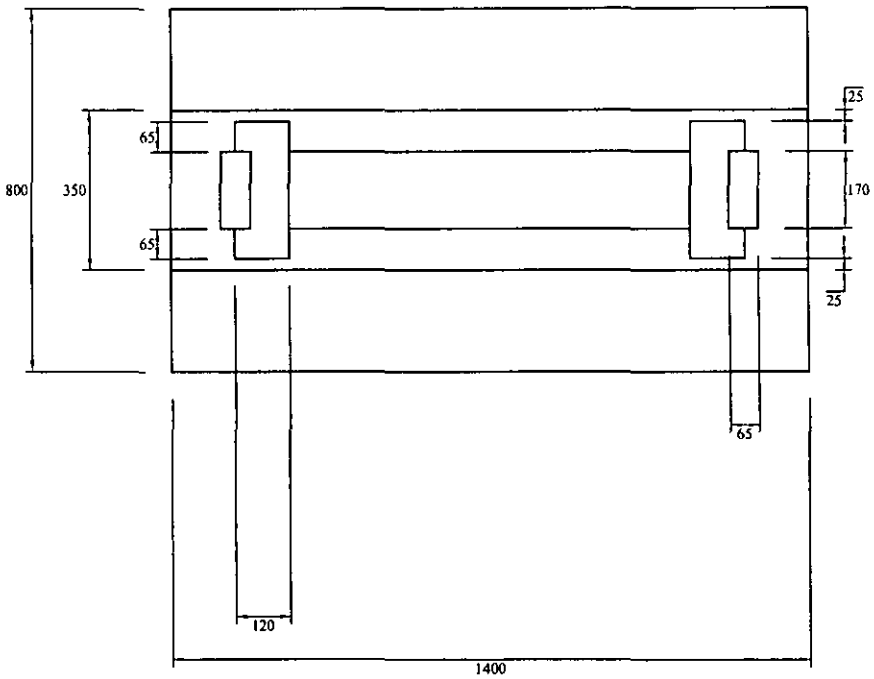
ALUMNO: Enrique Muñoz García	Respuesta Sísmica Estática No Lineal de Puentes	UNAM FACULTAD DE INGENIERÍA
CARRETERA GUADALAJARA-COLIMA	PERSPECTIVA	No. Plano 2
TRAMO Cd. Guzmán - El trapiche Km 108 + 657.50	PUENTE " EL NUEVO "	Escala: S / E Acotaciones: cm



ALUMNO: Enrique Muñoz García	Respuesta Sísmica Estática No Lineal de Puentes	UNAM FACULTAD DE INGENIERÍA
CARRETERA GUADALAJARA-COLIMA	VISTA LATERAL	
TRAMO C'd. Guzmán - El trapiche Km 108 + 657.50	PUENTE " EL NUEVO " PILA No. 3	
		Escala: S / E Acotaciones: cm



ALUMNO: Enrique Muñoz García	Respuesta Sísmica Estática No Lineal de Puentes	UNAM FACULTAD DE INGENIERÍA
CARRETERA GUADALAJARA-COLIMA	ELEVACIÓN	No. Plano 4
TRAMO Cd. Guzmán - El trapiche Km 108 + 657.50	PUENTE " EL NUEVO " PILA No. 3	Escala: S/E Acotaciones: cm



ALUMNO: Enrique Muñoz García	Respuesta Sísmica Estática No Lineal de Puentes	UNAM FACULTAD DE INGENIERÍA
CARRETERA GUADALAJARA-COLIMA	PLANTA	No. Plano 5
TRAMO Cd. Guzmán - El trapiche Km 108 + 657.50	" EL NUEVO " PILA No. 3	Escala: S / E Acotaciones: cm

7.1.6 Propiedades de los elementos estructurales

El material empleado fue concreto clase 1, con una resistencia a la compresión de 250 kg/cm^2 , cuya compactación no es menor de 0.80. con revenimiento de 5 a 10 cm, y agregado con tamaño máximo de 2.5 cm, y un peso volumétrico igual a 2400 kg/m^3 .

Con base en lo anterior, el módulo de elasticidad E , se calcula como sigue:

$$E = 14000 f'c$$

$$E = 14000 \cdot 250 = 221359.44 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

Las varillas de acero de refuerzo presentan un esfuerzo a la fluencia $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$.

7.1.7 Elementos estructurales

7.1.2.1 Columnas

La pila 3 del puente cuenta con columnas que tiene la siguiente sección:

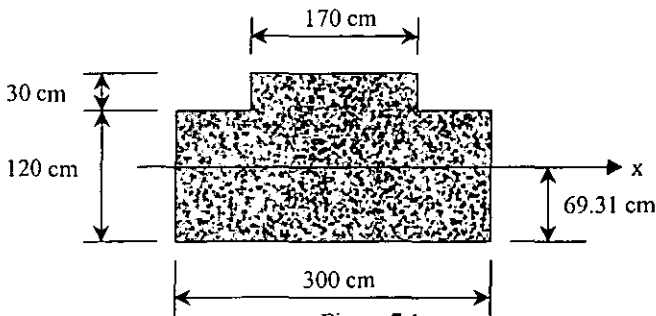


Figura 7.1

7.1.2.2 Vigas

En la pila existen dos tipos de vidas, el cabezal y los travesaños, ambos tienen la misma sección transversal, la diferencia entre los miembros es el armado y el porcentaje de acero.

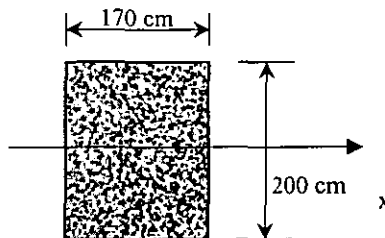


Figura 7.2

La tabla 7.1 muestra las propiedades geométricas de ambas secciones:

Miembro	Sección1 [cm]		Sección2 [cm]		A [cm ²]	I _x [cm ⁴]
	b [cm]	h [cm]	b [cm]	h [cm]		
vigas1 (Cabezal)	170	200			34000	113,333,333.33
vigas2 (Travesaño)	170	200			34000	113,333,333.33
columnas	300	120	170	30	41100	68,710,237.23

Tabla 7.1

Donde :

b = Ancho

h = Altura

A = Área

I_x = Momento de inercia respecto al eje local x

7.1.8 Análisis de Cargas

Para llevar a cabo el análisis estructural no lineal de la pila se consideran solamente las cargas muertas, debido a que en el análisis por sismo, las cargas vivas pueden no tomarse en cuenta (según el manual de diseño de obras civiles de la CFE).

7.1.8.1 Cargas muertas

Son las debidas al peso propio de la estructura, se consideran los elementos estructurales tales como las columnas, las trabes, la losa, los perfiles IR de acero y otras cargas adicionales.

Consideraciones:

- El análisis se realiza para cada nivel.
- Para todos los casos se emplea un peso específico γ del concreto reforzado de:

$$\gamma = 2.4 \text{ [Ton/m}^3\text{]} = 2.4 \times 10^{-3} \text{ [kg/cm}^3\text{]}$$

Superestructura

A la pila 3, llegan dos losas con un claro de 65 metros cada una, por lo cual la carga tributaria que llega a la pila, es la mitad de longitud de cada una, por lo tanto, el peso de la losa se puede calcular como el peso de una losa de 65 metros. El análisis de las cargas muertas de la superestructura se presentan en la tabla 7.2.

Peso Tributario Superestructura

Carga Muerta (65 metros)	Cantidad		Peso Propio			Peso [kg]
Losa						
Concreto $f'c = 250 \text{ kg/cm}^2$	20	[cm]	2400	[kg/m ³]	=	343,200.00
IPR 24"x9"x140.3kg/m	11 barras		140.3	[kg/m]	=	100,314.50
Carpeta asfáltica	10	[cm]	2200	[kg/m ³]	=	157,300.00
Guarnición						
Acero de refuerzo 4200 [kg/cm ²]					=	3,535.10
Concreto $f'c = 250 \text{ kg/cm}^2$	13	[m ³]	2400	[kg/m ³]	=	31,200.00
Parapeto						
Concreto $f'c = 250 \text{ kg/cm}^2$	0.523	[m ³]	2400	[kg/m ³]	=	1,255.20
Acero de refuerzo 4200 [kg/cm ²]					=	73.97
Tubo de acero galvanizado de 7.6ϕ (cedula 40)					=	699.33
Tubo de acero galvanizado de 6.4ϕ (cedula 40)					=	18.09
Tubo de acero galvanizado de 5.1ϕ (cedula 40)					=	334.29
Tubo de acero galvanizado de 3.8ϕ (cedula 40)					=	8.44
Acero estructural A-36 en pilastras [kg/cm ²]					=	900.54
Pernos de 2.54ϕ x 20 con tuerca en pilastras	129	[pza]	114	[kg/100pza]	=	147.06

Suma	=	638,986.53	[kg]
Suma	=	639.0	[Ton]

Tabla 7.2

Subestructura

El peso de la subestructura se muestra en la tabla 7.3:

Miembro	Longitud		Sección [m ²]	Peso esp.		Peso [kg]
Trabe	8.8	[m]	3.40	2400	[kg/m ³]	= 71,808.00
Columna (Travesaño)	11.5	[m]	3.40	2400	[kg/m ³]	= 113,436.00
Columna (Cabezal)	6.75	[m]	4.11	2400	[kg/m ³]	= 66,582.00
					Suma Cabezal	= 204,972.00
					Suma travesaño	= 298,680.00
					Total	= 1,101,012.00

Tabla 7.3

7.1.9 Criterios de análisis y diseño sísmico considerados

Debido a que en el terreno donde se encuentra la pila 3 se midió un esfuerzo normal de trabajo del terreno a la compresión de 60 Ton/m^2 , se puede considerar que la pila 3 se encuentra desplantado sobre terreno tipo I. Por otro lado, el puente se encuentra entre las regiones sísmicas C y D (Manual IFE para diseño por sismo, Pág. 1.3.29), se tomará la condición más desfavorable para el análisis, es decir, se considerará que la estructura se encuentra desplantada en la región D.

Dadas las características estructurales de la pila, se considera un factor de comportamiento sísmico Q de 3.

Una vez definido el factor de comportamiento sísmico, se calcula el espectro de diseño, con base en la Tabla 3.1 mostrada en el capítulo 3. Este espectro ya considera la reducción de sus ordenadas por efecto de Q' .

Zona D

Terreno Tipo I (Estructura tipo B)

a_0	c	T_a [s]	T_b [s]	r
0.5	0.5	0	0.6	0.5

Terreno Tipo I (Estructura tipo A)

Multiplicando por 1.5 las ordenadas espectrales

a_0	c	T_a [s]	T_b [s]	r
0.75	0.75	0	0.6	0.5

Tabla 7.4

Espectro de Diseño

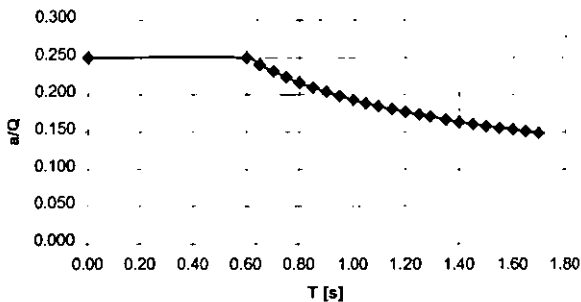


Figura 7.3

7.2 Modelación

Primeramente se realiza un análisis sísmico estático lineal, para encontrar las fuerzas cortantes laterales que actúan sobre la estructura:

7.2.1 Análisis Sísmico Estático.

T = 1.29 [s] Obtenido del análisis dinámico

C = 0.511

Q = 3

Miembro	Longitud [m]	Sección [m ²]	Peso esp. [kg/m ³]		Peso [kg]	Masa [kgs ² /cm]
Trabe	8.8	3.40	2400	=	71,808.00	73.20
Columna (Travesaño)	11.5	3.40	2400	=	113,436.00	115.63
Columna (Cabezal)	6.75	4.11	2400	=	66,582.00	67.87

Tabla 7.5

		Peso [kg]	Masa [kgs ² /cm]
Suma Cabezal	=	843,958.53	860.30
Suma travesaño	=	298,680.00	304.46

Cs = 0.250

WT = 1,739,998.53 [kg]

Σ Wi hi = 57,691,013.72 [kg m]

$$F_i = \frac{W_i h_i}{\sum W_i h_i} \cdot C_s W_T$$

Con lo que se obtuvieron las siguientes fuerzas laterales:

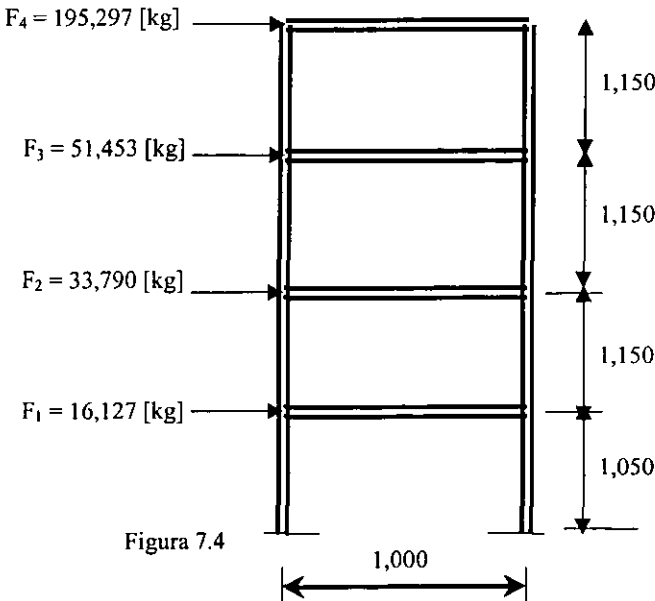


Figura 7.4

Observando entre el análisis estático y el dinámico, se encontró que para este ejemplo en particular, las fuerzas calculadas con el análisis estático eran superiores en un 15 %, a las fuerzas calculadas con el análisis dinámico. Por esta razón se hace una reducción de las fuerzas calculadas anteriormente.

Método Estático [kg]	Método Dinámico [kg]
195297	166002
51453	43735
33790	28722
16127	13708

Tabla 7.6

Para encontrar la sobre resistencia de la estructura se modelará la estructura como sigue:

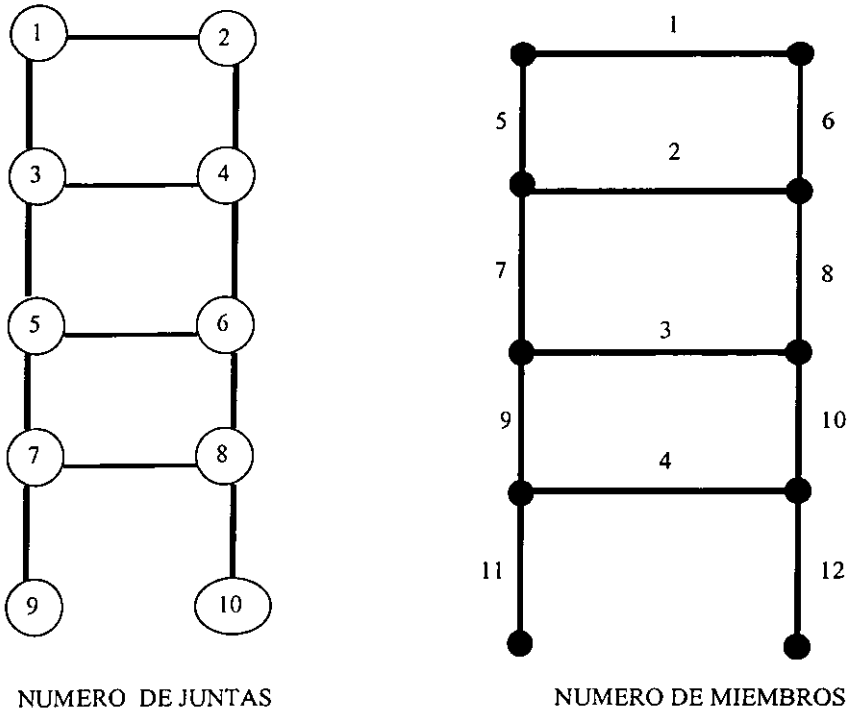


Figura 7.5

Para encontrar el momento plástico se realizarán varias suposiciones, y se posteriormente se discutirán sobre las ventajas y desventajas de dichas suposiciones. A continuación se mencionan dichas suposiciones:

- 1) Aplicando un análisis dinámico sobre la estructura, se observarán los elementos mecánicos obtenidos, y se supondrá como momento plástico de los miembros al momento más grande encontrado en cualquiera de los miembros. Cabe hacer notar que el valor del momento flexionante obtenidos se multiplicarán por $1/0.9$ con el fin de obtener el valor de la resistencia real del material a la flexión.
- 2) Aplicando el mismo análisis dinámico se supondrá como momento plástico el momento flexionante encontrado en cada uno de los miembros y se multiplicará por el factor citado en el inciso anterior.
- 3) Se tomarán dos momentos plásticos, el momento flexionante más grande que se encuentre en las columnas, se aplicará para todas las columnas y el momento flexionante más grande encontrado en alguna de las vigas se tomará para todas las vigas, dichos momentos se obtendrán del mismo análisis dinámico de los incisos anteriores, y el valor de los momentos flexionantes también será multiplicado por el factor de $1/0.9$.

Con base en dichas suposiciones se ingresan los valores requeridos por programa EPFO2000, a continuación se ilustra para la cuarta suposición, los demás datos de entrada al programa para las diferentes suposiciones pueden encontrarse en el apéndice 1 del presente trabajo.

PROPIEDADES DE LAS SECCIONES PARA LA TERCERA SUPOSICIÓN

VIGAS: $I=1.133 [m^4]$; $A=3.4 [m^2]$; $MP=1404.44 [Ton*m]$

COLUMNAS: $I=0.687 [m^4]$; $A=4.11 [m^2]$; $MP=909.73 [Ton*m]$

MODULO DE ELASTICIDAD (E) $=14000(250)^{0.5} = 2,213,594 [Ton/m^2]$

7.2.2 DATOS DE LA PILA 3 DEL PUENTE "EL NUEVO" TERCERA SUPOSICIÓN.

1
10,12,2213594
0,45,1,1,1
10,45,1,1,1
0,33.5,1,1,1
10,33.5,1,1,1
0,22,1,1,1
10,22,1,1,1
0,10.5,1,1,1
10,10.5,1,1,1
0,0,0,0,0
10,0,0,0,0
1,2,11.33,3.4, 1404.44
3,4,1.133,3.4, 1404.44
5,6,1.133,3.4, 1404.44
7,8,1.133,3.4, 1404.44
1,3,0.687,4.11, 909.73
2,4,0.687,4.11, 909.73
3,5,0.687,4.11, 909.73
4,6,0.687,4.11, 909.73
5,7,0.687,4.11, 909.73
6,8,0.687,4.11, 909.73
7,9,0.687,4.11, 909.73
8,10,0.687,4.11, 909.73
4
1,166,0,0
3, 43.735,0,0
5,28.72,0,0
7,13.71,0,0
-1

Metiendo los datos anteriores en el programa EPFO2000, se obtuvo el archivo de salida mostrada en el Apéndice 2, y con base en dicho archivo de salida, se determinó la secuencia de articulaciones plásticas, que se muestra en la figura 7.6

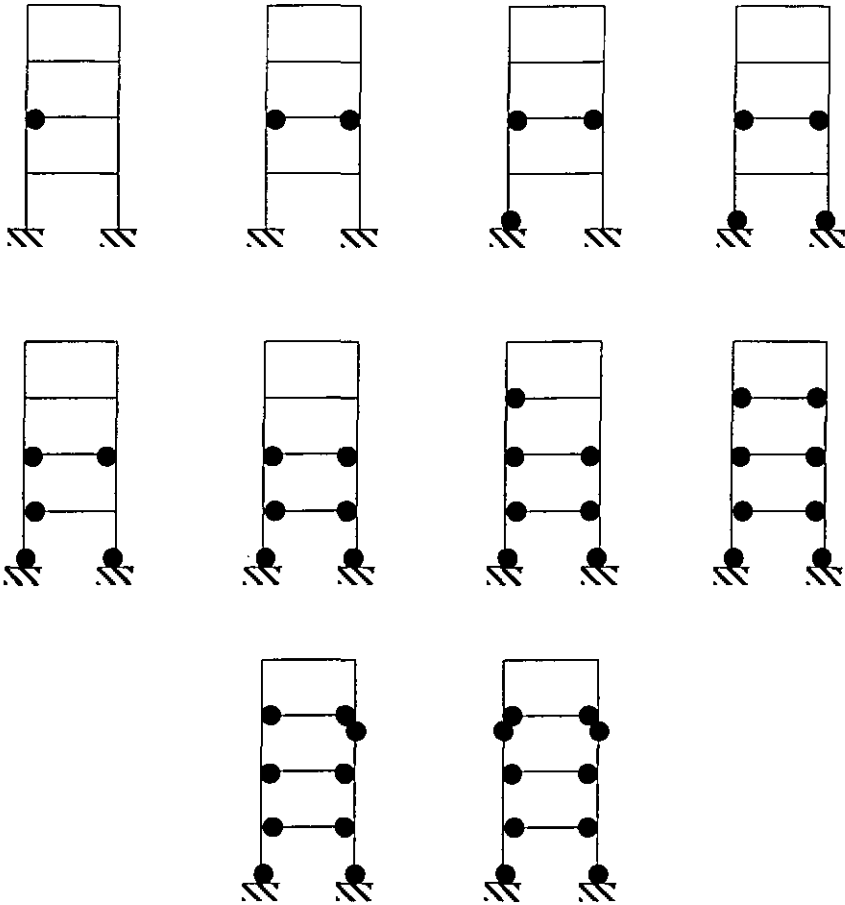


Figura 7.6 Secuencia en que se formaron las articulaciones plásticas. Tercer Criterio

Una vez conocida la secuencia de formación de articulaciones plásticas, se calcula el periodo de cada estructura. Esto se realiza con ayuda del programa SAP2000, para cada articulación plástica se libera el extremo del miembro en donde se formó dicha articulación, y se realiza una corrida del programa. Es importante mencionar que para la décima articulación no es posible determinar el periodo fundamental de vibración de la estructura, debido a que cuando se presenta dicha articulación, se presenta inestabilidad estructural, lo cual nos indica que se desarrolla el mecanismo de falla, lo que provoca que la matriz de rigideces se vuelva singular, por lo cual es imposible correr el programa SAP2000.

El programa EPFO2000, además de proporcionar la secuencia de articulaciones, proporciona el factor de carga con el cual se forma dicha articulación, y con base en dicho factor de carga y los periodos de la estructura se obtiene la tabla 7.7.

Tercer Criterio

Articulación	T [s]	FC	V [kg]	C [g]
0	1.2968	1	296,667	0.1705
1	1.5075	1.11596	331,068.83	0.1903
2	1.8026	1.11604	331,092.56	0.1903
3	1.8663	1.12644	334,177.90	0.1921
4	2.1025	1.12686	334,302.50	0.1921
5	2.8460	1.13378	336,355.44	0.1933
6	5.3405	1.13386	336,379.17	0.1933
7	5.9979	1.18449	351,399.43	0.2020
8	7.6600	1.1848	351,491.40	0.2020
9	8.5295	1.18618	351,900.80	0.2022
10		1.18646	351,983.87	0.2023

Tabla 7.7

En donde

FC Es el Factor de Carga

V es el cortante basal

C es el coeficiente sísmico $C = V/W_T$

De manera semejante se realizan los cálculos para el criterio 1 y el criterio 2 y se obtienen las tablas 7.8 y 7.9 respectivamente.

Primer Criterio

Articulación	T [s]	FC	V [kg]	C [g]
0	1.2968	1	296,667	0.170
1	1.5075	1.11596	331,069	0.190
2	1.8026	1.11604	331,093	0.190
3	2.1191	1.13697	337,302	0.194
4	2.6300	1.13717	337,361	0.194
5	2.9630	1.23171	365,408	0.210
6	3.6129	1.23239	365,610	0.210
7	3.9877	1.33793	396,920	0.228
8	7.6600	1.33802	396,947	0.228
9	8.5295	1.43976	427,130	0.245
10		1.4401	427,231	0.246

Tabla 7.8

Segundo Criterio

Articulación	T [s]	FC	V [kg]	C [g]
0	1.2968	1	296,667	0.17050
1	1.5075	1.11595	331,065.86	0.19027
2	1.8026	1.11604	331,092.56	0.19028
3	2.1191	1.11659	331,255.73	0.19038
4	2.6300	1.1168	331,318.03	0.19041
5	2.9630	1.11766	331,573.16	0.19056
6	3.6129	1.11827	331,754.13	0.19066
7	3.7726	1.1187	331,881.69	0.19074
8	4.0237	1.11909	331,997.39	0.19080
9	5.5800	1.1191	332,000.36	0.19080
10		1.11934	332,071.56	0.19085

Tabla 7.9

Ahora, si se grafican los espectros de capacidad de cada criterio contra el espectro de demanda que indica el manual de la CFE para la región sísmica donde se encuentra la Pila 3, se obtienen las figuras 7.7, 7.8 y 7.9.

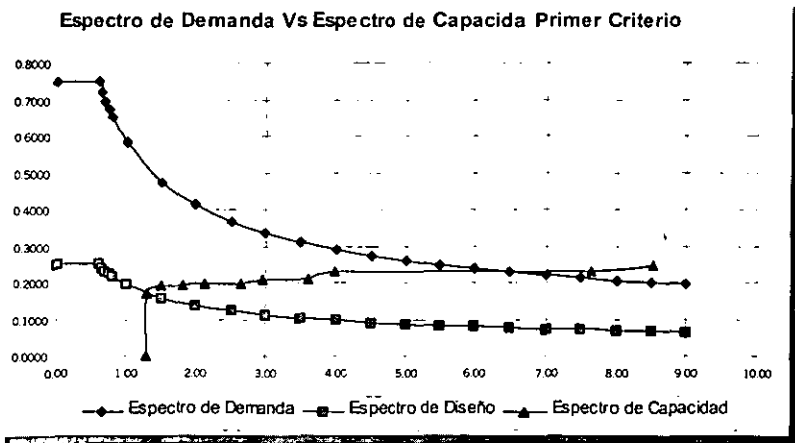


Figura 7.7

Espectro de Demanda Vs Espectro de Capacidad Segundo Criterio

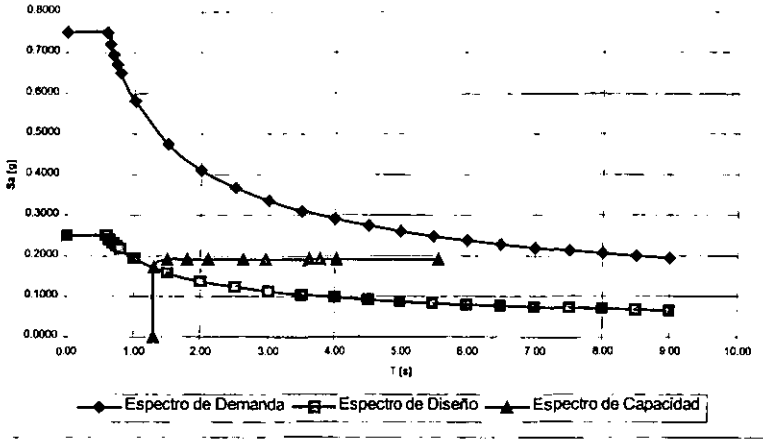


Figura 7.8

Espectro de Demanda Vs Espectro de Capacidad Tercer Criterio

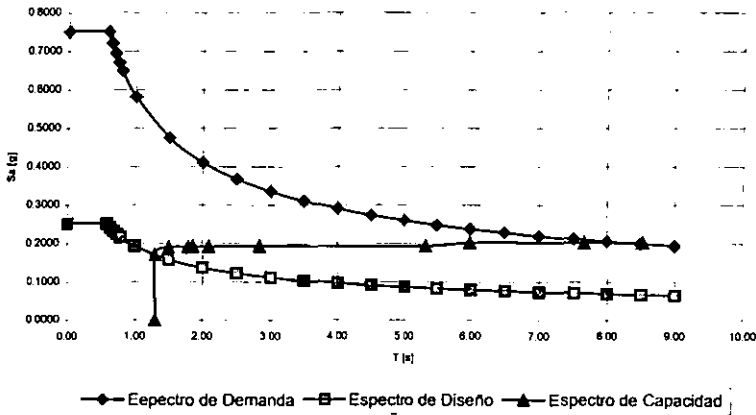


Figura 7.9

7.3 Interpretación de resultados

Observando las gráficas 7.7 a 7.9 se puede observar que tanto el primer criterio como el segundo son erróneos por las siguientes razones:

El primer criterio es no es adecuado porque el suponer el momento plástico igual para todos los miembros no es congruente con el hecho de que tanto las travesaños como las columnas tienen sección transversal diferente, además de armados diferentes, lo que hace imposible que los momentos plásticos sean los mismos. Por esta razón puede observarse en la figura 7.7 que dicho criterio queda sobrado con respecto al espectro de demanda.

El segundo criterio tampoco es adecuado, ya que como puede observarse en la figura 7.8 el espectro de capacidad es insuficiente para hacer frente al espectro de demanda, además es claro, que sería una dificultad excesiva en el proceso constructivo, el proporcionar diferentes armados para cada travesaño entre sí, y el que las columnas tuvieran diferentes armados para cada nivel.

Por esta razón, como se observa en la figura 7.9, el suponer a todas las vigas con un momento plástico y a las columnas con otro, es la mejor de las tres. Para este criterio se encuentra que la estructura empieza a fluir cuando alcanza la aceleración del espectro de diseño, y falla justamente cuando alcanza el espectro de demanda. En el intervalo entre la fluencia y el colapso total, se observa una gran degradación en la rigidez de la estructura, medido por medio del periodo fundamental de vibración, por lo que es claro, que antes de la estructura falle por condiciones de carga, la estructura será desechada por condiciones de servicio. Sobre este aspecto se discutirá en las conclusiones.

CAPÍTULO OCTAVO

Conclusiones y recomendaciones

8.1 Conclusiones

Es por todos conocido en el diseño estructural, la imperante necesidad de tener muy presente la relación que existe entre los factores de su costo y seguridad que ésta debe proporcionar, tratando hasta donde sea posible reducir el primero sin perder de vista el segundo, ya que éste debe ser considerado en primer lugar.

Por esta razón es importante el entendimiento de la capacidad sismorresistente de las estructuras, que en el presente trabajo fue lo que se buscó, esto es, con los resultados obtenidos se pretendió presentar un método para evaluar la capacidad sísmica de la estructura por medio de un espectro de capacidad, esperando que esta aportación sea útil para trabajos futuros, y se pretendió explicarla en forma minuciosa, de tal manera que se comprenda que es un método sencillo y muy rápido en su aplicación.

A raíz del comportamiento observado en las estructuras, es claro que durante un sismo, estas incursionan en forma importante en el rango inelástico, ante este tipo de respuesta y con fines de estimar analíticamente su capacidad sísmica, se pretendió calcular

el espectro de capacidad y comparar de forma gráfica la capacidad de la estructura con la demanda sísmica, obteniéndose resultados que reflejan si su comportamiento no lineal es aceptable ante la acción de un espectro de diseño.

Cabe hacer notar, que los resultados obtenidos en este trabajo no responden al estado en que se encuentran todos los puentes en México, simplemente muestran el comportamiento de un solo puente en particular, y por esta razón los resultados aquí obtenidos no se pueden generalizar de ninguna forma.

Basado en los resultados obtenidos para el tercer criterio, se puede decir que la estructura mostró un perfecto comportamiento no lineal, ya que el colapso se presenta cuando alcanza el espectro de demanda, lo que implica que fue bien diseñada y que los criterios existentes sobre el factor de comportamiento sísmico Q' son una simplificación muy correcta cuando se quiere tomar en cuenta la ductilidad de las estructuras.

El análisis anterior fue realizado para condiciones de carga, y como resultado de éste análisis se encontró cual sería la carga que provocaría el colapso en la estructura, sin embargo bajo condiciones de servicio la carga que produce la falla es menor, con base en los desplazamientos reportados por el programa EPFO2000, es posible conocer cuando se sobrepasa la distorsión de entre piso, es decir, el desplazamiento relativo entre dos niveles sucesivos dividido entre la altura del entrepiso.

Debido a que el marco de la pila 3 no cuenta con elementos no estructurales, se acepta una distorsión lateral de 0.012, con base en lo anterior se calcula la distorsión para cada nivel y para cada articulación. Se puede observar por ejemplo que para el Tercer Criterio, se tiene una falla por condiciones de servicio cuando la estructura alcanza la quinta articulación plástica.

8.2 Recomendaciones

Se deben considerar los efectos de interacción suelo-estructura, ya que de no hacerlo se puede llegar a diseños inseguros, ya que estos efectos pueden cobrar importancia tanto a nivel de la rigidez estructural como de la resistencia lateral y los desplazamientos laterales; así que el no considerar durante el análisis y diseño sísmico los efectos de rotación y translación en la base, puede resultar en diferencias importantes en el nivel de las fuerzas sísmicas.

Se recomienda refinar el análisis obteniendo resultados por medio de un análisis dinámico no lineal utilizando programas tipo DRAIN.2D, DRAIN 3D o el programa especial para puentes NEABS y compararlos, para así tener un mejor grado de confianza en los resultados obtenidos en este trabajo.

En trabajos subsecuentes recomiendo considerar la contribución de otros modos de vibración, ya que en este trabajo solo se consideró el primer modo fundamental de vibración; debido a que para modos superiores la distribución de fuerzas laterales cambia radicalmente y los resultados serán interesantes al tratar de evaluar la capacidad sísmica de la estructura.

Los resultados obtenidos fueron solo para la Pila # 3 del Puente "El Nuevo" y para un de diseño definido, se recomienda continuar este trabajo para pilas de diferente altura y diferente estructuración y ante la acción de otros espectros.

Por último se recomienda considerar la etapa de endurecimiento por deformación del acero, ya que este efecto puede ser de gran importancia al proporcionar mayor resistencia a los miembros.

Apéndice 1

PROPIEDADES DE LAS SECCIONES PARA LA PRIMERA SUPOSICIÓN

VIGAS: $I=1.133 \text{ [m}^4\text{]}$; $A=3.4 \text{ [m}^2\text{]}$; $MP=1404.44 \text{ [Ton*m]}$

COLUMNAS: $I=0.687 \text{ [m}^4\text{]}$; $A=4.11 \text{ [m}^2\text{]}$; $MP = 1404.44 \text{ [Ton*m]}$

MODULO DE ELASTICIDAD (E) $=14000(250)^{0.5} = 2,213,594 \text{ [Ton/m}^2\text{]}$

DATOS DE LA PILA 3 DEL PUENTE “EL NUEVO” PRIMERA SUPOSICIÓN.

1
 10,12,2213594
 0,45,1,1,1
 10,45,1,1,1
 0,33.5,1,1,1
 10,33.5,1,1,1
 0,22,1,1,1
 10,22,1,1,1
 0,10.5,1,1,1
 10,10.5,1,1,1
 0,0,0,0,0
 10,0,0,0,0
 1,2,11.33,3.4, 1404.44
 3,4,1.133,3.4, 1404.44
 5,6,1.133,3.4, 1404.44
 7,8,1.133,3.4, 1404.44
 1,3,0.687,4.11, 1404.44
 2,4,0.687,4.11, 1404.44
 3,5,0.687,4.11, 1404.44
 4,6,0.687,4.11, 1404.44
 5,7,0.687,4.11, 1404.44
 6,8,0.687,4.11, 1404.44
 7,9,0.687,4.11, 1404.44
 8,10,0.687,4.11., 1404.44
 4
 1,166,0,0
 3, 43.735,0,0
 5,28.72,0,0
 7,13.71,0,0
 -1

PROPIEDADES DE LAS SECCIONES PARA LA SEGUNDA SUPOSICIÓN

VIGAS₁: $I=1.133 \text{ [m}^4\text{]}; A=3.4 \text{ [m}^2\text{]}; MP=591.24 \text{ [Ton}\cdot\text{m]}$
 VIGAS₂: $I=1.133 \text{ [m}^4\text{]}; A=3.4 \text{ [m}^2\text{]}; MP=1171.11 \text{ [Ton}\cdot\text{m]}$
 VIGAS₃: $I=1.133 \text{ [m}^4\text{]}; A=3.4 \text{ [m}^2\text{]}; MP=1404.44 \text{ [Ton}\cdot\text{m]}$
 VIGAS₄: $I=1.133 \text{ [m}^4\text{]}; A=3.4 \text{ [m}^2\text{]}; MP=1367.78 \text{ [Ton}\cdot\text{m]}$
 COLUMNAS₁: $I=0.687 \text{ [m}^4\text{]}; A=4.11 \text{ [m}^2\text{]}; MP=591.24 \text{ [Ton}\cdot\text{m]}$
 COLUMNAS₂: $I=0.687 \text{ [m}^4\text{]}; A=4.11 \text{ [m}^2\text{]}; MP=687.21 \text{ [Ton}\cdot\text{m]}$
 COLUMNAS₃: $I=0.687 \text{ [m}^4\text{]}; A=4.11 \text{ [m}^2\text{]}; MP=792.98 \text{ [Ton}\cdot\text{m]}$
 COLUMNAS₄: $I=0.687 \text{ [m}^4\text{]}; A=4.11 \text{ [m}^2\text{]}; MP=909.73 \text{ [Ton}\cdot\text{m]}$
 MODULO DE ELASTICIDAD (E) = $14000(250)^{0.5} = 2,213,594 \text{ [Ton/m}^2\text{]}$

DATOS DE LA PILA 3 DEL PUENTE “EL NUEVO” SEGUNDA SUPOSICIÓN.

1
 10,12,2213594
 0,45,1,1,1
 10,45,1,1,1
 0,33.5,1,1,1
 10,33.5,1,1,1
 0,22,1,1,1
 10,22,1,1,1
 0,10.5,1,1,1
 10,10.5,1,1,1
 0,0,0,0,0
 10,0,0,0,0
 1,2,11.33,3.4, 591.24
 3,4,1.133,3.4, 1171.11
 5,6,1.133,3.4, 1404.44
 7,8,1.133,3.4, 1367.78
 1,3,0.687,4.11, 591.24
 2,4,0.687,4.11, 591.24
 3,5,0.687,4.11, 687.21
 4,6,0.687,4.11, 687.21
 5,7,0.687,4.11, 792.98
 6,8,0.687,4.11, 792.98
 7,9,0.687,4.11, 909.73
 8,10,0.687,4.11., 909.73
 4
 1,166,0,0
 3, 43.735,0,0
 5,28.72,0,0
 7,13.71,0,0
 -1

Apéndice 2

ANALISIS ELASTO-PLASTICO DE LA ESTRUCTURA No. 1

ARTICULACION PLASTICA 1 EN EL ELEMENTO 3 CERCA DEL NODO 5
 FACTOR DE CARGA = 1.11596

DESPLAZAMIENTOS ACUMULADOS

NODO	DESP. X	DESP. Y	ROTACION
1	.10996E+00	.24281E-02	.87378E-03
2	.10994E+00	-.24281E-02	.86868E-03
3	.08973E+00	.22814E-02	.12336E-02
4	.08967E+00	-.22814E-02	.12300E-02
5	.05301E+00	.18396E-02	.13013E-02
6	.05300E+00	-.18396E-02	.13011E-02
7	.01549E+00	.10429E-02	.11171E-02
8	.01547E+00	-.10429E-02	.11161E-02
9	.00000E+00	.00000E+00	.00000E+00
10	.00000E+00	.00000E+00	.00000E+00

MOMENTOS ACUMULADOS

ELMTO	MTO. EN EXTREMO	ENTRE NODOS	MTO. PLASTICO
1	.5816E+03 .5790E+03	1 Y 2	.14044E+04
2	.1168E+04 .1166E+04	3 Y 4	.14044E+04
3	.1404E+04 .1404E+04	5 Y 6	.14044E+04
4	.1367E+04 .1366E+04	7 Y 8	.14044E+04
5	-.5816E+03-.4864E+03	1 Y 3	.90973E+03
6	-.5790E+03-.4834E+03	2 Y 4	.90973E+03
7	-.6815E+03-.6636E+03	3 Y 5	.90973E+03
8	-.6827E+03-.6639E+03	4 Y 6	.90973E+03
9	-.7408E+03-.7896E+03	5 Y 7	.90973E+03
10	-.7405E+03-.7894E+03	6 Y 8	.90973E+03
11	-.5771E+03-.9007E+03	7 Y 9	.90973E+03
12	-.5768E+03-.9001E+03	8 Y 10	.90973E+03

FUERZA AXIAL ACUMULADA

ELEMENTO FUERZA AXIAL

1	-.92385E+02
2	-.24705E+02
3	-.15938E+02
4	-.76347E+01
5	.11605E+03
6	-.11605E+03
7	.34945E+03

8 -.34945E+03
 9 .63033E+03
 10 -.63033E+03
 11 .90362E+03
 12 -.90362E+03

ARTICULACION PLASTICA 2 EN EL ELEMENTO 3 CERCA DEL NODO 6

FACTOR DE CARGA = 1.11604

DESPLAZAMIENTOS ACUMULADOS

NODO	DESP. X	DESP. Y	ROTACION
1	.15540E+00	.24282E-02	.87384E-03
2	.15540E+00	-.24282E-02	.86873E-03
3	.13349E+00	.22815E-02	.12337E-02
4	.13346E+00	-.22815E-02	.12301E-02
5	.07558E+00	.18398E-02	.13016E-02
6	.07558E+00	-.18398E-02	.13013E-02
7	.01691E+00	.10429E-02	.11172E-02
8	.01691E+00	-.10429E-02	.11162E-02
9	.00000E+00	.00000E+00	.00000E+00
10	.00000E+00	.00000E+00	.00000E+00

MOMENTOS ACUMULADOS

ELMTO MTO. EN EXTREMO ENTRE NODOS MTO. PLASTICO

1	.5816E+03	.5790E+03	1 Y 2	.14044E+04
2	.1168E+04	.1166E+04	3 Y 4	.14044E+04
3	.1404E+04	.1404E+04	5 Y 6	.14044E+04
4	.1367E+04	.1366E+04	7 Y 8	.14044E+04
5	-.5816E+03	-.4864E+03	1 Y 3	.90973E+03
6	-.5790E+03	-.4835E+03	2 Y 4	.90973E+03
7	-.6816E+03	-.6636E+03	3 Y 5	.90973E+03
8	-.6827E+03	-.6639E+03	4 Y 6	.90973E+03
9	-.7408E+03	-.7896E+03	5 Y 7	.90973E+03
10	-.7405E+03	-.7894E+03	6 Y 8	.90973E+03
11	-.5772E+03	-.9008E+03	7 Y 9	.90973E+03
12	-.5769E+03	-.9002E+03	8 Y 10	.90973E+03

FUERZA AXIAL ACUMULADA

ELEMENTO FUERZA AXIAL

1 -.92391E+02
 2 -.24711E+02
 3 -.15939E+02
 4 -.76310E+01
 5 .11606E+03
 6 -.11606E+03
 7 .34948E+03
 8 -.34948E+03
 9 .63037E+03

10 -.63037E+03
 11 .90368E+03
 12 -.90368E+03

ARTICULACION PLASTICA 3 EN EL ELEMENTO 11 CERCA DEL NODO 9

FACTOR DE CARGA = 1.12644

DESPLAZAMIENTOS ACUMULADOS

NODO	DESP. X	DESP. Y	ROTACION
1	.16556+00	.24508E-02	.88231E-03
2	.16554E+00	-.24508E-02	.87715E-03
3	.14351E+00	.23026E-02	.12492E-02
4	.14350E+00	-.23026E-02	.12456E-02
5	.08508E+00	.18551E-02	.13672E-02
6	.08505E+00	-.18551E-02	.13669E-02
7	.02528E+00	.10525E-02	.11315E-02
8	.02527E+00	-.10525E-02	.11306E-02
9	.00000E+00	.00000E+00	.00000E+00
10	.00000E+00	.00000E+00	.00000E+00

MOMENTOS ACUMULADOS

ELMTO MTO. EN EXTREMO ENTRE NODOS MTO. PLASTICO

1	.5875E+03	.5849E+03	1 Y 2	.14044E+04
2	.1185E+04	.1183E+04	3 Y 4	.14044E+04
3	.1404E+04	.1404E+04	5 Y 6	.14044E+04
4	.1385E+04	.1385E+04	7 Y 8	.14044E+04
5	-.5875E+03	-.4905E+03	1 Y 3	.90973E+03
6	-.5849E+03	-.4875E+03	2 Y 4	.90973E+03
7	-.6945E+03	-.6632E+03	3 Y 5	.90973E+03
8	-.6956E+03	-.6636E+03	4 Y 6	.90973E+03
9	-.7412E+03	-.8035E+03	5 Y 7	.90973E+03
10	-.7409E+03	-.8034E+03	6 Y 8	.90973E+03
11	-.5820E+03	-.9097E+03	7 Y 9	.90973E+03
12	-.5817E+03	-.9092E+03	8 Y 10	.90973E+03

FUERZA AXIAL ACUMULADA

ELEMENTO FUERZA AXIAL

1 -.93252E+02
 2 -.24941E+02
 3 -.16088E+02
 4 -.77021E+01
 5 .11724E+03
 6 -.11724E+03
 7 .35405E+03
 8 -.35405E+03
 9 .63494E+03
 10 -.63494E+03
 11 .91199E+03

ESTA TESIS NO SALE
 DE LA BIBLIOTECA

12 -.91199E+03

ARTICULACION PLASTICA 4 EN EL ELEMENTO 12 CERCA DEL NODO 10

FACTOR DE CARGA = 1.12686

DESPLAZAMIENTOS ACUMULADOS

NODO	DESP. X	DESP. Y	ROTACION
1	.20486E+00	.24518E-02	.88265E-03
2	.20484E+00	-.24518E-02	.87749E-03
3	.18228E+00	.23035E-02	.12498E-02
4	.18226E+00	-.23035E-02	.12462E-02
5	.12189E+00	.18558E-02	.13699E-02
6	.12185E+00	-.18558E-02	.13695E-02
7	.05738E+00	.10529E-02	.11321E-02
8	.05734E+00	-.10529E-02	.11313E-02
9	.00000E+00	.00000E+00	.00000E+00
10	.00000E+00	.00000E+00	.00000E+00

MOMENTOS ACUMULADOS

ELMTO MTO. EN EXTREMO ENTRE NODOS MTO. PLASTICO

1	.5877E+03	.5852E+03	1 Y 2	.14044E+04
2	.1186E+04	.1184E+04	3 Y 4	.14044E+04
3	.1404E+04	.1404E+04	5 Y 6	.14044E+04
4	.1386E+04	.1386E+04	7 Y 8	.14044E+04
5	-.5877E+03	-.4906E+03	1 Y 3	.90973E+03
6	-.5852E+03	-.4876E+03	2 Y 4	.90973E+03
7	-.6950E+03	-.6632E+03	3 Y 5	.90973E+03
8	-.6962E+03	-.6636E+03	4 Y 6	.90973E+03
9	-.7412E+03	-.8041E+03	5 Y 7	.90973E+03
10	-.7409E+03	-.8039E+03	6 Y 8	.90973E+03
11	-.5821E+03	-.9097E+03	7 Y 9	.90973E+03
12	-.5820E+03	-.9097E+03	8 Y 10	.90973E+03

FUERZA AXIAL ACUMULADA

ELEMENTO FUERZA AXIAL

1	-.93286E+02
2	-.24952E+02
3	-.16087E+02
4	-.77466E+01
5	.11729E+03
6	-.11729E+03
7	.35423E+03
8	-.35423E+03
9	.63512E+03
10	-.63512E+03
11	.91234E+03
12	-.91234E+03

ARTICULACION PLASTICA 5 EN EL ELEMENTO 4 CERCA DEL NODO 7

FACTOR DE CARGA = 1.13378

DESPLAZAMIENTOS ACUMULADOS

NODO	DESP. X	DESP. Y	ROTACION
1	.36101E+00	.24683E-02	.88859E-03
2	.36100E+00	-.24683E-02	.88341E-03
3	.33620E+00	.23191E-02	.12605E-02
4	.33618E+00	-.23191E-02	.12569E-02
5	.25358E+00	.18674E-02	.14158E-02
6	.25354E+00	-.18674E-02	.14154E-02
7	.12910E+00	.10607E-02	.11457E-02
8	.12907E+00	-.10607E-02	.11449E-02
9	.00000E+00	.00000E+00	.00000E+00
10	.00000E+00	.00000E+00	.00000E+00

MOMENTOS ACUMULADOS

ELMTO MTO. EN EXTREMO ENTRE NODOS MTO. PLASTICO

1	.5917E+03	.5891E+03	1 Y 2	.14044E+04
2	.1197E+04	.1195E+04	3 Y 4	.14044E+04
3	.1404E+04	.1404E+04	5 Y 6	.14044E+04
4	.1404E+04	.1404E+04	7 Y 8	.14044E+04
5	-.5917E+03	-.4933E+03	1 Y 3	.90973E+03
6	-.5891E+03	-.4903E+03	2 Y 4	.90973E+03
7	-.7038E+03	-.6627E+03	3 Y 5	.90973E+03
8	-.7050E+03	-.6631E+03	4 Y 6	.90973E+03
9	-.7417E+03	-.8131E+03	5 Y 7	.90973E+03
10	-.7414E+03	-.8129E+03	6 Y 8	.90973E+03
11	-.5913E+03	-.9097E+03	7 Y 9	.90973E+03
12	-.5912E+03	-.9097E+03	8 Y 10	.90973E+03

FUERZA AXIAL ACUMULADA

ELEMENTO FUERZA AXIAL

1	-.93859E+02
2	-.25105E+02
3	-.16186E+02
4	-.77941E+01
5	.11808E+03
6	-.11808E+03
7	.35732E+03
8	-.35732E+03
9	.63821E+03
10	-.63821E+03
11	.91906E+03
12	-.91906E+03

ARTICULACION PLASTICA 6 EN EL ELEMENTO 4 CERCA DEL NODO 8

FACTOR DE CARGA = 1.13386

DESPLAZAMIENTOS ACUMULADOS

NODO	DESP. X	DESP. Y	ROTACION
1	.12210E+01	.24685E-02	.88867E-03
2	.12209E+01	-.24685E-02	.88349E-03
3	.11800E+01	.23193E-02	.12607E-02
4	.11800E+01	-.23193E-02	.12571E-02
5	.97816E+00	.18676E-02	.14166E-02
6	.97812E+00	-.18676E-02	.14163E-02
7	.52423E+00	.10608E-02	.11466E-02
8	.52423E+00	-.10608E-02	.11455E-02
9	.00000E+00	.00000E+00	.00000E+00
10	.00000E+00	.00000E+00	.00000E+00

MOMENTOS ACUMULADOS

ELMTO MTO. EN EXTREMO ENTRE NODOS MTO. PLASTICO

1	.5917E+03	.5891E+03	1 Y 2	.14044E+04
2	.1197E+04	.1195E+04	3 Y 4	.14044E+04
3	.1404E+04	.1404E+04	5 Y 6	.14044E+04
4	.1404E+04	.1404E+04	7 Y 8	.14044E+04
5	-.5917E+03	-.4933E+03	1 Y 3	.90973E+03
6	-.5891E+03	-.4903E+03	2 Y 4	.90973E+03
7	-.7039E+03	-.6627E+03	3 Y 5	.90973E+03
8	-.7051E+03	-.6630E+03	4 Y 6	.90973E+03
9	-.7417E+03	-.8131E+03	5 Y 7	.90973E+03
10	-.7414E+03	-.8130E+03	6 Y 8	.90973E+03
11	-.5913E+03	-.9097E+03	7 Y 9	.90973E+03
12	-.5914E+03	-.9097E+03	8 Y 10	.90973E+03

FUERZA AXIAL ACUMULADA

ELEMENTO FUERZA AXIAL

1	-.93867E+02
2	-.25103E+02
3	-.16201E+02
4	-.77928E+01
5	.11809E+03
6	-.11809E+03
7	.35736E+03
8	-.35736E+03
9	.63825E+03
10	-.63825E+03
11	.91914E+03
12	-.91914E+03

ARTICULACION PLASTICA 7 EN EL ELEMENTO 2 CERCA DEL NODO 3

FACTOR DE CARGA = 1.1549

DESPLAZAMIENTOS ACUMULADOS

NODO	DESP. X	DESP. Y	ROTACION
1	.15792E+01	.26594E-02	.95267E-03
2	.15791E+01	-.26594E-02	.94725E-03
3	.14857E+01	.25003E-02	.14346E-02
4	.14857E+01	-.25003E-02	.14308E-02
5	.11761E+01	.19864E-02	.28530E-02
6	.11760E+01	-.19864E-02	.28527E-02
7	.61880E+00	.11175E-02	.33524E-02
8	.61880E+00	-.11175E-02	.33512E-02
9	.00000E+00	.00000E+00	.00000E+00
10	.00000E+00	.00000E+00	.00000E+00

MOMENTOS ACUMULADOS

ELMTO MTO. EN EXTREMO ENTRE NODOS MTO. PLASTICO

1	.6305E+03	.6278E+03	1 Y 2	.14044E+04
2	.1404E+04	.1403E+04	3 Y 4	.14044E+04
3	.1404E+04	.1404E+04	5 Y 6	.14044E+04
4	.1404E+04	.1404E+04	7 Y 8	.14044E+04
5	-.6305E+03	-.5030E+03	1 Y 3	.90973E+03
6	-.6278E+03	-.4999E+03	2 Y 4	.90973E+03
7	-.9014E+03	-.5263E+03	3 Y 5	.90973E+03
8	-.9027E+03	-.5266E+03	4 Y 6	.90973E+03
9	-.8782E+03	-.7461E+03	5 Y 7	.90973E+03
10	-.8778E+03	-.7460E+03	6 Y 8	.90973E+03
11	-.6583E+03	-.9097E+03	7 Y 9	.90973E+03
12	-.6584E+03	-.9097E+03	8 Y 10	.90973E+03

FUERZA AXIAL ACUMULADA

ELEMENTO FUERZA AXIAL

1	-.98058E+02
2	-.26224E+02
3	-.16924E+02
4	-.81408E+01
5	.12583E+03
6	-.12583E+03
7	.40653E+03
8	-.40653E+03
9	.68741E+03
10	-.68741E+03
11	.96830E+03
12	-.96830E+03

ARTICULACION PLASTICA 8 EN EL ELEMENTO 2 CERCA DEL NODO 4

FACTOR DE CARGA = 1.18480

DESPLAZAMIENTOS ACUMULADOS

NODO	DESP. X	DESP. Y	ROTACION
1	.26605E+01	.26606E-02	.95303E-03
2	.26604E+01	-.26606E-02	.94815E-03
3	.23969E+01	.25014E-02	.14395E-02
4	.23967E+01	-.25014E-02	.14336E-02
5	.17746E+01	.19872E-02	.28644E-02
6	.17745E+01	-.19872E-02	.28646E-02
7	.90436E+00	.11179E-02	.33688E-02
8	.90435E+00	-.11179E-02	.33675E-02
9	.00000E+00	.00000E+00	.00000E+00
10	.00000E+00	.00000E+00	.00000E+00

MOMENTOS ACUMULADOS

ELMTO MTO. EN EXTREMO ENTRE NODOS MTO. PLASTICO

1	.6309E+03	.6285E+03	1 Y 2	.14044E+04
2	.1404E+04	.1404E+04	3 Y 4	.14044E+04
3	.1404E+04	.1404E+04	5 Y 6	.14044E+04
4	.1404E+04	.1404E+04	7 Y 8	.14044E+04
5	-.6309E+03	-.5023E+03	1 Y 3	.90973E+03
6	-.6285E+03	-.5001E+03	2 Y 4	.90973E+03
7	-.9022E+03	-.5253E+03	3 Y 5	.90973E+03
8	-.9043E+03	-.5259E+03	4 Y 6	.90973E+03
9	-.8791E+03	-.7457E+03	5 Y 7	.90973E+03
10	-.8786E+03	-.7456E+03	6 Y 8	.90973E+03
11	-.6587E+03	-.9097E+03	7 Y 9	.90973E+03
12	-.6589E+03	-.9097E+03	8 Y 10	.90973E+03

FUERZA AXIAL ACUMULADA

ELEMENTO FUERZA AXIAL

1	-.98137E+02
2	-.26230E+02
3	-.16863E+02
4	-.81595E+01
5	.12594E+03
6	-.12594E+03
7	.40683E+03
8	-.40683E+03
9	.68772E+03
10	-.68772E+03
11	.96861E+03
12	-.96861E+03

ARTICULACION PLASTICA 9 EN EL ELEMENTO 8 CERCA DEL NODO 4

FACTOR DE CARGA = 1.18618

DESPLAZAMIENTOS ACUMULADOS

NODO	DESP. X	DESP. Y	ROTACION
1	.32865E+01	.26672E-02	.95881E-03
2	.32864E+01	-.26672E-02	.95392E-03
3	.30220E+01	.25064E-02	.14909E-02
4	.30219E+01	-.25064E-02	.14850E-02
5	.21858E+01	.19904E-02	.29502E-02
6	.21857E+01	-.19904E-02	.29505E-02
7	.11004E+01	.11194E-02	.34756E-02
8	.11003E+01	-.11194E-02	.34743E-02
9	.00000E+00	.00000E+00	.00000E+00
10	.00000E+00	.00000E+00	.00000E+00

MOMENTOS ACUMULADOS

ELMTO MTO. EN EXTREMO ENTRE NODOS MTO. PLASTICO

1	.6376E+03	.6352E+03	1 Y 2	.14044E+04
2	.1404E+04	.1404E+04	3 Y 4	.14044E+04
3	.1404E+04	.1404E+04	5 Y 6	.14044E+04
4	.1404E+04	.1404E+04	7 Y 8	.14044E+04
5	-.6376E+03	-.4969E+03	1 Y 3	.90973E+03
6	-.6352E+03	-.4947E+03	2 Y 4	.90973E+03
7	-.9075E+03	-.5216E+03	3 Y 5	.90973E+03
8	-.9097E+03	-.5222E+03	4 Y 6	.90973E+03
9	-.8829E+03	-.7439E+03	5 Y 7	.90973E+03
10	-.8823E+03	-.7438E+03	6 Y 8	.90973E+03
11	-.6605E+03	-.9097E+03	7 Y 9	.90973E+03
12	-.6607E+03	-.9097E+03	8 Y 10	.90973E+03

FUERZA AXIAL ACUMULADA

ELEMENTO FUERZA AXIAL

1	-.98251E-02
2	-.26261E-02
3	-.16883E+02
4	-.81690E-01
5	.12728E-03
6	-.12728E+03
7	.40817E+03
8	-.40817E+03
9	.68906E+03
10	-.68906E+03
11	.96994E+03
12	-.96994E+03

ARTICULACION PLASTICA 10 EN EL ELEMENTO 7 CERCA DEL NODO 3

FACTOR DE CARGA = 1.18646

DESPLAZAMIENTOS ACUMULADOS

NODO	DESP. X	DESP. Y	ROTACION
1	.45872E+01	.26686E-02	.95939E-03
2	.45871E+01	-.26686E-02	.95569E-03
3	.378.72E+01	.25074E-02	.15038E-02
4	.37805E+01	-.25074E-02	.14931E-02
5	.28816E+01	.19911E-02	.29732E-02
6	.28812E+01	-.19911E-02	.29721E-02
7	.17075E+01	.11197E-02	.35020E-02
8	.17068E+01	-.11197E-02	.35010E-02
9	.00000E+00	.00000E+00	.00000E+00
10	.00000E+00	.00000E+00	.00000E+00

MOMENTOS ACUMULADOS

ELMTO MTO. EN EXTREMO ENTRE NODOS MTO. PLASTICO

1	.6387E+03	.6368E+03	1 Y 2	.14044E+04
2	.1404E+04	.1404E+04	3 Y 4	.14044E+04
3	.1404E+04	.1404E+04	5 Y 6	.14044E+04
4	.1404E+04	.1404E+04	7 Y 8	.14044E+04
5	-.6387E+03	-.4947E+03	1 Y 3	.90973E+03
6	-.6368E+03	-.4947E+03	2 Y 4	.90973E+03
7	-.9097E+03	-.5211E+03	3 Y 5	.90973E+03
8	-.9097E+03	-.5211E+03	4 Y 6	.90973E+03
9	-.8833E+03	-.7435E+03	5 Y 7	.90973E+03
10	-.8833E+03	-.7435E+03	6 Y 8	.90973E+03
11	-.6610E+03	-.9097E+03	7 Y 9	.90973E+03
12	-.6610E+03	-.9097E+03	8 Y 10	.90973E+03

FUERZA AXIAL ACUMULADA

ELEMENTO FUERZA AXIAL

1	-.98396E+02
2	-.26025E+02
3	-.17038E+02
4	-.81331E+01
5	.12755E+03
6	-.12755E+03
7	.40844E+03
8	-.40844E+03
9	.68933E+03
10	-.68933E+03
11	.97022E+03
12	-.97022E+03

DEFORMACIONES MAYORES QUE 1000.0000 EN EL CICLO No. 11
ANALISIS FINALIZADO PARA EL MARCO No. 1

Bibliografía

- Bazán y Meli. Diseño sísmico de edificios. Ed. Limusa, México 2000.
- Roberts, James E. Aesthetic Design Philosophy Utilized for California State Bridges Revista ASCE (Journal of the urban planning and development division) Vol 118-4.
- Neal, B. G. The plastic methods of structural analysis. Ed John Wiley & Sons inc. New York 1956
- Roig, Joan. Nuevos Puentes. Editorial Gustavo Gili S.A. Barcelona 1996.
- Frampton, Kenneth. Calatrava Bridges. Ed Artemis. Zurich. 1993.
- Comisión Federal de Electricidad, CFE. Manual de Diseño de Obras Civiles. Diseño por Sismo, 1993.
- Paz, Mario. Dinámica Estructural. Editorial Reverte, 1992.
- Powell, G. H. Concepts and principles for the application of nonlinear structural analysis in bridge design. University of Berkeley, California, Estados Unidos. 1997.
- Powell, G. H. Effective use of nonlinear analysis in bridge design. University of Berkeley, California, Estados Unidos. 1993.
- R. Park y T. Paulay. Estructuras de concreto reforzado Ed. Limusa México 1979
- Hibbeler R. C. Mechanics of materials, Segunda Edición Ed. Prentice Hall, New Jersey, Estados Unidos 1991.