

1
UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO

01149

19

INSTITUTO DE INVESTIGACIONES EN MATERIALES
POSGRADO EN CIENCIA E INGENIERIA DE
MATERIALES

COMPARACION DE CRITERIOS DE DISEÑO
SISMO DE PUENTES CARRETEROS

T E S I S

QUE PARA OBTENER EL GRADO
MAESTRO EN INGENIERIA
ESTRUCTURAS

P R E S E N T A:

LUIS GABRIEL GOMEZ OCHOA

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

MEXICO, D.F., 2002



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.

CONTENIDO

- 1. INTRODUCCION
- 2. COMPORTAMIENTO SISMICO OBSERVADO DE PUENTES
 - 2.1 Conceptos generales
 - 2.2 Comportamiento de puentes carreteros
 - 2.3 Comportamiento de las cimentaciones
 - 2.4 Comportamiento de estribos y pilas
 - 2.5 Comportamiento de las superestructuras
 - 2.6 Conclusiones generales sobre daños en puentes
- 3. MODELOS ANALITICOS UTILIZADOS EN EL DISEÑO SISMICO DE PUENTES
 - 3.1 Generalidades
 - 3.2 Método de fuerzas estáticas equivalentes
 - 3.2.1 Método del péndulo invertido
 - 3.2.2 Método de la carga uniforme
 - 3.2.3 Método de la coordenada generalizada
 - 3.3 Método de análisis dinámico
- 4. CRITERIOS DE DISEÑO SISMICO DE PUENTES
 - 4.1 Criterio de diseño de Nueva Zelanda
 - 4.2 Criterio de diseño de Japón
 - 4.3 Criterio de diseño de Estados Unidos de América
 - 4.4 Práctica de diseño en México
- 5. EJEMPLO DE DISEÑO SISMICO DE PUENTES
 - 5.1 Generalidades
 - 5.2 Solución según las normas neozelandesas
 - 5.3 Solución según las normas japonesas
 - 5.4 Solución según las normas estadounidenses
 - 5.5 Comparación de resultados
- 6. CONCLUSIONES
- 7. REFERENCIAS

**TESIS CON
FALLA DE ORIGEN**

3

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

1. INTRODUCCION

El presente trabajo tiene como objetivo mostrar algunos aspectos del diseño sísmico de puentes, en primer lugar aquellos relacionados con el comportamiento que se ha observado en ellos ante sismos intensos. En este caso se presentarán los daños asociados a cada una de las partes de los puentes y las observaciones que se han hecho para explicar los mecanismos de falla.

Además, se muestran los modelos analíticos que se han desarrollado para predecir la respuesta de las estructuras de puentes, tanto los planteamientos de fuerzas estáticas equivalentes como los de análisis modal espectral.

Lo anterior es de especial importancia puesto que los puentes tienen particularidades en su comportamiento que resaltan la necesidad de realizar su diseño de una manera diferente a la empleada usualmente en el diseño de edificaciones urbanas.

Entre estas particularidades están [1]: la respuesta inelástica de estructuras de puentes bajo la acción sísmica implicará invariablemente articulaciones plásticas en las columnas, a menos que se incorporen en el diseño meca

nismos disipadores de energía. En general el diseño de la superestructura estará regido por consideraciones de carga muerta y viva y es impráctico e indeseable diseñar los elementos de la superestructura para que se formen articulaciones plásticas en ellos. En consecuencia, el comportamiento es diferente en concepto del requerido en marcos de edificios, donde el diseño trata de asegurar que las articulaciones plásticas se formen en las trabes, dimensionando y detallando las columnas de manera que tengan resistencias mayores que las demandadas por la formación dichas articulaciones.

Además, en contraste con los puentes [21], los edificios tienen componentes no estructurales y sistemas más complejos de resistencia a fuerzas laterales que pueden dar como resultado valores más altos de amortiguamiento y reservas mayores de resistencia.

Finalmente se presentan los criterios que se han desarrollado en tres países diferentes para evaluar la acción de los sismos en las estructuras de puentes y se describe también la práctica de diseño sísmico que se utiliza en México. Para terminar haciendo una comparación de las coincidencias y diferencias que presentan, entre sí, cada uno de los criterios de diseño.

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

5

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

2. COMPORTAMIENTO SISMICO OBSERVADO DE PUENTES

2.1 Conceptos generales

En el presente capitulo se resume, principalmente, la información que recopiló el Prof. Arturo Arias [1] acerca del comportamiento observado de diversas estructuras de puentes con ocasión de varios sismos importantes. La Tabla 2.1 contiene una lista de los eventos sísmicos considerados, junto con alguna información adicional para facilitar su identificación.

Los sismos considerados en el presente trabajo ocurrieron durante un lapso que abarca casi 70 años. Los dos primeros eventos que se han tomado en cuenta (los sismos de Kanto, Japón, de 1923 y de Chillán, Chile, ocurrido en 1939) tienen lugar antes de que en los países mencionados existieran reglamentos oficiales que reflejaran el diseño sísmico de los puentes. Se trata, sin embargo, de dos eventos muy significativos, cuyas consecuencias tuvieron gran importancia para la evolución de la ingeniería sísmica en dichos países. Al analizar los efectos de esos terremotos, debe tenerse presente que que las estructuras afectadas no habían sido diseñadas expresamente para resistir temblores; por otro lado, en 70 años, las técnicas constructivas y los

6

materiales de construcción han experimentado una evolución que no se puede desdeñar al hacer una evaluación general de los efectos observados.

Otro sismo que ha tenido un impacto considerable en lo que se refiere a daños en puentes es el de San Fernando, California, de 1971. En este evento los daños sufridos en los puentes fueron muy superiores a los asociados a todos los sismos anteriores sucedidos en California. Algunas conclusiones obtenidas del análisis de daños de los puentes localizados en la zona epicentral fueron: a) las intensidades del terreno superaron ampliamente las de diseño, b) la componente vertical desempeñó un papel fundamental en el colapso de algunos puentes y c) las deficiencias en las conexiones también contribuyeron a dichos colapsos.

Se ha incluido, además, el comportamiento observado de estructuras de puentes en los sismos de México de 1985. En este evento se encontró que la mayor parte de estas estructuras tuvo un comportamiento satisfactorio, que algunas tuvieron daños moderados y que muy pocas tuvieron daños lo suficientemente importantes para ameritar que fueran cerradas al tránsito.

A raíz de los sismos de Septiembre de 1985 se revisaron alrededor de 250 puentes. Del total de estructuras revisadas, aproximadamente la tercera parte sufrió daños menores, en cinco se presentaron daños moderados y únicamente en tres casos fue necesario interrumpir el tránsito de vehículos sobre el puente en vista de la importancia de los daños ocurridos.

El último evento que fue considerado en el presente trabajo fue el sismo de Loma Prieta de 1989. En el sistema carretero de los cinco condados en donde ocurrió la mayoría de daños a estructuras de puentes durante este sismo, existen aproximadamente 1500 puentes. De estos, más de 80 sufrieron daños menores, 10 necesitaron de apuntalamientos temporales y 10 fueron cerrados debido a daños estructurales mayores. Tres puentes sufrieron el colapso de uno o más claros.

En este sismo la mayoría de los daños ocurrió en estructuras no recientes desplantadas sobre terreno pobre. La gran importancia de detalles adecuados de las conexiones quedó demostrada una vez más, como lo había sido en sismos previos.

En lugar de describir los efectos de cada movimiento sísmico por separado, se ha preferido agruparlos según sea el tipo de daños observados en los puentes que se estudian y también, de cuales hayan sido las partes de la estructura que resultaron afectadas. Esta manera de proceder

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

7

facilita la elaboración de conclusiones útiles para el análisis y el diseño.

Los términos superestructura, subestructura, estructura, etc., se emplearán en el sentido que se les da en la Fig. 2.1.

2.2 Comportamiento de puentes carreteros

En este trabajo se considerará puente carretero al que tenga una longitud total menor de 150 m. y en el que, por lo general, la superestructura está constituida por uno o un número reducido de elementos. Las conclusiones sobre el efecto de las sollicitaciones sísmicas en puentes carreteros son las siguientes:

- a) En general, las superestructuras se comportan adecuadamente durante los temblores; se observaron daños menores en juntas y secciones cerca de los apoyos extremos.
- b) Las subestructuras sufrieron daños asociados a movimientos de importancia de la cimentación debido a la consolidación y compactación de estratos débiles, lo cual produjo pérdidas de soporte en algunas columnas o pilas, provocando demandas extraordinarias en las otras columnas y en los estribos del puente.
- c) Se observaron fallas en las conexiones viga-columna y columna-cimentación.
- d) Se observaron fallas en las columnas debidas a fuerzas laterales y torsionales.
- e) Se observaron fallas en los conectores de la superestructura y en los dispositivos de apoyo.
- f) Se generan en el puente fuerzas sísmicas de importancia debido a las presiones en los apoyos extremos.
- g) El efecto de la interacción suelo-estructura debe incluirse en este tipo de puentes que son, por lo general, muy rígidos.

2.3 Comportamiento de las cimentaciones

Los desplazamientos permanentes de las cimentaciones de puentes por efecto de la acción sísmica se producen especialmente cuando los suelos de la cimentación son sedimentos no consolidados, depositados bajo agua. Son típicas las observaciones de Seed e Idriss [18] con ocasión del terremoto de Alaska del 27 de Marzo de 1964. A continuación se sintetizan sus conclusiones principales:

- a) No se presentó evidencia alguna de desplazamientos permanentes de cimentaciones en los casos de puentes cimentados en roca.

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

- b) La mayor parte de los puentes que sufrieron desplazamientos considerables de sus cimentaciones estaban cimentados sobre pilotes hincados en arenas o limos saturados de densidad relativa entre baja y mediana ($N < 20$).
- c) Aquellos puentes cimentados sobre pilotes que, después de atravesar capas de arena o limo de densidad relativa baja o mediana, clavaban sus puntas en estratos más duros, no se comportaron mejor que los puentes cuyos pilotes quedaron por entero en los primeros estratos. Los modos de falla fueron ligeramente diferentes, pero los desplazamientos que se produjeron fueron igualmente severos en ambos casos.
- d) Las cimentaciones en gravas o en gravas arenosas se comportaron relativamente bien.
- e) Se intentó establecer una correlación entre la severidad de los desplazamientos permanentes de las cimentaciones y la compacidad de arenas y limos. Para ello se determinó la resistencia media a la penetración en los 30 pies (9 m.) superiores del suelo. Se encontró que los desplazamientos importantes ocurrieron siempre que el índice de penetración no pasaba de 25 golpes por pie.

2.4 Comportamiento de estribos y pilas

Acortamiento del claro entre estribos. El más común de los efectos observados por los autores antes citados fue una disminución del claro entre estribos, asociada la mayoría de las veces con asentamientos del material de relleno de los terraplenes de acceso. Este problema se observa en cruces con suelos blandos, en los que frecuentemente el puente se desplanta sobre cimientos profundos (pilotes o cilindros) en tanto que el terraplén se apoya superficialmente. El asentamiento relativo del terraplén respecto al puente suele presentarse en un plazo más o menos largo desde el momento en que la obra entra en servicio. El sismo actúa como un acelerante del fenómeno producido por la insuficiente resistencia al cortante de los materiales empleados en la estructura del terraplén y por el reajuste de los suelos de cimentación por efectos de su compactación dinámica. En aquellos puentes cuya superestructura no alcanzó el colapso, se observó un pandeo del tablero por efecto del acercamiento de los estribos. En muchos de aquellos puentes con daños calificados de ligeros, se pudo observar un cierre parcial de las holguras en las juntas de expansión.

Algunas veces, el movimiento de los estribos hacia adentro se debió a que estos fueron arrastrados por desplazamientos generales de las riberas naturales hacia el centro del cauce. En otros casos, cuando las riberas eran bajas y mal definidas, la masa de suelo afectada primera

TESIS CON FALLA DE ORIGEN

mente fue la de los terraplenes de acceso que se expandieron horizontalmente, tanto en el sentido lateral como hacia el eje del álveo, provocando desplazamientos permanentes en los estribos.

En los registros de daños se citan numerosos ejemplos de inclinación de estribos asociada con la ruptura de los parapetos o muros frontales. Este tipo de falla puede resultar de un desplazamiento de las cimentaciones de los estribos hacia el eje del cauce, mientras que el movimiento del parapeto o del muro frontal era restringido por la superestructura.

Desplazamientos horizontales de las pilas. Hubo muchos casos en que las pilas (y los pilotes de sus cimentaciones) se desplazaron en la dirección del eje longitudinal del puente, especialmente cuando se trataba de las pilas vecinas a los estribos. Este tipo de movimiento debe esperarse si es que se produce la licuación del suelo de cimentación que, bajo la acción de las fuerzas horizontales inducidas por la expansión de las riberas naturales o de los terraplenes de acceso, se desplazará hacia el centro del cauce.

Una consecuencia inevitable del fenómeno recién descrito es la inclinación de las pilas extremas (vecinas a los estribos) hacia las orillas; pues, mientras la cimentación se desplaza hacia el centro del álveo, el movimiento de los extremos superiores de las pilas queda restringido por la superestructura.

También fue frecuente observar desplazamientos e inclinaciones laterales de las pilas; es decir, en la dirección perpendicular al eje del puente, tanto hacia aguas arriba como hacia aguas abajo.

Desplazamientos verticales relativos de pilas y estribos. En muchos casos, los estribos se asentaron arrastrados por los terraplenes de acceso, quedando finalmente más bajos que las pilas. En otros, se observó la situación inversa, por diferencias en la resistencia a la licuación de los suelos soportantes, o bien por fallas en el piloteo de las columnas, éstas se hundieron respecto de los estribos.

2.5 Comportamiento de las superestructuras

La conclusión general que se tiene de los daños observados en las superestructuras de puentes es de que sus elementos no sufrieron daños como consecuencia directa de la sollicitación dinámica, sino como resultado de fallas en las cimentaciones y en la subestructura. Esto último generó en algunos casos fallas de los frenos de anclaje, desplazamientos relativos en los dispositivos de apoyo y en las conexiones entre partes de la superestructura, lo cual produjo

TESIS CON FALLA DE ORIGEN

en un buen número de casos, la caída de tramos de los tableros de los puentes estudiados. Se observó además que los desplazamientos relativos alcanzaron aproximadamente un valor de 0.04 de la distancia entre centros de apoyo.

En puentes formados por varios tramos libremente apoyados de superestructura, fue frecuente observar después del sismo desplazamientos transversales relativos entre tramos adyacentes. Para prevenir este tipo de desplazamientos se colocan, desde hace algunos años, dispositivos de apoyo transversal en las coronas de estribos y pilas, llamados topes. En algunos puentes los topes resultaron ineficientes para este propósito puesto que se fracturaron bajo la acción de la fuerza sísmica lateral.

2.6 Conclusiones generales sobre daños en puentes por efecto de acciones sísmicas

A continuación se presentan las conclusiones más relevantes sobre los daños observados en puentes debido a acciones sísmicas:

a) La causa más común de los daños, especialmente en puentes bajos, es la falla de las cimentaciones, ya sea por desplazamientos excesivos de los suelos, pérdida de estabilidad o disminución de la capacidad portante de los mismos. Como consecuencia, las subestructuras pueden experimentar desplazamientos horizontales y verticales considerables, inclinarse y aun, volcarse, provocando movimientos relativos entre las partes de la superestructura o de ellas respecto a la subestructura, con la consecuente falla de los dispositivos de apoyo y anclaje, o de conexión. Incluso esos movimientos relativos pueden conducir al colapso de la estructura por la caída de una o más tramos del tablero.

b) El material de relleno de los terraplenes de acceso es capaz de ejercer grandes empujes dinámicos durante la ocurrencia de la acción sísmica. Dichos empujes, combinados con las fuerzas de inercia ejercidas por la superestructura, conducen a menudo a fallas importantes en los estribos y sus cimentaciones.

c) Es común que las alas de los estribos fallen en su conexión con el muro frontal, por efecto de excesivos empujes dinámicos del relleno. Lo usual es que esta falla vaya acompañada de asentamientos importantes del relleno como consecuencia de la compactación inducida por el movimiento vibratorio.

d) Los daños atribuibles a los efectos directos del movimiento vibratorio son menos frecuentes que los debidos a efectos dinámicos indirectos. Sin embargo, su ocurrencia no es infrecuente en puentes altos y esbeltos.

TESIS CON FALLA DE ORIGEN

//

e) En general, las superestructuras se comportan satisfactoriamente, con daños menores en juntas y conexiones, salvo cuando fallan las cimentaciones o las subestructuras.

f) Para minimizar los daños, los puentes deben ser diseñados incluyendo en forma adecuada los siguientes aspectos: la estabilidad y capacidad de los suelos de la cimentación; las características fuerza-deformación y capacidad de disipar energía de la subestructura, la superestructura y los elementos de liga; la naturaleza dinámica de la respuesta estructural; las características dinámicas de todas las fuerzas que actúan en el sistema suelo-estructura que se analice.

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

**TESIS CON
FALLA DE ORIGEN**

**TABLA 2.1 SISMOS CONSIDERADOS EN LA RECOPIACION
DE INFORMACION SOBRE COMPORTAMIENTO DE PUENTES**

SISMO	FECHA	MAGNITUD RICHTER
KANTO, Japón	1/IX/1923	7.9
CHILLAN, Chile	24/I/1939	7.3/4.0
NANKAI, Japón	21/XII/1946	8.1
FUKUI, Japón	28/VI/1948	7.3
IMAICHI, Japón	26/XII/1947	6.4/6.7
TOKACHI-OKI, Japón	4/III/1952	8.1
CONCEPCION, Chile	21/V/1960	7.5
VALDIVIA, Chile	22/V/1960	8.6
MIGAYI, Japón	30/IV/1962	6.5
ANCHORAGE, Alaska	27/III/1964	8.6
NIIGATA, Japón	16/VI/1964	7.5
LA LIGUA, Chile	28/III/1965	
EBINO, Japón	21/II/1968	6.1
TOKACHI-OKI, Japón	16/V/1968	7.9
MADANG, Papúa y Nva. Guinea	1/XI/1970	
SAN FERNANDO, California	9/II/1971	6.5
VALPARAISO-LA LIGUA, Chile	8/VII/1971	
FRIULI, Italia	16/V/1976	6.2
MIYAGI-KEN-OKI, Japón	12/VI/1978	7.4
COYOTE LAKE, California	6/VIII/1979	5.5
MEXICALI, México	15/X/1979	6.4
GREENVILLE, California	24/I/1980	5.5
MAHMOOTH LAKE, California	25/V/1980	6.7
EUREKA, California	8/XI/1980	6.6/7.1
COALINGA, California	11/II/1983	5.3
GUERRERO, México	19-21/IX/1985	8.1/7.5
LOMA FRIETA, California	17/X/1989	7.1

TIPO CON FALLA DE ORIGEN

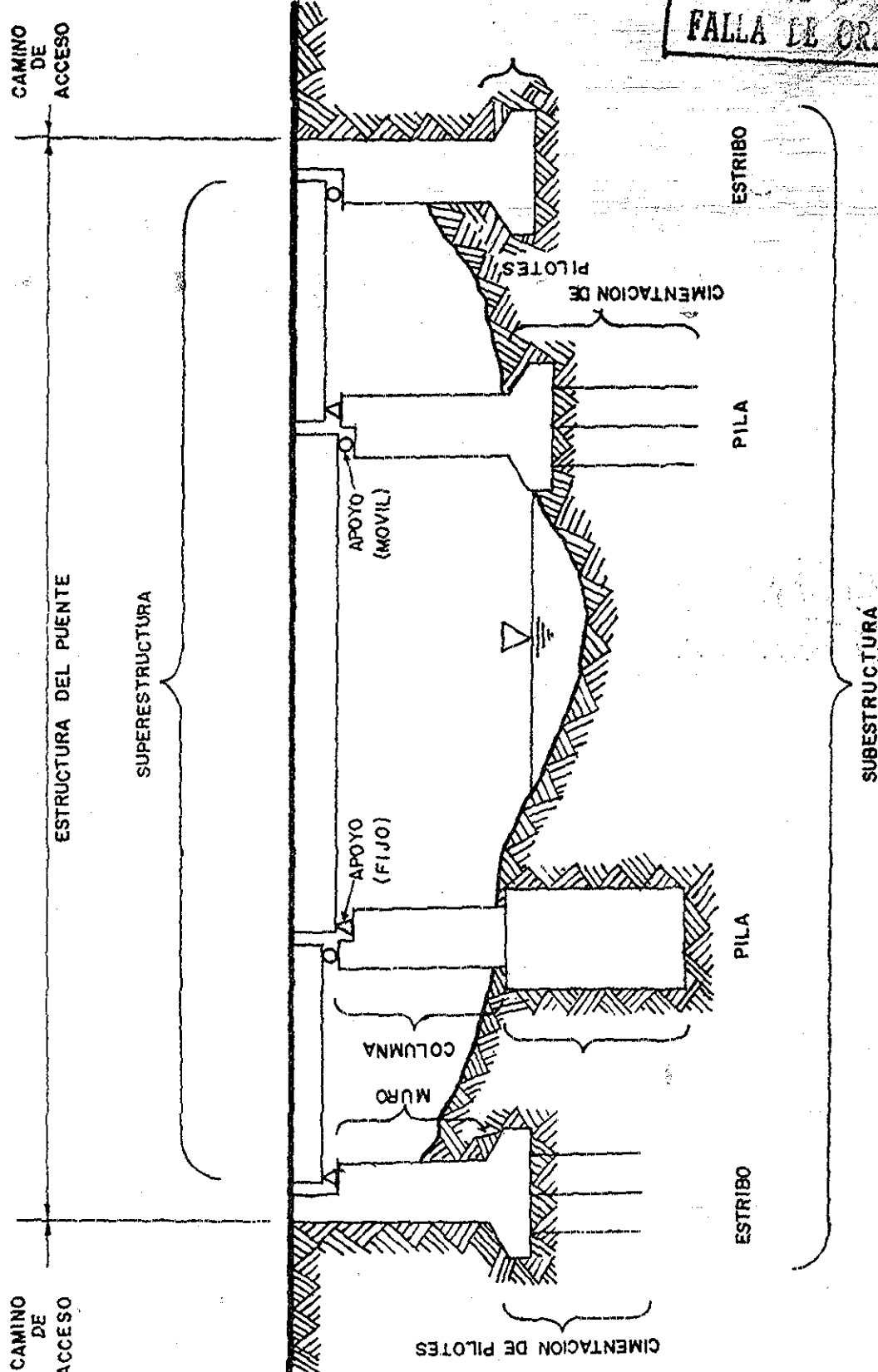


Fig. 2.1 ESQUEMA DE UN PUENTE CARRETERO TIPICO

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

3. MODELOS ANALITICOS UTILIZADOS EN EL DISEÑO SISMICO DE PUENTES

3.1 Generalidades

La predicción precisa de esfuerzos y desplazamientos inducidos en los diversos componentes de una estructura durante un movimiento sísmico intenso es la clave para mejorar el diseño sísmorresistente. La predicción de estos esfuerzos y desplazamientos en estructuras de puentes puede dividirse en los siguientes dos aspectos generales:

- 1) Determinación de la fuerza sísmica
- 2) Determinación del efecto que esta fuerza produce sobre la estructura.

Estos dos aspectos se reflejan típicamente en los procesos de diseño sísmico comunes. Este proceso está descrito en la Fig. 3.1. Las fuerzas sísmicas a las cuales estará sujeta una estructura se determinan mediante la selección del espectro de diseño de respuesta adecuado que depende del sitio donde se encuentre dicha estructura. El efecto de estas fuerzas sobre la estructura del puente se determina prediciendo la respuesta elástica de la estructura por cualquiera de los diversos métodos que existen, y

reduciendo las fuerzas elásticamente determinadas para tomar en cuenta los efectos de ductilidad estructural. Los desplazamientos elásticos se consideran, generalmente, iguales a los desplazamientos actuales.

Con la revolución causada en el análisis estructural con el advenimiento de las computadoras digitales modernas, pudiera parecer para el observador poco familiarizado con la dinámica estructural, que el segundo aspecto (la predicción de los efectos de una fuerza sísmica dada) se ha desarrollado hasta un estado que se aproxima al de una ciencia exacta. Sin embargo, este no es el caso. Una de las principales razones de esto es la escasez de datos de campo sobre la magnitud actual de esfuerzos y desplazamientos que ocurren en puentes durante un sismo intenso.

En un esfuerzo por disminuir, al menos parcialmente, esta ausencia de datos, en algunas universidades se realizaron investigaciones sujetando modelos de diferentes estructuras a efectos sísmicos simulados en una mesa vibratoria. Los datos obtenidos de estos experimentos fueron correlacionados con los resultados de sofisticados programas de computación orientados a la investigación y desarrollados específicamente para predecir la respuesta sísmica de estructuras de puentes. Estos estudios dieron como resultado un mejoramiento sustancial en los algoritmos utilizados para calcular la respuesta no lineal de las estructuras.

Sin embargo, muchos diseñadores no tienen acceso al tipo de computadoras empleado e utilizan programas que no son tan sofisticados como los mencionados anteriormente. Por consiguiente, en la práctica, los esfuerzos y desplazamientos se determinan por medios más aproximados, los cuales emplean varias hipótesis simplificadoras. Con la escasez de datos de campo, la evaluación de estos procedimientos a menudo puede hacerse por comparación con los planteamientos analíticos más sofisticados que se conocen para mejorar la precisión del modelo.

En este capítulo se hace una revisión de los métodos utilizados comúnmente para predecir la respuesta de estructuras de puentes a una fuerza sísmica dada. Se incluye una evaluación de las técnicas de fuerza lateral equivalente y de espectro de respuesta para la determinación de los efectos sísmicos sobre estructuras de puentes.

3.2 Métodos de fuerzas estáticas equivalentes

El desarrollo de un planteamiento realista simplificado de fuerza estática equivalente para el análisis dinámico de puentes que fuese suficiente para el diseño final de puentes sencillos y también pudiera utilizarse para diseño

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

preliminar de puentes más complejos, es conveniente por las siguientes razones:

- 1) Es una extensión de lo que se usa comúnmente y sería fácil de implementar
- 2) No requiere de una computadora
- 3) Es rápido y fácil de aplicar

La determinación de la respuesta sísmica mediante el método de la fuerza lateral equivalente involucra tres etapas:

- 1) Cálculo del periodo del primer modo de vibración de en la dirección que se considera
- 2) Obtención del correspondiente coeficiente de respuesta sísmica "C".
- 3) Distribución de la fuerza sísmica estática equivalente resultante en los elementos de la subestructura.

3.2.1 Método del Péndulo Invertido

Anteriormente, la determinación del periodo y de la distribución de la fuerza sísmica se realizaba aplicando simplemente las fórmulas de los reglamentos. La idealización para el Método del Péndulo Invertido implica las siguientes hipótesis simplificadoras acerca del comportamiento dinámico de un puente (Fig. 3.2):

- 1) Cada marco vibra en su propio periodo natural, independientemente de los otros marcos
- 2) Las rigideces transversales a flexión y torsión de la superestructura no contribuyen a la rigidez de sistema

Hay varias hipótesis sobresimplificadoras obvias en este planteamiento. Aún para puentes de geometría sencilla, las hipótesis son un tanto erróneas. Las imprecisiones en el cálculo del periodo estructural dan como resultado valores irreales para la fuerza sísmica estática equivalente. En adición, la distribución de esta fuerza está equivocada. La principal ventaja de esta técnica es su facilidad y sencillez de aplicación.

3.2.2 Método de la Carga Uniforme

Para superar las deficiencias del Método del Péndulo Invertido, se desarrolló un planteamiento empírico llamado el Método de la Carga Uniforme, con los siguientes objetivos:

- 1) Mantener la continuidad de la superestructura al determinar el periodo natural del sistema.
- 2) Distribuir la fuerza sísmica a todos los elementos componentes del puente.
- 3) Permitir, para facilidad de aplicación, el uso de

TESIS CON FALLA DE ORIGEN

coeficientes sísmicos de diseño y técnicas de análisis estático.

Los pasos en el planteamiento del Método de la Carga Uniforme pueden resumirse de la siguiente manera:

- 1) Aplicar una carga uniforme horizontal (tomada comúnmente como la unidad) en la estructura, en la dirección de vibración como se muestra en la Fig. 3.3.
- 2) Realizar un análisis estático de la estructura para determinar los desplazamientos resultantes y las fuerzas en los elementos debidas a la aplicación de la carga uniforme.
- 3) Ajustar los desplazamientos máximos a 1cm. Utilizando este factor de ajuste, corregir la carga uniforme para que corresponda a un desplazamiento máximo de 1cm.
- 4) Multiplicar la carga uniforme ajustada por la longitud de la estructura. Este es el valor de la rigidez la cual, junto con la carga muerta total de la estructura, puede utilizarse para calcular el periodo fundamental transversal de la estructura.
- 5) Determinar el coeficiente sísmico "C" de los espectros de diseño, después de haber obtenido el periodo de la estructura.
- 6) Determinar la fuerza sísmica total que actúa sobre la estructura combinando el coeficiente sísmico con el factor de ductilidad y la carga muerta total.
- 7) Convertir la fuerza sísmica total en una carga uniforme equivalente.
- 8) Determinar las fuerzas en los elementos debidas a la carga sísmica uniforme, distribuir las fuerzas en los elementos.

Se hizo un intento para clasificar los tipos de estructuras que pudieron analizarse con precisión por el Método de la Carga Uniforme. Se encontró que el parámetro más importante para la clasificación de las estructuras fue la rigidez relativa entre la superestructura y la subestructura. Con el fin de cuantificar este parámetro se estableció un índice de rigidez.

El Índice de Rigidez relaciona la contribución relativa de las columnas con la rigidez transversal de la estructura completa. Como se ilustra en la Fig. 3.4, el Índice se encuentra tomando la relación de la rigidez transversal de la estructura completa, incluyendo las columnas, con la rigidez de la superestructura sola, actuando como una viga simple.

Con base en los datos considerados, se observó que el Método de la Carga Uniforme puede conducir a resultados precisos para estructuras con ciertas características. Estructuras continuas sobre una planta recta pueden anali

zarse, generalmente, utilizando este planteamiento con tal que el Índice de Rigidez sea 2 o menor. Sin embargo, para estructuras con un índice de Rigidez mayor que 2, solamente aquellas con longitudes balanceadas de claros y rigideces iguales en las columnas pudieron analizarse con precisión. Este método no fue satisfactorio para estructuras con soportes inclinados, articulaciones intermedias o plantas curvas.

Puesto que hay varias limitaciones en el Método de la Carga Uniforme y ya que requiere generalmente un análisis de marco espacial, existe una necesidad para desarrollar medios sencillos, pero efectivos, para aplicar el planteamiento de la fuerza estática equivalente a estructuras de puentes.

3.2.3 Método de la Coordenada Generalizada

Otro planteamiento de fuerza estática equivalente, que parece promisorio, puede utilizarse para determinar el período y la respuesta sísmica de ciertos tipos de puentes mediante la aplicación de principios de energía de deformación a un sistema generalizado de un grado de libertad. Este método está basado en la premisa de que la forma de la configuración deformada de la estructura puede ser supuesta y expresada en términos de un sistema de coordenada generalizada simple. Los modos longitudinal y transversal de vibración pueden separarse en dos sistemas generalizados de un grado de libertad.

Para el modo longitudinal de vibración el desplazamiento estructural es caracterizado por el comportamiento de un tablero rígido, forzando a todas las columnas para que tengan desplazamientos longitudinales iguales, como se muestra en la Fig. 3.5. Este es el planteamiento clásico que se había utilizado en el pasado para determinar la fuerza sísmica longitudinal para diseño.

El modo transversal de vibración es más complejo en que los desplazamientos transversales de las columnas no son iguales sino más bien son funciones de su posición a lo largo de la superestructura como se muestra en las Figs. 3.6 y 3.7.

En adición a esto, la superestructura continua soportará momentos flexionantes haciendo así una contribución a la energía potencial del sistema.

La confiabilidad de este método depende de la capacidad para predecir y definir la forma modal de la estructura. La aplicación efectiva de esta técnica también requiere que un modo domine en cada dirección. Afortunadamente, la mayoría de los puentes que se diseñan actualmente satisfacen ambos requisitos.

TESIS CON FALLA DE ORIGEN

14

El método puede aplicarse a puentes de tableros rígidos con no más de una articulación intermedia y con las siguientes características:

- 1) Alinamiento recto o casi recto.
- 2) Relación longitud/ancho del tablero menor que 15.
- 3) Ángulos de inclinación de los estribos y soportes menores que 20° .

El planteamiento básico del método está delineado, por los siguientes pasos:

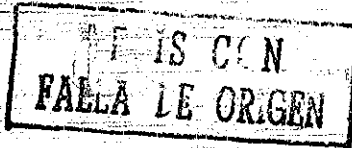
- 1) Suponer el periodo de vibración fundamental y definir una coordenada generalizada en la posición del desplazamiento máximo en la dirección considerada.
- 2) Calcular el trabajo virtual hecho por las fuerzas externas y las fuerzas internas cuando la estructura vibra a través de un desplazamiento virtual unitario en las coordenadas generalizadas supuestas.
- 3) Igualar el trabajo externo e interno a cero y resolver para el periodo de la estructura del modo predominante en términos de la "Masa Generalizada" y la "Rigidez Generalizada".
- 4) Determinar el coeficiente sísmico del espectro de respuesta.
- 5) Determinar el factor de excitación sísmica y la escala del coeficiente sísmico.
- 6) Determinar el desplazamiento máximo generalizado.
- 7) Determinar las fuerzas individuales en las columnas utilizando el desplazamiento generalizado calculado.
- 8) Calcular las fuerzas en los elementos, aplicar factores de ductilidad y diseñar el elemento.

Debe notarse que los primeros tres pasos se utilizan únicamente para el desarrollo de las fórmulas. El diseñador no necesita repetir estos pasos para cada diseño puesto que están implícitos en el uso de las fórmulas.

Este planteamiento se comprobó en varios puentes, los cuales habían sido previamente analizados por la técnica del espectro de respuesta. En la mayoría de los casos donde este planteamiento pudo ser aplicado, los resultados fueron aproximados con los obtenidos del análisis del espectro de respuesta. En casi todos los casos la comparación fue mejor que la obtenida utilizando, ya sea el Método de la Carga Uniforme o el Método del Péndulo Invertido.

Si bien el planteamiento de coordenada generalizada al método de la fuerza estática equivalente no es utilizado ampliamente, parece ser un progreso claro sobre los otros dos métodos.

**TESIS CON
FALLA DE ORIGEN**



3.3 Métodos de análisis dinámico.

Hay varios factores que han hecho más conveniente el uso de métodos que consideren de una manera más realista el comportamiento dinámico de los puentes y que involucren el uso de análisis más refinados. Algunos de estos factores son:

- 1) La geometría de las plantas, las condiciones de apoyo y las restricciones poco usuales de muchas estructuras de puentes de un sistema carretero moderno requieren idealizaciones tridimensionales más refinadas para obtener resultados realistas.
- 2) Se dispone ahora de computadoras de gran capacidad para llevar a cabo un análisis dinámico con las idealizaciones que se requieran del modelo.

Las principales técnicas que se emplean para el análisis dinámico son [7]:

- 1) Integración paso a paso de las ecuaciones de movimiento.
- 2) Análisis modal normal.
- 3) Técnicas de espectro de respuesta.

La integración paso a paso proporciona el análisis más consistente y completo de cualquier movimiento sísmico dado. Se aplica una función excitadora dependiente del tiempo (acelerograma del sismo) y se calcula la correspondiente historia de respuesta de la estructura durante el sismo. Esto quiere decir que pueden obtenerse los diagramas de momento y fuerzas en cada uno de los intervalos prescritos a través del movimiento aplicado. El comportamiento lineal rara vez se analiza por integración directa, a menos que esté implicado un acoplamiento entre modos. En principio, esta es la técnica de análisis dinámico más completa pero, su costo es aún elevado.

Existen varios procedimientos de integración paso a paso. Generalmente, la historia de respuesta está dividida en incrementos de tiempo muy cortos, cada uno de los cuales supone que la estructura es linealmente elástica. Entre cada intervalo, las propiedades de la estructura son modificadas para ajustarse al estado de deformación correspondiente. En otras palabras, la respuesta no lineal se obtiene como una secuencia de respuestas lineales de sistemas que difieren sucesivamente. A continuación se describe un método de integración paso a paso. En cada incremento de tiempo se hacen los siguientes cálculos:

- a) Se calcula la rigidez de la estructura para ese incremento, basándose en el estado de desplazamiento existente al principio del incremento.

- 21
- b) Se calculan los cambios de desplazamiento suponiendo que las aceleraciones varían linealmente durante el intervalo.
 - c) Estos cambios de desplazamiento se suman al estado de desplazamientos que se tenía al principio del intervalo, para obtener los desplazamientos al final del intervalo.
 - d) Se calculan los esfuerzos correspondientes a los desplazamientos totales.

El análisis modal normal es una técnica más limitada que la anterior, ya que depende de la separación artificial de los modos normales de vibración y de combinación de fuerzas y desplazamientos asociados por superposición con un número elegido de ellos. Al igual que las técnicas de integración paso a paso, pueden aplicarse a la estructura los acelerogramas de sismos reales y con ello determinar una historia de esfuerzos aunque, debido al uso de la técnica de superposición, estará limitada al comportamiento lineal del material. Aunque el análisis modal puede proporcionar cualquier grado de precisión para el comportamiento lineal, incorporando todas las respuestas modales, usualmente dicha aproximación se realiza empleando solamente los primeros modos, con objeto de ahorrar tiempo de cálculo.

La técnica del espectro de respuesta es en realidad un caso especial, simplificado, del análisis modal. Los modos de vibración se determinan, en periodo y forma, de la manera usual y las magnitudes de respuestas máximas correspondientes a cada modo se obtienen con referencia a un espectro de respuesta. Una vez hecho lo anterior se emplea una regla arbitraria para superponer las respuestas de los distintos modos. Los momentos y fuerzas resultantes en la estructura, corresponden a las envolventes de valores máximos más que a un conjunto de valores existentes simultáneamente.

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

22

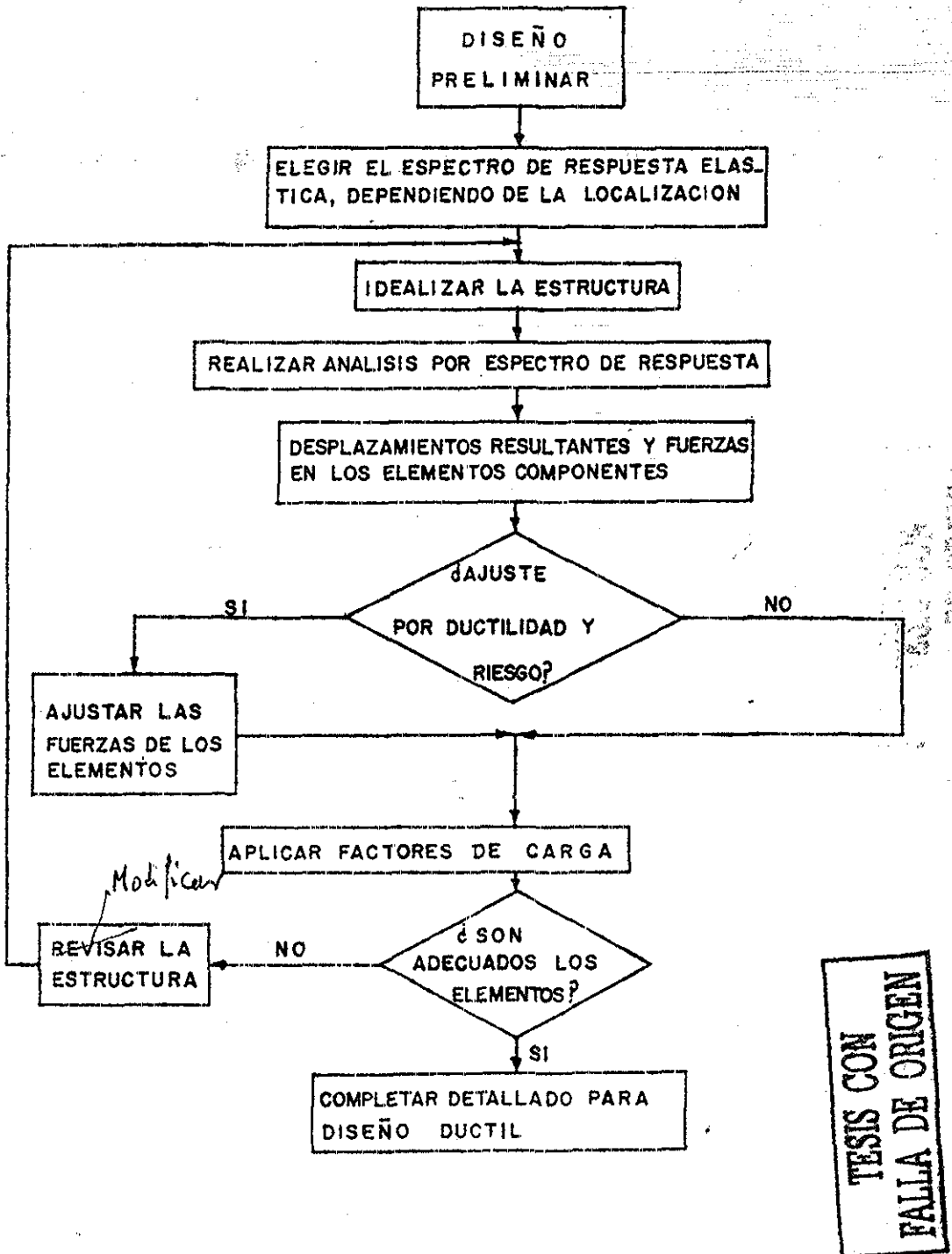
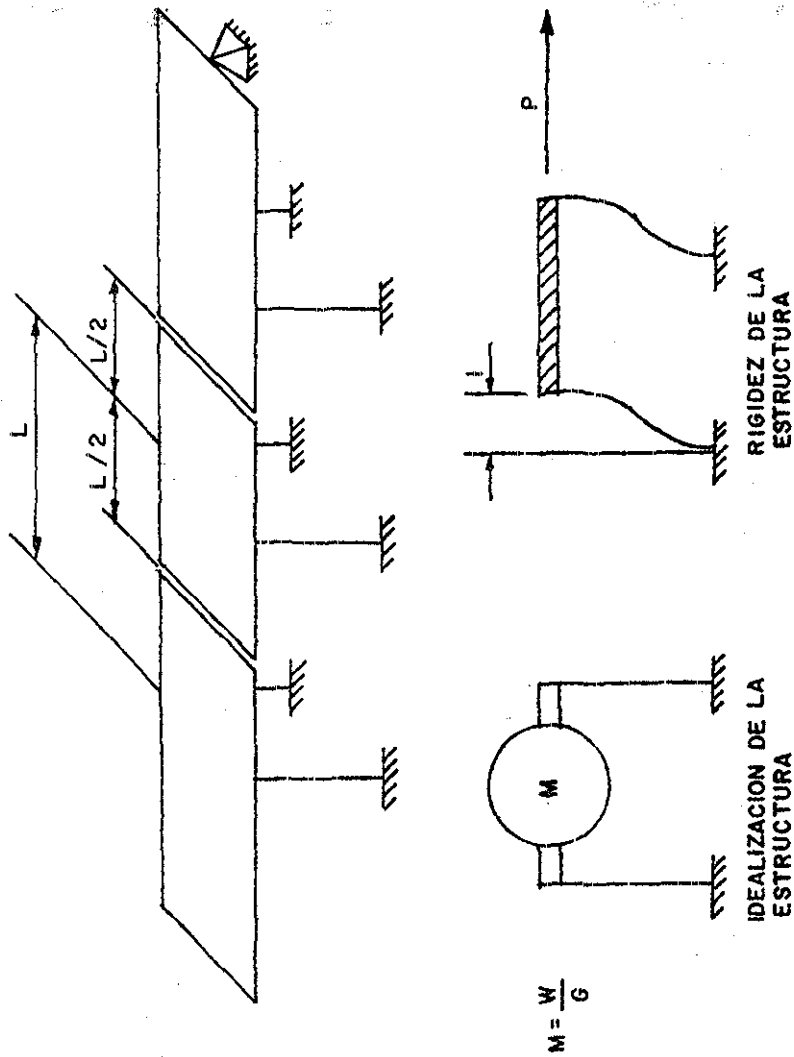
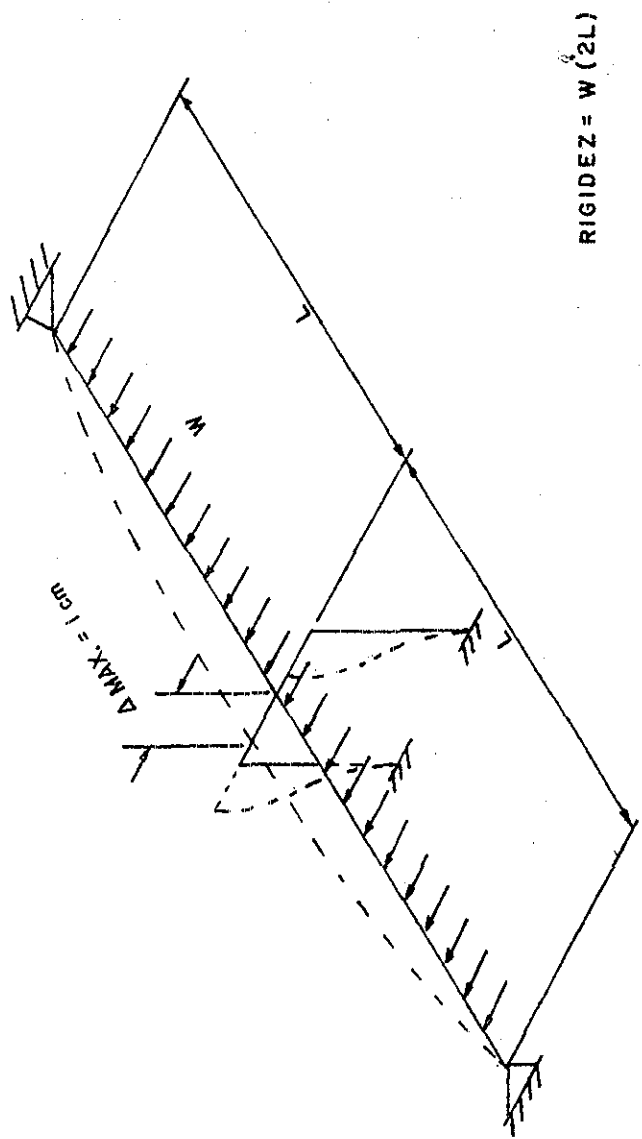


Fig. 3.1 EL PROCESO DE DISEÑO SISMICO



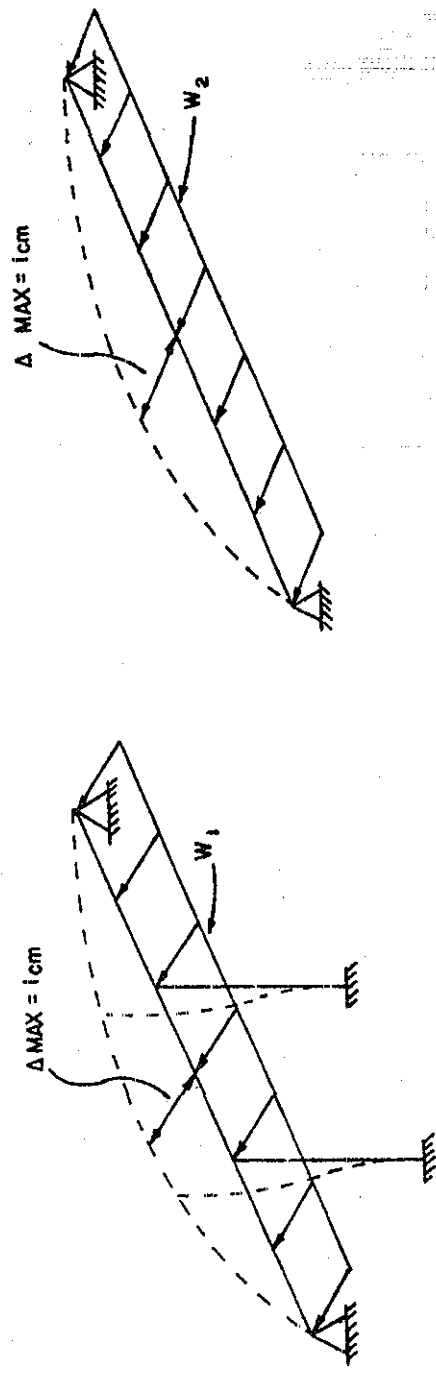
TESIS CON
A DE ORIGEN

Fig. 3.2 METODO DEL PENDULO INVERTIDO



TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

Fig. 3.3 METODO DE LA CARGA UNIFORME



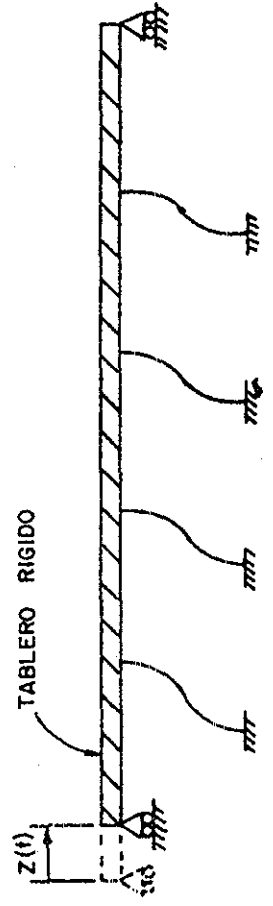
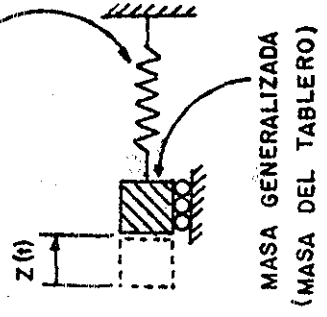
$$\text{INDICE DE RIGIDEZ} = \frac{W_1}{W_2}$$

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

Fig. 3.4 DEFINICION DE INDICE DE RIGIDEZ

92

RIGIDEZ GENERALIZADA
(SUMA DE LAS RIGIDECES A CORTANTE DE LAS COLUMNAS)

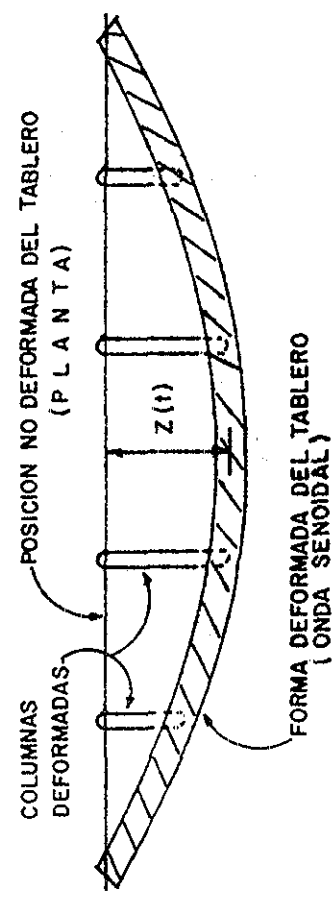
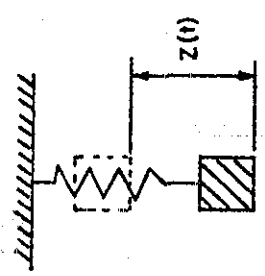


SISTEMA GENERALIZADO
DE UN GRADO DE LIBERTAD

FORMA MODAL SUPUESTA

TESIS CON
TALLA DE ORIGEN

Fig. 3.5 METODO DE LA COORDENADA GENERALIZADA
Modo Longitudinal

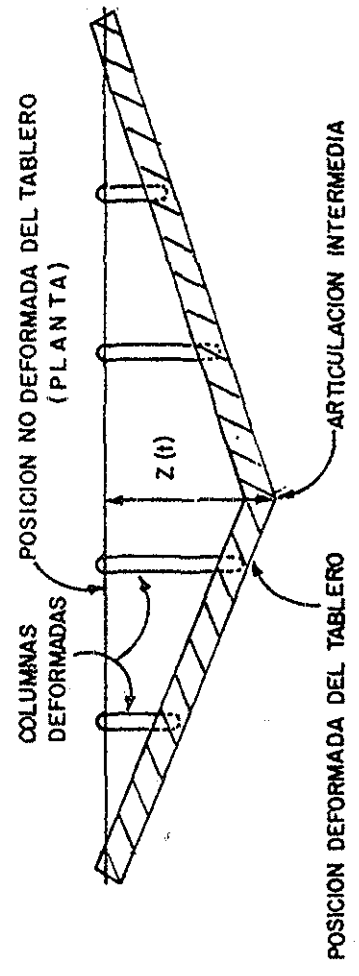
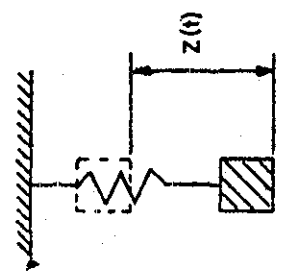


FORMA MODAL SUPUESTA

TESIS CON FALLA DE ORIGEN

Fig. 3.6 METODO DE LA COORDENADA GENERALIZADA Modo Transversal (Tablero continuo)

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN



FORMA MODAL SUPUESTA

Fig. 3.7 METODO DE LA COORDENADA GENERALIZADA
Modo Transversal (Articulación Intermedia)

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

4. CRITERIOS DE DISEÑO SISMICO DE PUENTES

4.1 Criterio de diseño de Nueva Zelanda

En Nueva Zelanda existen dos procedimientos de diseño sísmico de puentes, uno es el establecido en la norma oficial del Ministerio de Obras y Desarrollo en 1978 [22] y el otro es el propuesto por la Sociedad Nacional de Ingeniería Sísmica en 1980 [24] y que no tiene carácter legal. En este trabajo se hará referencia únicamente al segundo procedimiento, por considerar que es el más actualizado.

El criterio recomendado por las normas de diseño sísmico de puentes, se basa en la necesidad de que las comunicaciones deben ser mantenidas a un nivel apropiado de operación después de todos los sismos. Idealmente, esto debería obtenerse asegurándose que haya una probabilidad aceptablemente pequeña de que ocurra daño durante la vida de la estructura en tres amplios niveles de intensidad de movimientos sísmicos. Los tres niveles se definen como sigue:

- a) En sismos con periodo de retorno menor del 50% de la vida del puente, y por lo tanto con probabilidad de ocurrir varias veces durante su vida, el daño para este evento debe ser mínimo y las comuni

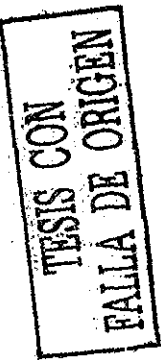
- caciones no deben ser interrumpidas.
- b) En sismos con periodos de retorno entre el 50% y el 150% de la vida del puente, puede ocurrir daño considerable, pero el puente no debe colapsarse. El puente debe ser utilizable por tránsito de emergencia después de reparaciones sencillas y rápidas, y debe ser capaz de permitir reparaciones permanentes para un nivel aceptable de cargas vehiculares y sísmicas. La amplitud a la cual esto sea permitido será determinada por la autoridad competente.
- c) En sismos con periodos de retorno mayores que el 150% de la vida del puente, el daño puede ser extenso, pero el puente no debe colapsarse. Debe ser utilizable por tránsito de emergencia después de reparaciones provisionales y debe ser útil para usarse, quizás en un nivel bajo de carga vehicular, después de reparaciones permanentes.

Como sería impráctico analizar el comportamiento de las estructuras en los tres niveles de carga en cada caso, se recomienda que solamente se deba considerar el nivel (b) para diseños de rutina. Es de esperarse que si el criterio de diseño para este nivel de carga se satisface, el comportamiento en los otros niveles descritos puede ser satisfactorio también.

Evaluación de la fuerza de diseño sísmico La fuerza de diseño sísmico se basa en una envolvente de la respuesta elástica de estructuras a sismos con un periodo de retorno específico, en la zona sísmica apropiada. Se ha supuesto un porcentaje específico del amortiguamiento crítico en la determinación de las envolventes.

En la mayoría de los casos se considera antieconómico diseñar una estructura de puente para resistir sismos intensos sin proveerla de medios para disipar las grandes cantidades de energía que le serán comunicadas por la acción sísmica. Si puede llevarse a cabo la disipación de energía, las fuerzas de diseño sísmico serán menores que las fuerzas de inercia de la respuesta elástica. En consecuencia, se recomienda que el diseño deba, generalmente, aspirar a proveer medios confiables de disipación de energía, ya sea detallando ciertos elementos estructurales (usualmente las pilas) para que sean dúctiles, o bien, proveyendo mecanismos suplementarios disipadores de energía.

Vida de útil y periodo de retorno del sismo. Caso general bajo sismo de diseño. La vida de útil no es, normalmente, un parámetro que sea específicamente establecido en los criterios comunes de diseño, pero se considera que 100 años es un valor razonable para utilizarse con este propósito para la mayoría de los puentes en circunstancias normales. La combinación de esta vida con un periodo de retorno



del sismo de 150 años satisfará por consiguiente el criterio del nivel (b) antes mencionado. Esta combinación se considera adecuada por las siguientes razones:

- a) Produce un nivel de fuerza de diseño sísmico similar a la comúnmente en uso. Por experiencia se ha encontrado que la capacidad para resistir este nivel puede obtenerse a un costo razonable (5 a 10% del costo total del puente), con tal de que el diseñador lo considere al principio del diseño.
- b) El riesgo de daño, y el costo asociado de reparación durante la vida del puente diseñado para este nivel se considera que es aceptable.
- c) La combinación de un periodo de retorno de 150 años con una vida útil de 100 años implica una probabilidad de aproximadamente 0.5 de que el sismo de diseño será excedido durante la vida de la estructura

Caso general bajo sismos intensos. Si las estructuras son diseñadas para satisfacer los requisitos del nivel (b), se espera que también satisfarán los requisitos del nivel (c). Durante estos sismos intensos con periodos de retorno largos, habrá un incremento en la demanda de disipación de energía pero es de esperarse que esta demanda pueda ser satisfecha por una estructura bien diseñada. Esto es una consecuencia de los siguientes factores:

- a) Las resistencias reales de los elementos resistentes a los sismos son probablemente mayores que las supuestas por el diseño, porque seguramente estarán basadas en las resistencias mínimas probables del material y el uso de factores de reducción de resistencia. Los efectos de endurecimiento por deformación del acero y confinamiento del concreto incrementan aún más las resistencias reales.
- b) Debido al mayor movimiento entre elementos estructurales y al movimiento de las cimentaciones en el terreno es probable que el amortiguamiento sea mayor que el supuesto.
- c) Bajo la acción de un sismo muy fuerte, es probable que ocurra una amplia pérdida del recubrimiento de concreto, de ese modo se alarga el periodo natural de vibración y, usualmente, se reduce la respuesta estructural.
- d) El factor de ductilidad de desplazamiento, el cual usa el diseñador para determinar la fuerza de diseño será el valor mínimo confiable. En la realidad, para un puente bien diseñado y detallado, es probable que se alcance valor más grande.

TESIS CON FALLA DE ORIGEN

El proceso de diseño Es evidente, que la evaluación de la fuerza sísmica de diseño es solo una parte del proceso de diseño. Deben considerarse muchos problemas relacio

nados y los resultados deben integrarse para realizar un diseño eficiente. Hay tres requisitos básicos:

1. Concepción. El primer requisito es la capacidad para concebir en detalle la forma estructural óptima. El proceso incluirá un cierto número de consideraciones específicas, cuyos efectos sobre el comportamiento del puente deben evaluarse también. El diseñador no deberá olvidar que aún pensando en que las consideraciones sísmicas pueden regir muchas partes de la estructura, su función primordial siempre es soportar la carga viva:

2. Análisis. El segundo requisito es la capacidad analítica de estimar la respuesta de la estructura. En muchos casos esto es difícil, en particular, la evaluación de la interacción suelo-estructura, la cual requiere de conocimientos teóricos considerables. A pesar de la complejidad del análisis, es preferible elegir una forma estructural simple, ya que el comportamiento de tal estructura podrá predecirse con más precisión.

3. Detallado. Finalmente, el puente debe ser detallado cuidadosamente de tal manera que todas las partes de él se comporten adecuadamente y de acuerdo con las intenciones del diseñador. Esto implicará la capacidad de elegir los elementos disipadores de energía y, diseñarlos y detallar los adecuadamente; y que todos los demás elementos estructurales sean provistos con la suficiente resistencia para que los medios elegidos de disipación de energía puedan funcionar durante las deformaciones que puedan presentarse. Un aspecto igualmente importante del detallado es el referente a las juntas de expansión, particularmente aquellas que están destinadas a aceptar movimientos sísmicos traslacionales, los cuales son a menudo grandes en comparación con los resultantes de efectos que alteran la longitud. El diseño económico de juntas para satisfacer ambos requisitos requiere de un cuidado extremo.

PROCESO DE DISEÑO: En términos generales los pasos que se siguen para el diseño sísmico de puentes según el criterio de la Sociedad Nacional de Ingeniería Sísmica de Nueva Zelanda son:

1) Dependiendo de la zona en la cual se encuentre el puente se determina el coeficiente de fuerza básica $C_{H\mu}$. Para las zonas A y C definidas en la Fig. 4.1, los valores de $C_{H\mu}$ pueden obtenerse directamente de las Figs. 4.2 y 4.4 respectivamente. Para la zona de transición B, $C_{H\mu}$ es el producto de un coeficiente geográfico β de la Fig. 4.1 y de el coeficiente $A_{H\mu}$ de la Fig. 4.3. Esto es, para la zona B:

$$C_{H\mu} = \beta A_{H\mu} \quad (4-1)$$

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

Para el uso de las Figs. 4.2, 4.3 y 4.4 se requiere conocer el factor de ductilidad de desplazamiento estructural μ , (Fig. 4.5) que se define como la relación del desplazamiento máximo bajo el sismo de diseño entre el desplazamiento teórico en el límite de fluencia del acero, ambos medidos en el centro de masa. Además se requiere conocer el periodo fundamental de la estructura, que deberá basarse en el momento de inercia de la sección agrietada de las pilas y deberá incluir los efectos adicionales de deformaciones en cimentaciones y apoyos.

2) Se determina el coeficiente de periodo de retorno Z_H de la Tabla 4.1, el cual deberá basarse en la vida de diseño del puente y el riesgo aceptable de ocurrencia del sismo de diseño durante dicha vida de diseño.

3) Se calcula la fuerza cortante sísmica basal H de acuerdo con la siguiente expresión:

$$H = C_H \mu \cdot Z_H \cdot M \cdot g \quad (4-2)$$

donde: M es la masa que se supone, participa en el grado de libertad horizontal de libertad. Esto normalmente excluirá a la masa debida a la carga viva.

g es la aceleración de la gravedad.

4) Se recomienda que el análisis estructural y el procedimiento de diseño para estructuras en las cuales se propongan o sean probables articulaciones plásticas comprenda dos etapas:

a) Diseñar las secciones donde se presenten las articulaciones plásticas para que tengan la mínima resistencia a flexión requerida.

(I) Determinar la forma estructural y elegir las posiciones deseadas de las articulaciones plásticas para permitir que se desarrolle un mecanismo plástico.

(II) Realizar un análisis con las cargas y combinaciones especificadas.

(III) Por consiguiente determinar las mínimas resistencias flexionantes requeridas para articulaciones plásticas. Diseñar estas secciones para que tengan la resistencia nominal para cumplir estos requisitos.

b) Diseñar todas las secciones que no sean articulaciones plásticas por cortante y flexión. Diseñar las articulaciones plásticas por cortante.

(I) Calcular la "sobrerresistencia" a flexión de las articulaciones plásticas como fueron diseñadas en a).

(II) Analizar la estructura suponiendo que todas las articulaciones plásticas han desarro

TESIS CON FALLA DE ORIGEN

llado su capacidad de "sobrerresistencia" a flexión. Determinar los requisitos de cortante y flexión para todas las secciones que no sean articulaciones plásticas y diseñarlas de acuerdo. Diseñar las articulaciones plásticas por cortante.

5) Si el sistema estructural puede ser considerado como un oscilador de un grado de libertad, los máximos desplazamientos sísmicos pueden obtenerse de la expresión:

$$\Delta_{\mu} = C_{\Delta\mu} \cdot Z_H \quad (4-3)$$

donde $C_{\Delta\mu}$ = coeficiente básico de desplazamiento de las figuras 4.6 o 4.8 para las zonas A y C respectivamente.

Z_H = coeficiente de la Tabla 4.1 que corresponde al periodo de retorno del sismo.

Para la zona B, el valor de $C_{\Delta\mu}$ que se utiliza en la Ec. (4-3) es el producto de coeficiente de desplazamiento intermedio $A_{\Delta\mu}$ de la Fig. 4.7 y el coeficiente geográfico β de la Fig. 4.1. Esto es, para la zona B, μ se obtiene mediante la expresión:

$$\Delta_{\mu} = \beta \cdot A_{\Delta\mu} \cdot Z_H \quad (4-4)$$

6) Diseñar los estribos y las cimentaciones y detallar la estructura para que tenga un comportamiento adecuado.

TEJAS CON FALLA DE ORIGEN

4.2 Criterio de diseño de Japón

El diseño sísmico de puentes carreteros en Japón se hace de acuerdo con las normas, de la Asociación Japonesa de Caminos [M]. Estas se aplican al diseño de puentes con claros no mayores de 200 m. Las especificaciones estipulan básicamente el empleo de dos métodos para la determinación de los coeficientes de diseño sísmico. Uno es el método del coeficiente sísmico convencional que se aplica al diseño de estructuras relativamente rígidas. El otro es el método del coeficiente sísmico modificado que considera la respuesta estructural y que se aplica al diseño de puentes que tengan pilas flexibles y periodos de vibración largos (mayores que 0.5 seg.). El factor de amplificación β que se emplea en este método es dependiente de las condiciones del terreno y del periodo fundamental del puente.

Puesto que los efectos del subsuelo deben ser predominantes en el cálculo del periodo fundamental, en especial para puentes con pilas cortas, se estipula que dichos efectos se considerarán en los puentes que estén construidos en terrenos suaves. Se recomienda la siguiente ecuación para determinar el periodo fundamental:

$$T = 2 \cdot \delta \quad (4-5)$$

donde T: Período fundamental en segundos del sistema que consiste de la subestructura y la sección de la superestructura soportada.

δ : Desplazamiento horizontal máximo (en metros) de la pila cuando se sujeta a la carga muerta de la superestructura más el 80% del peso de la subestructura sobre la superficie del terreno supuesta en el diseño.

El coeficiente sísmico de diseño para una estructura rígida se determina sistemáticamente dependiendo de la localización geográfica del puente, las condiciones del terreno en cada subestructura y la importancia del puente. En el caso de estructuras flexibles el coeficiente se determina dependiendo del periodo natural fundamental de cada sistema estructural. Por otra parte, el coeficiente sísmico vertical por lo general se considera igual a cero, excepto para porciones especiales tales como los soportes de apoyo; también, se considera como cero el coeficiente sísmico horizontal de diseño para partes estructurales, agua y suelos que se encuentren abajo de la superficie del terreno.

Se presta especial atención a estratos de suelos muy suaves y a estratos de suelos vulnerables a la licuación durante sísmos. La capacidad de soporte de estos estratos se desprecia en el diseño, con el fin de asegurar una alta resistencia sísmica para las estructuras que se construyan

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

en este tipo de estratos.

También se tiene especial cuidado en el diseño de detalles estructurales, en consideración de los daños experimentados en estructuras de puentes en sismos ocurridos anteriormente. Con el fin de disminuir los daños se especifican normas para soportes de apoyo y para mecanismos que prevengan la caída de los claros de puentes.

Una característica de las especificaciones es la determinación de la clasificación de las condiciones del terreno, las cuales eran determinadas anteriormente de acuerdo con las condiciones geológicas del sitio. Sin embargo, puesto que la respuesta del terreno durante sismos debería ser, generalmente, en gran parte afectada por el periodo fundamental del terreno, se considera más razonable clasificar los terrenos dentro de grupos en términos del periodo del terreno. En consecuencia, las condiciones del terreno se clasifican en cuatro grupos; se estipula que el valor característico del terreno T_g sea calculado principalmente según la ecuación:

$$T_g = \sum_i 4H_i / V_{s_i} \quad (4-5)$$

en donde T_g : Periodo fundamental del terreno (seg.)
 H_i : Espesor del i-ésimo estrato de subsuelo (m.)
 V_{s_i} : Velocidad de la onda de cortante del i-ésimo subsuelo a baja deformación (cerca de 10^{-4} %)

En cuanto a las velocidades de las ondas de cortante, se recomienda que sean medidas directamente a través de investigaciones en el sitio. Se especifica que la roca basal para la determinación de T_g sea el estrato de suelo que tenga una velocidad de onda de cortante a baja deformación igual o mayor a 280 m/seg y que no tenga estratos inferiores que presenten velocidades de onda de cortante significativamente menores.

El valor característico T_g implica un periodo natural del subsuelo a nivel de baja deformación. La clasificación de T_g mostrada en la Tabla 4.2 se propuso en base a análisis sísmicos numéricos de varios tipos de subsuelos. Tales análisis revelaron que el periodo natural T_g del subsuelo a nivel de deformación alta, que debería esperarse que ocurra durante sismos intensos, puede obtenerse aproximadamente con la siguiente ecuación:

$$T_s = 1.25T_g \quad (4-7)$$

La Fig. 4.9 muestra los resultados representativos de análisis que indican una relación entre el valor característico T_g y el espesor de los depósitos de suelo. La clasificación de las condiciones del terreno determinada por el

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

valor característico T_g como se muestra en la Tabla 4.2 puede estimarse también por el espesor de los estratos aluviales y diluviales. Por consiguiente se recomienda el uso de esta relación para clasificar las condiciones del terreno cuando T_g no se pueda obtener.

Con respecto a los movimientos sísmicos utilizados en los análisis de respuesta dinámica, los principales aspectos son los siguientes:

1) El análisis de respuesta sísmica se aplicará a aquellos puentes que sean diseñados ya sea por el método del coeficiente sísmico o el método del coeficiente sísmico modificado, con el fin de investigar con precisión la resistencia sísmica del puente en términos de ductilidades y capacidades máximas en los apoyos. El análisis de respuesta sísmica es necesario en aquellos puentes que tengan sistemas estructurales que sean significativamente diferentes a los supuestos en los métodos del coeficiente sísmico y del coeficiente sísmico modificado, puentes que tengan nuevos sistemas estructurales para los cuales las experiencias acumuladas sobre comportamiento sísmico no pueden ser aplicadas adecuadamente, puentes que estén construidos sobre depósitos de suelo extremadamente suave y que se espere que se deformen considerablemente durante sismos y puentes para los cuales sean necesarias investigaciones detalladas sobre los requisitos de ductilidad de las estructuras.

2) Se pueden utilizar dos análisis de respuesta sísmica: el análisis de espectro de respuesta y el análisis de historia en el tiempo.

3) Los movimientos de entrada utilizados para el análisis de historia en el tiempo deberán elegirse de registros de aceleración de movimiento intenso teniendo en cuenta las características dinámicas del puente y las características de los registros.

Se proponen dos procedimientos para determinar los movimientos sísmicos de entrada. Uno consiste en estimar las intensidades esperadas en el sitio en base a la vida útil del puente y el periodo de retorno del sismo. El otro es estimar los movimientos esperados del terreno suponiendo las posiciones y magnitudes de sismos alrededor del sitio. Los movimientos del terreno de este procedimiento pueden evaluarse ya sea por la teoría de brechas sísmicas o por las estadísticas de sismos anteriores. Se recomienda elegir los movimientos sísmicos de entrada de acuerdo con los objetivos del análisis de respuesta sísmica. Esto es, los puentes deberán mantener su funcionalidad para movimientos que se espere que ocurran dos o tres veces durante su vida útil y deberán quedar en pie para movimientos que ocurran una vez o extraordinariamente en el sitio.

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

4) En la utilización de movimientos sísmicos del terreno no registrados en depósitos de suelo suave los cuales presenten diferencias apreciables en las condiciones del terreno comparadas con las del sitio de construcción, se recomienda considerar tales efectos en el análisis. Para tal propósito, se recomienda un análisis de respuesta sísmica basado en movimientos de roca basal.

5) El espectro de respuesta sísmica utilizado para el análisis de espectro de respuesta se determinará del espectro de respuesta calculado de registros de aceleraciones de movimiento intenso.

Con el fin de evitar la falla frágil durante sismos, es extremadamente importante para estructuras de concreto reforzado tener ductilidades adecuadas. Por tanto, se especifica un coeficiente de diseño sísmico en razón de las ductilidades.

En la Tabla 4.3 se tabulan las máximas ductilidades de pilas de puentes de concreto reforzado las cuales fueron determinadas analíticamente. Puede observarse de estos resultados que la máxima ductilidad de pilas de puentes puede tomarse como 6. Sin embargo, puesto que dichas ductilidades se obtuvieron analíticamente de solo medio ciclo de carga, se recomienda tomar la ductilidad de diseño con un valor inferior a 6. Considerando el hecho de que la ductilidad de pilas de concreto decrece significativamente bajo condiciones de carga alternada se recomienda que el factor de ductilidad para propósitos de diseño sea un tercio de los valores tabulados, lo cual conduce a un valor que es cercano a 2.

PROCESO DE DISEÑO: Los siguientes pasos son, a grandes rasgos, los especificados por la Asociación Japonesa de Caminos en sus normas sobre diseño sísmico de puentes.

1) Puentes relativamente rígidos. Se utiliza el método del coeficiente sísmico, el coeficiente de diseño sísmico horizontal (k_H) se determina mediante la ecuación:

$$k_H = v_1 v_2 v_3 k_0 \quad (4-8)$$

donde k_H : coeficiente de diseño sísmico horizontal

k_0 : coeficiente de diseño sísmico horizontal estándar (0,2)

v_1 : factor de zona sísmica

v_2 : factor de condiciones del terreno

v_3 : factor de importancia

Los valores de v_1 , v_2 y v_3 se muestran en las Tablas 4.3, 4.4 y 4.5 respectivamente. El mapa de zonificación sísmica para la determinación del factor v_1 se muestra en la

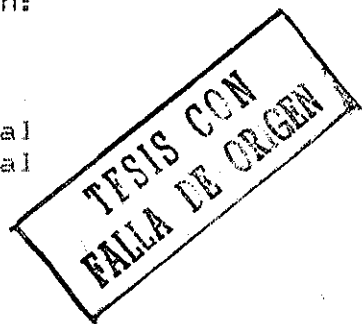


Fig. 4.10. El valor minimo de k_h será 0.10.

Puentes relativamente flexibles. Se utiliza el método del coeficiente sísmico modificado, el coeficiente modificado de diseño sísmico (k_{hm}) se determina mediante:

$$k_{hm} = \beta \cdot k_h \quad (4-9)$$

donde k_{hm} : coeficiente de diseño sísmico horizontal que considera la respuesta estructural.

k_h : coeficiente obtenido mediante la Ec.(4-8).

β : factor que depende del periodo fundamental del puente, y se obtiene de la Tabla 4.7.

En estructuras donde el periodo fundamental de la estructura sea menor que 0.5 seg., β puede considerarse igual a 1.0.

Puentes en donde se consideran las ductilidades. Con el fin de evitar una falla frágil durante sismos, es extremadamente importante para estructuras de concreto reforzado tener ductilidades adecuadas. Por tanto se estipula un coeficiente sísmico en razón de las ductilidades para el diseño de pilas de concreto reforzado, que se determinará de acuerdo con la siguiente ecuación:

$$k_{hm} = V_4 \cdot k_h \quad (4-10)$$

donde k_{hd} : coeficiente de diseño sísmico considerando las ductilidades

V_4 : factor de características estructurales (mayor que 1.3)

k_h : coeficiente obtenido mediante la Ec. (4-8)

2) Obtener la fuerza sísmica horizontal mediante el producto del coeficiente sísmico adecuado por la carga muerta más el peso propio de la estructura.

3) Realizar el análisis estructural y determinar los elementos mecánicos que actúan en los miembros del puente.

4) Dimensionar las pilas, cimentaciones y estribos y detallarlos adecuadamente

5) Determinar las longitudes permisibles de apoyo en la subestructura mediante las siguientes fórmulas:

$$S = 20 + 0.5l \quad \text{para } l \leq 100m. \quad (4-11)$$

$$S = 30 + 0.4l \quad \text{para } l > 100m. \quad (4-12)$$

donde S es la longitud permisible de apoyo (cm).

l es la longitud del claro (m).

TESIS CON FALLA DE ORIGEN

4.3 Criterio de diseño de Estados Unidos de América

En los Estados Unidos existe dos planteamientos de diseño sísmico en uso y ambos son normas oficiales de la AASHTO. El primero se encuentra en las "Especificaciones para Puentes Carreteros" [25] y el segundo en las "Normas para Diseño Sísmico de Puentes Carreteros" [2]. En esta Sección solo se estudiará el segundo planteamiento por ser el más completo y detallado. El primer planteamiento se expondrá en la siguiente Sección ya que su enfoque es muy similar a la práctica mexicana de diseño sísmico de puentes.

En la evaluación de fallas de puentes de sismos sucedidos en Alaska, California y Japón, muchas fallas del tipo de caída del claro se atribuyeron, en parte, a los efectos de desplazamientos relativos. Los desplazamientos relativos se originan del movimiento desfasado de las diferentes partes de un puente, de desplazamientos laterales y/o rotación de las cimentaciones y desplazamientos diferenciales de los estribos. Por eso, en el desarrollo de las Normas la evaluación de los desplazamientos y las fuerzas se consideró igualmente importante. Así, se especificaron longitudes mínimas de soporte en los estribos, columnas y apoyos articulados, y para puentes en zonas de alto riesgo sísmico se especificaron empalmes entre los segmentos no continuos de un puente. Se requiere especial atención al problema de desplazamientos relativos para puentes con columnas o pilas largas.

La metodología utilizada en las Normas es, en parte, una combinación de los planteamientos de "fuerza de diseño" de las normas del CalTrans y de Nueva Zelanda pero añade también el problema de desplazamientos relativos. La complejidad del problema se incrementa a medida que la intensidad sísmica de un área aumenta. Cuatro conceptos adicionales se incluyen en las Normas y que no están incluidos en los planteamientos del CalTrans y de Nueva Zelanda. Primero, se especificaron requisitos mínimos para longitudes de soporte de vigas en los estribos, columnas y apoyos articulados para tomar en cuenta algo de los importantes efectos de desplazamientos relativos que no pueden ser calculados por los métodos del estado del arte actuales. Un requisito similar se incluye en el último código japonés de diseño de puentes. Segundo, las fuerzas de diseño del elemento se calculan para tomar en cuenta la incertidumbre en la dirección de los movimientos sísmicos y la presencia simultánea de fuerzas sísmicas en dos direcciones perpendiculares horizontales. Tercero, los requisitos de diseño y las fuerzas para las cimentaciones tienen la intención de minimizar el daño en ellas, el cual no es fácilmente detectable. Cuarto, una premisa básica en el desarrollo de las Normas es que fueran aplicables a todas las partes de los Estados Unidos de América. Con el fin de proveer flexibilidad en

las especificaciones de normas de diseño asociadas con áreas de diferente riesgo sísmico, se definieron cuatro Categorías de Comportamiento Sísmico (SPC, por sus siglas en inglés). Las cuatro categorías permiten la variación en los requisitos de diseño y en los métodos de análisis de acuerdo con el riesgo sísmico asociado a una localización particular del puente. Los puentes clasificados como SPC D se diseñan para el más alto nivel de respuesta sísmica y los puentes clasificados como SPC A para el más bajo nivel de respuesta sísmica.

Para puentes clasificados como SPC A, se consideró necesario para su nivel de exposición sísmica una prevención total del colapso de la superestructura. Los requisitos para estos puentes son mínimos y se especifica longitudes de soporte para vigas en estribos, columnas y juntas de expansión, y que el diseño de las conexiones de la superestructura a la subestructura sea para 0.20 veces la carga muerta de las fuerzas de reacción.

Para puentes clasificados como SPC B el planteamiento utilizado es similar al del CalTrans donde las fuerzas elásticas de elemento se determinan de un método de análisis espectral del primer modo. Las fuerzas de diseño para cada componente se obtienen dividiendo las fuerzas elásticas entre un factor de modificación de respuesta (R). Para conexiones en los estribos, columnas y juntas de expansión el Factor-R es, ya sea 1.0 o 0.8; por consiguiente estas componentes se diseñan para fuerzas elásticas esperadas y mayores que las esperadas. Para columnas y pilas el Factor R varía entre 2 y 5 resultando así, fuerzas de diseño menores que las predichas por el análisis elástico. Por tanto, se espera que las columnas cedan cuando estén sujetas a las fuerzas del sismo de diseño. Esta cedencia implica, en cambio, distorsiones relativas del sistema estructural que deben ser consideradas en la evaluación de servicioabilidad del diseño final del puente. Se especifican requisitos de diseño para asegurar una capacidad de ductilidad razonable de las columnas para puentes clasificados como SPC B pero no son tan estrictas como las estipuladas para puentes clasificados como SPC C y D. Las cimentaciones se diseñan para dos veces la fuerza sísmica de diseño de una columna o pila.

Para puentes clasificados como SPC C y D el planteamiento general es similar al de puentes clasificados como SPC B, sin embargo se incluyen varios requisitos adicionales. Para columnas, se incluyen requisitos adicionales para asegurar que sean capaces de desarrollar capacidades de ductilidad razonables. Para conexiones y cimentaciones, las fuerzas de diseño recomendadas se basan en los máximos cortantes y momentos que pueden desarrollarse por la cedencia de la columna. También se proveen requisitos de enlace

TESIS CON
 FALLA DE ORIGEN

42

miento horizontal y de anclaje En el planteamiento para puentes clasificados como SFC D, se requiere asegurar el comportamiento de las losas para asegurar la serviciabilidad del puente después de un sismo.

PROCESO DE DISEÑO: A continuación se presenta la metodología de la "Guía de Especificaciones para Diseño Sísmico de Puentes Carreteros" de la AASHTO [x]:

1) Se verifica la aplicabilidad de las normas y si el puente queda dentro del rango de aplicación se determinan los siguientes factores:

a) Coeficiente de Aceleración (A), que depende de la localización geográfica de la estructura y se obtiene de la Fig. 4.11.

b) Clasificación de Importancia (IC), que se basa en la clasificación del puente según requisitos sociales, económicos y de seguridad. A juicio de la autoridad competente los puentes pueden ser esenciales o no esenciales, Tabla 4.8.

c) Categoría de Comportamiento Sísmico (SFC), que depende del Coeficiente de Aceleración (A) y de la Clasificación de Importancia (IC) y se determina en la Tabla 4.9.

d) Coeficiente Local (S), que se basa en los siguientes tipos de perfil del suelo:

Perfil del Suelo Tipo I. Puede ser de dos clases

1. Roca de cualquier característica, identificada por una velocidad de onda de cortante mayor de 762 m/s.

2. Suelos rígidos donde la profundidad sea menor de 61 m. y los tipos de suelo sobre la roca basal sean depósitos estables de arenas, gravas o arcillas rígidas.

Perfil de Suelo Tipo II. Es un perfil con arcillas rígidas o condiciones profundas de suelos no cohesivos donde la profundidad exceda de 61 m. y los tipos de suelo sobre la roca basal sean depósitos estables de arenas, gravas o arcillas rígidas.

Perfil de Suelo Tipo III. Es un perfil de suelo con arcillas y arenas de suaves a parcialmente rígidas, caracterizado por una profundidad de 9 m o más de arcillas suaves o parcialmente rígidas con o sin estratos interpuestos de arenas u otros suelos no cohesivos.

Dependiendo del tipo de suelo se determina el coeficiente local de la Tabla 4.10.

e) Factores de Modificación de la Respuesta (R), que dependen del tipo de subestructura que se utilice y que además se proporcionan para las conexiones como se observa en la Tabla 4.11.

2) De acuerdo con la geometría de la estructura y su rigidez asociada y con la Categoría de Comportamiento Sísmico se determina el Procedimiento de Análisis que se utilizará de acuerdo con la Tabla 4.11.

3) Dependiendo del Procedimiento de Análisis determinado en el inciso anterior, se realizará alguno de los dos procedimientos que se explican a continuación:

Análisis Espectral Unimodal. Este procedimiento puede utilizarse para movimientos sísmicos transversales y longitudinales como se explica a continuación:

a) Se calcula el desplazamiento estático $v_s(x)$ debido a una carga uniforme supuesta P_0 como se muestra en la Fig. 4.12.

b) Se calculan los factores α , β y γ de las expresiones siguientes:

$$\alpha = \int v_s(x) dx \quad (4-13)$$

$$\beta = \int w(x) v_s(x) dx \quad (4-14)$$

$$\gamma = \int w(x) v_s(x)^2 dx \quad (4-15)$$

donde $w(x)$ es el peso por unidad de longitud de la carga muerta de la superestructura del puente y la subestructura tributaria. Los factores calculados, α , β , γ tienen unidades de (longitud²), (Fuerza·longitud) y (Fuerza·longitud²), respectivamente.

c) Calcular el periodo fundamental del puente utilizando la expresión:

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{\gamma}{P_0 g \alpha}} \quad (4-16)$$

donde g = aceleración de la gravedad

d) Determinar el coeficiente elástico de respuesta sísmica C_s mediante la fórmula adimensional:

$$C_s = \frac{1.2 \cdot A \cdot S}{T^{2/3}} \quad (4-17)$$

donde A = Coeficiente de Aceleración

S = Coeficiente Local

T = Periodo fundamental del puente

e) Calcular la fuerza sísmica estática equivalente $F_e(x)$ de la expresión:

$$F_e(x) = \frac{\beta \cdot C_s}{\gamma} w(x) v_s(x) \quad (4-18)$$

donde C_s = Coeficiente elástico de respuesta sísmica.

$F_e(x)$ = Intensidad de la fuerza sísmica estática equivalente.

f) Aplicar la fuerza $F_e(x)$ a la estructura como se muestra en la Fig. 4.13 y determinar las fuerzas y desplazamientos en los elementos del puente.

Análisis Espectral Multimodal. Este procedimiento deberá ser realizado con un programa de computadora adecuado para el análisis dinámico de un marco en el espacio. El método se aplica a puentes con geometría irregular lo cual induce al acoplamiento en las tres direcciones coordenadas dentro de cada modo de vibración. Este efecto de acoplamiento hace difícil clasificar los modos en simplemente longitudinal y transversal y, además, varios modos de vibración contribuirán en general a la respuesta total de la estructura.

4) Combinar las fuerzas de la siguiente manera:

Caso de Carga 1. 100% de las fuerzas del movimiento longitudinal más 30% de las fuerzas del movimiento transversal.

Caso de Carga 2. 100% de las fuerzas del movimiento transversal más 30% de las fuerzas del movimiento longitudinal.

5) Dimensionar los elementos del puente ya sea con las fuerzas resultantes del análisis o bien con las obtenidas del desarrollo de la articulación plástica en las pilas. Detallar el refuerzo y diseñar estribos y cimentaciones.

6) Calcular las longitudes mínimas de apoyo, éstas se determinarán con las siguientes ecuaciones:

$$N = 203 + 1.67L + 6.66H \quad \text{[EPC A y B]} \quad (4-19)$$

$$N = 305 + 2.5L + 10H \quad \text{[EPC C y D]} \quad (4-20)$$

donde N es la longitud mínima de soporte (mm)

L es la longitud (m) desde un extremo del claro hasta la junta de expansión adyacente y si no hay junta, hasta su otro extremo. Para juntas intermedias L será la suma de las longitudes L_1 y L_2 a cada lado de la junta.

H En estribos. Es la altura promedio (m) de las columnas que existen hasta la siguiente junta de expansión. $H=0$ para puentes de un claro. En columnas y/o pilas. Es la altura de la columna o pila. En juntas intermedias. Es la altura promedio de las dos columnas o pilas adyacentes.

8/5

ANEXO C. N.
FALLA LE OR. GEN

4.4 Práctica de diseño de México

En la actualidad [10], la práctica mexicana para el diseño sísmico de puentes es similar a la estipulada por la A.A.S.H.T.O. en sus Especificaciones para Puentes Carreteros [1], con algunas adaptaciones para tomar en cuenta algunas peculiaridades nacionales en los materiales y procedimientos de construcción.

Por lo que se refiere al diseño sísmico, con excepción de estructuras de puentes especiales, la mayoría de los puentes comunes se diseñan con el método de la fuerza estática equivalente.

En las especificaciones de la A.A.S.H.T.O. la fuerza estática equivalente se determina mediante:

$$E = C \cdot F \cdot W \quad (4-21)$$

E es la fuerza estática horizontal de los efectos equivalentes al sismo, aplicada en el centro de gravedad de la estructura y en la dirección de análisis.

F es un factor de marco, igual a 1.0 en estructuras en las que las fuerzas horizontales son resistidas por columnas o pilas aisladas, e igual a 0.8 en donde dichas fuerzas son resistidas por marcos continuos.

W es el peso propio de la estructura.

C es el coeficiente de respuesta combinada que se estima como:

$$C = A \cdot R \cdot S / Z \quad (4-22)$$

A = Máxima aceleración esperada en la roca basal en el sitio de la obra.

R = Respuesta normalizada de la roca. S = Relación espectral de amplificación del suelo.

Z = Reducción por efectos de ductilidad y de evaluación de riesgo.

Para facilitar la evaluación de C se proporcionan gráficas en las que C se obtiene directamente en función del espesor del suelo aluvial, del período fundamental de la estructura y de A, la máxima aceleración esperada, que a su vez se obtiene de mapas de riesgo sísmico. Los valores mínimos de C son 0.10 para A mayor o igual que 0.30 g y 0.06 para A menor que 0.30 g.

La aplicación de esta norma tropieza en México con las siguientes dificultades:

Aunque existen mapas del país con aceleraciones máximas esperadas en roca basal, con períodos de retorno de 50 y 100 años, estos no son suficientemente conocidos.

La determinación del periodo fundamental y del espesor del suelo aluvial son problemas que pueden no tener una solución accesible.

Además, entre los diseñadores del país son más familiares los reglamentos para diseño sísmico de edificios, que tienen un enfoque diferente a normas como la citada anteriormente al introducir en forma explícita el factor de ductilidad Q de la estructura.

De lo anterior se deduce la necesidad de desarrollar una norma nacional para diseño sísmico de puentes. Se ha sugerido que dichas norma tengan un formato similar al presentado por los reglamentos de construcción urbana.

PROCESO DE DISEÑO: En seguida se describe un procedimiento sugerido [10] para el diseño sísmico de puentes:

1) Determinar el valor de c, el cual depende de la localización de la estructura Fig. 4.14 y del tipo de terreno sobre el cual se desplanta Tabla 4.13.

2) Estimar el valor del factor Q dependiendo del tipo de estructuración que tenga el puente. Para subestructuras formadas con marcos de concreto Q podría tomar valores hasta de 4, para subestructuras con muros de concreto hasta 2 y para elementos de mampostería Q tendría el valor de 1.

3) Determinar la fuerza sísmica estática equivalente mediante la ecuación:

$$E = cW/Q \quad (4-23)$$

4) Si se desea puede aceptarse una reducción de la fuerza valuada con el criterio anterior calculando el valor de c que corresponda al periodo fundamental de la estructura en el espectro de respuesta aplicable a la zona y al tipo de terreno. El periodo fundamental podría calcularse mediante la expresión:

$$T = 0.2 \sqrt{W/K} \quad (4-24)$$

Donde W es el peso total (ton) y K es la rigidez (ton/cm), fuerza estática que produce un desplazamiento de 1 cm al aplicarse a la estructura.

Adicionalmente se revisaría que el valor c/Q no fuera inferior a a₀, aceleración al nivel del terreno y en el caso de puentes importantes c/Q se incrementaría multiplicándolo por un factor de 1.3.

5) Analizar la estructura en la dirección longitudinal y en la transversal. Combinando las fuerzas de ambas

TESIS CON FALLA DE ORIGEN

47

direcciones de manera similar a la establecida por las especificaciones de la A.A.S.H.T.O. de diseño sísmico de puentes.

6) Dimensionar los elementos del puente y detallarlos para que su comportamiento esté de acuerdo al factor Q que se haya elegido.

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

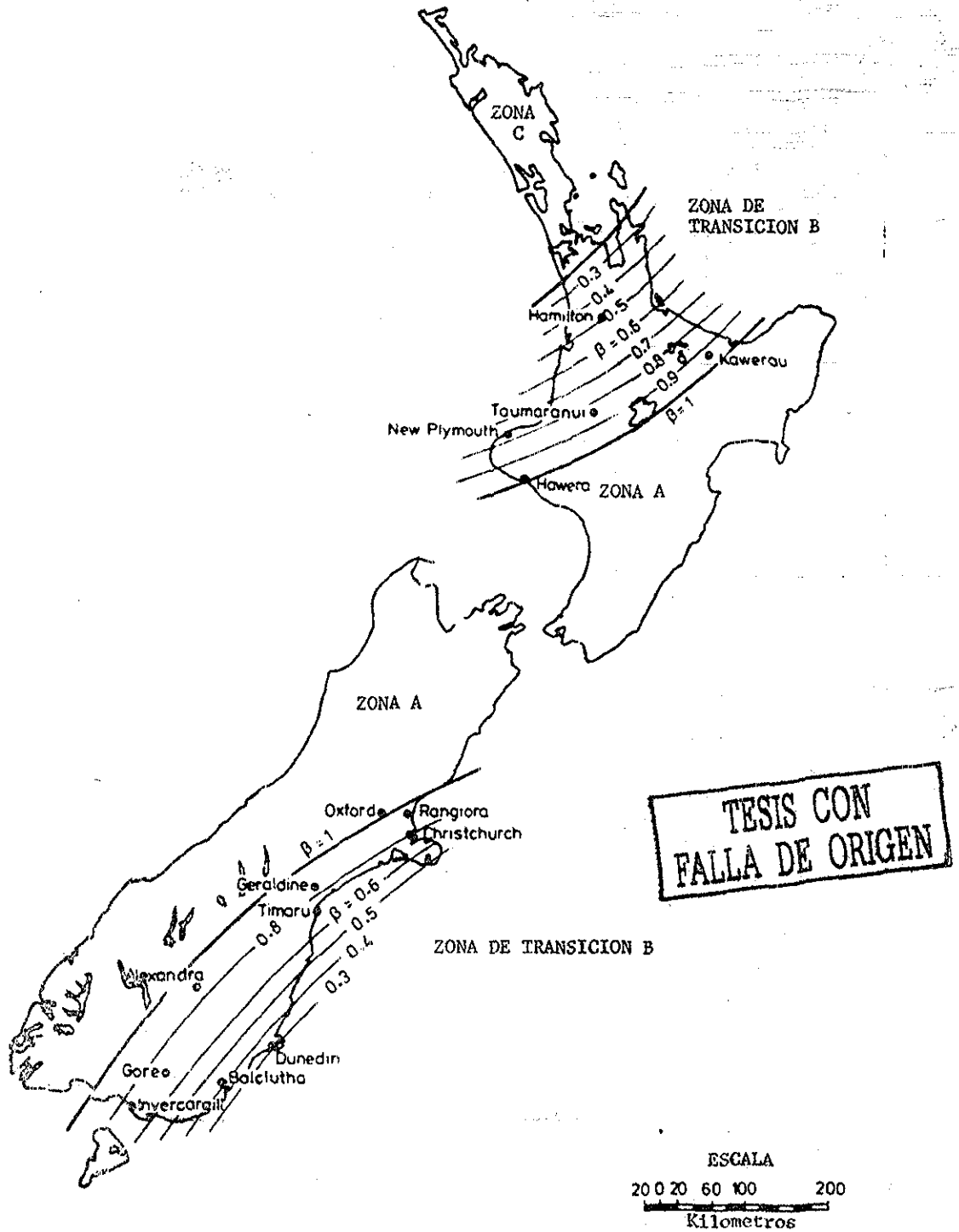


Fig. 4.1 ZONAS SISMICAS Y COEFICIENTE GEOGRAFICO B DE NUEVA ZELANDA

TESIS CON FALLA DE ORIGEN

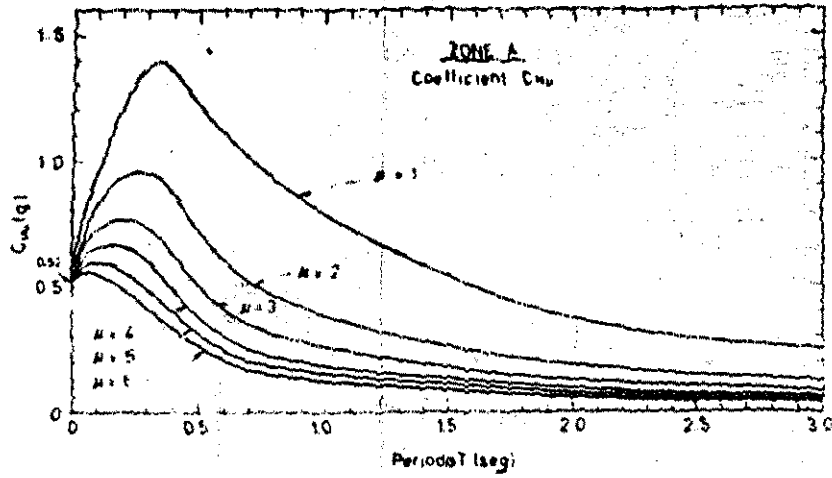


Fig. 4.2 COEFICIENTE DE FUERZA BASICA $C_{B(t)}$, ZONA A

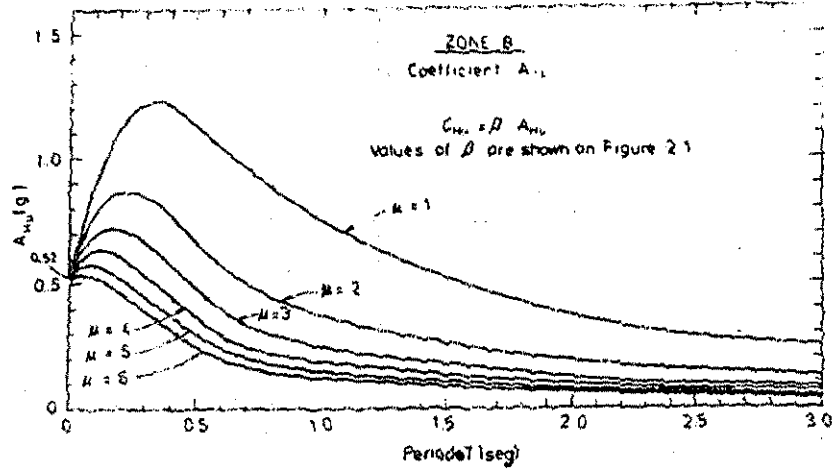


Fig. 4.3 COEFICIENTE DE FUERZA INTERMEDIA $A_{B(t)}$, ZONA B

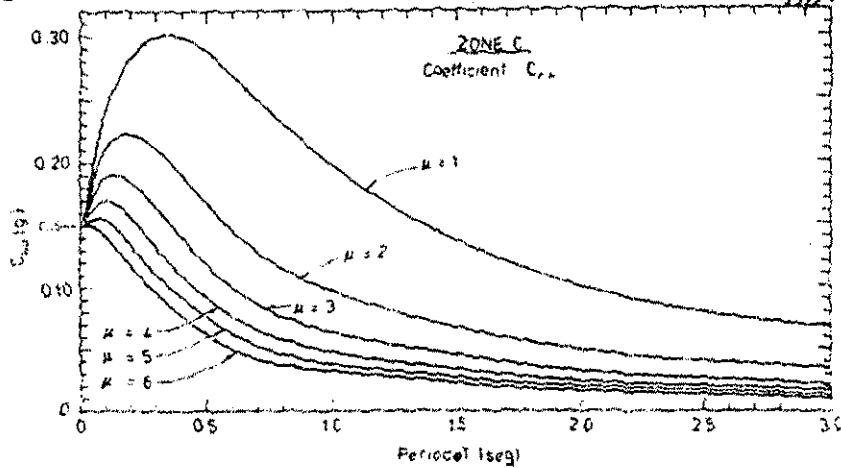


Fig. 4.4 COEFICIENTE DE FUERZA BASICO $C_{B(t)}$, ZONA C

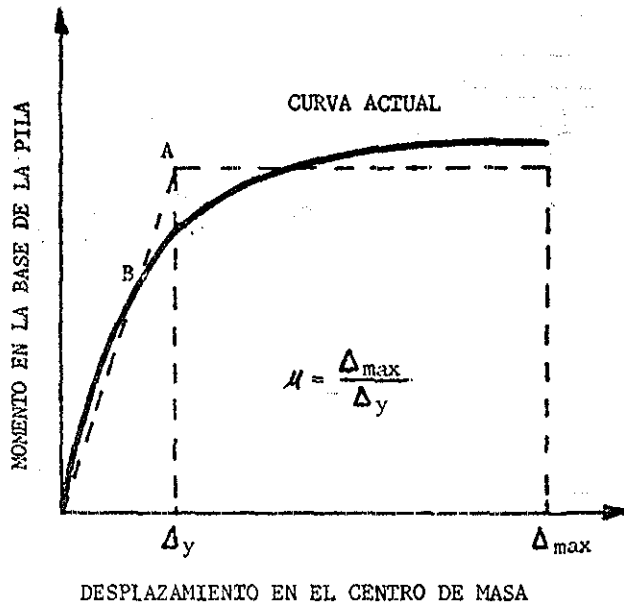


Fig. 4.5 DEFINICION DE DESPLAZAMIENTO EN LA FLUENCIA

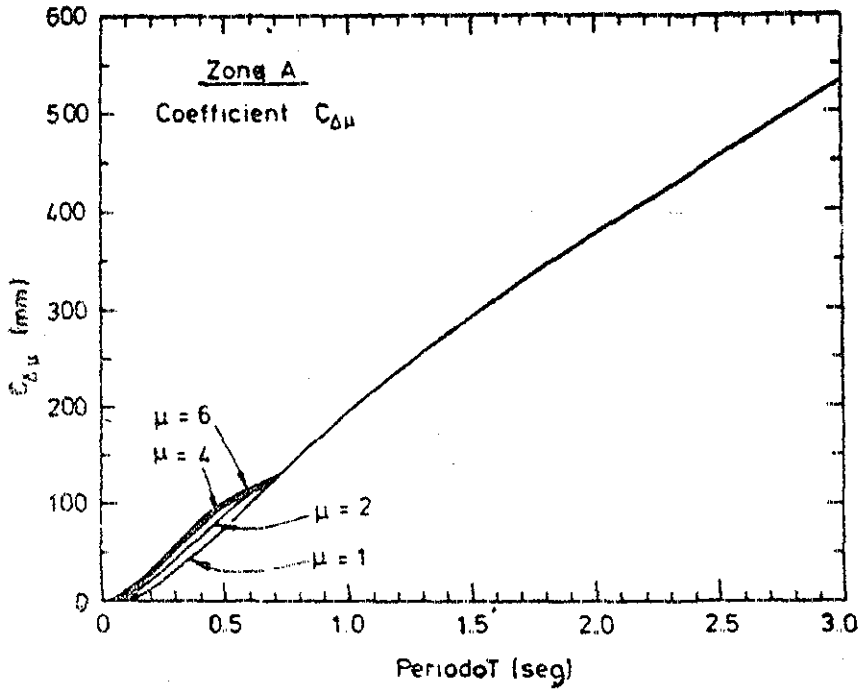


Fig. 4.6 COEFICIENTE DE DESPLAZAMIENTO BASICO , ZONA A

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

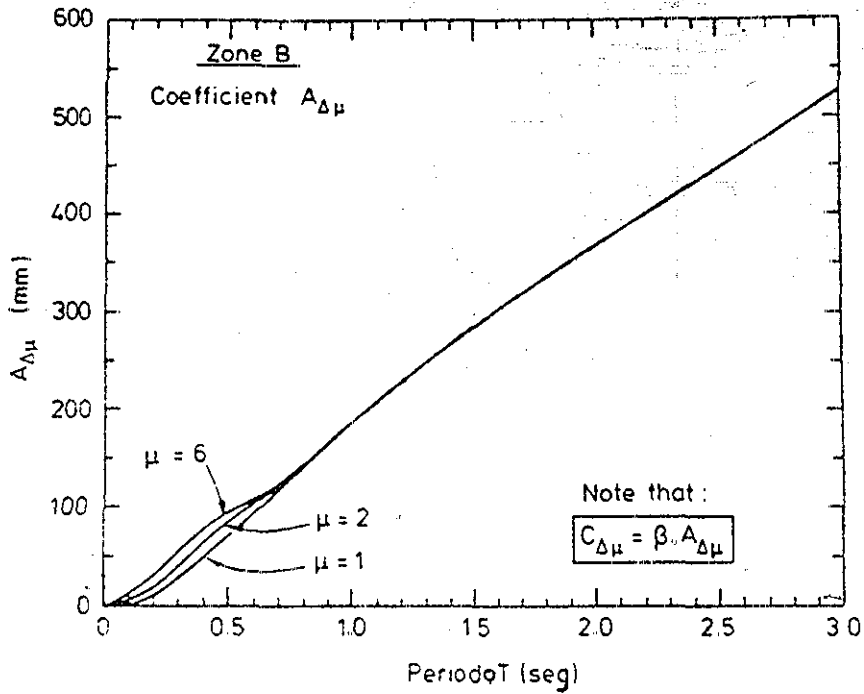


Fig. 4.7 COEFICIENTE DE DESPLAZAMIENTO INTERMEDIO A , ZONA B

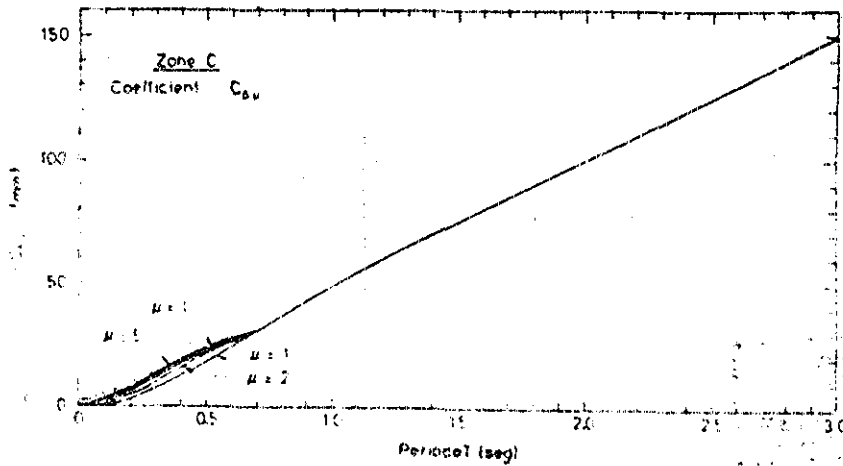
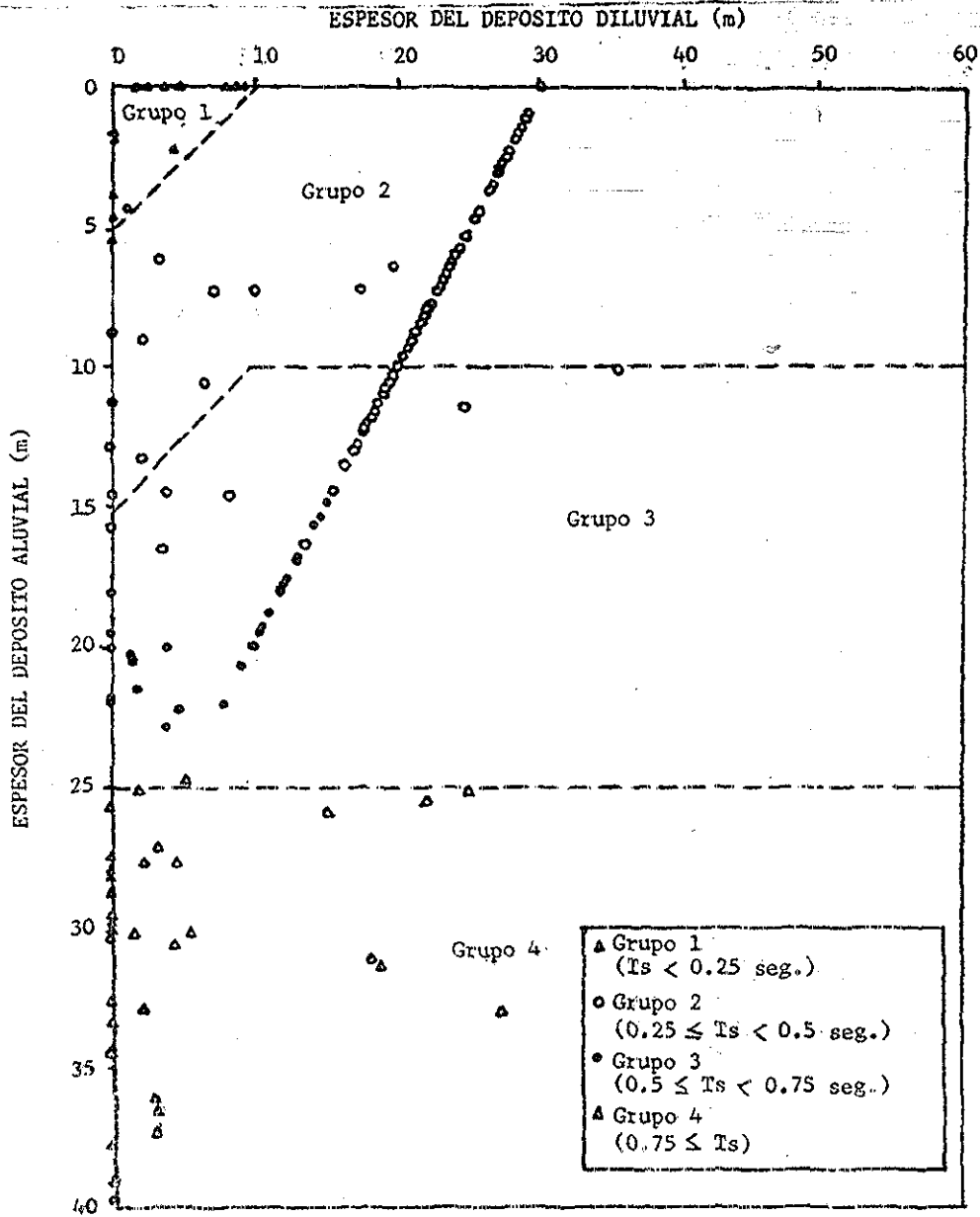


Fig. 4.8 COEFICIENTE DE DESPLAZAMIENTO BASICO C , ZONA C

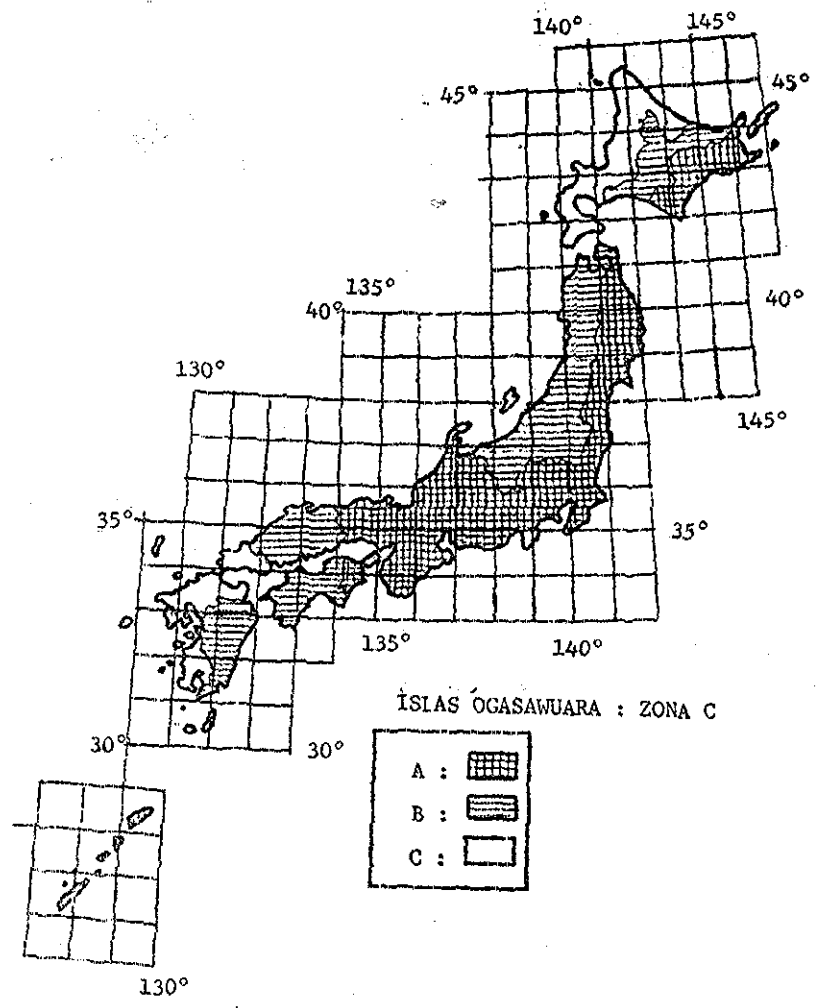
TESIS CON FALLA DE ORIGEN



TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

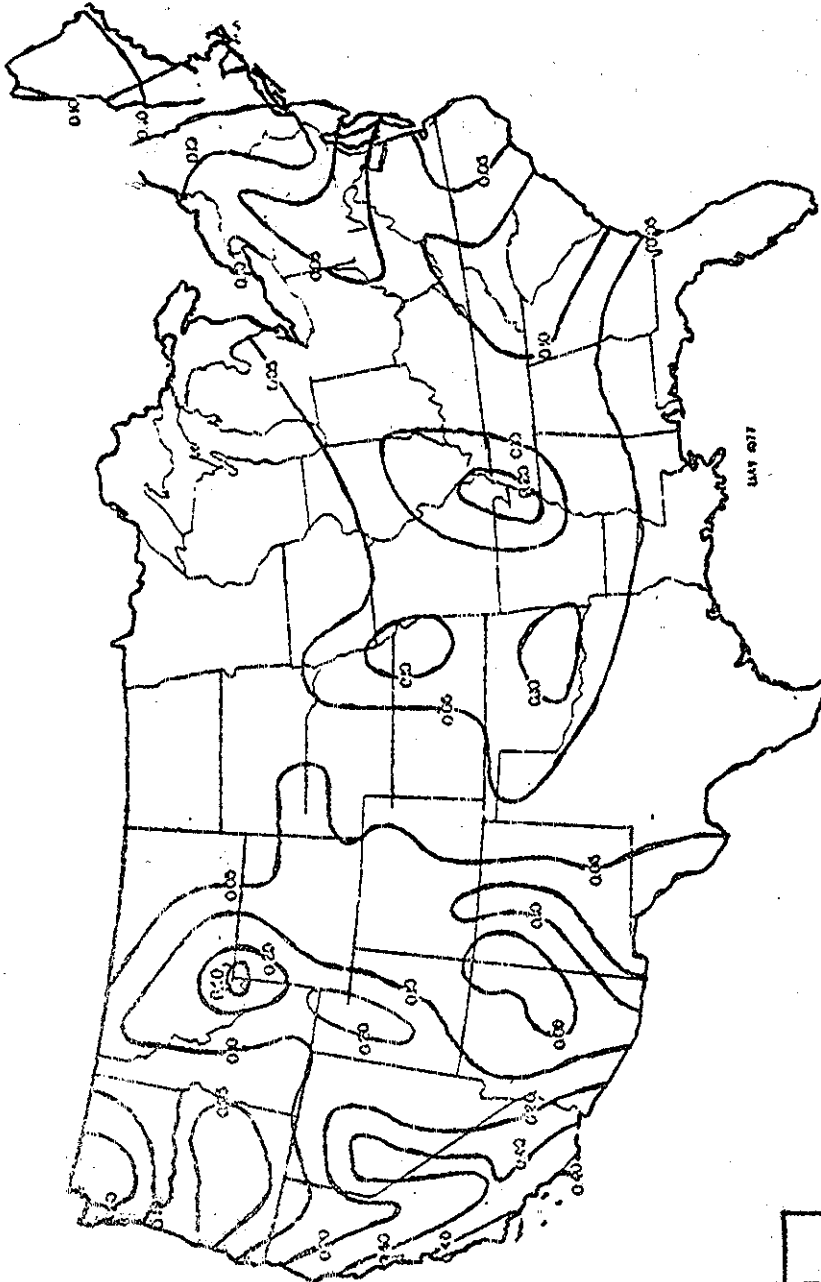
Fig. 4.9 CLASIFICACION DE LAS CONDICIONES DEL TERRENO EN TERMINOS DEL ESPESOR DE LOS ESTRATOS DE SUELO ALUVIAL Y DILUVIAL.

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN



TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

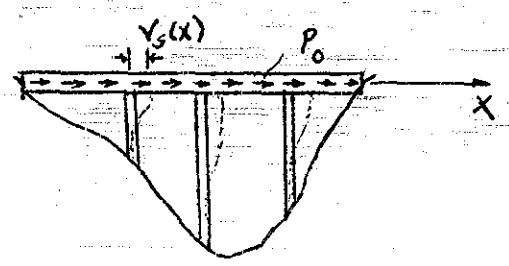
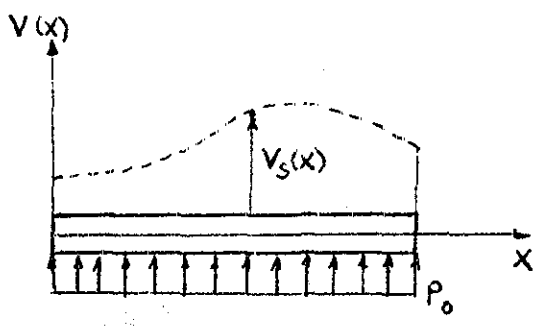
Fig. 4.10 MAPA DE ZONIFICACION SISMICA DE JAPON



TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

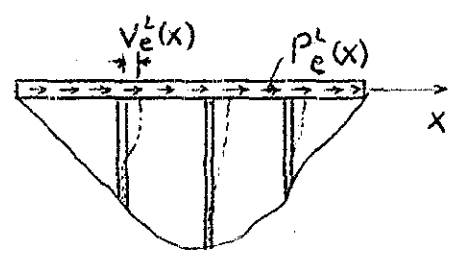
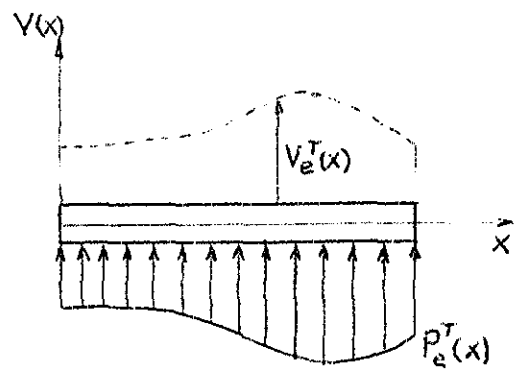
Fig. 4.11 COEFICIENTE DE ACELERACION
PORCION CONTINENTAL DE LOS E.U.A.

TEJAS CON FALLA DE ORIGEN



a)Planta-Carga Transversal b)Elevación-Carga Longitudinal

Fig. 4.12 TABLERO DE PUENTE SUJETO A LA CARGA SUPUESIA EN DIRECCION TRANSVERSAL Y LONGITUDINAL.



a)Planta-Carga Transversal b)Elevación-Carga Longitudinal

Fig. 4.13 TABLERO DE FUENTE SUJETO A LA FUERZA SISMICA EQUIVALENTE EN DIRECCION TRANSVERSAL Y LONGITUDINAL

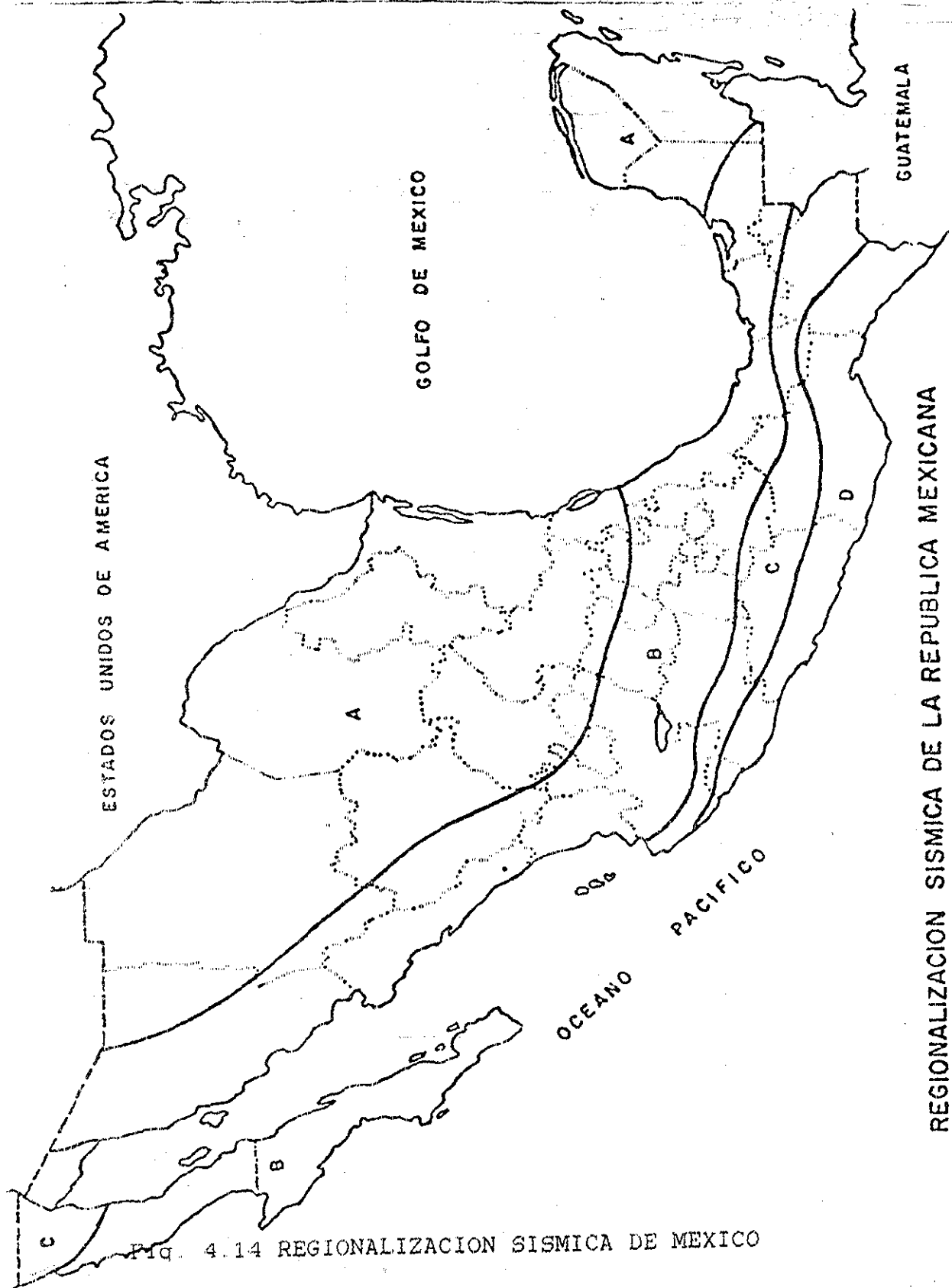


Fig. 4.14 REGIONALIZACION SISMICA DE MEXICO

57

TECIS C N
FALLA DE ORIGEN

TABLA 4.1 COEFICIENTE DE PERIODO DE RETORNO Z_H

Periodo de retorno (años)	Z_H
5	0.17
10	0.24
20	0.35
50	0.56
100	0.80
150	1.00
200	1.33

TABLA 4.2 CLASIFICACION DE CONDICIONES DEL TERRENO

Grupo	Valor característico T_g (segundos)
1	$T_g < 0.2$
2	$0.2 \leq T_g < 0.4$
3	$0.4 \leq T_g < 0.6$
4	$0.6 \leq T_g$

**TESIS CON
FALLA LE ORIGIN**

**TABLA 4.3 DUCTILIDADES MAXIMAS DEL ANALISIS
DE PILAS DE PUENTES DE CONCRETO REFORZADO**

Sección		Máxima Ductilidad	Número de pilas Examinado
Columna circular		6.4 ~ 8.1	5 especímenes
Columna circular hueca		5.8 ~ 8.8	5 especímenes
Columna rectangular	Long.	5.6 ~ 10.5	5 especímenes
	Trans.	5.7 ~ 8.6	4 especímenes
Columna oval	Long.	5.3 ~ 7.3	3 especímenes

TABLA 4.4 FACTOR DE ZONA SISMICA V_1

Zona	Valor de V_1
A	1.00
B	0.85
C	0.70

59

M. I. S. C. N.
FALLA DE ORIGEN

TABLA 4.5 FACTOR DE CONDICIONES DEL TERRENO v_2

Grupo	Definiciones	Valor de v_2
1	Terreno de la Era Terciaria o más antiguo Estrato diluvial con profundidad menor de 10 m. sobre la roca	0.9
2	Estrato diluvial con profundidad mayor de 10 m. sobre la roca. Estrato aluvial con profundidad menor de 10 m. sobre la roca	1.0
3	Estrato aluvial con profundidad menor de 25 m., el cual tiene estrato suave con profundidad menor de 5 m	1.1
4	Otro diferente a los anteriores	1.2

TABLA 4.6 FACTOR DE IMPORTANCIA v_3

Grupo	Definiciones	Valor de v_3
1	Puentes sobre vías ferreas, carreteras nacionales y prefecturales principales Puentes importantes sobre carreteras prefecturales y municipales	1.0
2	Otros diferentes a los anteriores	0.8

TABLA 4.7 FACTOR DE AMPLIFICACION β
 PARA EL METODO DEL COEFICIENTE SISMICO MODIFICADO

Condiciones del terreno	β			
	Grupo 1	$\beta=2T$ $0.5 \leq T \leq 0.625$	$\beta=1.25$ $0.625 \leq T \leq 1.1$	$\beta=1.40/T$ $1.1 \leq T \leq 2.8$
Grupo 2	$\beta=2T$ $0.5 \leq T \leq 0.625$	$\beta=1.25$ $0.625 \leq T \leq 1.4$	$\beta=1.75/T$ $1.4 \leq T \leq 3.5$	$\beta=0.5$ $T \geq 3.5$
Grupo 3	$\beta=2T$ $0.5 \leq T \leq 0.625$	$\beta=1.25$ $0.625 \leq T \leq 1.7$	$\beta=2.10/T$ $1.7 \leq T \leq 4.2$	$\beta=0.5$ $T \geq 4.2$
Grupo 4	$\beta=2T$ $0.5 \leq T \leq 0.625$	$\beta=1.25$ $0.625 \leq T \leq 2.0$	$\beta=2.50/T$ $2.0 \leq T \leq 5.0$	$\beta=0.5$ $T \geq 5.0$

TABLA 4.8 CLASIFICACION DE IMPORTANCIA (IC)

Tipo de puentes	Clasificación de Importancia
Puentes Esenciales	I
Otros Puentes	II

6/

TABLA 4.9 CATEGORIA DE COMPORTAMIENTO SISMICO (SPC)

Coeficiente de Aceleración	Clasificación de Importancia (IC)	
	I	II
A		
$A \leq 0.09$	A	A
$0.09 < A \leq 0.19$	B	B
$0.19 < A \leq 0.29$	C	C
$0.29 < A$	D	C

TABLA 4.10 COEFICIENTE LOCAL (S)

	Tipo de perfil del suelo		
	I	II	III
S	1.0	1.2	1.5

62

TEJIS CON
FALLA DE ORIGEN

TABLA 4.11 FACTOR DE MODIFICACION DE LA RESPUESTA (R)

SUBESTRUCTURA	R
Pila tipo muro	2
Pilas de marcos de concreto reforzado	
a. Unicamente pilas verticales	3
b. Una o más baterías de pilas	2
Columnas aisladas	3
Marcos con pilas de acero	
o acero y concreto compuesto	
a. Unicamente pilas verticales	5
b. Una o más baterías de pilas	3
Marcos de columnas múltiples	5
CONEXIONES	
Superestructura a estribo	0.8
Juntas de expansión dentro	
de un tramo de la superestructura	0.8
Columnas, pilas o marcos de pilas	
a cabezal o superestructura	1.0
Columnas o pilas a la cimentación	1.0

TABLA 4.12 PROCEDIMIENTO DE ANALISIS

Categoría de Comportamiento Sísmico	Puentes Regulares con 2 o más tramos	Puentes Irregulares con 2 o más tramos
A	-	-
B	1	1
C	1	2
D	1	2

PROCEDIMIENTO 1: Método espectral unimodal

PROCEDIMIENTO 2: Método espectral multimodal

63

SEIS CON
FALLA DE ORIGEN

TABLA 4.13 ESPECTROS PARA DISEÑO SISMICO EN MEXICO

ZONA SISMICA	TIPO DE SUELO	c	a _o	T ₁	T ₂	r
A	I	0.08	0.030	0.30	0.80	1/2
	II	0.12	0.045	0.55	2.00	2/3
	III	0.16	0.060	0.75	3.30	1
B	I	0.16	0.030	0.30	0.80	1/2
	II	0.20	0.045	0.50	2.00	2/3
	III	0.24	0.060	0.80	3.30	1
C	I	0.24	0.050	0.25	0.67	1/2
	II	0.30	0.080	0.45	1.60	2/3
	III	0.36	0.100	0.60	2.90	1
D	I	0.48	0.090	0.15	0.55	1/2
	II	0.56	0.140	0.30	1.40	2/3
	III	0.64	0.180	0.45	2.70	1

$$0 < T < T_1 : a = a_o + \frac{c - a_o}{T_1} T$$

$$T_1 \leq T \leq T_2 : a = c$$

$$T > T_2 : a = c \cdot (T_2/T)^r$$

- donde a : ordenada espectral
 a_o : ordenada espectral para T=0
 c : coeficiente sísmico básico
 T : periodo fundamental de la estructura
 T₁, T₂ : periodos que definen la forma del espectro
 r : exponente adimensional

5. EJEMPLO DE DISEÑO SISMICO DE UN PUENTE

5.1 Generalidades

El puente que se diseñará [15] presenta las características mostradas en la Fig. 5.1.

Consta de tres tramos de losa continua de sección en cajón de 12.0 m., 28.0 m. y 12.0 m. de claro respectivamente. La sección de la superestructura es una celada de 8 m de ancho y 1.34 m. de peralte.

En la Tabla 5.1 se proporciona el análisis de cargas del puente y algunas características de los materiales empleados en su construcción.

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

65

TIENE CON FALLA LE ORIGEN

5.2 Solución según las normas neozelandesas.

Se seguirá la secuencia esbozada en la Sección 4.1 para realizar el diseño sísmico del puente.

Sismo longitudinal

1) Se supondrá que la estructura se encuentra en la Zona A de la Fig. 4.1, el valor de $C_{H\mu}$ se obtiene directamente de la Fig. 4.2. Como se observa en dicha figura, debe determinarse primeramente el período fundamental de la estructura. Una práctica común [6] es utilizar la fórmula:

$$T = 0.063 \cdot \delta \quad (\text{seg}) \quad (5-1)$$

donde δ es el desplazamiento horizontal del centro de masa de la superestructura (en mm). Usualmente, para puentes es suficientemente preciso considerar únicamente la masa de la superestructura, o incrementar dicha masa con la del cabezal de la parte superior de las pilas más la mitad de la masa de las pilas.

De la tabla 5.1 se tienen los siguientes datos:
Carga muerta total (de la superestructura)... 8.812 ton/m
Carga muerta de la pila... 5.040 ton/m

Carga aplicada longitudinalmente
(8.812 ton/m) (50m) + 2(1/2)(5.040 ton/m) (13m) = 506.12 ton

Utilizando el valor del factor d_{z1} del Apéndice A se tiene:

$$\begin{aligned} \delta_1 &= d_{z1} = \frac{1}{2} (506120 \text{ kg}) (188.135/EI) \\ &= (253060 \text{ kg}) (188.135/150.412 \times 10^6 \text{ kg-m}^2) \\ &= 0.317 \text{ m.} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Por tanto: } T_1 &= 0.063 \cdot 0.317 \\ &= 1.12 \text{ seg.} \end{aligned}$$

El valor del factor de ductilidad de desplazamiento μ , se supondrá igual a 3 en base a resultados obtenidos en pruebas de flexocompresión axial de pilas de puentes [x].

Con los datos anteriores se obtiene el coeficiente básico de fuerza: $C_{H\mu} = 0.25$

2) Se obtiene el coeficiente de periodo de retorno de la tabla 4.1. Como se estableció en la Sección 4.1 es usual diseñar los puentes para una vida de diseño de 100 años y un sismo con periodo de retorno de 150 años.

$$\text{Por tanto: } Z_H = 1.0$$

3) Se calcula la fuerza cortante sísmica basal con la Ec. (4-2).

TIENE CON FALLA LE ORIGEN

16

$$H = 0.25 \times 1.0 \times 506.12 \text{ ton}$$

$$= 126.53 \text{ ton}$$

4) Se analiza la estructura aplicando la fuerza sísmica cortante basal. Se utilizó nuevamente el análisis de Apéndice A y los resultados que se obtuvieron se muestran en la Fig. 5.2.

5) Se calculan los desplazamientos máximos

$$\Delta_{\mu} = 225 \text{ mm} \times 1.0$$

$$= 22.5 \text{ cm}$$

Sismo transversal

1) Se utilizarán los datos del primer inciso del análisis longitudinal con la diferencia de que la carga se aplicará uniformemente a lo largo del puente, esto es:

$$w = 506120 \text{ kg} / 50 \text{ m} = 10122 \text{ kg/m}$$

Utilizando el valor del factor d_{23} del Apéndice B se tiene:

$$\delta_t = d_{23} = (10122/100)(837367.7/ET)$$

$$= (101.22)(837367.7/5118.8 \times 10^6 \text{ kg} \cdot \text{m}^2)$$

$$= 0.017 \text{ m}$$

Por tanto: $T_t = 0.063 \cdot 1.17$
 $= 0.26 \text{ seg.}$

Con los datos anteriores se obtiene el coeficiente básico de fuerza: $C_{H\mu} = 0.75$

2) El coeficiente de periodo de retorno es: $Z_H = 1.0$

3) Se calcula la fuerza cortante sísmica basal con la $S_c(4-2)$.

$$H = 0.75 \times 1.0 \times 506.12 \text{ ton}$$

$$= 379.59 \text{ ton}$$

4) Se analiza la estructura aplicando la fuerza sísmica basal. Se utilizó el análisis del Apéndice C y los resultados que se obtuvieron se muestran en la Fig. 5.3.

5) Se calculan los desplazamientos máximos

$$\Delta_{\mu} = 30 \text{ mm} \times 1.0$$

$$= 3.0 \text{ cm}$$

**TESIS CON
FALLA DE ORIGEN**

5.3 Solución según las normas japonesas.

Se considerarán los pasos establecidos en la Sección 4.2 para el diseño del puente.

Sismo longitudinal

1) Para determinar que tipo de coeficiente sísmico se utilizará, se calculará el período fundamental del puente según la fórmula (4-5):

$$T = 2 \cdot \sqrt{\delta} \quad (\text{seg})$$

Ahora, se determinará la carga que contribuye al período fundamental. De la Tabla 5.1:

Carga muerta de la superestructura..... 8.812 ton/m
Carga muerta de la pila..... 5.040 ton/m

Carga aplicada longitudinalmente para determinar T:
(8.812 ton/m)(50 m) + 2(0.8(5.04 ton/m)(13 m)) = 545.43 ton

Utilizando el valor del factor d_{z1} del Apéndice A se tiene:
 $\delta = d_{z1} = \frac{1}{2}(545430\text{kg})(188.135/EI)$
 $= (272715\text{kg})(188.135/150.412 \times 10^6 \text{kg-m}^2)$
 $= 0.3411 \text{ m}$

Por tanto: $T_1 = 2 \sqrt{0.3411}$
 $= 1.17 \text{ seg.}$

Fuente que $T_1 > 0.5 \text{seg}$ se considera que el puente es flexible en la dirección longitudinal, por lo que se utilizará el método del coeficiente sísmico modificado que se determinará mediante la Ec. (4-9).

$$k_{hm} = \beta \cdot k_h$$
$$= \beta \cdot$$

De las Tablas 4.3, 4.4 y 4.5 se obtienen los factores V_1 , V_2 y V_3 respectivamente. En este caso $V_1=1.0$, $V_2=1.2$ y $V_3=1.0$. El factor β se determina de la Tabla 4.7, en donde se obtiene un valor de 1.25.

Por tanto: $k_{hm} = (1.25)(1.0)(1.2)(1.0)(0.2)$
 $= 0.30$

2) Se determina la fuerza sísmica horizontal en sentido longitudinal:

$$H = k_{hm} \cdot W$$
$$= (0.30)(545.430\text{ton})$$
$$= 163.63 \text{ ton}$$

3) Se analiza la estructura con la fuerza sísmica hori

zontal, para ello se utilizó el análisis del Apéndice A y los resultados que se obtuvieron se muestran en la Fig. 5.4.

Sismo transversal

1) Para determinar que tipo de coeficiente sísmico se rá utilizado, se calculará el periodo fundamental de la estructura con la fórmula (4-5). LA carga muerta obtenida en el análisis longitudinal será repartida uniformemente a lo largo del puente, esto es:

$$w = 545430 \text{ kg}/50 \text{ m} = 10910 \text{ kg}$$

Utilizando el valor del factor d_{23} del Apéndice B se tiene:

$$\begin{aligned} \delta &= d_{23} = (w/100) (837367.8/EI) \\ &= (109.1) (837367/5118.8 \times 10^6 \text{ kg-m}^2) \\ &= 0.018 \text{ m.} \end{aligned}$$

Por tanto: $T_t = 2 \cdot 10 \cdot 0.018$
 $= 0.27 \text{ seg.}$

Fuesto que $T_t < 0.5 \text{ seg}$ se considera que el puente es rígido en la dirección transversal, por lo que se utilizará el método del coeficiente sísmico, el cual se obtiene mediante la Ec. (4-8).

$$k_h = V_1 \cdot V_2 \cdot V_3 \cdot k_0$$

Los valores de V_1 , V_2 y V_3 son los mismos que se obtuvieron en el análisis longitudinal del puente.

Por tanto: $k_h = (1.0)(1.2)(1.0)(0.2)$
 $= 0.24$

2) Se determina la fuerza sísmica horizontal en sentido de transversal:

$$\begin{aligned} H &= k_h W \\ &= (0.24)(545.43 \text{ ton}) \\ &= 130.90 \text{ ton.} \end{aligned}$$

3) Se analiza la estructura en sentido transversal, por de esto se utilizó el análisis del Apéndice C y los resultados obtenidos se muestran en la Fig. 5.5

4) Se determinan las longitudes mínimas de apoyo con la Ec. (4-11)

$$\begin{aligned} S &= 20 + 0.5(12) \\ &= 26 \text{ cm.} \end{aligned}$$

5.4 Solución según las normas estadounidenses

Se estimará la respuesta del puente con la metodología planteada en la Sección 4.3.

1) El puente propuesto de tres tramos, con sección en cajón, con las dimensiones y alineamiento propuesto está dentro del rango de aplicación definido en las normas. Por lo que se determinarán los siguientes factores:

- a) Coefficiente de Aceleración Para propósitos del ejemplo se tomará un Coeficiente de Aceleración (A) igual a 0.4 (Fig. 4.11).
- b) Clasificación de Importancia Se considerará que el puente es esencial en términos de requisitos sociales, de supervivencia y seguridad; y por consiguiente se le asignará una Clasificación de Importancia (IC) de I (Tabla 4.8).
- c) Categoría de Comportamiento Sísmico Para A = 0.29 y una Clasificación de Importancia igual a I, la Categoría de Comportamiento Sísmico es D como se muestra en la Tabla 4.9.
- d) Coefficiente de Perfil del Suelo Se supuso un perfil del suelo Tipo III (arcillas suaves con una profundidad aproximada de 10m) con lo cual se determinó, en la tabla 4.10, un coeficiente (S) de 1.5.
- e) Factores de Modificación de la Respuesta Conexiones De la Tabla 4.11 el Factor R para la conexión de la superestructura con el estribo es 0.8. También se provee un Factor R de 1.0 para la conexión de la columna con la cimentación. Sin embargo, para puentes clasificados en la Categoría de Comportamiento Sísmico D las fuerzas de diseño recomendadas para conexiones son aquellas correspondientes a la máxima fuerza capaz de ser desarrollada por la articulación plástica y por tanto no se utilizan estos factores R.

Subestructura Puesto que la relación altura/dimensión máxima en planta ($1300\text{cm}/350\text{cm}=3.7$) es mayor que $2\frac{1}{2}$. La pila se considera como columna y además, como se encuentra aislada se utilizará un Factor R de 3.0 en ambos ejes ortogonales.

2) De acuerdo con la geometría de la estructura y su rigidez asociada, el puente se considera regular. Como se observa en la tabla 4.13, para un puente regular con dos o más tramos clasificado según su comportamiento sísmico como D, se especifica un análisis según el Método 1 (método de análisis espectral unimodal) como el procedimiento mínimo requerido.

Sismo longitudinal

3) El modelo del puente que se analizará está represen

tado en la Fig. 5.6. Nótese que el puente se idealiza de modo que los estribos no contribuyen a la rigidez longitudinal. Esto se hizo con fines de simplicidad y las fuerzas resultantes en la subestructura serán, en este caso, más conservadoras.

a) Aplicando una carga unitaria uniforme supuesta a lo largo del puente (1 kg/cm) se tiene: (1kg/cm)(5000cm)=5000kg

Utilizando el valor del factor d_{z1} del Apéndice A se obtiene:

$$\begin{aligned} v_s &= d_{z1} = F \cdot [188.135/EI] \\ &= (5000\text{kg}/2) [188.135/150.4125 \times 10^6 \text{ kg-m}^2] \\ &= 0.003127 \text{ m.} \\ v_s &= 0.3127 \text{ cm.} \end{aligned}$$

b) En la Sección 5.2 se determinó que la carga muerta por unidad de longitud de la superestructura y la mitad superior de las pilas es $w(x) = 101.22 \text{ kg/cm}$.

Por tanto se calculan los factores α , β y γ evaluando las integrales de las Ecs. 4-13, 4-14 y 4-15 de las normas. En este caso $v_s(x)$ y $w(x)$ son constantes lo cual simplifica el cálculo de las integrales cuya solución es:

$$\begin{aligned} \alpha &= \int_{\text{Est. 4}}^{\text{Est. 1}} v_s(x) dx = v_s \cdot L = 1563.5 \text{ cm}^2 \\ \beta &= \int_{\text{Est. 4}}^{\text{Est. 1}} w(x) v_s(x) dx = w \cdot v_s \cdot L = 158257 \text{ kg-cm} \\ \gamma &= \int_{\text{Est. 1}}^{\text{Est. 4}} w(x) v_s(x)^2 dx = w \cdot v_s^2 \cdot L = 49487 \text{ kg-cm}^2 \end{aligned}$$

c) Se calcula el periodo T utilizando la Ec. 4-16.

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{\gamma}{P_0 \cdot g \cdot \alpha}} = 2\pi \sqrt{\frac{49487 \text{ kg-cm}^2}{(1 \text{ kg/cm}) \cdot (981 \text{ cm/seg}^2) \cdot (1563.5 \text{ cm}^2)}} \\ T_1 = 1.13 \text{ seg.}$$

d) El coeficiente elástico de respuesta sísmica C_E se obtiene de la Ec. 4-17.

$$C_E = \frac{1.2 \cdot A \cdot S}{T^{2/3}} = \frac{1.2 \cdot 0.4 \cdot 1.5}{1.130^{2/3}} \quad C_E = 0.66$$

Fuente que el coeficiente de respuesta sísmica no excede de $2.0 \cdot A$ ($2.0 \cdot 0.4 = 0.8$), se utilizará $C_E = 0.66$.

e) Se calcula la fuerza sísmica estática equivalente longitudinal $F_E(x)$ expresada por la Ec. 4-18:

$$\begin{aligned} F_E(x) &= \frac{\beta \cdot C_E \cdot w(x) \cdot v_s(x)}{\gamma} \\ &= \frac{158257 \text{ kg-cm} \cdot 0.66 \cdot 101.22 \text{ kg/cm} \cdot 0.3127 \text{ cm}}{49487 \text{ kg-cm}^2} \end{aligned}$$



$$F_e(x) = 67.21 \text{ kg/cm}$$

5) Determinar el desplazamiento y los elementos mecánicos de los miembros del puente al aplicar la carga sísmica estática equivalente (Fig. 5.7); se utilizó el análisis del Apéndice A y los resultados se muestran en la Fig. 5.8.

Sismo transversal.

3) Aplicar una carga uniforme transversal supuesta de 1 kg/cm al puente como se muestra en la Fig. 5.9. Utilizando el análisis del Apéndice B se obtienen los desplazamientos en tres puntos de la estructura, a partir de los cuales se puede determinar el desplazamiento $v_s(x)$, que queda definido por:

$$a) \quad v_s(x) = Ax^4 + Bx^3 + Cx^2 + Dx \quad (5-1)$$

b) Se calculan los factores α , β y γ de las integrales de las Ecs. (4-13), (4-14) y (4-15):

$$\alpha = \int_{Est. 4}^{Est. 1} v_s(x) dx = \int_0^{5000} (Ax^4 + Bx^3 + Cx^2 + Dx) dx = 51.922 \text{ cm}^2$$

$$\beta = \int_{Est. 4}^{Est. 1} w(x) v_s(x) dx = 101.22 \text{ kg/m} \int_0^{5000} (Ax^4 + Bx^3 + Cx^2 + Dx) dx = 5255.55 \text{ kg-cm}$$

$$\gamma = \int_{Est. 4}^{Est. 1} w(x) v_s(x)^2 dx = 101.22 \text{ kg/m} \int_0^{5000} (Ax^4 + Bx^3 + Cx^2 + Dx) dx = 67.45 \text{ kg-cm}^2$$

c) Se calcula el periodo T con la Ec. 4-16.

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{\gamma}{P_0 \cdot g \cdot \alpha}} = 2\pi \sqrt{\frac{67.45 \text{ kg-cm}^2}{(1 \text{ kg/cm}) (981 \text{ cm/seg}^2) \cdot (51.922 \text{ cm}^2)}$$

$$T_t = 0.23 \text{ seg.}$$

d) El coeficiente elástico de respuesta sísmica C_s se obtiene de la Ec. 4-17.

$$C_s = \frac{1.2 \cdot A \cdot S}{T^{2/3}} = \frac{1.2 \cdot 0.4 \cdot 1.5}{0.230^{2/3}} \quad C_s = 1.52$$

Debido a que el coeficiente excede $2.0A$ ($2 \times 0.4 = 0.8$), se utilizará $C_s = 0.8$.

e) Se calcula la fuerza sísmica estática equivalente $F_e(x)$ con la Ec. 4-18.

$$F_e(x) = \frac{\beta \cdot C_s \cdot w(x) \cdot v_s(x)}{\gamma} = \frac{5255.55 \text{ kg-cm} \cdot 0.80 \cdot 101.22 \text{ kg/cm} \cdot v_s(x)}{67.45 \text{ kg-cm}^2}$$

$$F_e(x) = 6305.16 \cdot v_s(x) \text{ kg/cm}$$

5) Se aplica la carga estática equivalente como se

72

muestra en la Fig. 5.10, y se determinan los elementos mecánicos que se muestran en la Fig. 5.11.

6) Se determina la longitud mínima de soporte con la Ec. (4-20), por ser SPC D.

$$\begin{aligned} N &= 305 + 2.5(12m) + 10(13m) \\ &= 465 \text{ mm.} \end{aligned}$$

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

73

5.4 Comparación de resultados

COEFICIENTES SISMICOS.

En la siguiente tabla se muestran los datos que se obtuvieron del análisis del puente mediante los criterios antes expuestos:

	T_1 (seg)	T_f (seg)	C_1	C_f	V_1 (ton)	V_f (ton)
N.Z.	1.12	0.26	0.25	0.75	126.5	379.6
Japón	1.17	0.27	0.30	0.24	163.6	130.7
E.U.A.	1.13	0.23	0.66	0.80	336.1	327.4

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

94

CRITERIOS DE DISEÑO.

Con el fin de comparar cada uno de los criterios de diseño sísmico de puentes, se diseñará una pila y su respectiva zapata. El diseño será realizado con las normas de la AASHTO [x] y los resultados que se obtengan se compararán con los de las normas neozelandesas y japonesas.

DISEÑO DE LA PILA:

Del análisis hecho según el criterio estadounidense se tienen los siguientes elementos mecánicos en la pila:

$$\begin{aligned}
 V_{yy} &= 168.03 \text{ ton} & M_{zz} &= 1102.21 \text{ ton-m} & F_x &= \pm 16.80 \text{ ton} \\
 V_{zz} &= 62.82 \text{ ton} & M_{yy} &= 816.59 \text{ ton-m} & M_T &= 40.17 \text{ ton-m}
 \end{aligned}$$

Combinación de las fuerzas sísmicas.

	Caso de Carga 1 (1.0 Long + 0.3 Trans.)	Caso de Carga 2 (0.3 Long + 1.0 Trans.)
V_{yy} (ton)	168.03	50.41
M_{zz} (ton-m)	1102.21 (367.40)	330.66 (110.22)
F_x (ton)	± 16.80	± 2.06
V_{zz} (ton)	18.85	63.82
M_{yy} (ton-m)	244.98 (81.66)	816.59 (272.20)
M_T (ton-m)	12.06	40.19

Cargas muertas. Apéndice D

$$V_{yy} = 2.18 \text{ ton}; \quad M_{zz} = 9.45 \text{ ton-m}; \quad P_x = 200.42 \text{ ton}$$

Se considera que el Caso de Carga 1 es el más desfavorable puesto que presenta el mayor momento flexionante y además éste se encuentra en la dirección de menor resistencia de la pila.

La combinación especificada de cargas muertas y sísmicas es: 1.0 (D + EDM). Por lo que los elementos mecánicos factorizados resultantes son:

$$\begin{aligned}
 P_{ux} &= 200.41 \pm 16.80 \text{ ton} & V_{uyy} &= 170.21 \text{ ton} & V_{uzz} &= 18.85 \text{ ton} \\
 M_{uyy} &= 81.66 \text{ ton-m} & M_{uzz} &= 376.85 \text{ ton-m} & M_T &= 12.056 \text{ ton-m}
 \end{aligned}$$

Flexocompresión

Ahora se diseñará la pila sometida a Flexocompresión biaxial. Las especificaciones establecen que si $P_u \leq 0.1f'_c A_g$ el diseño puede realizarse con la expresión:

$$M_{ux} / \phi M_{nx} + M_{uy} / \phi M_{ny} \leq 1 \quad (5-2)$$

Además, el factor de reducción ϕ puede incrementarse linealmente desde 0.5 hasta el valor para flexión (0.9) cuando los esfuerzos debidos a carga axial máxima varíen de $0.20f'_c A_g$ a 0. En el caso en estudio: $\phi = 0.821$. Por lo que se tiene:

$$P_{ux} / \phi = 252.39 \text{ ton}; \quad M_{uyy} = 99.46 \text{ ton-m}; \quad M_{uzz} = 459.02 \text{ ton-m}$$

75

TESIS CON
 FALLA DE ORIGEN

Evaluación de los efectos de esbeltez:

Alrededor del eje yy' ,

$$A = \frac{\Sigma(EI_{col}/luc)}{\Sigma(EI_{vig}/luc)} = \frac{2.144m^4/13m}{0} = 0$$

$$k = 2.0$$

$$B = \frac{\Sigma(EI_{cdo}/luc)}{\Sigma(EI_{vig}/luc)} = \frac{2.144m^4/13m}{0} = 0$$

$$k \cdot l_U/r = 2 \times 13 \text{ m.} / (0.3 \times 3.5 \text{ m}) = 24.8 > 22$$

Se deben considerar los efectos de esbeltez.

$$\beta_d = M_{\max} \text{ debido a carga muerta} / M_{\max} \text{ debido a carga total} \\ = 0.0 \text{ ton-m} / 816.59 \text{ ton-m} = 0$$

$$EI = \frac{E_{cdo}/2.5}{1 + \beta_d} = \frac{(238750 \text{ kg/cm}^2 \cdot 2.144 \times 10^8 \text{ cm}^4) / 2.5}{1.0} \\ = 20.475 \times 10^{12} \text{ kg-cm}^2$$

$$F = \frac{\pi^2 EI}{(k l_U)^2} = \frac{\pi^2 \cdot 20.475 \times 10^{12} \text{ kg-cm}^2}{(2 \times 1300 \text{ cm})^2} = 29893.51 \text{ ton.}$$

$$\delta = \frac{C_m}{1 - P_u/\phi P_c} = \frac{1}{1 - 252.39 \text{ ton} / 29893.51 \text{ ton}} = 1.009$$

$$\text{Por tanto: } \delta \cdot M_{uyy} / \phi = 100.36 \text{ ton-m.}$$

Alrededor del eje zz' ,

$$A = \frac{\Sigma(EI_{col}/luc)}{\Sigma(EI_{vig}/luc)} = \frac{0.063m^4/13m}{0} = 0$$

$$k \approx 1.0$$

$$B = \frac{\Sigma(EI_{cdo}/luc)}{\Sigma(EI_{vig}/luc)} = \frac{0.063m^4/13m}{1.086m^4/12m + 1.086m^4/26m} = 0.037$$

$$k \cdot l_U/r = 1 \times 13 \text{ m.} / (0.3 \times 0.6 \text{ m}) = 72.2 > 22$$

Se deben considerar los efectos de esbeltez.

$$\beta_d = M_{\max} \text{ debido a carga muerta} / M_{\max} \text{ debido a carga total} \\ = 9.45 \text{ ton-m} / 1111.66 \text{ ton-m} = 0.0085$$

$$EI = \frac{E_{cdo}/2.5}{1 + \beta_d} = \frac{(238750 \text{ kg/cm}^2 \cdot 0.063 \times 10^6 \text{ cm}^4) / 2.5}{1.0085} \\ = 5.9658 \times 10^{11} \text{ kg-cm}^2$$

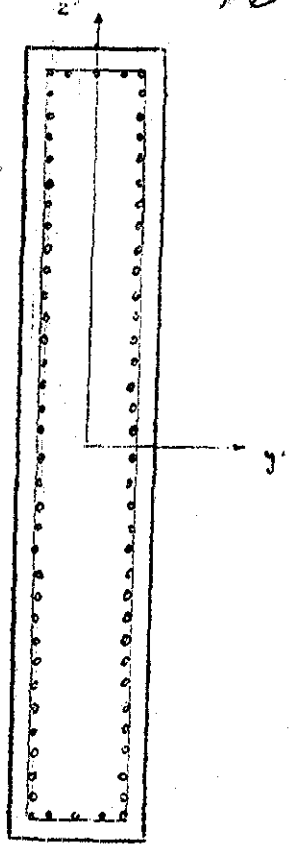
$$F = \frac{\pi^2 EI}{(k l_U)^2} = \frac{\pi^2 \cdot 5.9658 \times 10^{11} \text{ kg-cm}^2}{(1 \times 1300 \text{ cm})^2} = 3484.03 \text{ ton.}$$

$$\delta = \frac{C_m}{1 - P_u/\phi P_c} = \frac{1}{1 - 252.39 \text{ ton} / 3484.03 \text{ ton}} = 1.078$$

$$\text{Por tanto: } \delta \cdot M_{uzz} / \phi = 494.82 \text{ ton-m.}$$

Después de analizar varias disposiciones de refuerzo longitudinal, se obtuvo como mejor solución la siguiente:

76



Barras #9

TESIS CON FALLA DE ORIGEN

De análisis alrededor del eje yy' se tiene:
 $M_{yy} = 2874.35 \text{ ton-m.}$
 alrededor del eje zz'
 $M_{zz} = 514.26 \text{ ton-m.}$

Aplicando la Ec. (5-2)

$$\frac{M_{yy}}{M_{nyy}} + \frac{M_{zz}}{M_{nzz}} = \frac{100.36 \text{ ton-m}}{2874.35 \text{ ton-m}} + \frac{494.82 \text{ ton-m}}{514.26 \text{ ton-m}}$$

0.997 < 1.0 La sección es adecuada

Confinamiento en las articulaciones plásticas:

$$A_{sh} = 0.30 a h_c F'_c / F_{yh} (A_g / A_c - 1) \quad (5-3)$$

$$A_{sh} = 0.12 a h_c F'_c / F_{yh} \quad (5-4)$$

el que sea mayor.

Se considerará que: la separación entre estribos es: $a = 5 \text{ cm.}$
 el esfuerzo $f_{yh} = 4200 \text{ kg/cm}^2$

En la dirección del eje yy' .

$$A_{sh} = 0.3(5 \text{ cm})(334 \text{ cm}) \frac{250 \text{ kg/cm}^2}{4200 \text{ kg/cm}^2} \frac{21000 \text{ cm}^2}{15136 \text{ cm}^2} - 1 = 12.79 \text{ cm}^2$$

$$A_{sh} = 0.12(5 \text{ cm})(334 \text{ cm}) \frac{250 \text{ kg/cm}^2}{4200 \text{ kg/cm}^2} = 11.73 \text{ cm}^2$$

En la dirección del eje zz' .

$$A_{sh} = 0.3(5 \text{ cm})(44 \text{ cm}) \frac{250 \text{ kg/cm}^2}{4200 \text{ kg/cm}^2} \frac{21000 \text{ cm}^2}{15136 \text{ cm}^2} - 1 = 1.69 \text{ cm}^2$$

$$A_{sh} = 0.12(5 \text{ cm})(44 \text{ cm}) \frac{250 \text{ kg/cm}^2}{4200 \text{ kg/cm}^2} = 1.57 \text{ cm}^2$$

77

TESIS C.A.N
 FALLA LE ORIGEN

Se propone utilizar barras #3 para el confinamiento ($A = 0.71\text{cm}^2$, $d_b = 0.95\text{cm}$). El número de barras que se necesitan es:

dirección yy'

No. de barras = $12.79\text{cm}^2 / 0.71\text{cm}^2 / \text{barra} \approx 18$ barras

dirección zz'

No. de barras = $1.69\text{cm}^2 / 0.71\text{cm}^2 / \text{barra} \approx 3$ barras

Cortante

Se determinarán las fuerzas cortantes asociadas al momento plástico de la columna.

$$V_x = 2 \cdot (1.30 \times 2874.35 \text{ ton}\cdot\text{m}) / 13\text{m} = 574.87 \text{ ton}$$

$$V_y = 2 \cdot (1.30 \times 514.56 \text{ ton}\cdot\text{m}) / 13\text{m} = 102.91 \text{ ton}$$

Por tanto las fuerzas cortantes de diseño son:

$$V_{u_{yy}} = 102.91 \text{ ton}, \quad V_{u_{zz}} = 18.85 \text{ ton}.$$

Dirección del eje yy' .

$$V_{u_{yy}} / \phi = 102.91 \text{ ton} / 0.85 = 121.07 \text{ ton}.$$

$$A_v = V_u \cdot s / f_y \cdot d = 121070 \text{ kg} \cdot 5 \text{ cm} / (4200 \text{ kg/cm}^2 \cdot 52 \text{ cm})$$

$$= 2.77 \text{ cm}^2 / 2 \text{ ramas}$$

Dirección del eje zz' .

$$V_{u_{zz}} / \phi = 18.85 \text{ ton} / 0.85 = 22.18 \text{ ton}.$$

$$A_v = V_u \cdot s / f_y \cdot d = 22180 \text{ kg} \cdot 5 \text{ cm} / (4200 \text{ kg/cm}^2 \cdot 342 \text{ cm})$$

$$= 0.08 \text{ cm}^2 / 2 \text{ ramas}$$

En ambos casos rige el refuerzo de confinamiento.



Fig. 5.12 ARMADO DE LA PILA

DISEÑO DE LA ZAFATA:

La combinación especificada de cargas muertas y sísmicas es: $1.0 \cdot (D + EQF)$. Por lo que los elementos mecánicos factorizados resultantes son:

$F_{u_x} = 200.41 \pm 6.80 \text{ ton}$, $M_{u_{yy}} = 81.66 \text{ ton}\cdot\text{m}$, $M_{u_{zz}} = 376.85 \text{ ton}\cdot\text{m}$.

Propiedades del suelo:

$F_{\text{suelo}} = 15 \text{ ton/m}^2$, $e_{\text{suelo}} = 1.5 \text{ ton}\cdot\text{m}^3$, $H = 1.0 \text{ m}$.

Se considera que la zapata tiene las siguientes dimensiones en planta ($8.5\text{m} \times 6.5\text{m}$) y un peralte total de 75cm .

Por tanto: $A = 55.25\text{m}^2$, $S_y = 59.85\text{m}^3$ y $S_z = 78.27\text{m}^3$

$P_{\text{max}} = F/A \pm M_{u_{yy}}/S_y \pm M_{u_{zz}}/S_z$

$F_{\text{Total}} = 200.41\text{ton} + (8.5\text{m} \times 6.5\text{m} \times 0.75\text{m}) \cdot 2.4\text{ton/m}^3$
 $+ (55.25\text{m}^2 - 0.6\text{m} \times 3.5\text{m}) \cdot 1.0\text{m} \cdot 1.5\text{ton/m}^3 \pm 6.80\text{ton}$
 $= 379.59 \pm 6.80 \text{ ton}$.

$P_{\text{max}} = 379.59 \pm 6.08\text{ton} / 55.25\text{m}^2 \pm 81.66\text{ton}\cdot\text{m} / 59.85\text{m}^3$
 $\pm 376.85\text{ton}\cdot\text{m} / 78.27\text{m}^3$

Por tanto: $P_{\text{max}} = 13.17\text{ton/m}^2$ y $P_{\text{min}} = 0.57\text{ton/m}^2$.

La capacidad de la zapata es adecuada.

Cortante.

Se considera que: $d \approx 66\text{cm}$.

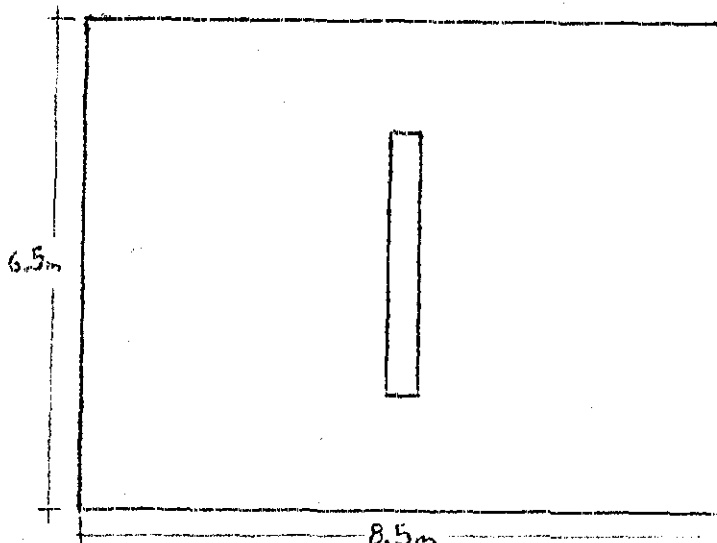
Acción de viga (a una distancia d de la cara de la columna). De la Fig. 5.13, la longitud (CD) que está sujeta a una reacción de intensidad q es:

$8.5\text{m}/2 - 0.6\text{m}/2 - 0.66\text{m} = 3.29\text{m}$.

$V_u \text{ factorizado} = 13.17\text{ton/m}^2 \cdot 3.29\text{m} \cdot 1.0\text{m} = 43.336\text{ton}$

$V_u \text{ requerido} = 43336\text{kg} / 0.85 = 50980 \text{ kg}$

$V_c = 0.53 \cdot f'_c \cdot b_w \cdot d = 0.53 \cdot 1350\text{kg/cm}^2 \cdot 100\text{cm} \cdot 66\text{cm}$
 $= 55310 \text{ kg} > 50980 \text{ kg}$. Es adecuada



TESIS CON FALLA DE ORIGEN

Fig. 5.13 DIMENSIONES DE LA ZAFATA

Acción en 2 direcciones (a una distancia $d/2$ de la cara de la columna).

Area cargada en la zona de falla LMNP en la Fig. 5.13
 $= 8.5m \times 6.5m - (0.6m + 0.66)(3.5m + 0.66m) = 50.01 m^2$

V_u factorizado $= 13.17 \text{ ton/m}^2 \cdot 50.01 m^2 = 658.71 \text{ ton}$

V_u requerido $= 658710 \text{ kg} / 0.85 = 774750 \text{ kg}$.

Perimetro del plano de falla por cortante:

$b_0 = 2[(c_c + d) + (c_s + d)] = 2[(60 \text{ cm} + 66 \text{ cm}) + (350 \text{ cm} + 66 \text{ cm})] = 1084 \text{ cm}$.

$V_c = 0.27(2 + 4/\beta_c) \sqrt{f'_c} \cdot b_0 \cdot d \leq 1.1 \sqrt{f'_c} \cdot b_0 \cdot d$

$\beta_c = 350 \text{ cm} / 60 \text{ cm} = 5.83$; $0.27(2 + 4/5.83) = 0.725 \leq 1.1$

$= 0.725 \cdot \sqrt{350} \text{ kg/cm}^2 \cdot 1084 \text{ cm} \cdot 66 \text{ cm}$

$= 808730 \text{ kg} > 774950 \text{ kg}$. Es adecuada

Flexión

La sección critica está situada en la cara de la columna. El brazo de palanca es: $8.5m/2 - 0.6m/2 = 3.95 \text{ m}$.

M_u factorizado $= 13.17 \text{ ton/m}^2 \cdot 1.0m \cdot (3.95m)^2 / 2 = 102.758 \text{ ton-m}$

M_u requerido $= 10275800 \text{ kg-cm} / 0.9 = 11417600 \text{ kg-cm}$.

$M_n = A_s \cdot f_y \cdot (d - a/2)$

Resolviendo se tiene $A_s = 44.10 \text{ cm}^2$

Se utilizarán barras #6 ($A = 2.84 \text{ cm}^2$)

Separación: $100 \text{ cm} / (44.1 \text{ cm}^2 / 2.84 \text{ cm}^2 / \text{barra}) = 6.25 \text{ cm}$

Refuerzo en la dirección menor:

$\beta = 850 \text{ cm} / 650 \text{ cm} = 1.31$; $A_{s1} / A_s = 2 / (\beta + 1) = 0.87$

Por tanto $A_{s1} = 0.87 \cdot 44.1 \text{ cm}^2 = 38.37 \text{ cm}^2$

Separación en la franja central:

$100 \text{ cm} / (38.37 \text{ cm}^2 / 2.84 \text{ cm}^2 / \text{barra}) = 7.40 \text{ cm}$

Separación en las franjas laterales:

$100 \text{ cm} / (5.73 \text{ cm}^2 / 2.84 \text{ cm}^2 / \text{barra}) = 49.6 \text{ cm}$

pero por especificación se limitará a 45 cm

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

COMPARACION CON EL CRITERIO NEOZELANDES

Del análisis hecho según el criterio neozelandés se tienen los siguientes elementos mecánicos en la pila:

$$V_{yy} = 63.27 \text{ ton.} \quad M_{zz} = 415.00 \text{ ton-m.} \quad F_x = \pm 2.56 \text{ ton.}$$

$$V_{zz} = 59.24 \text{ ton.} \quad M_{yy} = 770.10 \text{ ton-m.} \quad M_t = 36.96 \text{ ton-m.}$$

Combinación de las fuerzas sísmicas.

	Caso de Carga 1 (1.0Long. + 0.3Trans.)	Caso de Carga 2 (0.3Long. + 1.0Trans.)
V_{yy} (ton)	63.27	18.98
M_{zz} (ton-m)	415.00	124.50
F_x (ton)	± 2.56	10.77
V_{zz} (ton)	17.77	59.24
M_{yy} (ton-m)	231.03	770.10
M_t (ton-m)	11.09	36.96



Cargas muertas. Apéndice D

$$V_{yy} = 2.18 \text{ ton.} \quad M_{zz} = 9.45 \text{ ton-m.} \quad \bar{w} = 200.42 \text{ ton.}$$

Se considera que el Caso de Carga 1 es el más desfavorable puesto que presenta el mayor momento flexionante y además éste se encuentra en la dirección de menor resistencia de la pila.

La combinación de cargas que rige si el diseño sísmico es [x]: $U = 1.08 \cdot (kDL + 1.25EQ)$

$k = 1.2$ o 0.8 el que sea más desfavorable (en este caso se consideró 1.2)

$U = 1.08 \cdot 1.2DL + 1.08 \cdot 1.25EQ = 1.296DL + 1.35EQ$, por lo que los elementos mecánicos factorizados son:

$$P_{ux} = 259.74 \pm 3.46 \text{ ton.} \quad V_{uyy} = 88.24 \text{ ton.} \quad V_{uzz} = 23.59 \text{ ton.}$$

$$M_{uyy} = 311.89 \text{ ton-m.} \quad M_{uzz} = 570.50 \text{ ton-m.} \quad M_t = 14.97 \text{ ton-m.}$$

Flexocompresión

Ahora se analizará la pila sometida a flexocompresión biaxial, con la expresión:

$$M_{ux} / \phi M_{nx} + M_{uy} / \phi M_{ny} \leq 1 \quad (5-2)$$

En las normas neozelandesas [x], el factor de reducción ϕ tiene el valor de 0.9 si se cumple con algunos requisitos referentes al confinamiento del concreto

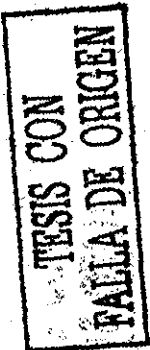
$$F_{ux} / \phi = 292.44 \text{ ton.} \quad M_{uyy} = 349.54 \text{ ton-m.} \quad M_{uzz} = 636.11 \text{ ton-m.}$$

La evaluación de los efectos de esbeltez es igual a la establecida en las normas AASHTO:

Alrededor del eje yy' :

$$\beta_d = M_{\max} \text{ debido a carga muerta} / M_{\max} \text{ debido a carga total}$$

$$= 0.0 \text{ ton-m} / 349.54 \text{ ton-m} = 0$$



81

$$EI = \frac{(EcI_g/5) + EsI_{se}}{1 + \beta_d}$$

$$= \frac{(238750 \text{ kg/cm}^2 \cdot 2.144 \times 10^8 \text{ cm}^4) / 5 + 2039000 \text{ kg/cm}^2 \cdot 5452000 \text{ cm}^4}{1.0}$$

$$= 21.354 \times 10^{12} \text{ kg-cm}^2$$

$$P = \frac{\pi^2 EI}{(kl_u)^2} = \frac{\pi^2 \cdot 21.354 \times 10^{12} \text{ kg-cm}^2}{(2 \times 1300 \text{ cm})^2} = 31176.85 \text{ ton.}$$

$$\delta = \frac{C_m}{1 - P_u / \phi P_c} = \frac{1}{1 - 292.44 \text{ ton} / 31176.85 \text{ ton}} = 1.009$$

Por tanto: $\delta \cdot M_{u_{yy}} / \phi = 352.69 \text{ ton-m}$

Alrededor del eje zz' .
 $\beta_d = M_{max} \text{ debido a carga muerta} / M_{max} \text{ debido a carga total}$
 $= 12.25 \text{ ton-m} / 415.0 \text{ ton-m} = 0.0295$

$$EI = \frac{(EcI_g/5) + EsI_{se}}{1 + \beta_d}$$

$$= \frac{(238750 \text{ kg/cm}^2 \cdot 6.3 \times 10^6 \text{ cm}^4) / 5 + 2039000 \text{ kg/cm}^2 \cdot 215650 \text{ cm}^4}{1.0295}$$

$$= 719.316 \times 10^9 \text{ kg-cm}^2$$

$$P = \frac{\pi^2 EI}{(kl_u)^2} = \frac{\pi^2 \cdot 719.316 \times 10^9 \text{ kg-cm}^2}{(1 \times 1300 \text{ cm})^2} = 4200.80 \text{ ton.}$$

$$\delta = \frac{C_m}{1 - P_u / \phi P_c} = \frac{1}{1 - 292.44 \text{ ton} / 4200.80 \text{ ton}} = 1.075$$

Por tanto: $\delta \cdot M_{u_{zz}} / \phi = 683.82 \text{ ton-m}$.

De análisis de la sección alrededor del eje yy' se tiene:
 $M_{n_{yy}} = 2902.72 \text{ ton-m}$,
 alrededor del eje zz'
 $M_{n_{zz}} = 522.27 \text{ ton-m}$.

Aplicando la Ec. (5-2)
 $M_{u_{yy}} / M_{n_{yy}} + M_{u_{zz}} / M_{n_{zz}}$
 $352.69 \text{ ton-m} / 2902.72 \text{ ton-m} + 683.82 \text{ ton-m} / 522.27 \text{ ton-m}$
 $1.431 > 1.0$ La sección no es adecuada

TESIS CON FALLA DE ORIGEN

Confinamiento en las articulaciones plásticas:
 El acero de confinamiento se determina con las Ecs. (5-3) y (5-4), aunque con una modificación ya que además se les multiplica por el factor:
 $(0.5 + 1.25 \cdot F_e / \phi F_c A_g)$

Se considerará que: la separación entre estribos es: $a = 5 \text{ cm}$.
 el esfuerzo $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$

Cortante
 Se determinarán las fuerzas cortantes asociadas al momento plástico de la columna

82

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

$$V_z = 2 \cdot (1.25 \times 2902.72 \text{ ton-m}) / 13 \text{ m} = 558.22 \text{ ton}$$

$$V_y = 2 \cdot (1.25 \times 522.27 \text{ ton-m}) / 13 \text{ m} = 100.44 \text{ ton}$$

Por tanto las fuerzas cortantes de diseño son:
 $V_{uyy} = 88.24 \text{ ton}$, $V_{uzz} = 23.99 \text{ ton}$.

Dirección del eje yy':

$$V_{uyy} / \phi = 88.24 \text{ ton} / 0.85 = 103.81 \text{ ton}$$

$$A_v = V_s \cdot s / f_y \cdot d = 103810 \text{ kg} \cdot 5 \text{ cm} / (4200 \text{ kg/cm}^2 \cdot 52 \text{ cm})$$

$$= 2.38 \text{ cm}^2 / 2 \text{ ramas}$$

Dirección del eje zz':

$$V_{uzz} / \phi = 23.99 \text{ ton} / 0.85 = 28.22 \text{ ton}$$

$$A_v = V_s \cdot s / f_y \cdot d = 28220 \text{ kg} \cdot 5 \text{ cm} / (4200 \text{ kg/cm}^2 \cdot 342 \text{ cm})$$

$$= 0.10 \text{ cm}^2 / 2 \text{ ramas}$$

En ambos casos rige el refuerzo de confinamiento.

Zapata.

Los elementos mecánicos factorizados que actúan en la zapata son:

$$P_{ux} = 259.74 \pm 3.46 \text{ ton}$$
, $M_{uyy} = 311.89 \text{ ton-m}$, $M_{uzz} = 572.50 \text{ ton-m}$.

Propiedades del suelo:

$$P_{\text{suelo}} = 15 \text{ ton/m}^2$$
, $\text{suelo} = 1.5 \text{ ton/m}^3$, $H = 1.0 \text{ m}$.

Se considera que la zapata tiene las siguientes dimensiones en planta (8.5m x 6.5m) y un peralte total de 75cm. Por tanto: $A = 55.25 \text{ m}^2$, $S_y = 59.85 \text{ m}^3$ y $S_z = 78.27 \text{ m}^3$

$$P_{\text{max}} = F/A \pm M_{uyy}/S_y \pm M_{uzz}/S_z$$

$$P_{\text{Total}} = 259.74 \text{ ton} + (8.5 \text{ m} \times 6.5 \text{ m} \times 0.75 \text{ m}) \cdot 2.4 \text{ ton/m}^3$$

$$+ (55.25 \text{ m}^2 \cdot 0.6 \text{ m} \times 3.5 \text{ m}) \cdot 1.0 \text{ m} \cdot 1.5 \text{ ton/m}^3 \pm 3.46 \text{ ton}$$

$$= 438.91 \pm 3.46 \text{ ton}$$

$$P_{\text{max}} = 438.91 \pm 3.46 \text{ ton} / 55.25 \text{ m}^2 \pm 311.89 \text{ ton-m} / 59.85 \text{ m}^3$$

$$\pm 572.50 \text{ ton-m} / 78.27 \text{ m}^3$$

Por tanto: $p_{\text{max}} = 19.46 \text{ ton/m}^2$ y $p_{\text{min}} = -5.73 \text{ ton/m}^2$
 La capacidad de la zapata no es adecuada.

COMPARACION CON EL CRITERIO JAPONES

Del análisis hecho según el criterio japonés se tienen los siguientes elementos mecánicos en la pila:

$$V_{yy} = 81.82 \text{ ton}$$
, $M_{zz} = 536.69 \text{ ton-m}$, $F_x = \pm 13.31 \text{ ton}$.
 $V_{zz} = 20.43 \text{ ton}$, $M_{yy} = 265.58 \text{ ton-m}$, $M_T = 12.75 \text{ ton-m}$.

Combinación de las fuerzas sísmicas.

	Caso de Carga 1 (1.0 Long. + 0.3 Trans.)	Caso de Carga 2 (0.3 Long. + 1.0 Trans.)
V_{yy} (ton)	81.82	24.55
M_{zz} (ton-m)	536.69	141.01

83

F_x (ton)	±3.31	±0.99
V_{zz} (ton)	6.13	20.43
M_{yy} (ton-m)	79.67	265.58
M_T (ton-m)	3.83	12.75

Cargas muertas Apéndice D

$V_{yy} = 2.18 \text{ ton}$ $M = 2.45 \text{ ton-m}$ $= 200.42 \text{ ton}$

Se considera que el Caso de Carga 1 es el más desfavorable puesto que presenta el mayor momento flexionante y además éste se encuentra en la dirección de menor resistencia de la pila.

La combinación de cargas que rige el diseño sísmico es [X]: $U = D + EQ$

Por lo que los elementos mecánicos factorizados son:

$F_x = 200.42 \pm 3.31 \text{ ton}$ $V = 84.00 \text{ ton}$ $V = 6.13 \text{ ton}$
 $M_{yy} = 79.67 \text{ ton-m}$ $M = 546.14 \text{ ton-m}$ $M = 3.83 \text{ ton-m}$

Flexocompresión

Ahora se analizará la pila sometida a Flexocompresión biaxial, con la expresión:

$$M_x / M_{n_x} + M_y / M_{n_y} \leq 1 \quad (5-5)$$

En las normas japonesas [X], el diseño se realiza según el criterio de esfuerzos permisibles.

Se considerará que la evaluación de los efectos de esbeltez es igual a la determinada en el criterio neozelandés.

Alrededor del eje yy' :

Por tanto: $\delta \cdot M_{yy} = 1.009 \times 79.67 \text{ ton-m} = 80.39 \text{ ton-m}$

Alrededor del eje zz' :

Por tanto: $\delta \cdot M_{zz} = 1.075 \times 546.14 \text{ ton-m} = 587.10 \text{ ton-m}$

De análisis elástico de la sección alrededor del eje yy' se tiene:

$M_{n_{yy}} = 1716.43 \text{ ton-m}$
 alrededor del eje zz'
 $M_{n_{zz}} = 299.48 \text{ ton-m}$

Aplicando la Ec. (5-5)

$M_{yy} / M_{n_{yy}} + M_{zz} / M_{n_{zz}}$
 $80.39 \text{ ton-m} / 1716.43 \text{ ton-m} + 587.12 \text{ ton-m} / 299.48 \text{ ton-m}$
 $2.007 > 1.0$ La sección no es adecuada

Cortante

Las fuerzas cortantes de diseño son:

$V_{yy} = 84.00 \text{ ton}$ $V_{zz} = 6.13 \text{ ton}$

Dirección del eje yy' :

$V_{yy} = 84000 \text{ kg}$

$Q_{ASy} = 5j(f_s + 0.5 f_{pt} \cdot w(0.002))$
 $= 350 \text{ cm} (45.5 \text{ cm}) (7.5 \text{ kg/cm}^2 + 0.5 (3000 \text{ kg/cm}^2) (0.007 - 0.002))$



89

$Q_{ASy} = 238880 \text{ kg.}$

Dirección del eje zz' .

$V_{zz} = 6130 \text{ kg.}$

$Q_{ASz} = b_j(f_s + 0.5 \cdot w \cdot f_t(p_w - 0.002))$
 $= 60\text{cm}(308\text{cm})(7.5\text{kg/cm}^2 + 0.5 \cdot 3000\text{kg/cm}^2(0.007 - 0.002))$

$Q_{ASz} = 277200 \text{ kg.}$

La sección es adecuada.

Zapata.

Los elementos mecánicos factorizados que actúan en la zapata son:

$P_x = 200.42 \pm 3.31 \text{ ton.}$ $M_{yy} = 80.39 \text{ ton-m}$ $M_{zz} = 587.10 \text{ ton-m.}$

Propiedades del suelo:

$F_{\text{suelo}} = 15 \text{ ton/m}^2$ $\text{suelo} = 1.5 \text{ ton/m}^3$ $H = 1.0 \text{ m.}$

Se considera que la zapata tiene las siguientes dimensiones en planta (8.5m x 6.5m) y un peralte total de 75cm.

Por tanto: $A = 55.25\text{m}^2$, $S_y = 59.85\text{m}^3$ y $S_z = 78.27\text{m}^3$

$P_{\text{max}} = P/A \pm M_{yy}/S_y \pm M_{zz}/S_z$

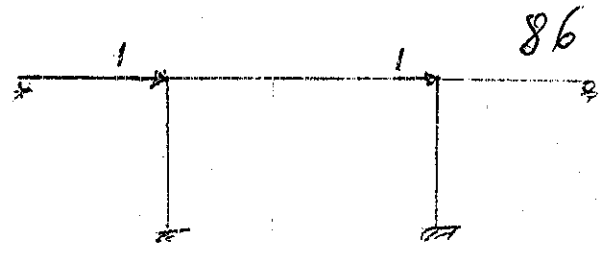
$P_{\text{Total}} = 200.42\text{ton} + (8.5\text{m} \times 6.5\text{m} \times 0.75\text{m}) \cdot 2.4\text{ton/m}^3$
 $+ (55.25\text{m}^2 \cdot 0.6\text{m} \times 3.5\text{m}) \cdot 1.0\text{m} \cdot 1.5\text{ton/m}^3 \pm 3.31\text{ton}$
 $= 379.60 \pm 3.31 \text{ ton.}$

$P_{\text{max}} = 379.60 \pm 3.31\text{ton} / 55.25\text{m}^2 \pm 80.39\text{ton-m} / 59.85\text{m}^3$
 $\pm 587.10\text{ton-m} / 78.27\text{m}^3$

Por tanto: $p_{\text{max}} = 15.77\text{ton/m}^2$ y $p_{\text{min}} = -2.03\text{ton/m}^2$

La capacidad de la zapata no es adecuada.

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN



$$\begin{aligned}
 d_{x1} &= -188.1351118 \\
 d_{y1} &= 0 \\
 \phi_{z1} &= -0.3866266566 \\
 d_{x2} &= -188.1351118 \\
 d_{y2} &= 0.01577372538 \\
 \phi_{z2} &= 0.7771967445 \\
 d_{x3} &= -188.1351118 \\
 d_{y3} &= -0.01577372538 \\
 \phi_{z3} &= 0.7771967445 \\
 d_{x4} &= -188.1351118 \\
 d_{y4} &= 0 \\
 \phi_{z4} &= -0.3866266566
 \end{aligned}$$

BARRA 11

$$\begin{aligned}
 & \begin{bmatrix} -2.2265 \\ -4.3333 \\ -2.10688 \\ 0.040445 \end{bmatrix} \begin{matrix} M_A = M_2 + M_D = -6.559784 \\ M_B = M_D + M_{II} = -6.440215 \\ N_T = 0.040445 \end{matrix}
 \end{aligned}$$

BARRA 12

$$\begin{aligned}
 & \begin{bmatrix} -2.2265 \\ -4.3333 \\ -2.10689 \\ -0.040445 \end{bmatrix} \begin{matrix} M_A = M_2 + M_D = -6.559784 \\ M_B = M_D + M_{II} = -6.440215 \\ N_T = -0.040445 \end{matrix}
 \end{aligned}$$

BARRA 13

$$\begin{aligned}
 & \begin{bmatrix} -1.1146 \\ 1.1146 \\ 2.2291 \\ 0 \end{bmatrix} \begin{matrix} M_A = M_2 + M_D = 0 \\ M_B = M_D + M_{II} = 3.343683 \\ N_T = 0 \end{matrix}
 \end{aligned}$$

BARRA 14

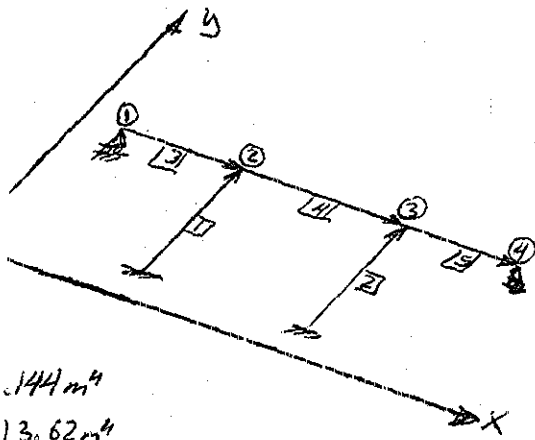
$$\begin{aligned}
 & \begin{bmatrix} 1.1146 \\ 1.1146 \\ 2.2291 \\ 0 \end{bmatrix} \begin{matrix} M_A = M_2 + M_D = 3.343683 \\ M_B = M_D + M_{II} = 3.096533 \\ N_T = 0 \end{matrix}
 \end{aligned}$$

BARRA 15

$$\begin{aligned}
 & \begin{bmatrix} 2.2291 \\ 1.1146 \\ 1.1146 \\ 0 \end{bmatrix} \begin{matrix} M_A = M_2 + M_D = 3.343683 \\ M_B = M_D + M_{II} = 0 \\ M_C = 0 \end{matrix}
 \end{aligned}$$

TESIS CON FALLA DE ORIGEN

87 APENDICE B



144 m⁴
13.62 m⁴

6.353 I_p
(3405)
536
BARRA 1 ① Apoyo C=0
② Nudo C=1

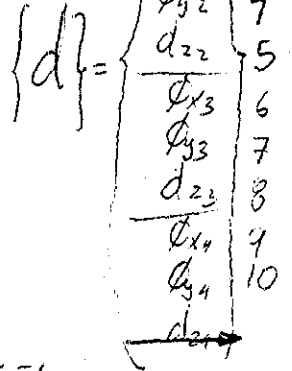
$$[a]_1 = \begin{bmatrix} 0 & 0 & 1/13 \\ 1 & 0 & 2/13 \\ 1 & 0 & 1/13 \\ 0 & 1 & 0 \\ 3 & 4 & 5 \end{bmatrix} \quad [k]_1 = \begin{bmatrix} 2/13 \\ 2/13 \\ 2/13 \\ 223 \\ 17420 \end{bmatrix}$$

Nudo 1
 $M_{x1} = M_{y1} = 0 \quad \phi_{x1} \neq 0 \quad \phi_{y1} \neq 0$

$d_{z1} = 0$

Nudo 4
 $M_{x4} = M_{y4} = 0 \quad \phi_{x4} \neq 0 \quad \phi_{y4} \neq 0$

$d_{z4} = 0$



BARRA 2 ① - Apoyo C=1
② Nudo C=0

$$[a]_2 = \begin{bmatrix} 0 & 0 & 1/13 \\ -1 & 0 & 2/13 \\ -1 & 0 & 1/13 \\ 0 & 1 & 0 \\ 6 & 7 & 8 \end{bmatrix} \quad [k]_2 = \begin{bmatrix} 2/13 \\ 2/13 \\ 2/13 \\ 223/17420 \end{bmatrix}$$

BARRA 3 ① Nudo ① C=1
② Nudo ② C=0

$$[a]_3 = \begin{bmatrix} 0 & 1 & 0 & 0 & 1/12 \\ 0 & 1 & 0 & 1 & 1/6 \\ 0 & 0 & 0 & 1 & 1/12 \\ -1 & 0 & 1 & 0 & 0 \\ 1 & 2 & 3 & 4 & 5 \end{bmatrix} \quad [k]_3 = \begin{bmatrix} 1135/1072 \\ 1135/1072 \\ 1135/1072 \\ 2293/64320 \end{bmatrix}$$

BARRA 4 ① Nudo ② C=1
② Nudo ③ C=0

$$[a]_4 = \begin{bmatrix} 0 & 1 & -1/26 & 0 & 0 & 1/26 \\ 0 & 1 & -1/13 & 0 & 1 & 1/13 \\ 0 & 0 & -1/26 & 0 & 1 & 1/26 \\ -1 & 0 & 0 & 1 & 0 & 0 \\ 3 & 4 & 5 & 6 & 7 & 8 \end{bmatrix} \quad [k]_4 = \begin{bmatrix} 3405/6968 \\ 3405/6968 \\ 3405/6968 \\ 2293/139360 \end{bmatrix}$$

BARRA 5 ① Nudo ③ C=1
② Nudo ④ C=0

$$[a]_5 = \begin{bmatrix} 0 & 1 & -1/12 & 0 & 0 \\ 0 & 1 & -1/6 & 0 & 1 \\ 0 & 0 & -1/12 & 0 & 1 \\ -1 & 0 & 0 & 1 & 0 \\ 6 & 7 & 8 & 9 & 10 \end{bmatrix} \quad [k]_5 = \begin{bmatrix} 1135/1072 \\ 1135/1072 \\ 1135/1072 \\ 2293/64320 \end{bmatrix}$$

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	
2293/320	0	-2293/64320	0	0	0	0	0	0	0	4-5 5-4
0	1135/536	0	1135/1072	1135/4288	0	0	0	0	0	150955 724672
293/1320	0	300847/836160	0	-6/169	-2293/139360	0	0	0	0	
0	1135/1072	0	108271/34840	164575/27632	0	3405/6968	10215/181168	0	0	2043 47103
0	1135/4288	-6/169	164575/424672	301744/56524416	0	-10215/181168	-13025/1710368	0	0	
0	0	-2293/139360	0	0	300847/836160	0	-6/169	-2293/64320	0	5-8 8-5
0	0	0	3405/6968	-10215/181168	0	108271/34840	-150955/724672	0	1135/1072	
0	0	0	10215/181168	-13025/1710368	-6/169	-150955/724672	3047441/56524416	0	-1135/4288	
0	0	0	0	0	2293	0	0	2293	0	

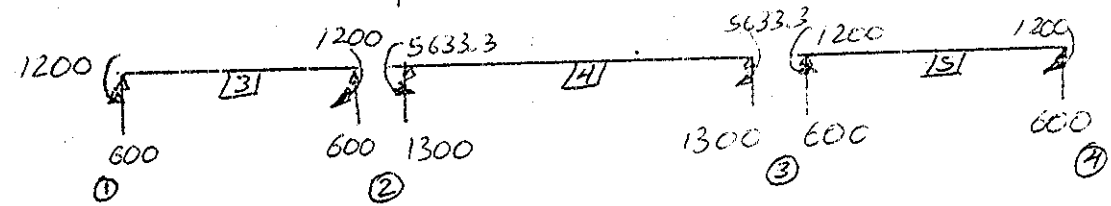
TESIS CON FALLA DE ORIGEN

$PKA \ 13] = BAKA \ 12]$
 $f = 100 \text{ kg/m}$
 12 m
 $|M_{13}| = \frac{wl^2}{2} = 1200 \text{ kg-m}$
 $|V_{13}| = \frac{wl}{2} = 600 \text{ kg}$

88
 $f = 100 \text{ kg/m}$
 26 m
 $|M_{14}| = |M_{15}| = 5633.3 \text{ kg-m}$
 $|V_{14}| = |V_{15}| = 1300 \text{ kg}$

1.2

APENDICE B



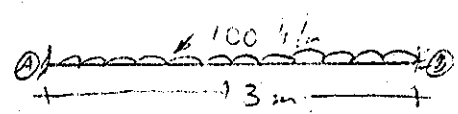
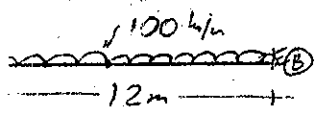
$\phi_{x1} = -65937.12556$
 $\phi_{y1} = 52984.76704$
 $\alpha_{z1} = 0$
 $\phi_{x2} = -65937.12556$
 $\phi_{y2} = 38027.63004$
 $\alpha_{z2} = -571455.0882$
 $\phi_{x3} = -65937.12556$
 $\phi_{y3} = -38027.63004$
 $\alpha_{z3} = -571455.0882$
 $\phi_{x4} = -65937.12556$
 $\phi_{y4} = -52984.76704$
 $\alpha_{z4} = 0$

$\{F\} = \begin{Bmatrix} 0 \\ 1200 \\ -600 \\ 0 \\ \frac{13300}{3} \\ -1900 \\ 0 \\ -\frac{13300}{3} \\ -1900 \\ 0 \\ -1200 \\ 600 \end{Bmatrix}$

TESIS CON
 FALLA DE ORIGEN

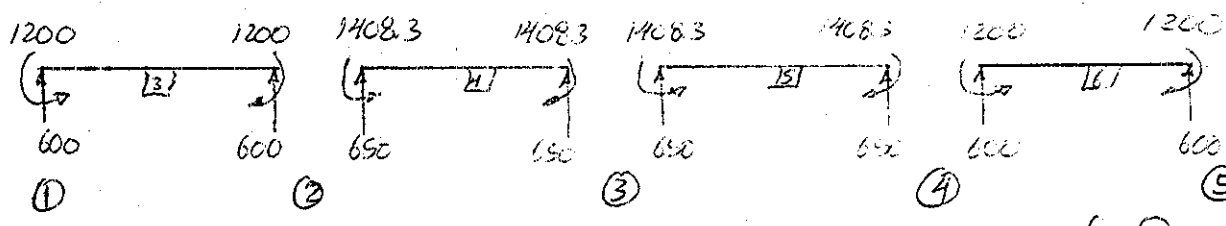
APENDICE C

90



$M_B = 1200 \text{ kg}\cdot\text{m}$
 $V_B = 600 \text{ kg}$

$M_A = |M_B| = 1408.3 \text{ kg}\cdot\text{m}$
 $V_A = |V_B| = 650 \text{ kg}$



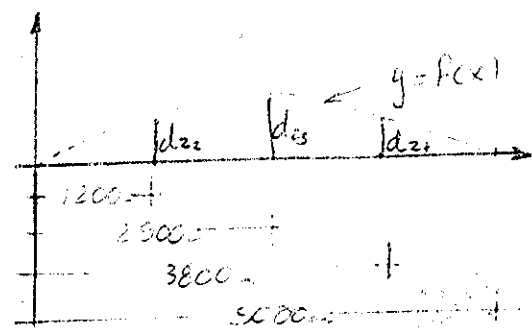
$d_{y1} = -65937.12555$
 $d_{y2} = 52984.76703$
 $d_{z1} = 0$
 $d_{x2} = -65937.12555$
 $d_{y2} = 38027.63004$
 $d_{z2} = -571455.0881$
 $d_{x3} = -65937.12555$
 $d_{y3} = 0$
 $d_{z3} = -837367.79141$
 $d_{x4} = -65937.12555$
 $d_{y4} = -38027.63003$
 $d_{z4} = -571455.0881$
 $d_{x5} = -65937.12555$
 $d_{y5} = -52984.76703$
 $d_{z5} = 0$

$\{F\} =$

0	1
1200	2
-600	3
0	4
625/3	5
-1250	6
0	7
0	8
-1300	9
0	10
-625/3	11
-1250	12
0	13
-1200	14
-600	15

$P_c = 2500 \text{ kg}$ $E = 15100 \text{ VFc}$ $I = 2.144 \text{ m}^4$

$z_2 = d_{z4} = -571455.0881/EI$
 $\rightarrow -0.01116384872 \text{ cm}$
 $d_{z3} = -837367.79141/EI$
 $\rightarrow -0.01635867374 \text{ cm}$



$y = Ax^4 + Bx^3 + Cx^2 + Dx + E$

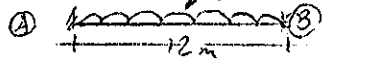
0	0	0	1	A	0
1200 ³	1200 ²	1200	1	B	0.01116...
2500 ³	2500 ²	2500	1	C	0.01635...
3800 ³	3800 ²	3800	1	D	0.01116...
5000 ³	5000 ²	5000	1	E	0

$A = 1.001037547 \times 10^{-16}$
 $B = -1.001037558 \times 10^{-12}$
 $C = 5.108546188 \times 10^{-10}$
 $D = 9.95869652 \times 10^{-6}$
 $E = 0$

TESIS CON FALLA DE ORIGEN

CARGA MUEKIA

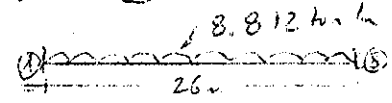
BARRA ② = BARRA ③
 8.812 ton/m



$$|M_A| = \frac{wL^2}{12} = 105.744 \text{ t}\cdot\text{m}$$

$$|V_A| = \frac{wL}{2} = 52.872 \text{ t}$$

BARRA ④



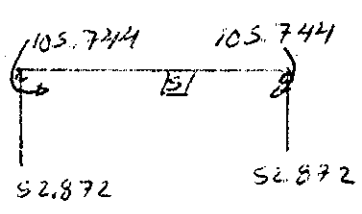
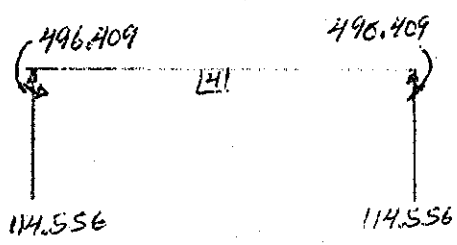
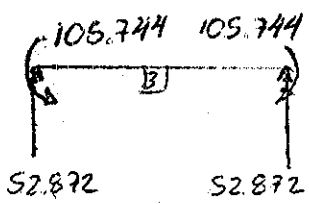
$$|M_A| = |M_B| = 496.409 \text{ t}\cdot\text{m}$$

$$|V_A| = |V_B| = 114.556 \text{ t}$$

9/

APENDICE D

C.A.I.



$$d_{x1} = 0.576609524$$

$$d_{y1} = 0$$

$$\phi_{z1} = 2.60837499$$

$$d_{x2} = 0.576609524$$

$$d_{y2} = -78.16217502$$

$$\phi_{z2} = -61.56321639$$

$$d_{x3} = -0.5766095198$$

$$d_{y3} = -78.16217502$$

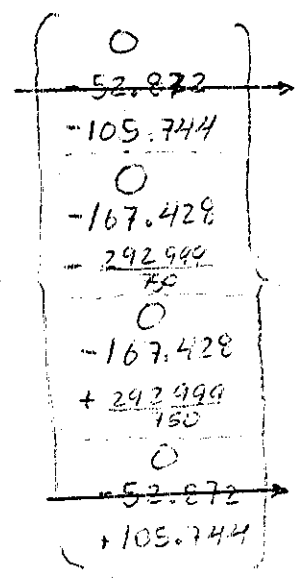
$$\phi_{z3} = 61.56321639$$

$$d_{x4} = -0.5766095198$$

$$d_{y4} = 0$$

$$\phi_{z4} = -2.608374989$$

{F} =



TESIS CON FALLA DE ORIGEN

CARGA MUERTA

92

CM

APENDICE D

BARRA I

$$\begin{Bmatrix} 44 \\ 175 \\ 319 \\ 162 \end{Bmatrix} \begin{Bmatrix} 0.007 \\ -9.458 \\ -9.464 \\ -200.416 \end{Bmatrix} \begin{Bmatrix} M_A = -9.451 \\ M_B = M_0 + M_{D2} = -18.922 \\ N = -200.416 \end{Bmatrix}$$

BARRA II

$$\begin{Bmatrix} -0.044 \\ 61.475 \\ 61.59 \\ -200.416 \end{Bmatrix} \begin{Bmatrix} -0.007 \\ 9.458 \\ 9.464 \\ -200.416 \end{Bmatrix} \begin{Bmatrix} M_A = 9.451 \\ M_B = 18.922 \\ N = 200.416 \end{Bmatrix}$$

BARRA III

$$\begin{Bmatrix} 122 \\ 2928 \\ 5050 \end{Bmatrix} \begin{Bmatrix} 26.207 \\ -131.951 \\ -158.159 \\ 0 \end{Bmatrix} \begin{Bmatrix} M_A = -105.744 \\ M_B = -290.110 \\ N = 0 \end{Bmatrix}$$

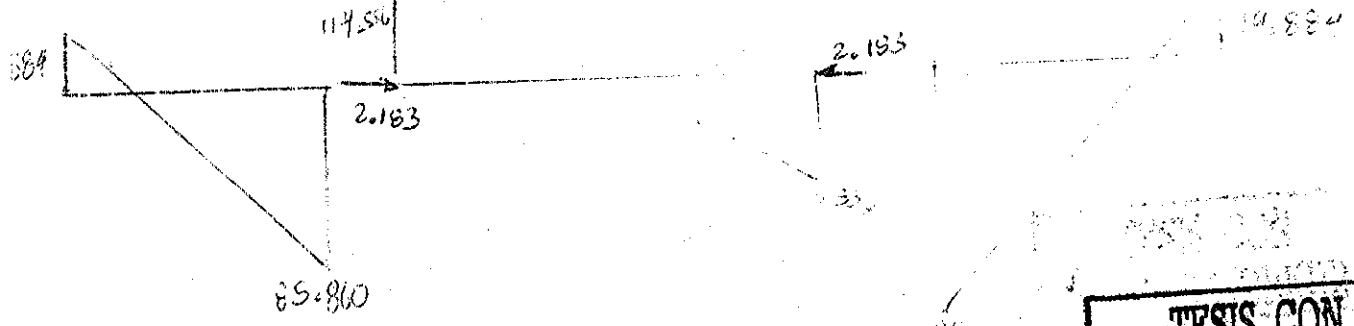
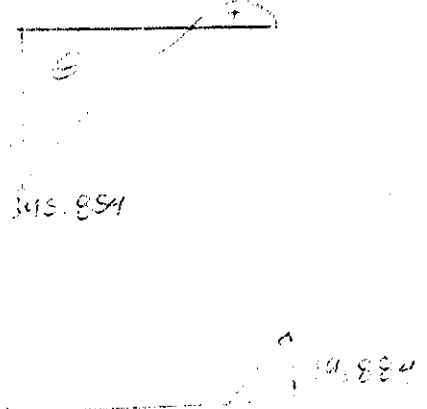
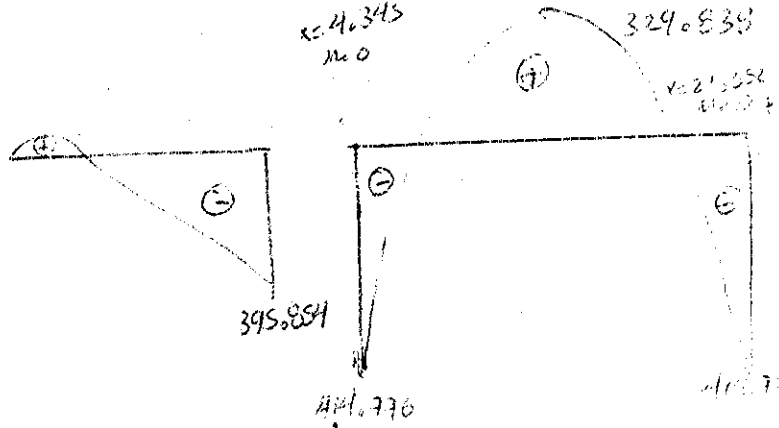
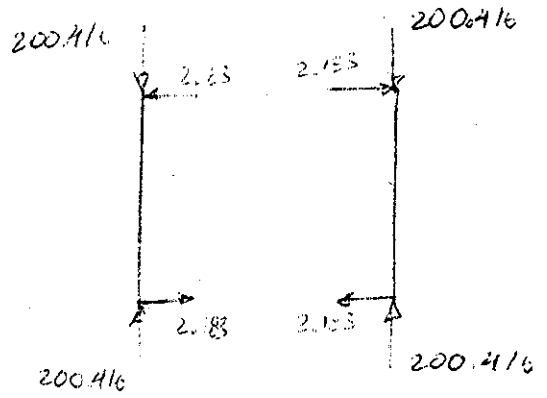
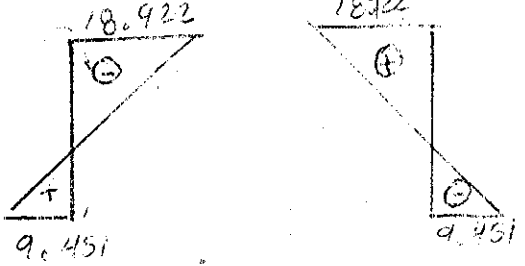
BARRA IV

$$\begin{Bmatrix} -61.563 \\ 0 \\ 61.563 \\ -1.155 \end{Bmatrix} \begin{Bmatrix} -81.633 \\ 0 \\ 81.633 \\ -2.183 \end{Bmatrix} \begin{Bmatrix} M_A = -81.633 \\ M_B = +81.633 \\ N = -2.183 \end{Bmatrix}$$

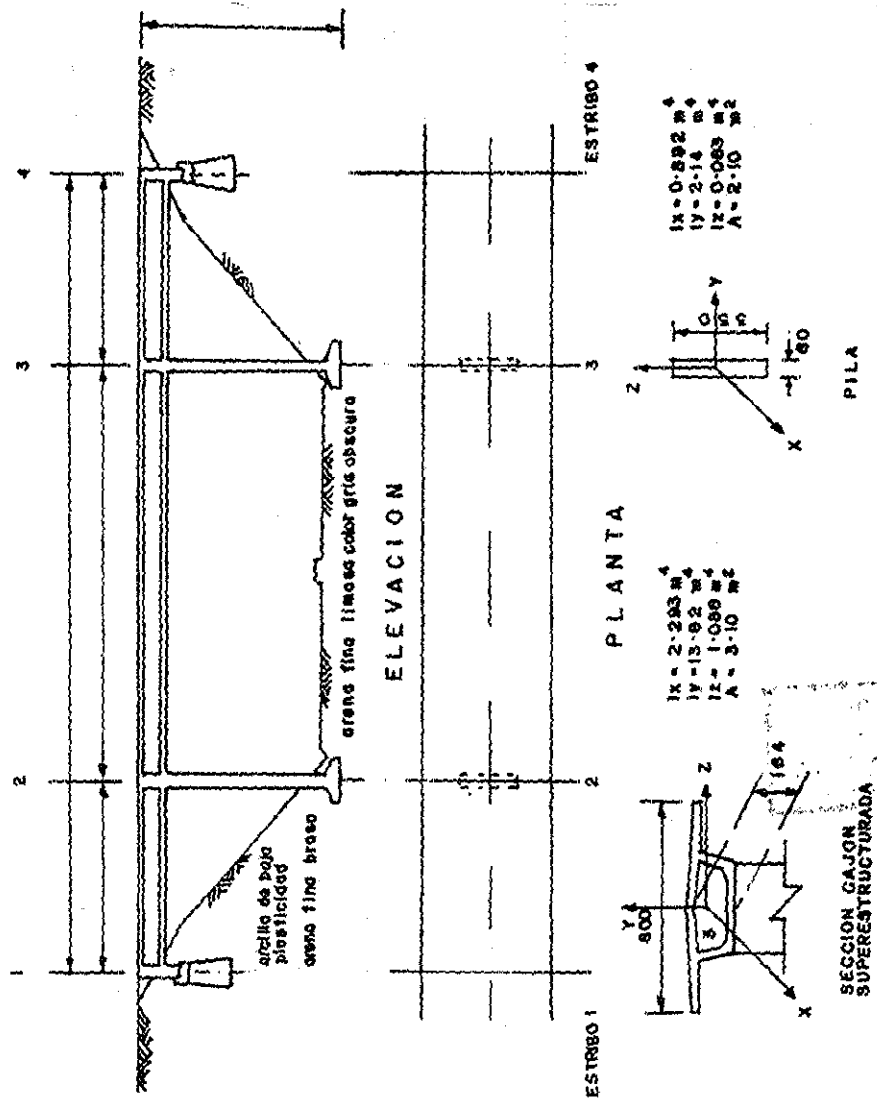
BARRA V

$$\begin{Bmatrix} 55.050 \\ 45.928 \\ -9.122 \\ 0 \end{Bmatrix} \begin{Bmatrix} 158.159 \\ 131.951 \\ -26.207 \\ 0 \end{Bmatrix} \begin{Bmatrix} M_A = 290.110 \\ M_B = 105.744 \\ N = 0 \end{Bmatrix}$$

ESTADO I + ESTADO II



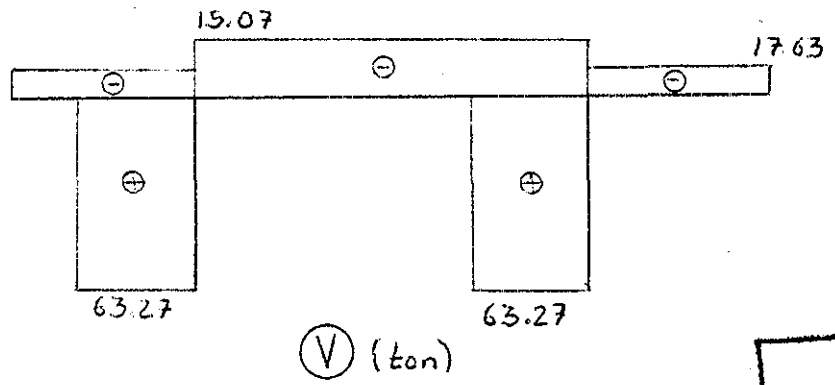
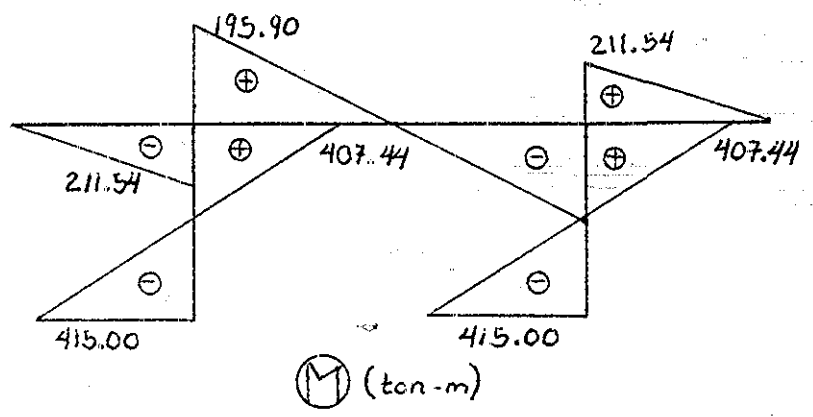
TESIS CON FALLA DE ORIGEN



TESIS CON FALLA DE ORIGEN

Fig. 5.1 PUENTE CARRETERO

94



TESIS CON FALLA DE ORIGEN

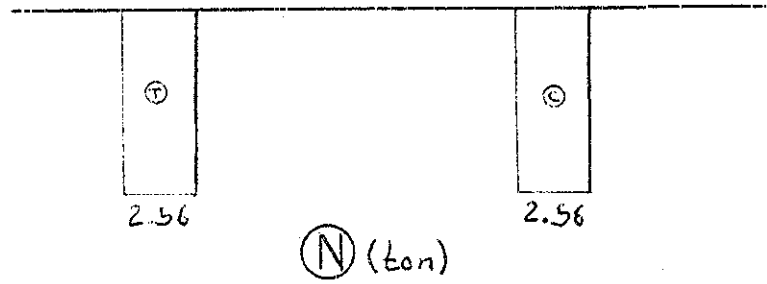
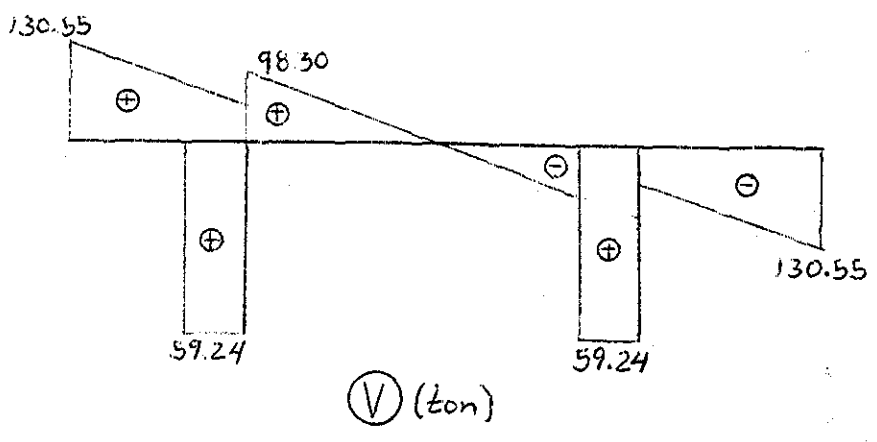
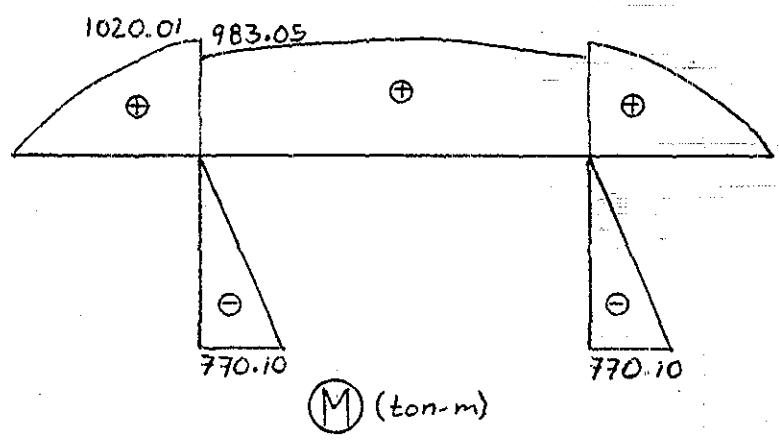


Fig. 5.2 ELEMENTOS MECANICOS
NORMAS NEOZELANDESAS (SISMO LONGITUDINAL)

95



TESIS CON FALLA DE ORIGEN

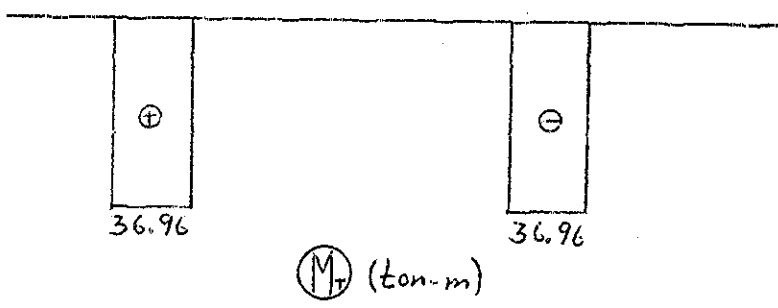
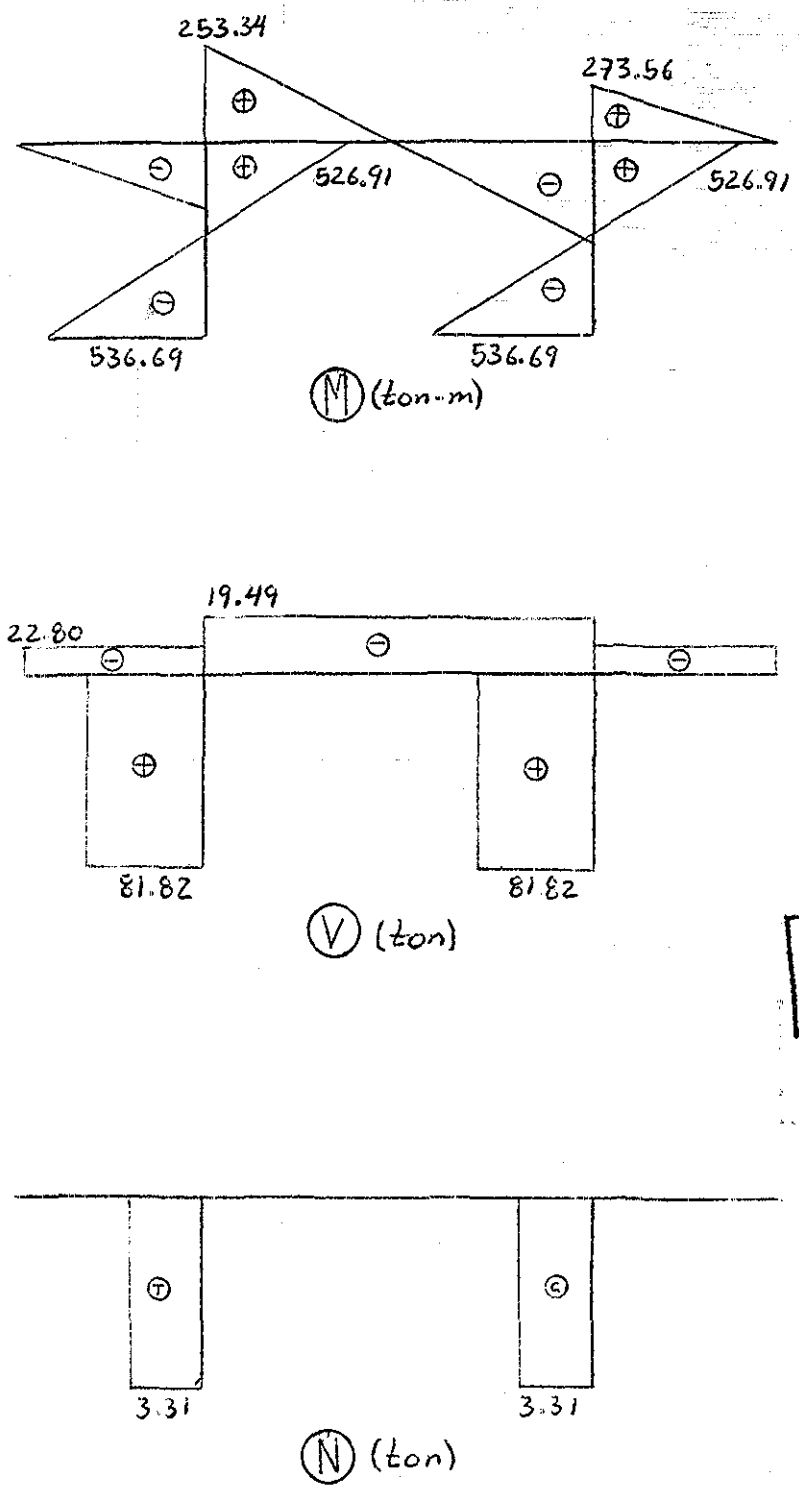
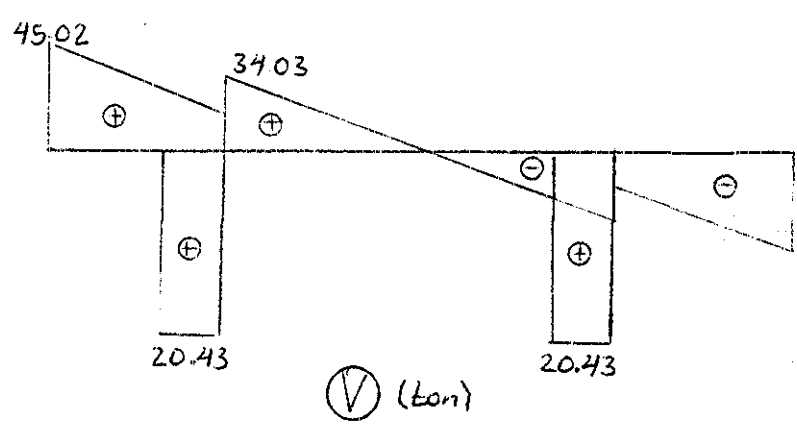
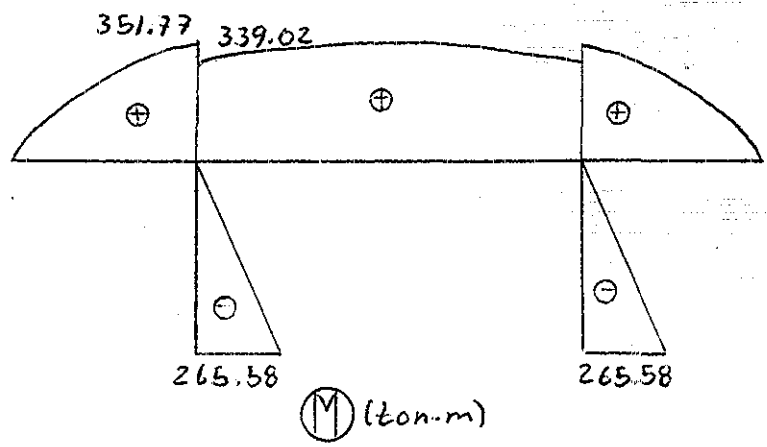


Fig. 5.3 ELEMENTOS MECANICOS NORMAS NEOZELANDESAS (SISMO TRANSVERSAL)



TESIS CON FALLA DE ORIGEN

Fig. 5.4 ELEMENTOS MECANICOS NORMAS JAPONESAS (SISMO LONGITUDINAL)



TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

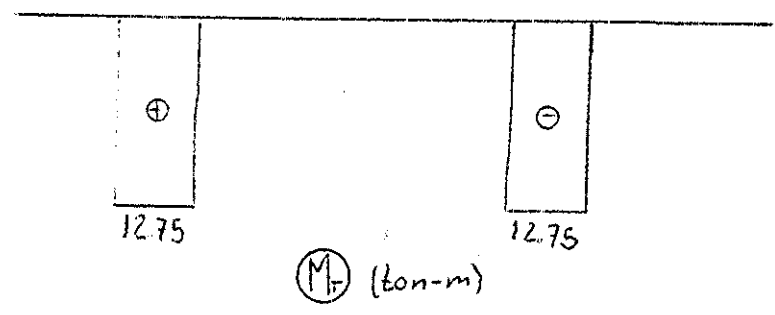


Fig. 5.5 ELEMENTOS MECANICOS
NORMAS JAPONESAS (SISMO TRANSVERSAL)

ESTA TESIS NO SALE
DE LA BIBLIOTECA

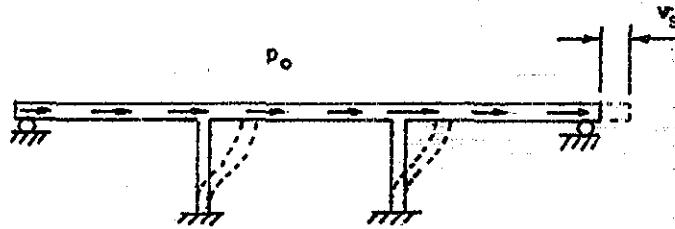
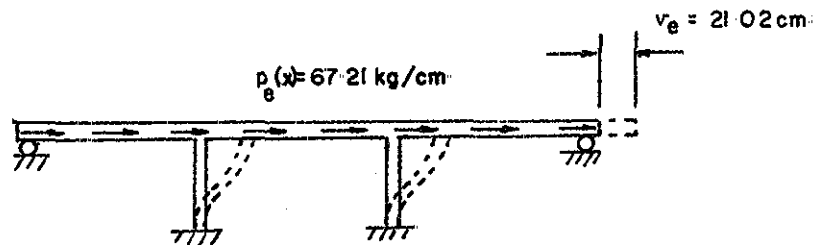
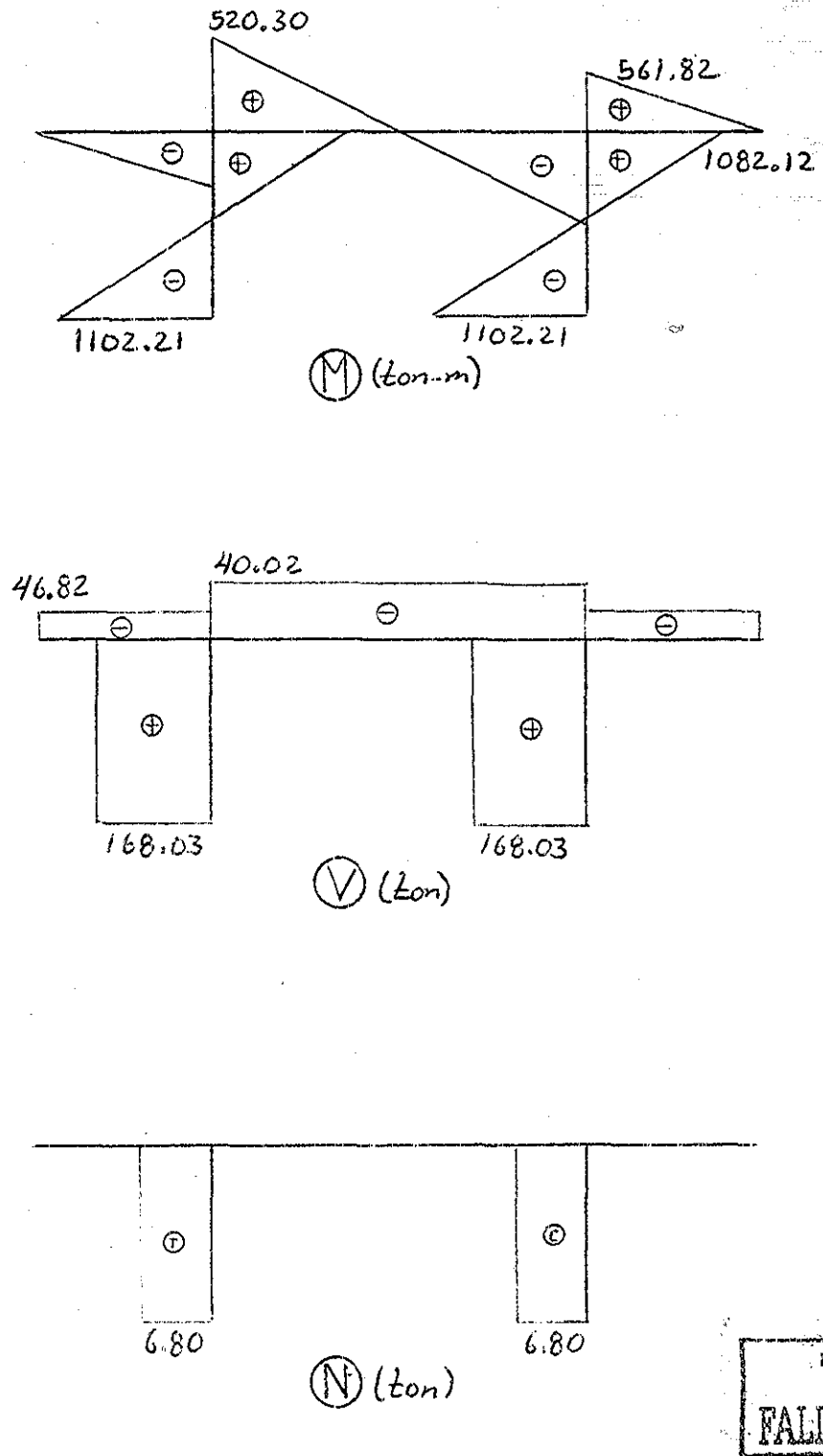


Fig. 5.6. MODELO DEL PUENTE
SISMO LONGITUDINAL (NORMAS ESTADOUNIDENSES)



TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

Fig. 5.7 FUERZA SISMICA ESTATICA EQUIVALENTE
SISMO LONGITUDINAL (NORMAS ESTADOUNIDENSES)



TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

Fig. 5.8 ELEMENTOS MECANICOS
NORMAS ESTADOUNIDENSES (SISMO LONGITUDINAL)

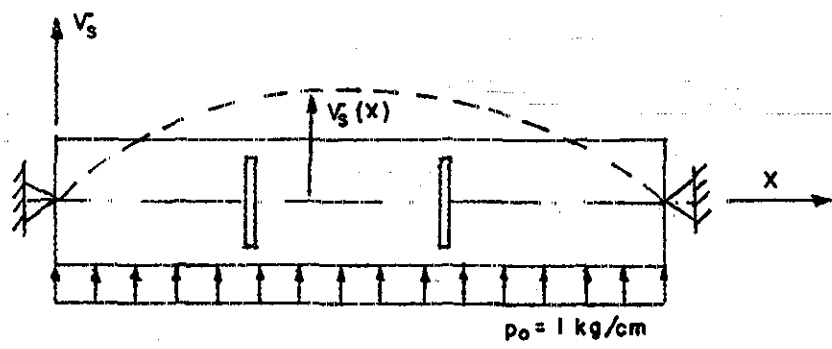
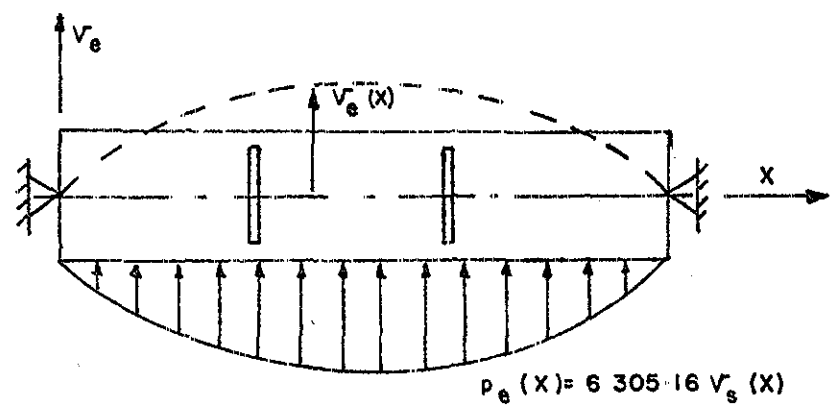
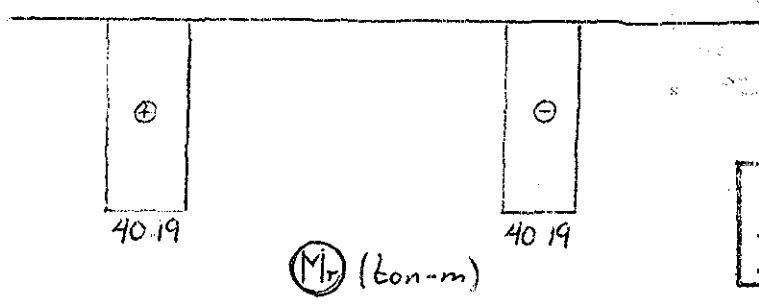
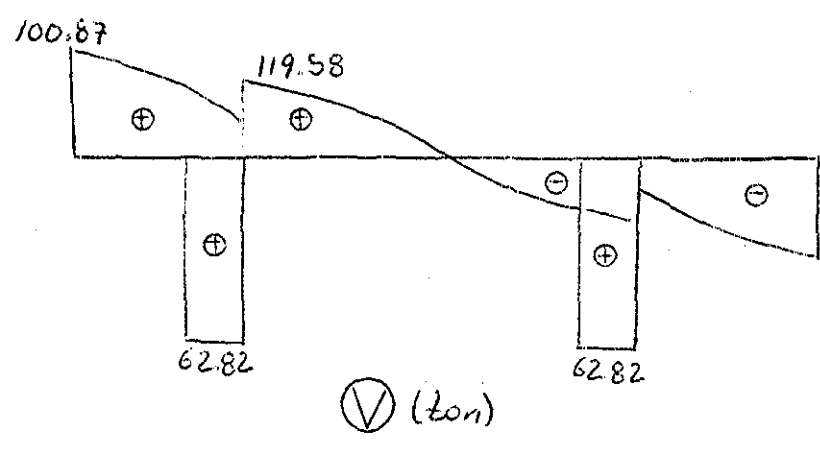
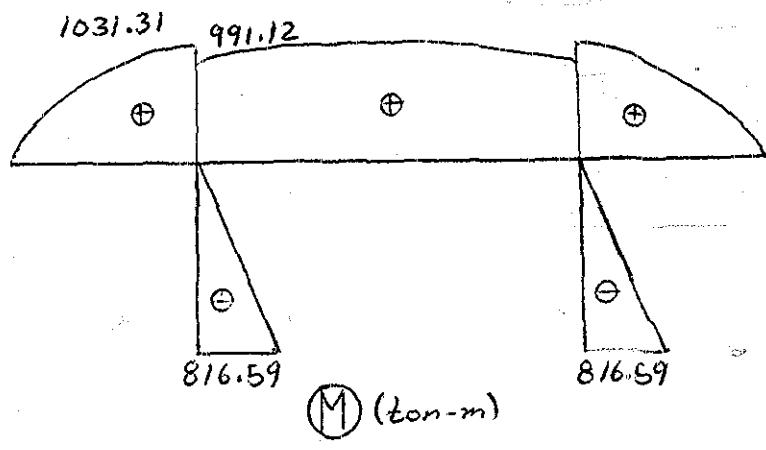


Fig. 5.9 MODELO DEL PUENTE
SISMO TRANSVERSAL (NORMAS ESTADOUNIDENSES)



TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

Fig. 5.10 FUERZA SISMICA ESTATICA EQUIVALENTE
SISMO TRANSVERSAL (NORMAS ESTADOUNIDENSES)



TESIS CON FALLA DE ORIGEN

Fig. 5.11 ELEMENTOS MECANICOS NORMAS ESTADOUNIDENSES (SISMO TRANSVERSAL)

TABLA 5.1 PROPIEDADES DEL PUENTE

Análisis de cargas muertas

Sección de la superestructura:		
3.13m ² x 2.4ton/m ³		7.512 ton/m
Carpeta asfáltica (espesor 5cm):		
7.20m x 0.05m x 1.5ton/m ³		0.540 ton/m
Peso de la guarnición:		
0.29m ² x 2.4ton/m ³		0.696 ton/m
Parapetos:		
		0.064 ton/m
Carga muerta total de la superestructura.....		8.812 ton/m
Carga muerta total de la pila		
3.5m x 0.6m x 2.4ton/m ³		5.040 ton/m

Propiedades de los materiales

Concreto:

$f'_c = 250 \text{ kg/cm}^2$

$E_c = 15100 \sqrt{f'_c} = 238750 \text{ kg/cm}^2$

Acero:

$f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$

$E_s = 2039000 \text{ kg/cm}^2$

<p style="text-align: center;">TESIS CON FALLA DE ORIGEN</p>
--

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

7. REFERENCIAS

[1] Arias, Arturo, "Propuesta de Normas para el Diseño Sismico de Fuentes en México", Informe no Publicado, Instituto de Ingenieria, México, 1984.

[2] Berril, J.B., Priestley, M.J.N. & Chapman, H.E., "Design Earthquake Loading and Ductility Demand", Bulletin of the N.Z. National Society for Earthquake Engineering, Vol.13, No.3, Sep., 1980.

[3] Berril, J.B., Priestley, M.J.N. & Peek, R., "Further Comments on Seismic Design Loads for Bridges", Bulletin of the N.Z. National Society for Earthquake Engineering, Vol.14, No.1, Mar., 1981.

[4] Bridge and Structural Committee, "Earthquake-Resistant Design of Highway Bridges", Japan Society of Civil Engineers, 1977.

[5] Concrete Design Committee, "Code of Practice for the Design of Concrete Structures", Standards Association of New Zealand, NZS 3101, Wellington, 1982.

[6] Chapman, H.E., "An Overview of the State of Frag

1982
1982
1982

104

tice in Earthquake Resistant Design of Bridges in New Zealand", Proceedings of a Workshop on the Earthquake Resistance of Highway Bridges, Applied Council Technology, California, Jan., 1979.

[7] Dowrick, D.J., "Diseño de Estructuras Resistentes a Sismos -Para ingenieros y arquitectos", Editorial LIMUSA, México, 1984.

[8] Esteve, L., "Regionalización Sísmica de México para Fines de Ingeniería", Ingeniería, Vol. XI, No. 2, Abril-Junio, México, 1970.

[9] Galindo Solorzano, A., "Comportamiento de Puentes a Cargo de SCT Durante los Sismos de 1985", Memorias del VII Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica, Querétaro, 1987.

[10] Galindo Solorzano, A., "Necesidad de Nuevas Normas para Diseño Sísmico de Puentes en México", Memorias de las XII Jornadas Panamericanas de Carreteras.

[11] Highway Bridge Committee, "Specifications for Earthquake-Resistant Design of Highway Bridges", Japan Road Association, Jan., 1971.

[12] Highway Sub-committee on Bridges and Structures 1982, "Guide Specifications for Seismic Design of Highway Bridges", A.A.S.H.T.O., Washington, 1983.

[13] Imbsen, R.A., Nutt, R.V. & Penzien, J., "Evaluation of the Analytical Procedures Used in Bridge Seismic Design Practice", Proceedings of a Workshop on the Earthquake Resistance of Highway Bridges, Applied Technology Council, Berkeley, California, Jan., 1979.

[14] Iwasaki, T., Penzien, J. & Clough, R.W., "Literature Survey -Seismic Effects on Highway Bridges", EERC Report 72-11, University of California, Berkeley, 1972.

[15] López, G.G., "Análisis Sísmico de Fuentes de Concreto Reforzado" Tesis de Licenciatura, Facultad de Ingeniería, UNAM, México, 1981.

[16] Ohashi, M., Kuribayashi, E., Iwasaki, T. & Kawashima, K., "An Overview of the State of Practices in Earthquake Resistant Design of Highway Bridges in Japan", Proceedings of a Workshop on the Earthquake Resistance of Highway Bridges, Applied Technology Council, Berkeley, California, Jan., 1979.

[17] Priestley, M.J.N. & Park R. "Seismic Resistance of Reinforced Concrete Bridge Columns", Proceedings of a Workshop on the Earthquake Resistance of Highway Bridges,

**TESIS CON
FALLA DE ORIGEN**

Applied Technology Council, Berkeley, California, Jan, 1979.

[18] Seed, H.B. & Idriss, I.M., "Ground Motions and Soil Liquefaction During Earthquakes", EERI, Berkeley, California, 1982.

[19] Special Committee for Reinforced Concrete Structures, "AIJ Standard for Structural Calculation of Reinforced Concrete", Architectural Institute of Japan, Jul., 1985.

[20] Stanford, P.R., Cormack, L.G. & Park, R., "Design Philosophy", Bulletin of the N.Z. National Society for Earthquake Engineering, Vol.13, No.3, Sep., 1980.

[21] Wood, J.H., Blakeley, R.W.G. & Priestley, M.J.N., "Dynamic Analysis", Bulletin of the N.Z. National Society for Earthquake Engineering, Vol.13, No.3, Sep., 1980.

[22] -----, "Highway Bridge Design Brief", Ministry of Works and Development, Civil Division Publication CDF 701/D, Wellington, Sep., 1978.

[23] -----, "Manual de Diseño de Obras Civiles, Estructuras, Criterios de Diseño C.I.3.: Diseño por Sismo", Comisión Federal de Electricidad, Instituto de Investigaciones Eléctricas, México, 1981.

[24] -----, "Standard Specifications for Highway Bridges", AASHTO, Washington, 1983.

TESIS CON FALLA DE ORIGEN