

01161



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO
FACULTAD DE INGENIERÍA
DIVISIÓN DE ESTUDIOS DE POSGRADO

21

TESIS

**COMPORTAMIENTO SÍSMICO NO LINEAL
DE ESTRUCTURAS DE PUENTES DE
CONCRETO REFORZADO**

Presenta por:

Eduardo de Jesús Vidaur Quintana

PARA OBTENER EL GRADO DE:

MAESTRO EN INGENIERÍA

(Estructuras)

Dirigida por:

Dr. Gustavo Ayala Milián

293186

Ciudad Universitaria, Abril del 2001



Universidad Nacional
Autónoma de México



UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

Todo el material contenido en esta tesis 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.

AGRADECIMIENTOS

Al Dr. Ayala: sin él nada hubiera sido posible.

a Patty: que siempre estuvo ahí.

a todos mis compañeros de cubículo y de estudio: ¡que gustazo el haberlos conocido!

a todos mis profesores: que orgulloso me siento de haber recibido sus especializadas lecciones.

al Instituto de Ingeniería y a la División de Estudios de Posgrado de la UNAM: mi casa en estos últimos, casi

3 años,

al Departamento General de Ayuda al Personal Académico y al Consejo Nacional de Ciencia y Tecnología:

mis patrocinadores.

a México y su gente: que me abrieron las puertas como a un nativo más.

a los que de una forma u otra, durante todo este tiempo pusieron su granito de arena para hacer realidad lo

que hasta hace muy poco era un HERMOSO SUEÑO,

a todos:

GRACIAS.

(Marzo del 2001)

DEDICATORIAS

A la memoria de **Roberto** y de **Noelia**.

A mis queridos padres.

A mi familia.

A mis amigos y compañeros.

A nosotros

RESUMEN

Se presenta una investigación en la que se realiza la evaluación sísmica de dos sistemas estructurales de puentes diseñados en base a las Normas Técnicas Complementarias para diseño sísmico de la Ciudad de México y en los que se considera el comportamiento no lineal tanto de las juntas de dilatación como de las columnas. Se ofrecen además algunas herramientas, criterios y recomendaciones acerca del modelado de los componentes estructurales de puentes de concreto reforzado. El uso de los mencionados aspectos resultan esencialmente importantes para la realización de un análisis no lineal, pues por medio de la aplicación de los elementos de modelado ofrecidos es posible evaluar con mayor efectividad el desempeño sísmico de estructuras de puentes, tanto a nivel local como a nivel global.

ABSTRACT

In this work, the application the nonlinear analysis method to the seismic evaluation of two bridges's structures is investigated. These structures were designed in accordance with Mexico City's Seismic Code of 1993, and we took into account the nonlinear behavior of the columns and of the expansion joins. In addition, some tools and recommendations for the modeling of the structural components of reinforced concrete bridges are offered, aspects that are essentially important for the application of a non linear analysis, since through of the application of the offered elements of modeling, it is possible to evaluate the structural seismic performance of bridges with more effectiveness, in both the local and global level.

	ÍNDICE
Capítulo I. INTRODUCCIÓN	.1
1.1 Generalidades	.1
1.2 Tendencias de Diseño Simoresistente de Estructuras de Puentes	.2
1.3 Objetivos	.3
1.4 Estructura del Trabajo	.3
Capítulo II. ANTECEDENTES	.5
Capítulo III. CARACTERIZACIÓN NO LINEAL DE LA JUNTA DE EXPANSIÓN	.9
3.1 Consideraciones Básicas	.9
3.2 Modelo de Tseng y Penzien	.10
3.2.1 Hipótesis Básicas del Modelo	.10
3.2.2 Sistemas de Coordenadas	.12
3.2.3 Transformaciones Matriciales	.12
3.2.4 Fuerza de Fricción de Coulomb	.13
3.2.5 Matriz de Rigidez	.14
3.3 Modelo Histerético de Kawashima y Penzien	.17
3.3.1 Hipótesis Básicas del Modelo	.17
3.3.2 Matriz de Rigidez	.18
Capítulo IV. ELEMENTOS EN FLEXIÓN CON COMPORTAMIENTO ELASTOPLÁSTICO	.25
4.1 Consideraciones Básicas	.20
4.2 Hipótesis	.20
4.3 Resistencia Última	.22

4.4 Superficie Generalizada de Interacción.	24
4.5 Rigidez Tangente	.27
4.5.1 Técnicas Numéricas de Evaluación de la Rigidez Tangente	28
Capítulo V. MODELADO DE ELEMENTOS EN ESTRUCTURAS DE PUENTES	.31
5.1 Generalidades	31
5.1.1 Superestructura	.31
5.1.2 Diafragmas	.33
5.1.3 Viga – Columnas Simples	.33
5.1.4 Pórticos Múltiples	.35
5.1.5 Cimentación	.36
5.1.6 Pilas y Pilotes Continuos	.37
5.1.7 Juntas de Expansión	.37
5.1.8 Estribos	.39
5.1.9 Interacción Suelo – Estructura	.42
Capítulo VI. DESCRIPCIÓN DE LOS CASOS DE ESTUDIO	.44
6.1 Casos de Estudio 1A, 1B y 1Br	.44
6.1.1 Descripción del Puente	.44
6.2 Casos de Estudio 2A y 2B	48
6.2.1 Descripción del Puente	.48
6.2.2. Variantes de Estudio	.51
Capítulo VII. ANÁLISIS DE RESULTADOS	.53
7.1 Caso de Estudio 1	.53
7.1.1 Aceleración Horizontal en el Extremo Superior de la Columna	.53
7.1.2 Desplazamiento Horizontal en el Extremo Superior de la Columna	.54
7.1.3 Momento Flector en la Base de la Columna	.55
7.1.4 Rotaciones Plásticas en la Base de la Columna	.56
7.1.5 Relación Momento contra Rotaciones en la Base de la Columna	57

7.1.6 Obtención del Factor de Ductilidad Local en la Base de la Columna	.58
7.1.7 Obtención del Factor de Ductilidad Global en el Marco Transversal	.60
7.1.8 Comportamiento no Lineal del Dispositivo Disipador de Energía en la Junta de Dilatación	.60
7.2 Caso de Estudio 2	.62
7.2.1 Aceleración Horizontal en el Extremo Superior de la Columna	.62
7.2.2 Desplazamiento Horizontal en el Extremo Superior de la Columna	.63
7.2.3 Momento Flector en la Base de la Columna	.65
7.2.4 Rotaciones Plásticas en la Base de la Columna	.66
7.2.5 Cortante Basal de Columna contra Desplazamiento de la Superestructura	.66
7.2.6 Relación Momento contra Rotaciones en la Base de la Columna	.67
7.2.7 Obtención del Factor de Ductilidad Local en la Base de la Columna	.67
7.2.8 Obtención del Factor de Ductilidad Global en el Marco Transversal	.68
7.2.9 Comportamiento No Lineal del Dispositivo Disipador de Energía en la Junta de Dilatación	.69
7.2.10 Influencia de la Separación (Δg) entre las Partes Colaterales a la Junta de Dilatación	.69
7.2.11 Comportamiento con el Incremento de la Magnitud del Evento Sísmico	.70
Capítulo VIII. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	.92
8.1 Conclusiones	.92
8.2 Recomendaciones	.93
REFERENCIAS	.95

CAPÍTULO I

INTRODUCCIÓN

1.1 Generalidades.

El hecho de que los puentes sean estructuras importantes desde el punto de vista social y económico, trae como consecuencia que sea necesario realizar diseños que permitan que los mismos se comporten satisfactoriamente al ser sometidos a la acción de eventos extraordinarios tales como son los sismos intensos. Estos eventos por lo general, son una de las principales causas de daño severo en estas construcciones. El historial sísmico de México y de la parte oriental de Cuba permite asegurar que este tipo de evento ocurre con la suficiente periodicidad e intensidad como para considerar sus efectos de manera preponderante en el diseño estructural, siendo la importancia que posea el puente a analizar un meritorio parámetro a tomar en consideración a la hora de formular los criterios de diseño.

En los últimos años el campo de la ingeniería estructural relacionado con el diseño de puentes se ha venido desarrollando vertiginosamente con el desarrollo de las microcomputadoras, que han permitido que consecuentemente se desarrollen nuevos y profundos métodos de análisis. Esto a su vez ha repercutido en que estructuras de puentes existentes deban de ser revisadas a fin de poder considerar aspectos que con anterioridad no habían sido tomados en cuenta.

El análisis de sistemas de puentes generalmente se efectúa por medio de los tradicionales métodos lineales (realistas para excitaciones sísmicas de bajas amplitudes). Sin embargo, investigaciones realizadas en las últimas décadas han demostrado la importante influencia que tiene en el análisis el comportamiento no lineal de algunos elementos estructurales al ser sometidos a acciones dinámicas cíclicas con moderadas o grandes amplitudes. Este trabajo se refiere al modelado y a las consecuencias de la aplicación detallada de estos elementos en el comportamiento sísmico global de un sistema estructural de puente.

Algunos sismos recientes han causado el colapso de múltiples puentes a lo largo y ancho de todo el mundo, incluso de algunos de ellos diseñados para resistir eventos de apreciable magnitud; otros han sufrido severos daños cuando se vieron sometidos a movimientos sísmicos de intensidades moderadas, incluso menores a las que especifican los códigos utilizados durante su etapa de diseño. Algunos ejemplos de este particular pueden ser consultados en Priestley *et al.* (1996). Es opinión del autor, que de los movimientos sísmicos ocurridos en los últimos años, los de Kobe y San Fernando han sido los que más daño han causado sobre estructuras de puentes. Por otra parte, es evidente que los eventos sísmicos constituyen verdaderos identificadores de las zonas débiles de las estructuras, donde durante un temblor se concentra principalmente el daño estructural. Esta consideración permite asegurar que la gran magnitud de este daño ha sido una consecuencia de las filosofías de diseño adoptadas en el periodo de cálculo de la estructura, así como de la ausencia de detalles estructurales no contemplados en el código bajo el cual se efectuó su diseño. Una síntesis ilustrada de los principales daños producidos por eventos sísmicos sobre estructuras de puentes en México, puede revisarse en Quiroz y Ayala (2000)

Los puentes, a diferencia de los edificios, poseen un mínimo número de elementos redundantes, lo que influye en la mayor posibilidad del colapso del mismo bajo la acción sísmica. En este sentido, se puede referir que los sismos localizan en las estructuras las zonas más débiles, en las cuales concentran todo o casi todo el daño estructural. Aquí radica la importancia de concebir un buen detallado en las estructuras, y más aún en las estructuras de puentes en las que, como ya se dijo, el número de elementos redundantes es mínimo.

1.2 Tendencias de Diseño Sismoresistente de Estructuras de Puentes.

Anterior a la década de los años 70 la filosofía de diseño más común en el cálculo de puentes era la Filosofía de Diseño Elástica, la cual ha sido la causa fundamental del daño reconocido en algunos puentes durante algunos sismos recientes. El hecho de que el diseño sísmico elástico de puentes emplea niveles de esfuerzos admisibles relativamente bajos, que corresponden a un porcentaje pequeño de las fuerzas que pueden desarrollarse en una estructura respondiendo elásticamente, ha traído como consecuencia que algunas de estas estructuras, al ser sometidas a excitaciones sísmicas moderadas, hayan alcanzado su capacidad disponible mucho antes de lo esperado.

En la actualidad, la mayoría de los reglamentos de diseño sismoresistente persiguen el objetivo de lograr estructuras con adecuados niveles de integridad y resistencia, lo cual permitirá que se disminuya la posibilidad de pérdidas materiales y humanas durante un evento sísmico de mediana o gran intensidad. Desafortunadamente, la imposibilidad de conocer con precisión el nivel de daño esperado trae como consecuencia que aparentemente estas estructuras se comporten adecuadamente ante la acción de sismos intensos, aunque en realidad necesiten de un gran costo de reparación del daño no esperado. Esta situación ha sido el punto de partida del desarrollo de la Filosofía de Diseño Sísmico por Desempeño en países como Nueva Zelanda, Japón y Estados Unidos, pues por medio de esta no solo se hace hincapié en el diseño de nuevas estructuras y el reforzamiento de las ya existentes de manera convencional, sino además en la predicción de una manera más clara del posible comportamiento estructural. En esta filosofía de diseño también se contemplan posibles formas de controlar el daño ante la acción de diferentes intensidades sísmicas, según sean las necesidades de diseño.

Con el procedimiento de diseño sísmico por desempeño se persigue lograr estructuras con un comportamiento sísmico previamente determinado y con igual probabilidad de alcanzar un estado límite específico cuando están sometidas a sollicitaciones sísmicas provenientes de un espectro de diseño de riesgo constante, comúnmente denominado nivel de desempeño (ductilidad, índice de daño, disipación de energía, etc.). Esta práctica es más consistente ya que con ella es posible predecir mejor el comportamiento sísmico de las estructuras al fundamentar sus procedimientos en parámetros de diseño que controlan mejor su respuesta.

En la actualidad, un gran porcentaje de la comunidad de ingenieros estructurales posee el paradigma de las filosofías anteriores, por lo que aun no han logrado interiorizar que la filosofía de diseño por desempeño es la base del diseño sismoresistente del futuro. La principal causa de este paradigma es la gran variedad de puntos de vista acerca del significado de los niveles de desempeño a presentarse en una estructura ante una determinada intensidad, lo cual a su vez es función del tipo de construcción. Una forma en la que es posible incorporar eficazmente esta filosofía en los códigos, es a través de la introducción de un cambio significativo en los procedimientos de diseño sísmico actuales, así como de la definición de objetivos de comportamiento estándar, en los que se especifiquen de manera correcta y detallada los distintos niveles de desempeño.

Una síntesis de algunos estudios e investigaciones realizadas en México y el mundo en los últimos años, referentes al Análisis Dinámico no Lineal y a la Filosofía de Diseño por Desempeño se expone con mayor detalle en el capítulo II del presente trabajo.

1.3 Objetivos.

Con el desarrollo de este trabajo se propone alcanzar los siguientes objetivos:

- 1.- Realizar una revisión minuciosa de algunos de los trabajos realizados hasta el momento relacionados con la obtención de la respuesta sísmica no lineal de Estructuras de Puentes de Concreto Reforzado (EPCR).
- 2.- Considerar en la evaluación sísmica no lineal de las EPCR considerados, un modelo no lineal para las columnas y para las juntas de expansión.
- 3.- Obtener la respuesta sísmica de puentes carreteros existentes en la zona del Valle de México al ser sometidos a varias historias de aceleraciones en el tiempo.
- 4.- Analizar el comportamiento de puentes carreteros de la zona del Valle de México al variar parámetros referentes al modelado de la junta de dilatación.
- 5.- Establecer algunas recomendaciones acerca del modelado de varios de los elementos estructurales de EPCR al ser analizados dinámica y estáticamente.
- 6.- Comparar la respuesta obtenida de un análisis dinámico no lineal de historia de aceleraciones en el tiempo, con la respuesta resultante de un análisis estructural típico practicado por una entidad de proyecto especializadas, a sistemas de puentes existentes en la zona del Valle de México.

1.4 Estructura del Trabajo.

Globalmente, este trabajo cuenta con 8 capítulos, estando destinados los dos primeros a realizar una introducción donde se definen los objetivos concreto de la investigación y a hacer un recuento de algunos de los trabajos más trascendentes en el campo del análisis dinámico no lineal de Sistemas de Puentes, respectivamente.

En los capítulos III y IV se brindan los fundamentos teóricos más importantes para el adecuado entendimiento de los modelos no lineales usados en el sistema de computo (IAI-NEABS) utilizado en el desarrollo numérico del trabajo. Concretamente, en el capítulo III se hace la explicación detallada del modelo empleado para la junta de expansión y en el capítulo IV se exponen los fundamentos del elemento elastoplástico en flexocompresión, usado en el modelado de columnas, que en este caso a diferencia de los sistemas de edificios, son los únicos en los que se considera incursión en el rango de comportamiento no lineal.

Una serie de recomendaciones para el modelado de algunos de los elementos componentes de los sistemas de puentes de concreto reforzado se brindan en el capítulo V de este trabajo. Este capítulo es de particular

importancia si se quiere evaluar con eficacia el comportamiento sísmico no lineal de este tipo de estructuras, sobre la base de la Filosofía de Diseño por Desempeño.

En el capítulo VI se describen las geometrías de los dos modelos de puentes escogidos para el desarrollo numérico de la investigación. Posteriormente en el capítulo VII se presentan y comentan algunos de los resultados obtenidos del análisis dinámico no lineal de los dos modelos considerados. Por último, en el capítulo VIII se presentan algunas recomendaciones de los resultados obtenidos y se exponen las conclusiones generales más significativas de este trabajo.

CAPÍTULO II.

ANTECEDENTES.

En los últimos años, se ha presentado una importante actividad sísmica en todo el mundo. Cronológicamente los eventos más significativos han sido los ocurridos en Taiwán (de magnitud 7.6 y ocurrido el 21 de Septiembre de 1999). Turquía (7.8 – 17/08/2000), El Salvador (7.7 – 13/01/2001) y el más reciente ocurrido el 26 de enero del 2001 en la India que tuvo una magnitud de 7.5.

México no ha estado exento de esta situación, muestra de ello son los movimientos sísmicos ocurridos en 1479, 1985, 1989, 1995 y otros incluso algo más recientes. Generalmente en el caso particular de México la actividad sísmica se origina en la zona sur de la costa del Pacífico, debido a un fenómeno de subducción que existe entre las placas de Cocos y de Norteamérica.

En los últimos 25 años, muchos son los trabajos que se han realizado con el fin de materializar una regionalización sísmica del país, lo cual por supuesto ha facilitado el establecimiento por zonas específicas, de coeficientes sísmicos particulares que hacen más confiable el proceso de diseño. Lo anterior conduce a una alta variabilidad de la intensidad sísmica dentro de una determinada zona en función de las propiedades geológicas, topográficas y geotécnicas. No obstante, el proyecto y construcción de estructuras con un grado de importancia considerable no puede estar sustentado únicamente sobre parámetros sísmicos generales, sino que es indispensable realizar un estudio de microrregionalización para el sitio específico de la construcción, tal es el caso de la mayoría de las estructuras de puentes.

De acuerdo a lo anterior, el reglamento vigente de construcciones del Distrito Federal (RCDF 1993) establece el análisis de estructuras sometidas a la acción de diversas acciones (viento, sismo, etc.) y propone una clasificación de acuerdo al grado de importancia de dichas estructuras. Dicha clasificación establece que unas de las estructuras que debe permanecer en servicio después de un evento sísmico son precisamente las estructuras de puentes. A pesar de que estos se encuentran enmarcados en esta clasificación (Estructuras del Grupo A), no existe en el antes mencionado código un punto específico relativo al análisis sísmico de los mismos. Por esta razón ha sido absolutamente necesario el empleo de otras reglamentaciones extranjeras, tal es el caso de las normas AASTHO (1992) o bien de la adaptación consecuente de otros reglamentos especializados en estructuras de edificios.

Esto último ha traído como consecuencia que en México en la mayoría de los casos se carezca de una práctica establecida en el diseño sísmico de puentes, siendo muy frecuente el empleo de métodos estáticos de análisis, que consideran fuerzas laterales en la parte superior de las columnas, obtenidas con una fracción del peso de la superestructura. Se ha demostrado que este procedimiento conduce a la existencia de notables diferencias entre los valores obtenidos y los calculados a través de un procedimiento dinámico riguroso.

No obstante en los últimos tiempos la disponibilidad de potentes computadoras ha posibilitado que puedan ejecutarse análisis dinámicos de estructuras grandes de puentes con una gran precisión, aunque es importante

reconocer que aun existen algunos aspectos que son muy difíciles de cuantificar en la respuesta sísmica global. tal es el caso de: los movimientos locales de los apoyos, la contribución de las juntas de dilatación, la no linealidad introducida por las pérdidas de presfuerzo en elementos de la superestructura, etc.

Recientemente se han propuesto diversos métodos de diseño, que conllevan a la reducción de los efectos sísmicos sobre las estructuras. Estos métodos parten de la consideración de proporcionarles la suficiente resistencia y rigidez a las estructuras para que éstas contengan las fuerzas laterales que se inducen por las acciones dinámicas con un daño limitado a niveles aceptables. Estas nuevas metodologías se han visto en la obligación de introducir importantes conceptos nuevos en el campo de la Ingeniería Sísmica, tales son los casos de la disipación de energía bajo la acción de cargas cíclicas y la ductilidad.

Muchos han sido los investigadores que en este sentido han tratado de perfeccionar y esclarecer el comportamiento no lineal de Sistemas de Puentes de Concreto Reforzado (EPCR) cuando sobre ellos actúa un evento sísmico de moderada o gran intensidad. Tseng y Penzien (1973) realizaron una investigación en la cual se proponían realizar una estimación del comportamiento sísmico de puentes carreteros de múltiples tramos. Este trabajo tuvo el mérito de ser el primero en donde se consideró la influencia de la junta de dilatación modelada como un elemento no lineal considerando el efecto de los restrictores, los apoyos verticales y la llave de cortante. También con esta formulación se incorporó la posibilidad de que el modelo aceptara fricción de Coulomb, al ser esta fuerza de amortiguamiento una causa de importantes efectos de atenuación en la amplitud de la respuesta sísmica de los puentes.

Tres años después, Kawashima y Penzien (1976) modificaron el modelo formulado para la junta de expansión introduciendo modificaciones en los restrictores, los apoyos y la llave cortante, de manera tal que fuera posible tomarse en consideración el impacto que se produce entre la partes componentes de la junta durante una acción sísmica, sustituyendo además la fricción de Coulomb por un modelo histerético bilineal. Este trabajo además, logró correlacionar la respuesta global de Sistemas de Puentes de Concreto Reforzado (EPCR) de múltiples tramos de modelos reales con modelos experimentados a escala reducida.

Más adelante Imbsen y Penzien (1986) esclarecieron aun más la validez del modelo de la junta de dilatación y evaluaron varias EPCR en la Universidad de California en Berkeley; con este estudio lograron cuantificar la energía de disipación característica en puentes con dispositivos disipadores colocados en dichas juntas. Uno de los objetivos fundamentales de esta investigación fue la de validar el uso del programa IAI - NEABS (Imbsen *et al.* 1981) como el sistema de cómputo especializado para el análisis no lineal de EPCR. Ya el mismo Imbsen (Imbsen *et al.* 1978) junto con Nutt y Penzien habían usado este mismo programa de cómputo para desarrollar una investigación cuya principal finalidad era la evaluación de la respuesta sísmica de algunos puentes carreteros de Berkeley. Este trabajo se realizó posterior al sismo de San Fernando, una vez que la Administración Federal de Carreteras del Departamento de Transporte de los Estados Unidos se percató de la necesidad del profundizar en el mejor entendimiento del comportamiento no lineal de este tipo de estructuras. En el capítulo III se expone en detalle las particularidades del modelo para la junta de dilatación no lineal formulado por Tseng y Penzien en 1973 y perfeccionado por Kawashima y Penzien en 1976.

Otros trabajos desarrollados para la estimación de la respuesta no lineal de puentes han sido desarrollados por Abbas (1990) quien formuló un procedimiento para estimar la respuesta no lineal en puentes atirantados y por

Seible (1982) quien desarrolló un modelo analítico simple para predecir la respuesta no lineal, la resistencia última, así como el mecanismo de colapso en puentes de superestructura hueca de concreto reforzado en dos dimensiones.

Importantes contribuciones han sido desarrolladas por Fajfar, quien extendió las formulaciones del análisis de Pushover de edificios a EPCR. Fajfar, profesor investigador del Instituto de Ingeniería Estructural y Sísmica de Ljubljana en Slovenia, desarrolló el método N2 para el análisis no lineal aproximado (Non linear in 2D) de edificios en dos dimensiones (Fajfar y Gaspersic 1995), haciéndolo extensivo posteriormente al caso de puentes (Fajfar *et al.* 1997). El método referido consiste en la aplicación a un sistema de varios grados de libertad (SVGL) de una carga estática equivalente y por medio de la obtención de la curva Desplazamiento de Azotea (D) contra Cortante basal (V) caracterizar un sistema de un grado de libertad equivalente que al ser sometido a la acción de una determinada demanda podrá definir el comportamiento del sistema real (SVGL) con un determinado grado de daño. Calvi y Kingsley (1995) y Ayala (1999) hicieron algo muy similar al formular los métodos de diseño por Desplazamiento y de Pushover respectivamente, aplicados a EPCR; ambas formulaciones tuvieron como fundamento el método del Espectro de Capacidad de Freeman (1994). En este sentido es importante referir que aún hay mucho que estudiar al respecto, pues a diferencia de los edificios, en los puentes tanto el punto de comportamiento como el modo fundamental de vibración no pueden ser estimados fácilmente.

Muchas son las herramientas de cálculo de análisis no lineal que se han desarrollado en los últimos años para el análisis de EPCR. Además del ya mencionado IAI - NEABS (Imbsen y Penzien 1986) cuyo gran mérito fue el que consideró el comportamiento no lineal de las juntas de expansión, se encuentra el trabajo desarrollado en el Instituto de Ingeniería de la UNAM por Ramírez y Ayala (Ramírez 1999) en el desarrollo de la tesis doctoral del primero de ellos. En esta investigación se ofrecen varias opciones de análisis dinámicos, cuasi-estáticos y del empujón aplicables tanto al análisis como al diseño, además de que se desarrolla una herramienta de cómputo en la que se ofrece una amplia librería de elementos para modelar las características de rigidez y de amortiguamiento de los componentes más comúnmente encontradas en estructuras de puentes. Otros programas convencionales como el DINDYR, DRAIN, RUOMOKO, CANNY, etc. aunque no están concebidos expresamente para el análisis no lineal de puentes, pueden ser empleados de manera aproximada, aunque con múltiples modificaciones y consideraciones de trabajo.

En México además, Mota y Ayala (1993) realizaron un análisis similar al de Imbsen, Nutt y Penzien (1978), para el caso concreto de algunos puentes carreteros nacionales. En esta investigación se empleó por primera vez en el país el IAI - NEABS con su modelo no lineal de la junta de dilatación.

Uno de los aspectos más relacionado con el análisis no lineal de EPCR es la estimación del daño estructural. En este sentido investigadores como: Iwasaki, Okamoto y Buckle, así como los ya mencionados: Imbsen, Penzien, Seible y Priestley han logrado mostrar los mecanismos de falla más comunes en estructuras de puentes, los cuales en su inmensa mayoría pueden ser atribuidos a una o a una combinación de las deficiencias que se enuncian a continuación (Ramírez 1999):

1.- Desplazamientos relativos en los apoyos

2.- Golpeteo de las partes adyacentes o colaterales a una junta de expansión en estructuras de puentes.

3.- Asentamiento y rotación de los estribos.

4.- Fallas en columnas debido a: inadecuada resistencia a flexión, confinamiento del concreto y pandeo del refuerzo principal, insuficiente longitud de traslape, inadecuada ductilidad en flexión, cortante en la junta columna-columna y entre las conexiones columna-cabecero, cortante y flexión en cabezales, etc.

No se puede dejar de mencionar en este trabajo el desarrollo de la Filosofía de Diseño por Desempeño, dada la enorme importancia que ha adquirido en los últimos años en el campo del diseño estructural. Esta filosofía ha logrado interrelacionar la estructuración, el detallado, los elementos no estructurales, el control de calidad durante y posterior a la construcción y el mantenimiento a largo plazo, con límites especificados de movimiento del terreno con niveles predefinidos de confiabilidad, tratándose de que la estructura no se dañe más allá de ciertos estados límites u otros estados de utilidad (Vision 2000 Committee 1995). El lograr este objetivo en sistemas de puentes es bastante complicado pues se requiere, entre otras cosas, de un correcto y adecuado modelado de algunos elementos, cuyo funcionamiento es verdaderamente trascendental en el comportamiento global de la estructura, tal es el caso de la ya mencionada junta de dilatación, que para su correcto modelado es necesario tomar en consideración al unisono, una serie de aspectos particulares.

CAPÍTULO III.

CARACTERIZACIÓN NO LINEAL DE LA JUNTA DE EXPANSIÓN.

3.1 Consideraciones Básicas.

El estudio del comportamiento no lineal de los materiales y las estructuras ha estado adquiriendo en las últimas décadas gran importancia. Muchos estudios basados en la teoría de la plasticidad se han desarrollado en este sentido y se han obtenido resultados suficientemente exactos y eficientes de problemas relacionados con la no linealidad. Muchas veces los resultados obtenidos han sido verificados por medio del ensaye de componentes individuales compuestos de materiales no lineales. En este caso, estos componentes se han sometido a cargas estáticas y dinámicas.

Los elementos estructurales de los Sistemas de Puentes de Concreto Reforzado (SPCR) no han sido la excepción, siendo las juntas de expansión uno de los componentes que exhiben mayor comportamiento no lineal en estas estructuras. Sin embargo, el modelado de estas juntas, concebido mediante una combinación de varios tipos de comportamientos no lineales, no puede ser validado muy fácilmente. En este sentido William y Godden (1976) realizaron algunos estudios sobre un modelo híbrido a escala reducida de un puente con dos juntas de expansión intermedias, el cual se había dañado notablemente durante el sismo de San Fernando. Llegándose a la conclusión que la discontinuidad generada en la estructura global por la existencia de las juntas afecta notablemente la respuesta sísmica del puente, estando caracterizado el comportamiento no lineal de las juntas de expansión durante el evento por el impacto, el deslizamiento friccional y la fluencia de los restrictores longitudinales.

De acuerdo con lo concluido en la investigación desarrollada por William y Godden, en este capítulo se presentan los fundamentos teóricos del modelo matemático desarrollado para el modelado de las juntas de dilación en SPCR por Tseng y Penzien (1973) y por Kawashima y Penzien (1976). Como se expuso en el capítulo de antecedentes, Tseng y Penzien desarrollaron un modelo analítico para la junta de expansión en el cual se consideraba el efecto de los restrictores longitudinales, los apoyos verticales y las llaves de cortante (Fig. 3.01). Adicionalmente incorporaron en el modelo la capacidad de aceptar fricción de Coulomb al ser esta fuerza de amortiguamiento la causa de importantes efectos de atenuación en la amplitud de la respuesta sísmica de los puentes. Tres años más tarde, Kawashima y Penzien (1976) justificaron la necesidad de modificar este modelo con el objetivo de representar aún mejor el comportamiento de la junta. Básicamente, el modelado de los restrictores longitudinales, los apoyos verticales y las llaves de cortante se modificó para tomar en cuenta el impacto que producen las colisiones en la junta durante la acción sísmica y la fricción de Coulomb se sustituyó por un modelo histerético bilineal.

Adicionalmente, Imbsen y Penzien (1986) discuten la importancia del fenómeno de la disipación de energía causado por la existencia de disipadores situados en las juntas de expansión, los cuales influyen en la disminución de la amplitud de la respuesta sísmica en SPCR. Estos mecanismos disipadores han sido de uso común en Japón y Nueva Zelanda, no así en Estados Unidos, en donde Imbsen y Penzien admiten el escaso empleo de los mismos.

En México y Cuba, desafortunadamente no se tiene información sobre la utilización de disipadores de energía colocados en las juntas de SPCR.

El modelo de la junta de expansión que se utiliza en el análisis dinámico en el sistema de cómputo IAI - NEABS y que por supuesto se emplea en el desarrollo de esta investigación, es el desarrollado por Kawashima y Penzien. No obstante, el hecho de que el mismo es una complementación del modelo sugerido por Tseng y Penzien, resulta entonces de gran interés el previo estudio de este último.

3.2 Modelo de Tseng y Penzien.

3.2.1 Hipótesis Básicas del Modelo.

La Fig. 3.01 muestra una representación gráfica de la junta de expansión típica modelada por el sistema de cómputo IAI - NEABS.

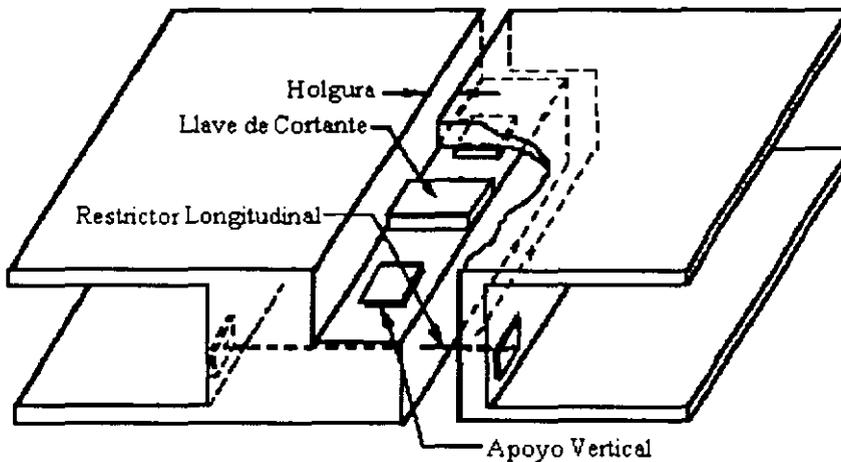


Fig. 3.01 Representación de la Junta de Expansión Típica.

En base a esta representación (Fig. 3.01) Tseng y Penzien (1973) formularon un modelo cuyas hipótesis se transcriben a continuación (Ver Fig. 3.02).

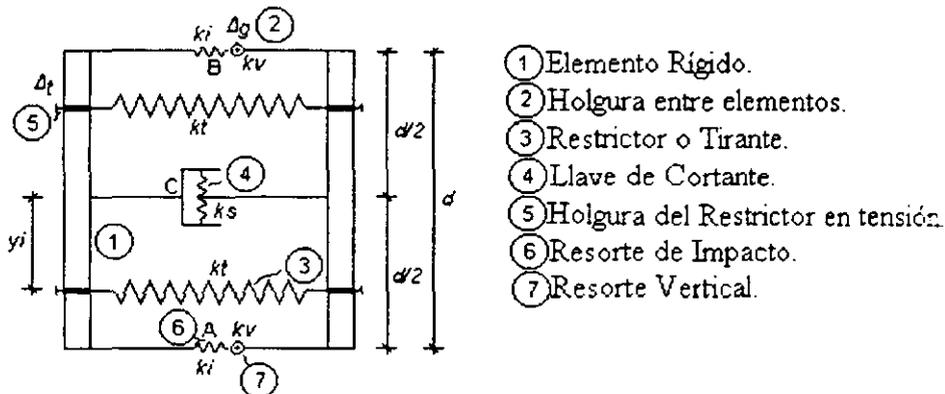


Fig. 3.02 Modelo Estructural de la Junta de Expansión.

- 1.- Los extremos de las losas adyacentes a la junta de expansión se consideran infinitamente rígidos.
- 2.- La junta únicamente puede entrar en contacto en los puntos A y B situados en los extremos del modelo. Estos puntos se encuentran separados por una distancia d en la dirección transversal.
- 3.- En los puntos de contacto A y B de las dos partes colaterales a la junta, se considera la existencia de dos resortes de impacto de gran rigidez axial.
- 4.- Los resortes definidos en la hipótesis anterior entran en funcionamiento, una vez que se cierra la pequeña holgura Δg que existe entre ellos.
- 5.- La fricción que se genera debido al deslizamiento en la dirección longitudinal puede ser tomada por la acción de una fricción de Coulomb en los puntos A y B.
- 6.- Durante el deslizamiento de las partes colaterales, las fuerzas inducidas por la fricción de Coulomb son directamente proporcionales a las fuerzas verticales de contacto en los puntos A y B. Estas fuerzas de contacto son perpendiculares a las fuerzas de fricción y actúan en sentido contrario a las de deslizamiento.
- 7.- Con el objetivo de restringir el desplazamiento de la superestructura y de lograr una mayor rigidez global en la estructura, en la junta pueden considerarse hasta 6 restrictores longitudinales con comportamiento elastoplástico en tensión. La localización de cada restrictor está definida por la distancia transversal y_i , medida a partir del eje longitudinal de la junta (Fig. 3.02).
- 8.- En la Fig. (3.03) se ilustra el modelo elastoplástico considerado para el dispositivo restrictor mencionado en la hipótesis anterior.

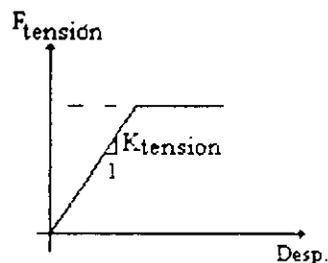


Fig. 3.03 Modelo Elastoplástico del dispositivo restrictor.

- 9.- Transversalmente, se considera una llave de cortante modelada por medio de un resorte de rigidez k_s (ver punto C de la Fig. 3.02). Este aditamento tiene la función de restringir el movimiento en el sentido transversal de la junta.
- 10.- Los apoyos verticales son modelados en los puntos de contacto A y B por medio de resortes verticales de rigidez k_v .
- 11.- El eje transversal de la junta no necesariamente debe ser paralelo al eje transversal del sistema de piso, es decir, la junta puede ser esviada.

3.2.2 Sistemas de Coordenadas.

Para el análisis del comportamiento del modelo referido de la junta de dilatación, es conveniente definir dos sistemas coordenados: uno asociado a los nudos i y j y el otro a los desplazamientos propios de la junta (Fig. 3.04).

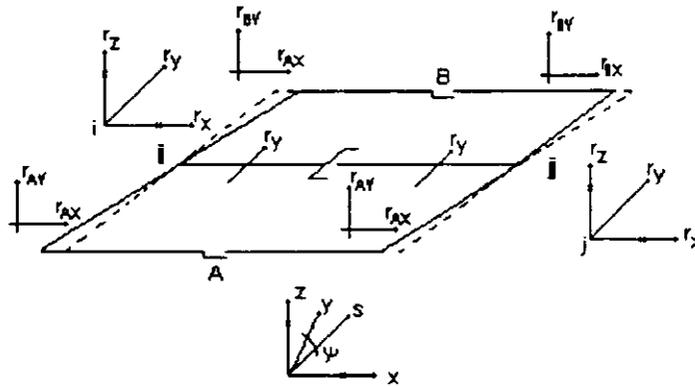


Fig. 3.04 Sistema de Coordenadas de la Junta de Expansión.

3.2.3 Transformaciones Matriciales.

De acuerdo al sistema de referencia propuesto, se pueden establecer dos vectores por medio de los cuales es posible definir matricialmente tanto los desplazamientos como las fuerzas referidas al sistema de referencia de la junta de dilatación (Ecs. 3.01 y 3.02).

$$\bar{\mathbf{r}} = \{\bar{r}_i \quad \bar{r}_j\}^T, \bar{\mathbf{f}} = \{r_{Ax} \quad r_{Ay} \quad r_{Bx} \quad r_{By} \quad \theta_s \quad r_{Bz}\}^T \quad 3.01$$

$$\bar{\mathbf{S}} = \{\bar{S}_i \quad \bar{S}_j\}, \mathbf{S}_k = \{S_{Ax} \quad S_{Ay} \quad S_{Bx} \quad S_{By} \quad M_s \quad S_{Bz}\}^T \quad 3.02$$

Sin embargo, con el objetivo de lograr un ensamble con el resto de los elementos componentes de la estructura es necesario tener estos vectores en coordenadas globales. Para ello se realiza una transformación lineal, función de la geometría de la junta, que permite llevar las formulaciones matriciales anteriores a coordenadas globales (Ecs. 3.03 y 3.04).

$$\mathbf{r} = \begin{Bmatrix} r_i \\ r_j \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} \mathbf{a}^T & 0 \\ 0 & \mathbf{a}^T \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \bar{r}_i \\ \bar{r}_j \end{Bmatrix} = \mathbf{A} \bar{\mathbf{r}} \quad 3.03$$

$$\mathbf{S} = \begin{Bmatrix} S_i \\ S_j \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} \mathbf{a}^T & 0 \\ 0 & \mathbf{a}^T \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \bar{S}_i \\ \bar{S}_j \end{Bmatrix} = \mathbf{A} \bar{\mathbf{S}} \quad 3.04$$

En las Ecs. 3.03 y 3.04, \mathbf{A} es la matriz de transformación lineal definida anteriormente, que podrá obtenerse aplicando la Ec. 3.05.

$$a = \begin{bmatrix} 1 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0.5d \\ 0 & 1 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 1 & -0.5d & 0.5d \times \tan \psi & 0 \\ 1 & 0 & 0 & 0 & 0 & -0.5d \\ 0 & 0 & 0 & 0 & \cos \psi^{-1} & 0 \\ 0 & 0 & 1 & 0.5d & -0.5d \times \tan \psi & 0 \end{bmatrix} \quad 3.05$$

3.2.4 Fuerza de Fricción de Coulomb.

Según se mencionó en puntos anteriores, el modelo puede aceptar la fricción de Coulomb que se produce debido al deslizamiento relativo en la dirección longitudinal en los puntos A y B (Figs. 3.02 y 3.04). Esta transformación es necesaria para poder realizar el ensamble y así poder obtener el vector global de incremento de fuerzas de fricción ΔP^C , que a su vez se añade a los vectores de incremento de las acciones externas. Este último es función de las acciones consideradas en el proceso de análisis.

El procedimiento implementado por el IAI - NEABS para la modificación de los vectores de incremento de las acciones externas se transcribe a continuación (Tseng y Penzien 1973):

Se obtienen en cada uno de los puntos (A y B) las fuerzas de fricción que se generan en la dirección longitudinal (Ecs. 3.06 y 3.07).

$$C_{AX} = v \langle F_{AZ} \rangle F_{AZ} \text{Signo}(v_{AX}) \quad 3.06$$

$$C_{BX} = v \langle F_{BZ} \rangle F_{BZ} \text{Signo}(v_{BX}) \quad 3.07$$

En donde $\langle F_{AZ} \rangle$ y $\langle F_{BZ} \rangle$ pueden obtenerse por medio de las condicionales 3.08 y 3.09. v_{AX} y v_{BX} son las velocidades del sistema en la dirección longitudinal en los puntos A y B, respectivamente y v es el coeficiente de fricción de Coulomb asociado al deslizamiento en la misma dirección.

$$\langle F_{AZ} \rangle = \begin{cases} 1 \rightarrow F_{AZ} < 0 \\ 0 \rightarrow F_{AZ} \geq 0 \end{cases} \quad 3.08$$

$$\langle F_{BZ} \rangle = \begin{cases} 1 \rightarrow F_{BZ} < 0 \\ 0 \rightarrow F_{BZ} \geq 0 \end{cases} \quad 3.09$$

En la últimas ecuaciones, los términos F_{AZ} y F_{BZ} son los esfuerzos axiales que se generan en la junta.

Por lo general estas fuerzas son el resultados de las acciones verticales, que al implementarse en el modelo tienden a comprimir un lado de la junta y a producir fuerzas de fricción en el lado opuesto en la dirección longitudinal.

Estas fuerzas se obtienen para cada instante de tiempo en el procedimiento paso a paso. Por lo que entonces, es necesario obtener en cada paso un incremento de la fuerza, considerando la hipótesis de que las velocidades y las fuerzas verticales que aparecen en las ecuaciones anteriores no cambian de signo durante un intervalo de tiempo. Este incremento puede estimarse para cada punto de contacto de acuerdo a las Ecs. 3.08 y 3.09.

$$\Delta C_{AX} = v \langle F_{AZ} \rangle \Delta F_{AZ} \text{Signo}(v_{AX}) \quad 3.10$$

$$\Delta C_{BX} = v \langle F_{BZ} \rangle \Delta F_{BZ} \text{Signo}(v_{BX}) \quad 3.11$$

Por lo que entonces, el vector de fuerzas de fricción durante un intervalo de tiempo se puede calcular según la Ec. 3.12

$$\Delta \bar{P}^C = \begin{Bmatrix} [\Delta C_{AX} & 0 & 0 & \Delta C_{BX} & 0 & 0]^T \\ [-\Delta C_{AX} & 0 & 0 & -\Delta C_{BX} & 0 & 0]^T \end{Bmatrix} \quad 3.12$$

Análogamente al caso de las coordenadas y de las fuerzas, el vector anterior se transforma al sistema de coordenada global aplicando la Ec. 3.13.

$$\Delta P^C = A^T \Delta \bar{P}^C \quad 3.13$$

3.2.5 Matriz de Rigidez.

La matriz de rigidez que interrelaciona los incrementos de fuerzas con los de desplazamientos en este modelo, puede calcularse a través de la Ec. 3.14.

$$\bar{k} = \bar{k}_1 + \bar{k}_2 \quad 3.14$$

En esta expresión \bar{k}_1 es la matriz de rigidez de la junta sin considerar la existencia de dispositivos restrictores. Por otra parte \bar{k}_2 es la modificación a la matriz de rigidez general \bar{k} debido a la existencia de restrictores longitudinales.

En el cálculo de la matriz \bar{k} se considera la hipótesis que el modelo propuesto posee una matriz de rigidez constante en cada uno de los intervalos de tiempo analizados, a pesar de que dicha matriz puede sufrir modificaciones entre un intervalo de tiempo y otro. El procedimiento empleado es la típica metodología paso a paso, en donde se supone que los cambios referidos en la rigidez ocurren al final de cada intervalo. Por este motivo el vector de incremento en las fuerzas generalizadas de la junta puede escribirse en función del vector de

incremento de desplazamientos generalizados, introduciendo la matriz de rigidez, que como se dijo es constante dentro de cada intervalo de tiempo.

Para obtener la matriz \bar{k}_1 como se comentó, se considera que la junta está desprovista de restrictores longitudinales, quedando definida dicha matriz con la Ec. 3.15.

$$\bar{k}_1 = \begin{bmatrix} k_A & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & k_s & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & k_v & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & k_A & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & k_v \end{bmatrix} \quad 3.15$$

En donde k_A y k_B son las rigideces asociadas con las fuerzas de impacto que se producen en los puntos de contacto A y B respectivamente, una vez que la holgura existente entre las partes colaterales a la junta se ha cerrado completamente. La obtención de estas rigideces se transcriben en las Ecs 3.16 y 3.17.

$$k_A = \begin{cases} 0 \dots \text{Si} \dots (u_{AX} < -\Delta g) \text{ y } (v_{AX} \leq 0) \\ k_I \dots \text{Si} \dots (u_{AX} < -\Delta g) \text{ y } (v_{AX} > 0) \\ k_I \dots \text{Si} \dots (u_{AX} \geq -\Delta g) \end{cases} \quad 3.16$$

$$k_B = \begin{cases} 0 \dots \text{Si} \dots (u_{BX} < -\Delta g) \text{ y } (v_{BX} \leq 0) \\ k_I \dots \text{Si} \dots (u_{BX} < -\Delta g) \text{ y } (v_{BX} > 0) \\ k_I \dots \text{Si} \dots (u_{BX} \geq -\Delta g) \end{cases} \quad 3.17$$

Se confirma en las Ecs 3.16 y 3.17 la hipótesis de que los valores de k_A y k_B tomarán el valor de la rigidez de impacto (k_I) una vez que se ha sobrepasado la separación o holgura Δg entre las partes colaterales a la junta. Debido a su compleja naturaleza, el valor de k_I es un valor difícil de cuantificar: Por lo general, se supone un valor extremadamente grande, que podría seleccionarse como 10 veces la rigidez axial de cualquiera de los componentes estructurales de la superestructura (Ibsem *et al* 1981).

En la Ec 3.15, k_s y k_v son las rigideces de la llave de cortante y del resorte que simula el efecto del apoyo vertical respectivamente. Estas rigideces podrán ser cuidadosamente seleccionadas en función de la geometría y del material de composición de ambos dispositivos.

Como se dijo, el término \bar{k}_2 está relacionado con el incremento en la rigidez global de la junta debido a la existencia de dispositivos restrictores en su estructuración. Este término podrá obtenerse por medio de la Ec. 3.18.

$$\bar{k}_2 = \begin{bmatrix} k_{AA} & 0 & 0 & k_{AR} & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ k_{AB} & 0 & 0 & k_{BB} & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \end{bmatrix} \quad 3.18$$

En esta última ecuación los valores de k_{AA} , k_{AB} y k_{BB} podrán obtenerse por medio de las Ecs. 3.19 a 3.21.

$$k_{AA} = \sum_{i=1}^{N_T} k_{T_i} \left(\frac{1}{2} - \frac{2y_i}{d} \right)^2 \quad 3.19$$

$$k_{AB} = \sum_{i=1}^{N_T} k_{T_i} \left(\frac{1}{2} + \frac{2y_i}{d} \right) \left(\frac{1}{2} - \frac{2y_i}{d} \right) \quad 3.20$$

$$k_{BB} = \sum_{i=1}^{N_T} k_{T_i} \left(\frac{1}{2} + \frac{2y_i}{d} \right)^2 \quad 3.21$$

En estas últimas expresiones, k_{T_i} es la rigidez del dispositivo restrictor, que como se mencionó anteriormente en las hipótesis básicas del modelo, se trata de un elemento con comportamiento elastoplástico en tensión. Esta rigidez se puede obtener de acuerdo a la Ec. 3.22.

$$k_{T_i} = \begin{cases} 0 \dots \text{Si} \dots (u_{T_i} \leq \Delta_T + u_{T_i}^P) \\ k_T \dots \text{Si} \dots (\Delta_T + u_{T_i}^P < u_{T_i} \leq \Delta_T + u_{T_i}^P + u_{T_i}^E) \\ 0 \dots \text{Si} \dots (u_{T_i} > \Delta_T + u_{T_i}^P + u_{T_i}^E) \end{cases} \quad 3.22$$

En donde $u_{T_i}^P$ y $u_{T_i}^E$ son las deformaciones plásticas y elásticas respectivamente del restrictor, pudiendo ser estimada esta última por medio de la Ec. 3.23.

$$u_{T_i}^E = \frac{S_T}{k_T} \quad 3.23$$

En la Ec. 3.22, u_{T_i} es la deformación a tensión real del dispositivo restrictor. Este término se puede obtener en función de los desplazamientos reales en ejes nodales, según se presenta en la Ec. 3.24.

$$u_{T_i} = \left[\frac{1}{2} + \frac{2y_i}{d} \quad \frac{1}{2} - \frac{2y_i}{d} \right] \begin{Bmatrix} u_{AX} \\ u_{BX} \end{Bmatrix}, i = 1, 2, 3, \dots, N_T \quad (N_T: \text{Número de restrictores}) \quad 3.24$$

Conocida la matriz \bar{k} para cada instante de tiempo, es posible entonces, conocer la matriz de rigidez \bar{k}_i^{EJ} necesaria para obtener el incremento en las fuerzas generalizadas de la junta, como una función del vector generalizado de incremento de desplazamientos (Ec. 3.25).

$$\Delta \bar{S} = \bar{k}_i^{EJ} \Delta \bar{r} \quad 3.25$$

En donde \bar{k}_i^{EJ} puede estimarse por medio de la Ec. 3.26.

$$\bar{k}_i^{EJ} = \begin{bmatrix} \bar{k} & -\bar{k} \\ -\bar{k} & \bar{k} \end{bmatrix} \quad 3.26$$

Esta última matriz, está en función de las coordenadas de la junta, por lo que para que la rigidez de la misma pueda ser ordenadamente ensamblada con las rigideces de otros elementos del puente, es necesario transformarla a las coordenadas del nudo, resultando entonces la Ec. 3.27.

$$k_T^{EJ} = A^T \bar{k}_i^{EJ} A \quad 3.27$$

En donde \bar{k}_T^{EJ} es la matriz de rigidez de la junta que se superpone a las restantes matrices de rigidez de los elementos del puente para conformar la matriz de rigidez global.

3.3 Modelo Histerético de Kawashima y Penzien.

Un segundo modelo se deriva del modelo referido anteriormente. Kawashima y Penzien (1976) modificaron el modelo desarrollado por Tseng y Penzien (1973) introduciendo el efecto del impacto causado por las colisiones de la junta durante un evento sísmico.

En este modelo, la matriz rigidez presentada en la Ec. 3.14 se modifica para representar la naturaleza disipadora de las fuerzas de fricción de Coulomb mediante un modelo histerético bilineal. (Ec. 3.28)

$$\bar{k} = \bar{k}_1^{Mod} + \bar{k}_2^{Mod} + \bar{k}_3 \quad 3.28$$

3.3.1 Hipótesis Básicas del Modelo.

Básicamente, las hipótesis son las mismas formuladas por Tseng y Penzien en su modelo de fricción. No obstante, se plantean las siguientes modificaciones a las hipótesis 3 y 5: quedando las hipótesis modificadas para este modelo según se transcribe a continuación:

3.- Cuando se produce el contacto entre los puntos A y B, entran en juego un par de resortes longitudinales cuya características de rigidez son las necesarias para representar una colisión elástica.

5.- La junta de fricción acepta fricción de Coulomb en los puntos A y B. El efecto disipador de esta fuerza se representa con un modelo histerético bilineal.

3.3.2 Matriz de Rigidez.

El procedimiento de obtención de la matriz \bar{k}_t^{EJ} es semejante al descrito para el modelo de Tseng y Penzien, con la particularidad de que en este caso, la matriz \bar{k} podrá ser obtenida de acuerdo a la Ec. 3.28. Las matrices necesarias para la resolución de esta expresión podrán ser determinados por medio de las Ecs. 3.29 a 3.31.

$$\bar{k}_1 = \begin{bmatrix} k_{AA} & 0 & 0 & k_{AB} & 0 & 0 \\ 0 & k_s & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & k_v & 0 & 0 & 0 \\ k_{AB} & 0 & 0 & k_{BB} & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & k_v \end{bmatrix} \quad 3.29$$

$$\bar{k}_2 = \begin{bmatrix} k_1(1-H(u_{Ax} + \Delta g)) & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & k_1(1-H(u_{Bx} + \Delta g)) & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \end{bmatrix} \quad 3.30$$

$$\bar{k}_3 = \begin{bmatrix} k_A^C & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & k_A^C & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \end{bmatrix} \quad 3.31$$

Los términos de las Ecs. 3.29 y 3.30 ya han sido previamente definidos en puntos anteriores.

En la Ec. 3.31 el término k_A^C puede ser calculado haciendo uso de las condicionales que se presentan en las Ecs. 3.32 y 3.33.

$$k_A^C = \begin{cases} 0 & \text{si } (u_{Ax} \leq u_{Ax}^S - u_{Ax}^E) \\ k^C(H(F_{Az}) - 1) & \text{si } (u_{Ax}^S - u_{Ax}^E \leq u_{Ax} \leq u_{Ax}^S + u_{Ax}^E) \\ 0 & \text{si } (u_{Ax} \geq u_{Ax}^S + u_{Ax}^E) \end{cases} \quad 3.32$$

$$k_B^C = \begin{cases} 0 & \text{si } (u_{Bx} \leq u_{Bx}^S - u_{Bx}^E) \\ k^C (H(F_{Bz}) - 1) & \text{si } (u_{Bx}^S - u_{Bx}^E \leq u_{Bx} \leq u_{Bx}^S + u_{Bx}^E) \\ 0 & \text{si } (u_{Bx} \geq u_{Bx}^S + u_{Bx}^E) \end{cases} \quad 3.33$$

En las Ecs. 3.32 y 3.33 $H(F_{Bz})$ y $H(F_{Az})$ es la función de Heaviside o función escalón relacionada por el esfuerzo axial existente en los puntos de contacto A y B. Recordar que la función de Heaviside puede tomar valor de 0 ó 1, dependiendo en este caso del desplazamiento de la junta. En las mismas ecuaciones, el término k^C es la rigidez de fricción de Coulomb.

La formulación teórica detallada de este modelo, podrá ser revisada en Kawashima y Penzien (1976).

CAPÍTULO IV.

ELEMENTOS EN FLEXIÓN CON COMPORTAMIENTO ELASTOPLÁSTICO.

En este capítulo se expone la teoría referente al comportamiento del elemento elastoplástico en flexión que emplea en su formulación el programa de cómputo LAI - NEABS. Más información al respecto, podrá consultarse en (Imbsen *et al* 1971 y Imbsen y Penzien 1986)

4.1 Consideraciones Básicas.

Siempre que las columnas de puentes de concreto reforzado estén diseñadas con la ductilidad y la capacidad de disipación de energía adecuadas, será posible que bajo la acción de excitaciones sísmicas intensas se produzcan deformaciones inelásticas. Estas deformaciones son generadas por la flexión, aunque también son el resultado de las deformaciones por cortante, que a su vez, generalmente vienen acompañadas de una falla frágil del elemento. Esta situación puede atenuarse mediante un correcto diseño estructural y un buen detallado.

En un espacio unidimensional, (e.g. momento vs. curvatura en una sola dirección) cuando se excede el momento de fluencia ocurre el comportamiento no lineal en el elemento, sin embargo, cuando actúan más de una fuerza (e.g. momento en otra dirección y/o fuerza cortante) se presenta el caso en que dicho comportamiento lo define la combinación de las dos o más fuerzas consideradas. Por ejemplo, en una columna espacial sometida a flexocompresión, el fenómeno de no linealidad ocurre debido a la interacción entre la fuerza axial y el momento flector en cualquiera de las dos direcciones principales.

Una representación matemática del problema, sin dudas, es la bien conocida superficie de fluencia, que en sentido general plantea que toda combinación de fuerza axial y momento que quede enmarcada en el interior de dicha superficie tendrá un comportamiento elástico. Si por el contrario, dicha combinación se encuentra fuera de la superficie de fluencia, entonces se podrá asegurar que el elemento se encuentra en estado de falla (estado de comportamiento inelástico). El caso particular en que el punto se encuentre situado sobre la propia superficie, significará físicamente que no puede incrementarse más la carga y que el comportamiento de la sección será elastoplástico. De acuerdo a lo referido, podemos definir la superficie de fluencia como el lugar geométrico de las combinaciones de carga axial y momento flector con las que un elemento puede alcanzar su resistencia, por lo que, si se conoce esta superficie para una determinada sección, entonces pueden conocerse también, todas las posibles combinaciones de fuerzas axiales y momentos que el elemento puede resistir.

4.2 Hipótesis.

En cualquier columna tridimensional existen 6 fuerzas generalizadas y sus correspondientes desplazamientos (Fig. 4.01). El esfuerzo normal es generado por la carga axial P y los dos momentos flectores M_y y M_z . En cambio los esfuerzos cortantes son provocados por la torsión T y las fuerzas cortantes Q_y y Q_z . Con base en esto, a

continuación, se presentan las hipótesis necesarias para la construcción de un modelo inelástico, por medio del cual se pueda lograr una adecuada representación de una columna de concreto reforzado.

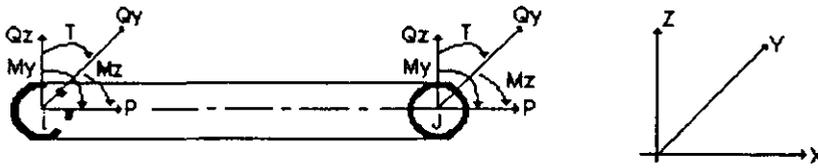


Figura 4.01 Sistema de Coordenadas Locales de un elemento barra.

- 1.- Se supone que las relaciones entre las fuerzas generalizadas y las deformaciones tienen un comportamiento del material elastoplástico perfecto, cuya fuerza de fluencia es la correspondiente a la resistencia última del elemento.
- 2.- Las resistencias de cortante (Q_y y Q_z) y torsión (T) se consideran grandes en comparación con las fuerzas cortantes inducidas (la sección permanece elástica ante efectos de cortante).
- 3.- Los valores últimos de resistencia axial (P_u) y de resistencia en flexión (M_{zu} y M_{yu}) son determinados considerando en la sección transversal la distribución última de esfuerzos. Estos valores son independientes a los esfuerzos causados por las fuerzas cortantes y el momento torsor.
- 4.- La interacción entre la fuerza axial última (P_u) y los momentos flectores últimos (M_{yu} y M_{zu}) puede ser representada por una superficie generalizada de interacción tridimensional en el espacio P , M_y y M_z .
- 5.- Únicamente se considera comportamiento elastoplástico en los extremos de los elementos (del extremo a una distancia X que se aproxima a 0). Se considera además, que las secciones transversales correspondientes a los puntos intermedios se comportan elásticamente.

Estas suposiciones están estrechamente relacionadas con las propiedades del material y con la formación de las articulaciones plásticas en los extremos de los miembros. De acuerdo a la hipótesis anterior, entre las mencionadas articulaciones el material se comporta elásticamente. Estas hipótesis o simplificaciones pueden ser muy útiles en la evaluación del comportamiento elastoplástico del elemento COLUMNA implementado en el IAI - NEABS.

Con el objetivo de poder asegurar que el comportamiento elastoplástico sea modelado correctamente, deben de introducirse suficientes elementos, ya que como se dijo, se supone que sólo en los extremos existe este tipo de comportamiento (elastoplástico). De acuerdo a ello, a continuación se describe el procedimiento de cálculo para la obtención del modelo que cumpla con las hipótesis mencionadas anteriormente, que por lo general, para el caso de estructuras de puentes se trata de las columnas.

- 1.- Determinar para una sección dada las resistencias últimas P_u , M_{yu} y M_{zu} .
- 2.- Definir la función generalizada de interacción que controla para cada plano transversal, el esfuerzo axial último (P_u) con los valores últimos de los momento flectores (M_{yu} y M_{zu}).

3.- Determinar la rigidez tangente elastoplástica en términos de la fuerza en el elemento y del correspondiente incremento en el desplazamiento nodal durante la flexión.

4.3 Resistencia Última.

La determinación de la resistencia última de las secciones de concreto reforzado sometidas a una combinación de carga axial y flexión biaxial puede ser determinada utilizando las siguientes suposiciones:

- 1.- Las secciones planas permanecen planas después de la flexión.
- 2.- El concreto no soporta tensiones significativas.
- 3.- Se considera que la deformación máxima permisible del concreto en la zona comprimida es de 0.03%.
- 4.- La distribución de esfuerzos en el concreto en la zona de compresión puede sustituirse por un bloque rectangular equivalente de esfuerzos con intensidad uniforme igual a 0.85 veces la resistencia a compresión del concreto (f'_c). Esta se distribuye sobre una zona equivalente de compresión limitada por los bordes de una sección transversal y una línea recta localizada a una distancia $c(1 - k_1)$ del eje paralelo al eje neutro (c : profundidad del eje neutro). El valor de k_1 puede calcularse por medio del empleo de las siguientes condicionales (Ec. 1.01a ó b).

$$k_1 = \begin{cases} 0.85 \dots \text{Si} \dots f'_c \leq 4000 \text{psi} \\ 0.85 - 0.05 \left(\frac{f'_c - 4000}{1000} \right) \dots \text{Si} \dots 4000 \text{psi} < f'_c \leq 8000 \text{psi} \\ 0.65 \dots \text{Si} \dots f'_c > 8000 \text{psi} \end{cases} \quad 4.01a$$

$$k_1 = \begin{cases} 0.85 \dots \text{Si} \dots f'_c \leq 280 \text{Kg/cm}^2 \\ 0.85 - 0.05 \left(\frac{f'_c - 280}{70} \right) \dots \text{Si} \dots 280 \text{Kg/cm}^2 < f'_c \leq 560 \text{Kg/cm}^2 \\ 0.65 \dots \text{Si} \dots f'_c > 560 \text{Kg/cm}^2 \end{cases} \quad 4.01b$$

Estas expresiones han sido textualmente transcritas de Imbsen y Penzien (1986). No obstante, es importante referir que las condicionales empíricas presentes en estas ecuaciones, pueden variar de acuerdo al código de diseño de estructuras de concreto reforzado que se utilice en el análisis.

5.- La relación esfuerzo - deformación para el acero de refuerzo sigue una ley elastoplástica que tiene el mismo esfuerzo de fluencia en tensión y en compresión.

Con el empleo de estas hipótesis es posible calcular todas las combinaciones de resistencias últimas. (P_u , M_{xu} y M_{zu}) por medio de las cuales se pueden obtener las superficies de interacción entre las mismas, que pueden ser

determinadas a través del empleo de las siguientes ecuaciones de equilibrio (Ecs. 4.02, 4.03 y 4.04), todas referidas a la Fig. 4.02.

$$P_u = 0.85f_c A_c + \sum_{i=1}^{N_c} A_{s_{c_i}} f_s - \sum_{i=1}^{N_t} A_{s_{t_i}} f_s \quad 4.02$$

$$M_{yu} = 0.85f_c A_c Z_c + \sum_{i=1}^{N_c} A_{s_{c_i}} f_s Z_{c_i} - \sum_{i=1}^{N_t} A_{s_{t_i}} f_s Z_{t_i} \quad 4.03$$

$$M_{zu} = 0.85f_c A_c Y_c + \sum_{i=1}^{N_c} A_{s_{c_i}} f_s Y_{c_i} - \sum_{i=1}^{N_t} A_{s_{t_i}} f_s Y_{t_i} \quad 4.04$$

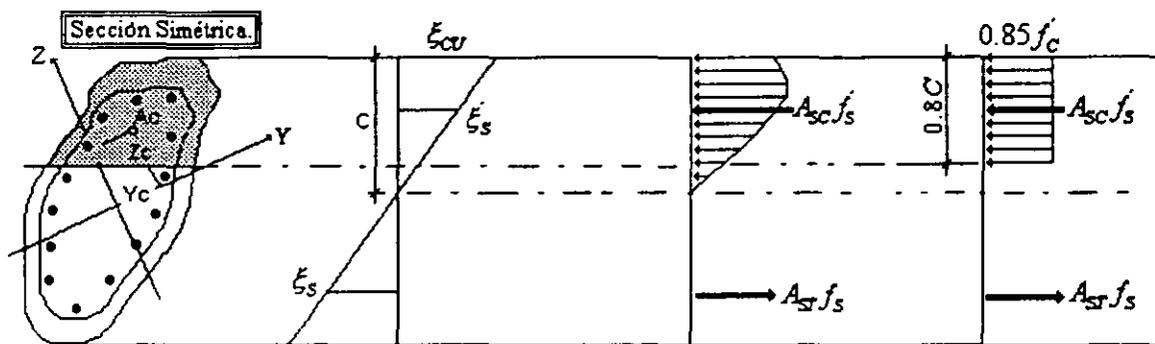


Figura 4.02 Distribución última idealizada Esfuerzo - Deformación para sección típica.

En donde:

A_c : Área de la zona comprimida de la sección transversal.

f_c : Esfuerzo de compresión del concreto.

Z_c : Distancia entre el centroide de la zona comprimida y el eje neutro de la sección en la dirección del eje Z.

Y_c : Distancia entre el centroide de la zona comprimida y el eje neutro de la sección en la dirección del eje Y.

$A_{s_{c_i}}$ y $A_{s_{t_i}}$: Área de acero de cada una de las varillas de refuerzo consideradas en la zona comprimida y tensionada respectivamente.

f_s y f_s : Esfuerzos de compresión y de tensión del acero que se determinan de acuerdo al siguiente criterio.

$$f_s = \begin{cases} E_s \xi_{si} \dots si \dots - \xi_y \leq \xi_s < \xi_y \\ f_y \text{signo}(\xi_{si}) \dots si \dots |\xi_s| > \xi_y \end{cases} \quad 4.05$$

NOTA: Condicionales válidas para f'_s y f_s .

En donde $E_s, \xi_{si}, \xi_y, f_y$ son para acero de refuerzo, el módulo de elasticidad, la deformación existente, la deformación de fluencia y el esfuerzo de fluencia, respectivamente.

4.4 Superficie Generalizada de Interacción.

La superficie de interacción empleada en el IAI – NEABS tiene una forma similar a la propuesta por Bresler (1960) para la flexión biaxial. La misma se fundamenta en la obtención de un polinomio de tercer grado que interrelaciona los valores últimos de esfuerzos axiales y momentos flectores en los ejes principales. La aproximación de Bresler o Método del Contorno de Carga tiene como fundamento, el ajuste de una superficie de falla a un valor constante de P_u para dar el llamado “contorno de carga”, representando la interacción de M_{yu} y M_{zu} (Fig. 4.03b).

Esta superficie puede representarse en función de dos parámetros: el ángulo de excentricidad θ y la razón de carga axial p_u , que se pueden obtener según las Ecs. 4.06 y 4.07.

$$\tan\theta = \frac{M_{yu}}{M_{zu}} \quad 4.06$$

$$p_u = \frac{P_u}{P_0} \quad 4.07$$

En donde P_0 es la capacidad última de la sección a compresión pura.

Entonces, la superficie de interacción puede ser representada de acuerdo a las Ecs. 4.08 a 4.13.

$$P_U = P_u(p_u, \theta) \quad 4.08$$

$$M_{YU} = M_{YU}(p_u, \theta) \quad 4.09$$

$$M_{ZU} = M_{ZU}(p_u, \theta) \quad 4.10$$

$$P_0 = P_u(-1, 0) \quad 4.11$$

$$M_{Y0} = M_{YU}(0, 0) \quad 4.12$$

$$M_{ZO} = M_{ZU}(p_u, \frac{\pi}{2})$$

4.13

O sea, que si se tienen valores fijos de p_u y de θ , por medio del uso de estas ecuaciones se puede definir la curva de interacción entre los momentos M_{yu} y M_{zu} , especificando el diagrama de interacción entre la carga axial P_u y el momento último definido por $M_u = \sqrt{M_{yu}^2 + M_{zu}^2}$. Estas funciones de interacción son dependientes de la cuantía de refuerzo y de la geometría de la sección transversal del elemento.

Considerar las funciones de interacción tomando en cuenta las dos variables definidas anteriormente (cuantía y geometría) no resulta práctico, por lo que entonces se proponen funciones generalizadas que dependen de parámetros reducidos. Estas funciones generalizadas pueden encontrarse en la literatura generalmente estimadas para el caso de secciones rectangulares, lo cual no es del todo aplicable a secciones transversales de columnas de puentes, debido a que generalmente estas son circulares. Esta razón, hace más práctico el uso del Polinomio de Bresler (1960) para la flexión biaxial en secciones no rectangulares.

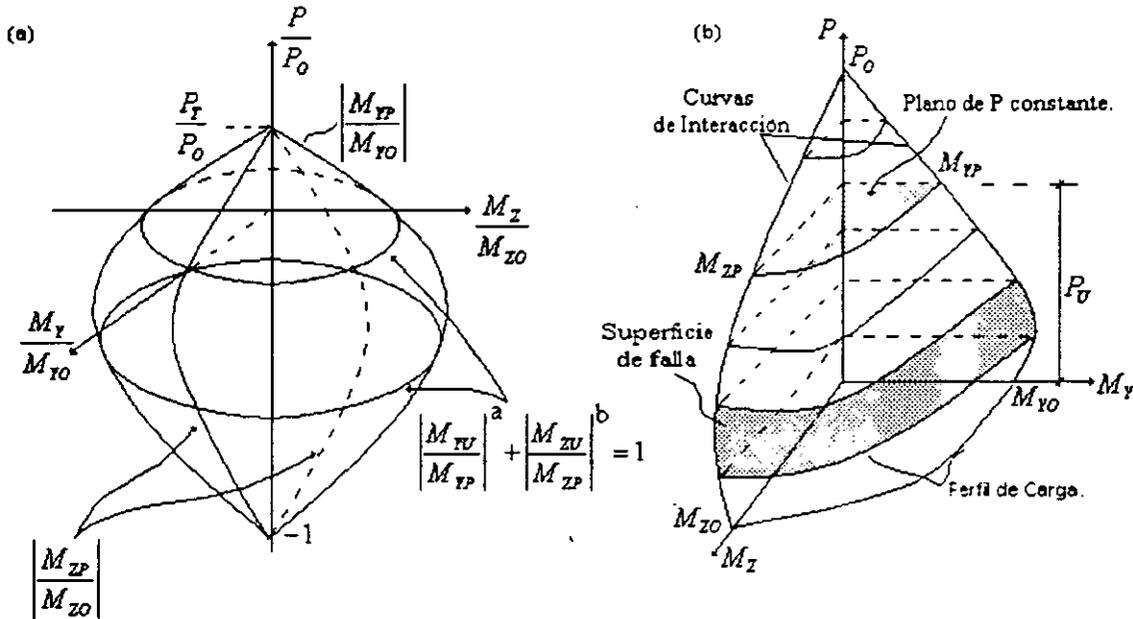


Figura 4.03 (a) Superficie de interacción. (b) Plano para P_u constante.

Como se observa en la Fig. 4.03 la superficie de interacción presenta una curvatura suave en casi todos sus puntos, excepto en donde cruza el eje P. Esta situación permite que la misma pueda ser aproximada adimensionalmente para un valor constante de p_u mediante la Ec.4.14.

$$\left| \frac{M_{YU}}{M_{YP}} \right|^a + \left| \frac{M_{ZU}}{M_{ZP}} \right|^b = 1$$

4.14

En la Ec. 4.14 M_{yu} y M_{zu} son los momentos flectores de falla en la superficie de interacción para un valor fijo de P_u . Por otra parte, M_{yp} y M_{zp} (Ecs. 4.15 y 4.16) son los momentos últimos de flexión en la superficie de

interacción para un valor fijo de P_U , cuando se consideran nulos los valores los M_{ZU} y M_{YU} respectivamente. Por último a y b son constantes dependientes de las características de la sección transversal y que pueden ser tomadas como 2 si la forma de la sección transversal es circular o elíptica; si por el contrario tiene forma de rectángulo alargado y estrecho, entonces las curvas de interacción se aproximan a segmentos de rectas y estos valores (a y b) pueden ser tomados como 1.

$$\left| \frac{M_{YU}}{M_{Y0}} \right| = 1.0 + a_1 \left(\frac{P_U}{P_0} \right) + a_2 \left(\frac{P_U}{P_0} \right)^2 + a_3 \left(\frac{P_U}{P_0} \right)^3, -P_0 < P_U < P_T \quad 4.15$$

$$\left| \frac{M_{ZU}}{M_{Z0}} \right| = 1.0 + b_1 \left(\frac{P_U}{P_0} \right) + b_2 \left(\frac{P_U}{P_0} \right)^2 + b_3 \left(\frac{P_U}{P_0} \right)^3, -P_0 < P_U < P_T \quad 4.16$$

En las Ecs. 4.15 y 4.16 M_{Y0} es la intercepción con el eje M_Y correspondiente al punto definido por una carga axial nula y un momento flector M_Z . Análogamente, M_{Z0} es la intercepción con el eje M_Z correspondiente a carga axial nula y un momento flector M_Y . En las mismas ecuaciones, P_1 es la resistencia a tensión de la columna cuando la flexión es nula; mientras que a_1, a_2, a_3, b_1, b_2 y b_3 son constantes que pueden ser obtenidas a través de un ajuste de curva de algunos puntos de los diagramas de interacción que correspondan al elemento, previo conocimiento de los mismos de forma independiente para cada una de las direcciones de la columna. Si estas superficies de interacción no se encuentran disponibles, entonces es posible calcular algunos valores de la resistencia combinada a carga axial y flexión, haciendo uso de las hipótesis formuladas anteriormente, por medio de los cuales es posible obtener el valor numérico de las mencionadas constantes.

Si se sustituyen las Ecs. 4.15 y 4.16 en la Ec. 4.13 es posible obtener la representación normalizada de la superficie de fluencia según la Ec. 4.17 (Función de Fluencia).

$$\left| \frac{M_{YU}}{1 + a_1 P_U + a_2 P_U^2 + a_3 P_U^3} \right|^a + \left| \frac{M_{ZU}}{1 + b_1 P_U + b_2 P_U^2 + b_3 P_U^3} \right|^b = 1 \quad 4.17$$

que en forma reducida puede transcribirse de acuerdo a la Ec. 4.18.

$$f \left(p_U = \frac{P_U}{P_0}, m_{YU} = \frac{M_{YU}}{M_{Y0}}, m_{ZU} = \frac{M_{ZU}}{M_{Z0}} \right) = 1 \quad 4.18$$

Como se observa, este análisis involucra 11 constantes ($P_0, M_{Y0}, M_{Z0}, a, b, a_1, a_2, a_3, b_1, b_2$ y b_3) que podrán ser obtenidas según el procedimiento descrito anteriormente.

La Ec. 4.18 puede generalizarse a un punto cualquiera de coordenadas P, M_Y, M_Z por medio de la Ec. 4.19.

$$f \left(p = \frac{P}{P_0}, m_Y = \frac{M_Y}{M_{Y0}}, m_Z = \frac{M_Z}{M_{Z0}} \right) = r \quad 4.19$$

En donde r es un valor que puede resultar menor, mayor o igual a la unidad. De acuerdo a lo anterior y a la teoría presentada para la obtención de la superficie de fluencia, Tseng y Penzien (1973) establecen algunas afirmaciones que resultan importantes para el entendimiento del problema tratado:

- 1.- Si r es inferior a la unidad, entonces en este caso, la sección transversal se encuentra en estado elástico.
- 2.- Si r es igual a la unidad, la sección transversal se encuentra en estado de fluencia.
- 3.- Si r es mayor que la unidad, se concluye que la solución obtenida, no será compatible con el modelo elastoplástico propuesto (solución errónea).

4.5 Rigidez Tangente.

Definidas las funciones de interacción generalizadas, se establece la rigidez tangente del elemento. Para ello se calcula, la matriz que relaciona los incrementos en las fuerzas ΔS con los desplazamientos Δr de los nudos extremos de un elemento, a partir de la función de interacción generalizada y de la ley de fluencia del sólido elastoplástico correspondiente,. Esta matriz se conoce como Matriz de Rigidez Tangente (K_i^{EP}) y se puede obtener por medio de la Ec. 4.20.

$$[\Delta S_i \quad \Delta S_j]^T = k_i^{EP} [\Delta r_i \quad \Delta r_j]^T \quad 4.20$$

En esta ecuación, los vectores de la izquierda y de la derecha están relacionados con los incrementos de esfuerzos y deformaciones en los nudos extremos i y j , respectivamente.

De acuerdo a lo planteado en la hipótesis 5 del punto 4.2 y a la consideración de que los incrementos en las deformaciones de los elementos pueden ser descompuestos en una componente elástica y otra plástica, el desplazamiento de los nudos de un elemento, podrá expresarse de acuerdo a la Ec. 4.21.

$$\Delta r = \Delta r^E + \Delta r^P = [\Delta r_i^E \quad \Delta r_j^E]^T + [\Delta r_i^P \quad \Delta r_j^P]^T \quad 4.21$$

En donde Δr_i^E , Δr_j^E , Δr_i^P y Δr_j^P son los vectores de desplazamientos elásticos y plásticos concentrados en los nudos i y j respectivamente.

Conocidos los incrementos en los desplazamientos, es posible entonces, obtener análogamente las fuerzas y los incrementos de las mismas en cada uno de los nudos i y j de los elementos a través de las Ecs. 4.22 y 4.23.

$$S = k^E r^E \quad 4.22$$

$$\Delta S = k^E \Delta r^E \quad 4.23$$

Sin embargo, como se observa, con estas expresiones no se puede describir un comportamiento elastoplástico en el elemento, ya que la matriz k^E es la matriz de rigidez elástica, que únicamente relaciona las fuerzas del elemento con sus desplazamientos elásticos, obtenidos con la Ec. 4.21. Esta razón, trae como consecuencia que de acuerdo a la ley de fluencia para el sólido elastoplástico asociado, pueda determinarse el incremento de la deformación plástica en una sección k , siguiendo los principios de la teoría de la plasticidad (Ec. 4.24).

$$\Delta r_k^P = \left[\frac{\partial f}{\partial S_k} \right] \Delta \lambda_k \quad 4.24$$

Fisicamente, esta expresión plantea que el cambio en la deformación plástica no sólo depende del cambio de la función de fluencia, que a su vez es función de la carga axial y de los momentos flexionantes actuantes, sino que además interviene $\Delta \lambda_k$, un escalar positivo dependiente del incremento de los esfuerzos, que generalmente depende de las variables de espacio y tiempo.

De acuerdo a estos elementos, en la Ec. 4.25 se presenta una expresión general para determinar la rigidez elastoplástica del elemento (k_i^{EP}). Esta matriz representa la reducción de la rigidez elástica, debido a la pérdida de rigidez por fluencia (k_i^Y).

$$k_i^{EP} = k^E - k_i^Y = k^E - \left[k^E \left[\frac{\partial f}{\partial S} \right] \left\{ \left[\frac{\partial f}{\partial S} \right]^T k^E \left[\frac{\partial f}{\partial S} \right] \right\}^{-1} \left[\frac{\partial f}{\partial S} \right]^T k^E \right] \quad 4.25$$

Una información más detallada sobre el procedimiento matemático para de obtención de la Ec. 4.25, puede revisarse en Tseng y Penzien (1973).

4.5.1 Técnicas Numéricas de Evaluación de la Rigidez Tangente.

A continuación, en este punto se expone una técnica numérica para evaluar la rigidez tangente definida en el punto 4.5. El procedimiento detallado puede consultarse en Tseng y Penzien (1973).

Una secuencia resumida del mencionado procedimiento, se expone a continuación para un elemento de dimensiones y propiedades conocidas, sobre el cual actúa una determinada acción dinámica (Fig. 4.04).

- 1.- Obtención del diagrama de interacción de acuerdo a lo expuesto en el punto 4.4.
- 2.- Evaluación en cada paso de la Ec. 4.17 ó 4.19 para obtener los valores $r_{(1)}, r_{(2)}, r_{(3)} \dots r_{(np)}$ ($i = 1, 2, 3 \dots np$) en los instantes de tiempo $t_{(1)}, t_{(2)}, t_{(3)} \dots t_{(np)}$

np : número de puntos geoméricamente situados fuera del contorno de la superficie de interacción

- 3.- Definición del caso de acuerdo al valor $r_{(np)}$ obtenido.

CASO 1. $r_{np} = f(\bar{S}_{i,\Delta t}) < 1 \Rightarrow$ La sección transversal se encuentra en estado elástico

CASO 2. $r_{np} = f(\bar{S}_{i,\Delta t}) = 1 \Rightarrow$ La sección transversal se encuentra en estado de fluencia.

CASO 3. $r_{np} = f(\bar{S}_{i,\Delta t}) > 1 \Rightarrow$ La solución obtenida no será compatible con el modelo elastoplástico propuesto.

Es importante recordar, que un punto que se encuentre situado dentro del área acotada por la superficie de fluencia, puede en cierto momento desplazarse fuera de ella, circunstancia que como se sabe no es admisible (Ec. 4.26).

$$\bar{S}_{i,\Delta t} = S_i + S_i^E = S_i + k^E \Delta r_i$$

4.26

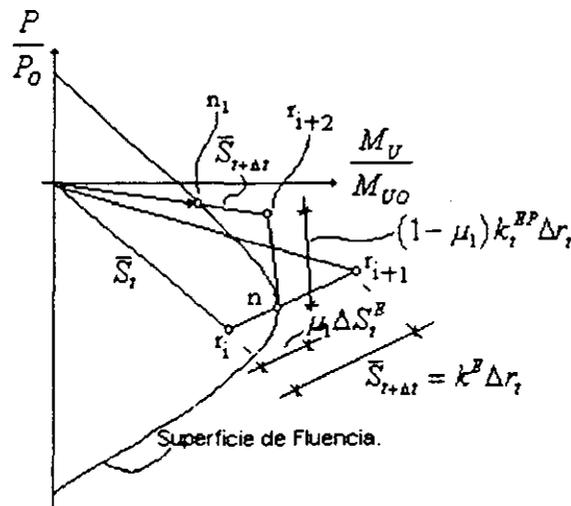


Figura 4.04 Procedimiento gráfico de obtención del punto de fluencia.

Con el objetivo de esclarecer el procedimiento se considera que los puntos $r_{(i)}$, n y $r_{(i-1)}$ son puntos que se corresponden con los casos 1, 2 y 3 respectivamente.

De acuerdo a lo planteado, los casos 1 y 2 definidos por los puntos $r_{(i)}$ y n pueden ser resueltos sin ningún problema de acuerdo a lo referido anteriormente. Sin embargo, para el punto $r_{(i-1)}$ que está relacionado con el caso 3, el procedimiento no será compatible. En este caso será necesario realizar una modificación al procedimiento con el objetivo de que se pueda cumplir con la condición que impone la función de interacción generalizada. La mencionada modificación se expone en los pasos subsiguientes.

4.- Definir un punto n sobre la superficie de interacción. Este punto debe de encontrarse además, sobre el segmento de recta definido entre los puntos $r_{(i)}$ y $r_{(i-1)}$. Para definir la posición geométrica exacta del punto n se define un factor de escala μ_1 que indica que el incremento en la fuerza generalizada debido al comportamiento elástico es sólo una fracción del calculado, ya que el elemento alcanzará antes el estado de fluencia. Esto

físicamente indica que al modificarse el vector de fuerzas generalizadas en esta primera fase, únicamente ha participado una parte del desplazamiento, que es $\mu_1 \Delta r_t$. Debe de cumplirse que $1 \geq \mu_1 > 0$ y que $r = 1$.

Conocida la posición exacta del punto n , se puede entonces, evaluar la matriz de rigidez tangente elastoplástica resultante.

5.- Usualmente, un nuevo paso ($i + 2$) genera de acuerdo a la Ec. 4.26 otro valor $r_{(n+2)}$ fuera del contorno de la superficie de interacción. Resultando entonces, la Ec. 4.27.

$$\bar{\bar{S}}_{t+\Delta t} = S_t + \mu_1 \Delta S_t^E + (1 - \mu_1) k_t^{EP} \Delta r_t \quad 4.27$$

Análogamente al paso 4, es necesario proponer un nuevo punto n_1 que cumpla con las mismas condiciones que el punto n , con la particularidad de que éste, debe de estar situado sobre el segmento de recta definido por los puntos $r_{(n+2)}$ y el origen del coordenada propuesto inicialmente. Al igual que en el paso 4, se introduce un nuevo factor de escala μ_2 para definir el punto n_1 . En este caso, el vector de fuerzas generalizadas podrá ser estimado a través de la Ec 4.28.

$$S_{t+\Delta t} = \mu_2 \bar{\bar{S}}_{t+\Delta t} \Rightarrow (0 \leq \mu_2 < 1), \left(f(\mu_2 \bar{\bar{S}}_{t+\Delta t}) = 1 \right) \quad 4.28$$

6.- Por último, al terminar el intervalo de tiempo, se calcula una nueva matriz de rigidez tangente haciendo uso del nuevo vector de fuerzas de fluencia $S_{t+\Delta t}$, es decir, el que va del origen al punto $r_{(n+2)}$. Esta misma rigidez tangente se utiliza como matriz de rigidez del elemento durante el siguiente intervalo de tiempo.

CAPÍTULO V.

MODELADO DE ELEMENTOS EN ESTRUCTURAS DE PUENTES.

5.1 Generalidades.

En el siguiente punto se exponen una serie de recomendaciones prácticas que permitan realizar la modelación de los diferentes elementos componentes de un puente. Muchos de los elementos expuestos en el desarrollo de este capítulo son tomados en consideración, recordando que la geometría y la caracterización efectiva de los miembros, la definición de los apoyos y uniones, así como la participación de la masa y de las cargas permanentes son tomados muy en cuenta.

5.1.1 Superestructura.

La superestructura es el conjunto de todos los componentes del puente que forman la estructura de la cubierta del mismo (tablero y sus soportes). Generalmente en un análisis dinámico se supone que permanece elástica, limitando el comportamiento no lineal solo a las juntas y conexiones entre elementos, y a las conexiones con la subestructura. Está claro que muchos puentes geoméricamente constituyen estructuras sumamente complejas, sin embargo, es posible efectuar el estudio de algunas de estas estructuras por medio de un modelo relativamente simple, en el cual se pueda lograr una adecuada caracterización de la rigidez efectiva y de la masa distribuida.

Generalmente las superestructuras de los puentes pueden ser consideradas infinitamente rígidas en su plano, por lo que se puede asumir que bajo cargas sísmicas se comportará como cuerpo rígido. Con lo anterior queda reducido notablemente el problema a resolver, al sólo considerarse en el análisis las pilas con sus correspondientes restricciones a la superestructura rígida.

Sin embargo, en puentes estrechos, largos o puentes conectores intercambiables en los que la superestructura no puede ser considerada rígida es necesario una discretización de la superestructura mediante la introducción de elementos viga (Fig. 5.01d) o en su defecto a través de un elemento con propiedades equivalentes, colocado longitudinalmente a lo largo de toda la longitud del puente (Fig. 5.01e). En el caso de subestructuras de concreto reforzado sometidas a la acción combinada de sismo y de cargas gravitacionales se considera un agrietamiento incrementado, por lo que la rigidez EI_x (E: Módulo de elasticidad e I_x : Momento de inercia alrededor del eje de flexión) se determina tomando en cuenta una rigidez agrietada. El producto EI_x no refleja únicamente la rigidez efectiva o agrietada del elemento, sino también el estado del mismo una vez que haya ocurrido teóricamente la primera fluencia. Algunos textos (Priestley *et al.* 1996) estiman esta rigidez por medio de la obtención de I_e (momento de inercia efectivo), que se obtiene a su vez de diagramas que relacionan para diferentes tipos de secciones, la cuantía de refuerzo y el cociente del esfuerzo axial actuante entre el producto del área bruta de la sección analizada y la resistencia del concreto a la compresión.

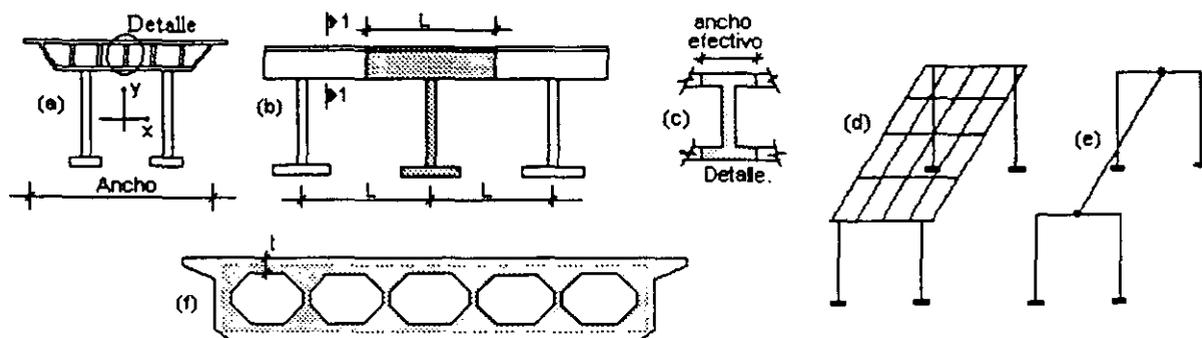


Figura 5.01 (a) Elevación Transversal y (b) Longitudinal; (c) Detalle; (d) Modelo de Vigas y (e) Elemento con Propiedades Equivalentes; (f) Área Equivalente.

Algo muy similar a lo anterior se utiliza en la estimación del área de cortante (A_{ve}) que se toma en cuenta para considerar las deformaciones de cortante que se generan por flexión en el miembro de concreto agrietado. En este caso existe la misma dependencia que en la rigidez a flexión, solo que la falta de datos experimentales trae como consecuencia que tenga que ser asumido que la rigidez a cortante sea función directa de la rigidez a flexión y que puede ser cuantificada a través de la Ec 5.01. En el caso de los subelementos que forman la subestructura se recomienda la obtención de las características reales de los mismos, aunque es también aplicable y sumamente práctico determinar propiedades reducidas de la sección bruta, Ec 5.02.

$$G \times A_{ve} = G \times A_v \frac{E \times I_e}{E \times I_g} \quad 5.01$$

En la Ec. 5.01 G , A_v , y I_g son el módulo de cortante, el área bruta de cortante y el momento de inercia de la sección bruta, respectivamente.

$$E \cdot I_e = \alpha \times E \times I_g \quad 5.02$$

α en la Ec. 5.02 puede ser 0.5 ó 1.0 para concreto reforzado o presforzado, respectivamente.

En la estimación de la rigidez torsional (J) se pueden emplear los principios de la mecánica clásica con bastante buena aproximación, siempre y cuando el momento torsor de agrietamiento no sea excesivo en el punto donde se considere que la rigidez torsional sufre una reducción significativa.

Un criterio para modelar subestructuras huecas se brinda en la Fig 5.01f, donde la rigidez torsional puede ser estimada por la Ec 5.03 y la parte sombreada representa la zona del flujo de cortante. Con la obtención de J se puede obtener la relación entre T (esfuerzo de cortante) y la rotación θ en una viga isotrópica, Ec 5.04.

En caso de suponer la sección agrietada, la Ec 5.03 se transforma en la Ec 5.05, en donde se puede estimar que debido al agrietamiento tanto el área (A) como el perímetro (P) deben ser reducidos por medio de las Ecs 5.06 y 5.07. No obstante se ha demostrado que una buena aproximación en la estimación de la rigidez torsional la da la Ec 5.08, donde J_e es el momento torsional equivalente.

$$J = \frac{4A_o^2 \times t}{P_o} \quad 5.03$$

$$T = G \times J \times \theta \quad 5.04$$

En las Ecs. 5.06 y 5.07 A_o y P_o son el área y el perímetro definidos por la zona sombreada de la Fig. 5.01f. A_e , A_p , A_t y s en la Ec 5.05 son las áreas de refuerzo, preesfuerzo, acero transversal y espaciamiento de este último, respectivamente

$$J_{cr} = \frac{4\bar{A}^2 \times E_s}{\bar{P} \times E_c} \sqrt{\frac{A_t(A_e + A_p)}{s \times \bar{P}}} \quad 5.05$$

$$\bar{A} = 0.85A_o \quad 5.06$$

$$\bar{P} = 0.90P_o \quad 5.07$$

$$GJ_e = \beta \times G \times J \quad 5.08$$

En este caso β puede ser tomado como 1 para secciones no agrietadas o como 0.05 para las agrietadas.

Sin embargo, en el caso de puentes cuya configuración sea muy compleja (puentes con configuración curva en su plano) y en donde durante la acción sísmica se puedan generar efectos de torsión por encima de los límites, es necesario reducir la rigidez antes definida. (Priestley *et al.* 1996)

5.1.2 Diafragmas.

La rigidez transversal de un puente se puede incrementar por medio de diafragmas en la superestructura. Estos se modelan generalmente a través de una discretización de vigas equivalentes de sección T o I, colocadas transversalmente y que consideran un ancho equivalente de aproximadamente 8 veces el espesor de la losa existente. (Priestley *et al.* 1996)

5.1.3 Viga – Columnas Simples.

En el análisis dinámico de puentes poco complejos geoméricamente es factible el uso de un modelo de un grado de libertad (Fig. 5.02b), simplificando la estructura global a un marco equivalente. Si se analiza uno de estos sistemas de puentes transversalmente y se asume que la superestructura es un cuerpo rígido, se podrá realizar entonces, el análisis dinámico del modelo de un grado de libertad considerando la masa correspondiente a dos tramos adyacentes (Fig. 5.01b).

La rigidez k que se necesita en el modelo es equivalente a la fuerza requerida para que el centro de masa de la base de la columna tenga un desplazamiento unitario y el amortiguamiento está expresado en forma de amortiguamiento viscoso como una fracción del amortiguamiento crítico, que a su vez está relacionado con la

fuerza de amortiguamiento necesaria para resistir una velocidad unitaria en la masa considerada. Esto está limitado a puentes de geometría poco compleja, en donde el peso de la pila pueda no considerarse, en otros casos será necesario realizar una discretización adicional en las pilas para tomar en cuenta la distribución de la masa en cada una de las partes discretizadas.

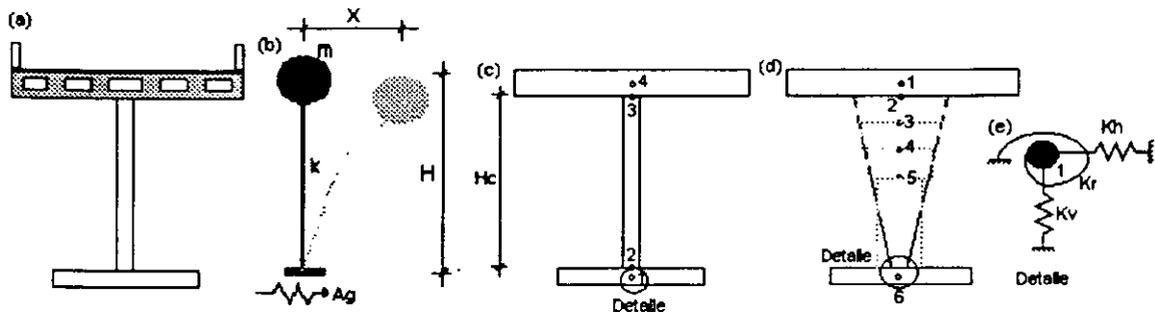


Figura 5.02 (a) Geometría; (b) Modelo de 1 GL; (c) Modelo de Elemento Prismático y (d) No Prismático; (e) Modelo de Cimentación.

En resumen se puede plantear que el criterio a utilizar para modelar un conjunto formado por cabezales y pilas de forma independiente, dependerá en gran medida de la geometría del conjunto, así como de la respuesta sísmica esperada. Por ejemplo si se desea obtener una respuesta elástica en un elemento de sección no prismática podrá ser empleado el modelo de la Fig. 5.02d, obteniendo la rigidez a través de los criterios de la teoría clásica de las estructuras. Algo muy similar ocurre en el caso en que las deformaciones de cortante sean importantes ($M \leq 3hV$, columnas cortas).

La Ec 5.09 define la formulación por medio de la cual es posible estimar la rigidez cuando ambos efectos (flexión y compresión) tengan que ser tomados en cuenta.

$$k = \frac{l}{\frac{H^3}{\alpha \times E \times I} + \frac{H}{A_v \times G}} \quad 5.09$$

Cuando los efectos de la masa de columnas o pilas de sección variable sean importantes y entonces, de alguna manera tengan que ser considerados, el modelo de análisis tendrá que ser discretizado (Fig. 5.02d).

La evaluación no lineal de sistemas de puentes es más complicada. La misma se basa en un análisis Momento - Curvatura de las secciones críticas de los elementos componentes del sistema global y en donde se toman en consideración los niveles de carga axial así como los efectos del confinamiento. En el capítulo IV se expuso en detalle el procedimiento para la evaluación no lineal de columnas de concreto reforzado de puentes, según la formulación que se brinda en el sistema de cómputo especializado en el análisis no lineal de puentes: IAI - NEABS. (Imbsen y Penzien 1986)

Es importante referir que generalmente los desplazamientos laterales de las pilas son pequeños en relación con sus dimensiones, por lo que muchas veces la no linealidad por efectos geométricos merecen no ser tomados en cuenta, en este caso se recomienda únicamente realizar un análisis P - Δ. (pilas esbeltas).

Los efectos de la deformación del suelo son modelados mediante la colocación a nivel de la cimentación de resortes, cuyas propiedades son dependientes de las características geotécnicas disponibles del terreno (Fig. 5.02e).

5.1.4 Pórticos Múltiples.

Se trata de pórticos compuestos por dos o más columnas que tienen la característica que todas trabajan al unísono, contribuyendo en la respuesta sísmica debido al incremento de la rigidez y de la capacidad durante una acción cíclica. Un modelo como éste en un análisis plano se concibe por medio de la incorporación de elementos vigas y columnas con propiedades efectivas como las tratadas anteriormente (Fig. 9a).

En el análisis lineal las propiedades efectivas se definen por medio de las expresiones ya expuestas (ver Ecs. 5.01 a la 5.08), teniendo la rigidez axial la particularidad de ser reducida para tomar en cuenta la influencia de la carga axial, el agrietamiento por flexión y la cuantía de refuerzo, Ec 5.10.

$$E \times Ae = E \times Ae \frac{E \times Ie}{E \times Ig} \quad 5.10$$

Como se observa en la Fig. 5.03a y b los nudos se ubican en lugares donde se puedan capturar las solicitaciones críticas generadas por el estado de cargas considerado; estando el elemento de conexión situado en los extremos, las propiedades de los miembros pueden considerarse agrietadas o efectivas. Para la correcta caracterización de las propiedades de los pórticos múltiples es necesario estimar el nivel de carga axial que además de ser dependiente de las cargas gravitacionales es también función de la acción sísmica (cíclica) considerada. O sea que para estimar la capacidad o la rigidez de estos elementos se deberá actualizar, ajustar y definir el estado de esfuerzo axial generado por la combinación de la acción sísmica y las acciones gravitacionales (Método del Empujón para marcos en 2D).

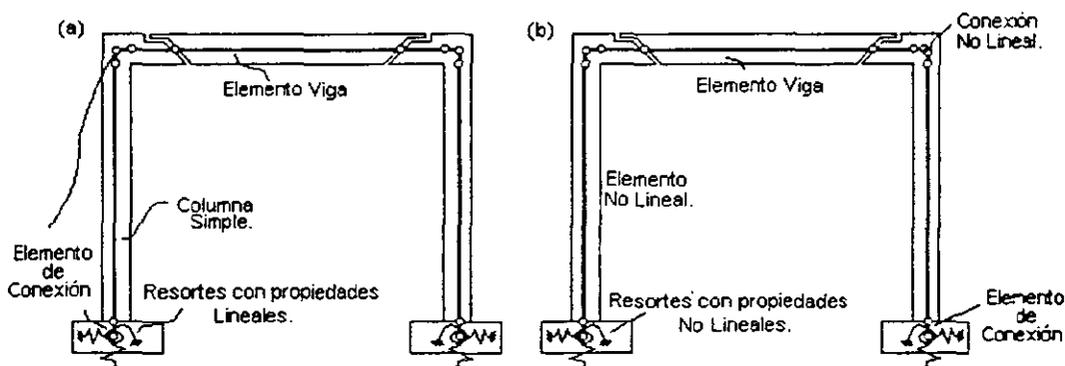


Figura 5.03. (a) Análisis Elástico Lineal. (b) Análisis no Lineal.

El análisis no lineal tiene mayor complejidad. En éste las estructuras pueden ser modeladas adicionándoles articulaciones plásticas en zonas donde supuestamente pueda generarse plastificación por flexión, así como resortes no lineales en las conexiones y en la cimentación. Todo esto, por supuesto, con el objetivo de poder estimar adecuadamente la respuesta no lineal característica de la estructura global.

Anteriormente se ha hecho referencia a las características de algunos de los elementos que manejan algunos sistemas de análisis no lineal (Powell 1993 y 1997, Gillies 1979 y Carr 1996) y que pueden ser considerados en un análisis como el referido. Mediante estos elementos o modelos es posible caracterizar la relación fuerza - deformación y así la capacidad total del sistema, aunque están limitados a un estado límite de deformación predeterminado.

5.1.5 Cimentación.

También la cimentación de un puente tiene el objetivo de dotar a la estructura global de una satisfactoria resistencia lateral, vertical y rotacional, cuando esta se encuentre sometida a un estado de acciones verticales y/o horizontales. Esta resistencia dependerá de la geometría de la cimentación, de las características geotécnicas del suelo y de la interacción suelo - estructura.

La cimentación aislada es recomendable en suelos duros, en donde los resortes traslacionales se asumen rígidos y la rotación únicamente se considera en caso que exista desplazamiento o balanceo de la cimentación completa. La resistencia en la dirección vertical se logra por medio de la propia presión de compresión, en cambio en la dirección horizontal debido a la presión pasiva del suelo que rodea a la cimentación, así como por medio de la fricción a lo largo de las caras y de la base de la zapata. La resistencia en la dirección rotacional se logra a través de la sobrecarga generada por el suelo que se encuentra encima de la cimentación, así como por el efecto de las cargas gravitacionales generadas por la estructura global para tomar en cuenta la traslación y la rotación cuando se considere. Hay ocasiones en que se cuenta con una estimación del coeficiente de reacción del suelo k_s (en kg/m^2), de acuerdo a ello la estimación de la rigidez vertical y rotacional de una cimentación aislada de dimensiones $D_f \times B_f$, considerada como cuerpo rígido para que las condiciones de apoyos supuestas puedan ser modeladas como un punto simple con resortes, que físicamente se encuentran en la frontera entre la columna y la zapata de cimentación (Fig. 5.02e) se calcula según las Ecs. 5.11 y 5.12.

$$K_v = B_f \times D_f \times k_s \quad 5.11$$

$$K_r = \frac{1}{12} B_f^3 \times D_f \times k_s \quad 5.12$$

Si una cimentación está colocada encima de n pilotes en la dirección de B_f y m pilotes en la dirección de D_f , la rigidez puede ser estimada en función de las conexiones con la superestructura, de la rigidez a flexión (k_p) de los pilotes y de la rigidez del suelo por medio de las Ecs. 5.13 y 5.14.

$$K_v = m \times n \times k_p \quad 5.13$$

$$K_r = m \sum_{i=1}^n k_p \times x_i^2 \quad 5.14$$

5.1.6 Pilas y Pilotes Continuos.

Hay ocasiones en que las características del suelo permiten concebir un único elemento que cubra tanto la pila como la cimentación (pilote), lo que es recomendable para puentes estrechos. El modelado con fines de estimar la demanda sísmica depende del previo conocimiento de las características geotécnicas del suelo circundante. Por medio del módulo de Young (en Kg/cm^2) es posible suponer un sistema de resortes de Winkler para las reacciones laterales del suelo, y así concebir un sistema de resortes (Fig. 5.04) situados a lo largo de toda la longitud del pilote (por debajo del nivel de terreno) en donde la rigidez de cada uno de estos con fines no lineales puede ser dependiente de las dimensiones de la sección transversal del elemento, de la profundidad a la que se encuentre el resorte considerado y de las propiedades del suelo (módulo de Young).

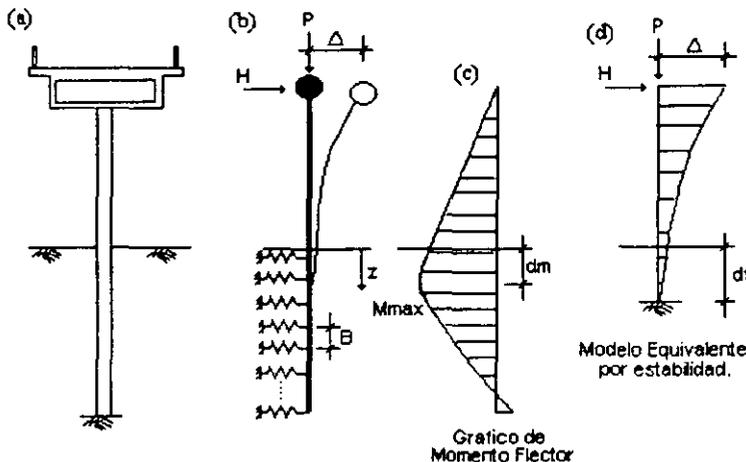


Figura 5.4 Pilas y Pilotes Continuos. (a) y (b) Prototipo Global; (c) Modelo de los Resortes del Suelo; (d) Modelo Equivalente.

5.1.7 Juntas de Expansión.

Los puentes con grandes longitudes se fragmentan a través de las juntas de expansión (Fig. 5.05a), cuya principal finalidad es la de compensar las deformaciones que se generan debido al acortamiento inicial de preesfuerzo, así como por los efectos dependientes del tiempo (contracción y flujo plástico) y del medio ambiente (cambios de temperatura).

Desde el punto de vista dinámico estas juntas tienen la capacidad de permitir a los marcos o partes independientes, desarrollar su respuesta dinámica característica y modificar la misma por medio de una interacción compleja concebida con la colocación de dispositivos restrictores. En la modelación de estos dispositivos se toma en cuenta la fricción y el golpeteo que se genera entre las partes durante un evento sísmico. Las juntas de expansión permiten deformaciones traslacionales en la dirección longitudinal y rotacionales de flexión alrededor del eje de la junta, pudiéndose restringir el desplazamiento traslacional perpendicular al eje del puente por medio de una llave de cortante. El cortante vertical se toma por medio de los restrictores, así como por los apoyos de neopreno que ayudan a disipar gran parte de la energía que se genera durante un evento sísmico.

Sin embargo, las juntas de expansión no podrán únicamente ser vistas como elementos de separación longitudinal, ya que durante el desarrollo de una acción dinámica las partes componentes del puente debido a las deformaciones sísmicas transversales tienden a abrir y a cerrar cíclicamente la junta de expansión. Esto unido a la gran rigidez de los estribos y a la descompensada rigidez de los marcos puede traer como consecuencia rotaciones de la superestructura en su plano horizontal y por tanto pueden generarse los fenómenos de “abertura” y “golpeteo”.

Todo lo anteriormente expuesto trae como consecuencia que las juntas de expansión puedan ser modeladas utilizando su geometría exacta. Para ello se emplea una ligadura rígida transversal colocada a lo largo de la misma y en cada uno de sus extremos, que estarán unidas a los elementos por medio de los llamados restrictores según se aprecia en la Fig. 5.05b. En este modelo los apoyos elásticos, los restrictores y las llaves de cortante se pueden situar en su posición geométrica correcta con sus correspondientes relaciones espaciales. Para la modelación de los restrictores longitudinales se podrá utilizar una combinación de varios elementos; una simplificación que toma en cuenta la holgura se muestra en la Fig. 5.05c.

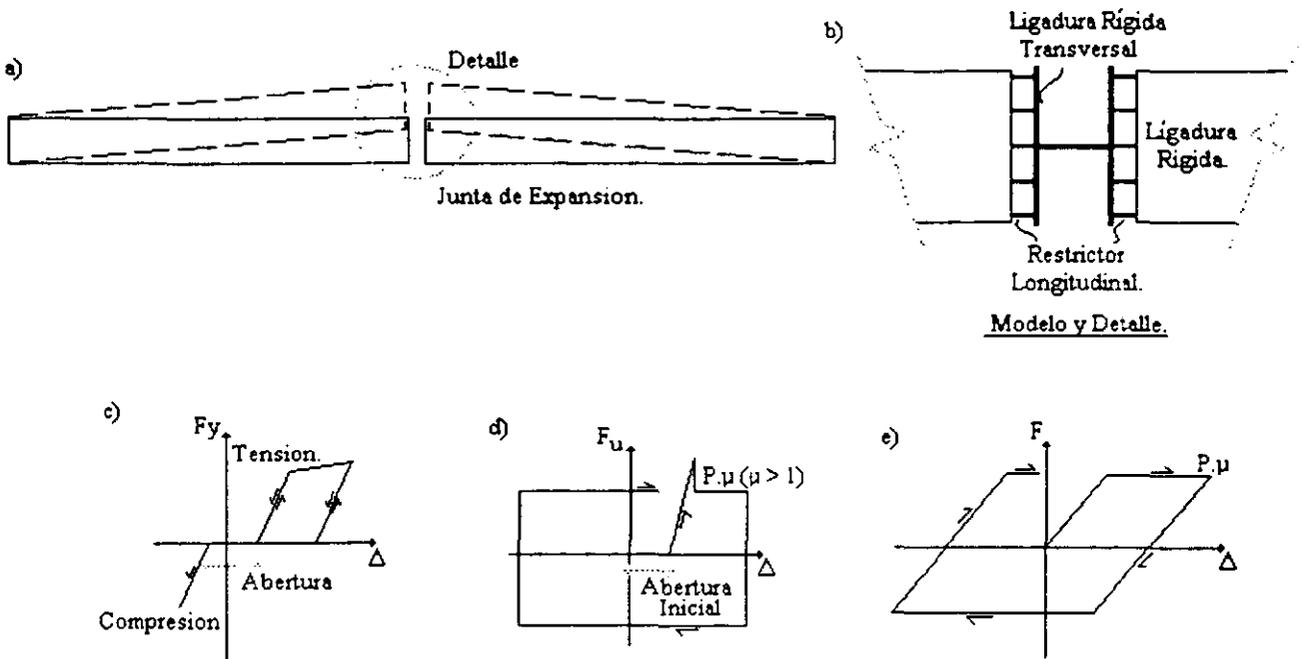


Figura 5.05 (a) Prototipo; (b) Detalle y Modelo; (c) Modelo del Restrictor; (d) Modelo de Llave de Cortante y (e) Modelo de Apoyo.

Como se observa en este modelo (Fig. 5.05c) cuando la junta está cerrada la rigidez es grande y puede suponerse infinita en la zona de contacto entre las partes. En cambio cuando la junta se encuentra abierta la rigidez es muy pequeña, pudiéndose considerar únicamente la pequeña rigidez que se genera debido al deslizamiento por fricción. Estas situaciones traen como consecuencia que cuando se trate de una carga cíclica sea absolutamente necesario el uso de un análisis no lineal en el cual se modelen estos restrictores como resortes rígidos. En este sentido se puede destacar que un procedimiento con el que se han obtenido muy buenos resultados ha sido el procedimiento de análisis dual, en donde en el modelo de tensión todas las juntas son proporcionadas por medio de resortes restrictores elástico lineales. En cambio en el de compresión las juntas estarán conectadas por medio de ligaduras axialmente rígidas que permiten la rotación alrededor del eje vertical. Este procedimiento se aplica fundamentalmente para estimar las fuerzas y desplazamientos máximos de los miembros, no así para estimar el desplazamiento relativo de la junta de expansión ya que el desplazamiento máximo de dos marcos adyacentes a

una junta ocurre en dos instantes de tiempo diferentes durante el desarrollo de una determinada acción sísmica, lo que trae como consecuencia que el mismo deba de ser estimado por medio del uso de un análisis no lineal de historia en el tiempo.

Es muy común que en este tipo de análisis la junta de expansión se modele mediante una combinación de elementos (Tseng y Penzien 1973 y Kawashima y Penzien 1976) que permitan considerar las características no lineales de rigidez (restrictores, fricción por deslizamiento del apoyo y llaves de cortante).

Anteriormente se hizo referencia al modelo empleado para los restrictores, en el caso de las llaves de cortante, puede utilizarse un modelo como el mostrado en la Fig 5.05d. Según se observa la llave de cortante se activará en la dirección transversal una vez que la abertura transversal inicial sea nula y brindará una restricción rígida hasta que se produzca el fallo de la misma (llave de cortante). En este caso la relación fuerza - deformación en la dirección transversal utilizará una fuerza axial transferida a través de la llave de cortante considerando un coeficiente de fricción $\mu \geq 1$ para la fricción de Coulomb considerada; sin embargo se puede presentar el caso que no exista esfuerzo axial actuando sobre la llave de cortante, entonces en la cuantificación de la fuerza de fricción únicamente se tendrá en cuenta la fricción que se genera por la fuerza de fricción de cortante generada por la ligadura, esta puede ser estimada a través de los principios corrientes de la fricción por cortante.

Por último debemos referirnos al caso del cortante principal o reacciones de los apoyos, que en la mayoría de los casos se transfiere por medio de dispositivos de apoyo elásticos en las juntas de expansión y que pueden modelarse según se aprecia en la Fig 5.05e. En este caso el coeficiente de fricción depende del dispositivo de apoyo y varía entre el 2 y el 20 %.

Una explicación más detallada del modelado de la junta de dilatación se presentó en el Capítulo III, en el que se describe detalladamente el modelo desarrollado por Tseng y Penzien (1973) y posteriormente perfeccionado por Kawashima y Penzien (1976).

5.1.8 Estribos.

Consideraciones sobre el modelado de la rigidez y la capacidad de estribos de puentes, así como también del amortiguamiento de la masa del suelo circundante, pueden tener una importante influencia en la respuesta dinámica de sistemas de puentes pequeños. Por supuesto, dependiendo del tipo de estribo que se considere en el análisis: monolíticos, apoyados o los construidos integralmente con pilotes; todos tienen en común que son estructuras masivas que movilizan e interactúan con la masa de terreno y que en función de su geometría poseen gran rigidez, lo que permite que absorban grandes fuerzas sísmicas. Este planteamiento trae como consecuencia que el conjunto suelo - estribo tenga que ser tomado en consideración en el modelo analítico por medio de un resorte lineal equivalente (Goel 1993). Con fines de diseño la rigidez de este resorte puede ser estimada de acuerdo a los dos criterios que a continuación se presentan:

1.- Se estima en el análisis una rigidez inicial para el estribo, obtenida aproximadamente en función de sus dimensiones y de las propiedades del suelo. Esta rigidez se varía en el proceso de análisis hasta que la fuerza sísmica inducida en el estribo sea inferior a la capacidad considerada para el mismo.

2.- Se estima una rigidez inicial del estribo igual al cociente de su capacidad entre el desplazamiento esperado durante el sismo de diseño. Con la rigidez estimada se realiza un primer análisis y se obtienen nuevos valores de rigidez y de desplazamientos, que posteriormente son empleados en la estimación de una nueva rigidez. Este análisis se repite hasta que los desplazamientos de dos análisis sucesivos se encuentren dentro de una tolerancia aceptable.

Para fines de análisis, la capacidad del conjunto suelo-estribo puede estimarse como la resistencia de fluencia obtenida de una relación de fuerza contra desplazamiento en un sistema resorte - amortiguador (SRA) situado en el estribo en la dirección longitudinal del puente. Mediante este sistema es posible obtener tanto las propiedades de rigidez, como la cantidad de amortiguamiento material (comportamiento histérico) y geométrico (radiación de ondas) del sistema suelo - estribo. De acuerdo a esto, en un análisis lineal la rigidez del conjunto será la pendiente de la relación entre fuerza y desplazamiento del SRA, en un análisis viscoelástico la pendiente del eje mayor de la elipse en un lazo de histéresis individual en la relación fuerza contra desplazamiento del SRA y en el análisis no lineal es equivalente a la recta secante en un lazo de histéresis en la relación entre fuerza y desplazamiento del SRA.

Se concluye que la rigidez de un estribo para un análisis espectral puede estimarse por medio de procedimientos iterativos. Sin embargo, se ha demostrado en resultados obtenidos de múltiples investigaciones que para el rango inelástico este procedimiento iterativo puede mantenerse invariante, por lo que se recomienda que el nivel de desplazamiento asumido sea apropiadamente seleccionado (Priestley *et al.* 1996). CALTRANS (1993), por ejemplo, propone una rigidez inicial (k_a) en función del ancho efectivo del estribo en la dirección transversal (B) y del número de pilas n_p , según se presenta en la Ec. 5.15.

$$K_a = K_s + K_p = \left[200 \frac{\text{kips}}{\text{in}} B \right] + \left[40 \frac{\text{kips}}{\text{in}} n_p \right] = \left[115 \frac{\text{kN}}{\text{mm/m}} B \right] + \left[7 \frac{\text{kN}}{\text{mm}} n_p \right] \quad 5.15$$

No obstante, la capacidad y la rigidez de los estribos pueden estimarse para acciones dinámicas por medio de formulaciones empíricas, muchas veces dependientes de una presión efectiva máxima amplificada del suelo (CALTRANS 1993). La precisión de estas formulaciones ha sido recientemente verificada mediante el estudio experimental de prototipos de estribos ensayados a escala real.

Otro parámetro a modelar en el análisis es la interacción estribo-superestructura, que generalmente se realiza por medio de la inclusión de resortes traslacionales con propiedades lineales, situados longitudinal y transversalmente en la superficie de contacto entre el estribo y su superestructura adyacente. Sin embargo, estudios en prototipos a gran escala desarrollados en la Universidad de California en Davis (Siddhartham y El-Gamal 1994) han demostrado que estos resortes deben ser considerados con propiedades no lineales, aun para niveles bajos de desplazamiento. La causa de esta consideración es que en la estimación de las características lineales para los resortes traslacionales no se considera: el efecto no lineal del suelo, las deformaciones sísmicas inducidas, la presencia de presiones activas y pasivas producto del suelo, la consideración de las dimensiones físicas reales del estribo, así como otros factores importantes.

De acuerdo a esto, Siddhartham y El-Gamal (1994) encontraron y validaron por medio del estudio de modelos a escala real, un procedimiento relativamente sencillo para estimar las rigideces longitudinal y transversal de los resortes utilizados en el modelo de estribos apoyados sobre pilotes en suelos arenosos. Una síntesis de los fundamentos de este procedimiento se presentan a continuación.

Si al estribo que se muestra en la Fig. 5.06 se le aplica una fuerza P_L para desplazarlo en la dirección horizontal, su rigidez estará dada por la magnitud de la fuerza necesaria para obtener un desplazamiento δ_L entre los puntos L y L'.

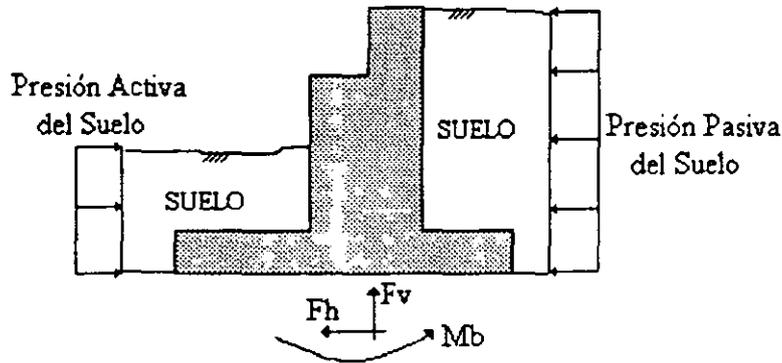


Figura 5.06 Prototipo de Estribo.

Para la estimación de esta rigidez es necesario conocer las presiones activas y pasivas que ejerce el suelo sobre las paredes delanteras y traseras del estribo y así tener una caracterización de:

- 1.- Relación entre el movimiento del muro y la presión lateral del suelo bajo las presiones activas y pasivas.
- 2.- Relación entre el momento resistente rotacional y la rotación que se genera durante el cambio de posición de L a L'.
- 3.- Reacciones que se generan en la interfase entre el estribo y la superficie del suelo (F_h , F_v y M_b).

Realizando una sumatoria de fuerzas verticales y una sumatoria de momentos con respecto al centro de la base del estribo con esta caracterización, es posible obtener el valor de P_L necesario para desplazar el estribo una distancia δ_L .

Por lo que entonces, la estimación de la rigidez del estribo podrá efectuarse de acuerdo a la Ec. 5.16.

$$K_e = \frac{P_L}{\delta_L} \quad 5.16$$

A fin de complementar este procedimiento por medio del estudio de modelos de elementos finitos, se ha logrado obtener para varios tipos de suelos, la relación no lineal entre el movimiento del muro y las presiones activas y pasivas, necesarias para caracterizar el comportamiento no lineal de este tipo de estribos.

Procedimientos similares para la adecuada caracterización de la rigidez de estribos de puentes pueden obtenerse, en función de la geometría, las características de apoyo del estribo y de las características geotécnicas del terreno.

5.1.9 Interacción Suelo – Estructura.

Según se ha visto el comportamiento inelástico de las estructuras es uno de los aspectos más importantes durante el diseño sísmico de acuerdo con los reglamentos modernos, pues de acuerdo a estudios teóricos y experimentales se ha demostrado que el admitir ciertos valores de daño material, es decir, incursiones dentro del rango no lineal de comportamiento mecánico de los materiales, trae como consecuencia que los sistemas estructurales puedan ser diseñados para fuerzas sísmicas equivalentes relativamente menores a las obtenidas con comportamiento elástico.

Generalmente el comportamiento no lineal puede estimarse a través de un modelo elastoplástico fuerza - deformación de un oscilador de un grado de libertad definido por su masa, altura, rigidez, coeficiente de amortiguamiento viscoso y período; en el cual la fuerza restitutiva en el resorte es proporcional al desplazamiento hasta que se alcanza el desplazamiento de fluencia, manteniéndose constante para desplazamientos mayores. De forma general la respuesta para este tipo de osciladores se determina en función de la demanda de ductilidad. Sin embargo, múltiples investigaciones han demostrado que el comportamiento global del oscilador se modifica notablemente con la debida consideración de las características del suelo sobre el cual se apoya (Wolf 1994), sobre todo en suelos blandos, por lo cual la modificación de las propiedades del mismo considerando la interacción suelo estructura ha pasado a ser un problema de ingeniería de singular importancia en el modelado de sistemas estructurales, no siendo la excepción para el caso específico de puentes.

La interacción suelo - estructura no es más que la diferencia entre el movimiento real y el de campo libre producido por el intercambio de las fuerzas de inercia entre la estructura y el suelo durante las oscilaciones inducidas por un sismo. Los fundamentos de esta interacción han sido objeto de estudio de múltiples investigaciones en los últimos 30 años. En un principio estos estudios no arrojaron importantes resultados debido a las incertidumbres existentes en la correcta caracterización del comportamiento del suelo, sin embargo, los métodos para caracterizarlo se han estado constantemente desarrollando en las últimas 2 décadas.

El problema de la interacción suelo estructura es el resultado de la descomposición de una componente inercial y de otra cinemática.

La interacción inercial es función de la inercia y de la deformabilidad del sistema dependiente de las características de movimiento de campo libre y de la interrelación de las características estructurales con las propiedades del depósito de suelo subyacente (sistema acoplado). Por lo general, esta interacción produce un alargamiento del período fundamental de vibración debido a que el sistema acoplado tiene mayor flexibilidad que el considerado con base rígida, así como una reducción o incremento del amortiguamiento, aunque por lo general el efecto es de incremento producto de la existencia de disipación adicional de energía por el amortiguamiento material (comportamiento histerético) y geométrico (radiación de ondas). No obstante, el hecho de que la interacción suelo estructura tiende a reducir la efectividad del amortiguamiento estructural, es posible que se presente el caso en que el amortiguamiento efectivo del sistema acoplado sea menor que el amortiguamiento del sistema con base rígida, a menos que esta reducción se compense por el incremento debido al amortiguamiento del suelo (Pérez 1998).

Para fines de reglamentación sísmica, de manera general se acostumbra incluir los efectos de interacción suelo estructura únicamente en el modo fundamental, empleando para ello un enfoque simplificado que consiste en remplazar el sistema acoplado por un oscilador equivalente de base rígida, caracterizado por el período y amortiguamiento efectivo del sistema acoplado. Con estos parámetros se recurre a los espectros de diseño comunes para obtener las aceleraciones en término de su período y amortiguamiento.

Otro efecto de la interacción suelo estructura puede ser la modificación de la demanda de ductilidad del sistema acoplado con respecto a los valores correspondientes a la estructura supuesta con base rígida (Pérez 1998). Sin embargo, esta situación aun no está suficientemente clara, por lo que no es posible calcular de manera sencilla la resistencia de fluencia de un sistema acoplado, que ante una determinada excitación sísmica se requiere para limitar la demanda de ductilidad a una ductilidad disponible previamente especificada. No obstante, Rosenblueth y Reséndiz (1988) han sugerido la disminución de la ductilidad del sistema acoplado como función decreciente del alargamiento del período por interacción, de acuerdo al comportamiento inferido de un oscilador de un grado de libertad con comportamiento elastoplástico. Recientemente Pérez (1998) en su tesis doctoral logró formular una expresión calibrada con el objetivo de obtener funciones de flexibilidad impulsivas que pueden ser introducidas como integrales de convolución en problemas de integración de las ecuaciones de movimientos resueltos paso a paso en el dominio del tiempo.

CAPÍTULO VI.

DESCRIPCIÓN DE LOS CASOS DE ESTUDIO.

Para familiarizarnos con la problemática se propone desarrollar primeramente el análisis de un puente pequeño cuyas características se describen en el punto 6.1 (Caso de Estudio I). Este puente será analizado primeramente considerando que no existen juntas de dilatación en su superestructura. Posteriormente se realizará el análisis del mismo considerando la existencia de juntas de dilatación en sus estribos y por último, la variante anterior se analizará pero considerando que en las juntas de dilatación se colocarán dispositivos restrictores longitudinales, cuyas características serán abordadas brevemente en puntos posteriores. En la Tabla 6.1.01 aparecen sintetizadas cada una de las variantes de estudio con sus respectivas características.

El Caso de Estudio II es un puente real, típico de la zona del Valle de México, cuyo proyecto estructural fue consultado con la entidad proyectista (López 2000). El análisis del mismo se realizará con los datos considerados en la etapa de diseño, con la particularidad de que además se valorará, al igual que en el caso de estudio anterior, la variante en que se considere la existencia de dispositivos disipadores de energía (restrictores) en las juntas de dilatación. Con este análisis se persigue el objetivo de determinar el posible comportamiento sísmico de dicha estructura, una vez que sobre ella actúe un evento sísmico de gran intensidad. Las variantes de estudio para este segundo caso aparecen resumidas en la Tabla 6.2.03.

Un parámetro que también se estudiará en este segundo caso será la influencia de la separación entre las partes colaterales a una junta de dilatación (Δg). En este caso se estudiará el comportamiento estructural global de este puente al incrementar esta separación desde 0 hasta 6 cm.

6.1 Caso de Estudio I (Variantes 1A, 1B y 1Br).

6.1.1 Descripción del Puente.

En la Fig. 6.1.01 se muestra el prototipo, así como algunos detalles del primero de los puentes a estudiar. En el proceso de diseño del puente se consideró que la resistencia de toda la superestructura es suministrada por una columna de concreto reforzado que forma un marco rígido con un cabezal considerado infinitamente rígido en el plano de la superestructura. Para el diseño estructural de dicha columna se consideró un factor de comportamiento sísmico (Q) de 3.

Como se observa en la figura, se trata de un puente carretero recto de concreto reforzado con 2 claros de 20.00 m y un ancho transversal de 14.0 m. El puente cuenta además, con una losa cajón en la superestructura (Fig. 6.1.01c), además de la ya mencionada columna (Fig. 6.1.01d) de sección transversal circular, cuyo diagrama de interacción aparece expuesto en la Fig. 6.1.02. En esta misma figura aparece en trazos claros la curva de interacción obtenida del sistema de cómputo DMC (Flores 1997); con trazos más oscuros se muestra la aproximación cúbica realizada a la misma con el fin de obtener los coeficientes necesarios para la conformación de la función cúbica y así

suministrar al programa de cómputo IAI-NEABS los coeficientes a_1 , a_2 , a_3 , b_1 , b_2 y b_3 . Una explicación más detallada de este aspecto se presentó en el capítulo IV de este trabajo.

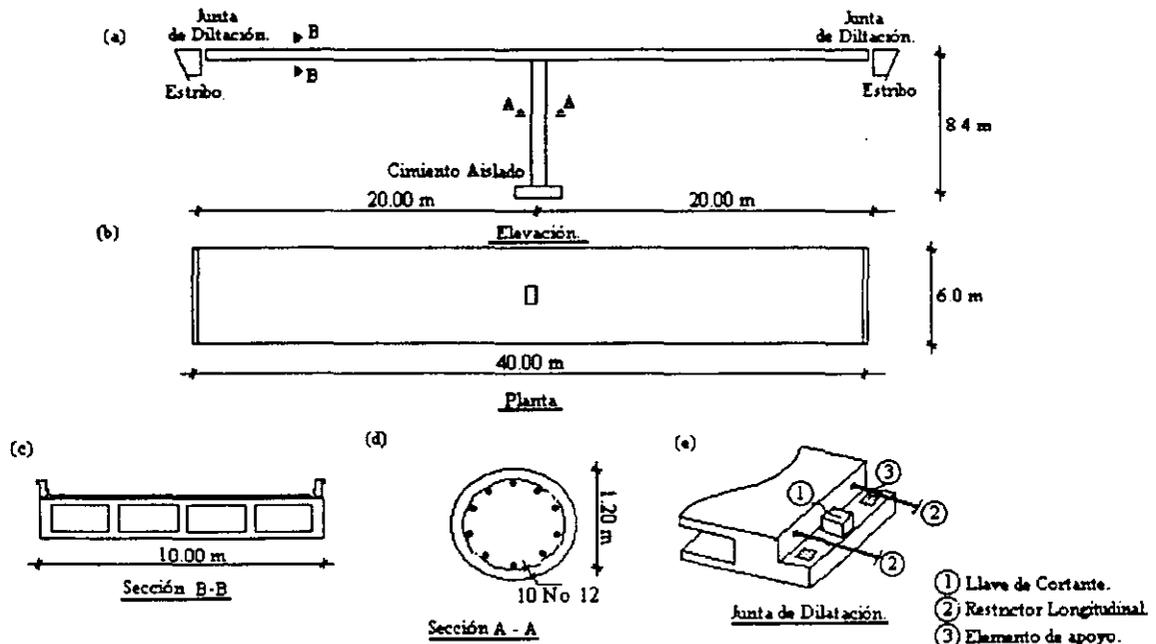


Figura 6.1.01 Caso de Estudio 1. (a) Elevación. (b) Planta. (c) Sección de la Superestructura. (d) Sección de Columna. (e) Modelo de Junta de Dilatación.

La ecuación cúbica definida por el diagrama de interacción obtenido genera las funciones que se brindan en las Ecs. 6.1.01 y 6.1.02.

$$\left| \frac{M_{YP}}{M_{YO}} \right| = 1.0 - 3.6134 \left(\frac{P_U}{P_O} \right) - 4.8463 \left(\frac{P_U}{P_O} \right)^2 - 0.2620 \left(\frac{P_U}{P_O} \right)^3, \quad -P_O < P_U < P_T \quad 6.1.01$$

$$\left| \frac{M_{ZP}}{M_{ZO}} \right| = 1.0 - 3.6134 \left(\frac{P_U}{P_O} \right) - 4.8463 \left(\frac{P_U}{P_O} \right)^2 - 0.2620 \left(\frac{P_U}{P_O} \right)^3, \quad -P_O < P_U < P_T \quad 6.1.02$$

Como se observa, el hecho de que la sección transversal de la columna sea circular permite asegurar que los coeficientes de la ecuación cúbica sean los mismos para ambos planos principales. Mediante este diagrama de interacción es posible obtener además las capacidades a la flexión, así como los efectos axiales, necesarios también para el suministro de datos al programa de cómputo IAI-NEABS con fines de análisis no lineal.

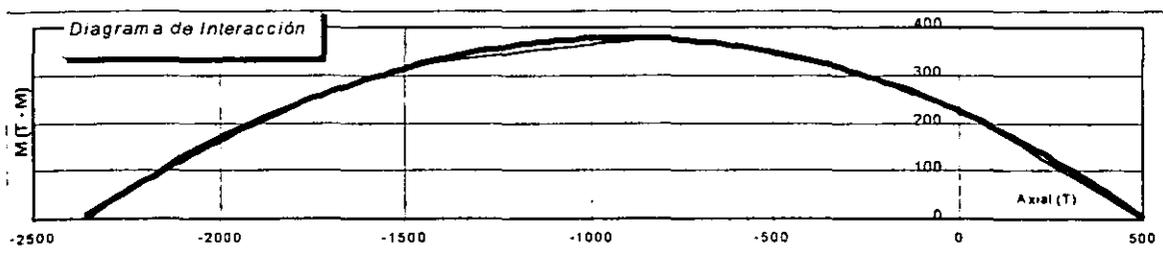


Fig. 6.1.02 Diagrama de Interacción para la Columna del Caso de Estudio 1.

Se supone que la columna está rigidamente conectada en su base, debido a que el puente se encuentra apoyado sobre un suelo suficientemente rígido (rigidez de la cimentación suficientemente elevada), excepto en la direcciones transversal y longitudinal de los estribos, en las que en función del suelo se puede estimar que el coeficiente de rigidez para ambas direcciones es de 411 777.00 T/m (Ver punto 5.1.5). Esta consideración permite modelar el caso en el que se considere la existencia de apoyos articulados o simplemente apoyados.

El puente en sus extremos se encuentra apoyado sobre estribos. En la segunda y en la tercera variante (1B y 1Br) se considera la existencia de una junta de dilatación en cada uno de los mismos. La diferencia entre ambas variantes radica en que en el análisis se considera la junta desprovista de dispositivos disipadores de energía en su dirección longitudinal (Variante 1B), cosa que si se tiene en cuenta en la tercera variante (1Br). La relación esfuerzo contra deformación del dispositivo disipador considerado se muestra en la Fig. 6.1.03. En esta última variante se supone que dicho dispositivo está compuesto por dos alambres de preesfuerzo de 0.5 pulgadas de diámetro, ambos situados según se muestra en la figura 6.1.01e con una separación de 12.0 m (6.0 m medidos a partir del eje central de la superestructura a cada lado). La abertura entre las partes en la junta es de 2.0 cm, aunque con el objetivo de validar la influencia de este parámetro en el comportamiento global del puente se variará, como ya se ha referido antes, entre 0 y 6.0 cm. Se consideró además como dispositivo restrictor acero de preesfuerzo, con el fin de que hubiera mayor correspondencia entre el modelo y la realidad, pues el sistema IAI-NEABS y su modelo de junta de dilatación considera que el restrictor únicamente toma tensiones (no compresiones). La rigidez del dispositivo restrictor se obtiene según la expresión que se muestra en la Fig. 6.1.03, en donde E, A y L son el módulo elástico del material (acero de presfuerzo), el área de la sección y la longitud de dicho dispositivo.

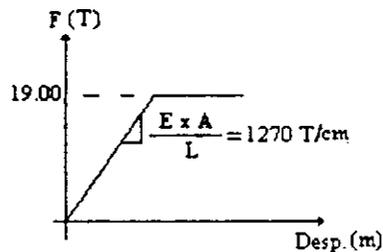


Figura 6.1.03 Relación Esfuerzo vs. Deformación del Dispositivo Restrictor.

En la Fig. 6.1.01e aparece además un detalle de dicha junta, observándose que en la dirección transversal su desplazamiento está restringido por la llamada llave de cortante y que en la dirección longitudinal el movimiento lo restringe el mencionado dispositivo disipador de energía.

En el siguiente capítulo se comentan algunos de los resultados obtenidos en los análisis de estas variantes.

Tabla 6.1.01 Variantes de Análisis para Caso de Estudio I.

Variante	Características.
1A	Puente sin Junta de Dilatación.
1B	Puente con Junta de Dilatación y sin Dispositivo Disipador de Energía.
1Br	Puente con Junta de Dilatación y con Dispositivo Disipador de Energía.

En la Fig. 6.1.04 se muestra el esquema de análisis empleado en la modelación del puente con fines del análisis estructural.

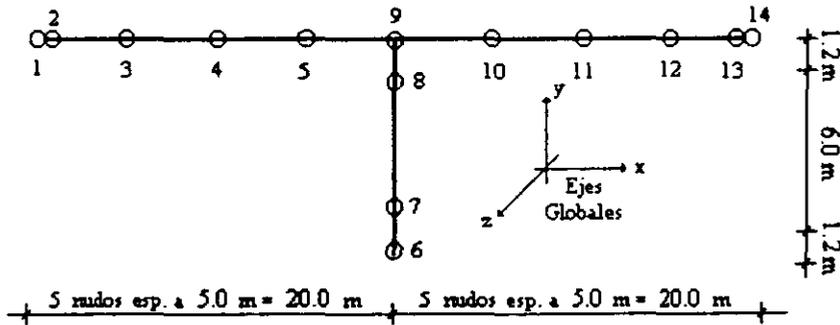


Figura 6.1.04 Esquema de Análisis de la Estructura (Caso de Estudio I).

Como se observa en la figura entre los nudos 1 - 2 y 13 - 14 se consideran juntas de dilatación; por otra parte los elementos 6 - 7 y 8 - 9 son elementos en los cuales se puede producir comportamiento elastoplástico.

Las características geométricas de la sección aparecen resumidas en el tabla 6.1.02. El diseño estructural de estos elementos se realizó considerando un factor de comportamiento sísmico (Q) de 3, así como una combinación crítica de cargas donde intervienen la carga muerta y la carga sísmica.

Tabla 6.1.02 Propiedades Geométricas de Pilas y Superestructura.

	Pila	Superestructura.
$A \text{ (m}^2\text{)}$	1.44	6.8
$I_y \text{ (m}^4\text{)}$	0.1017	105.36
$I_z \text{ (m}^4\text{)}$	0.1017	2.916

En la Tabla 6.1.03 se expone el tipo de elemento empleado para cada una de las barras definidas en el modelo de la Fig. 6.1.04.

Con el objetivo de desarrollar el análisis no lineal, el puente será sometido al sismo ocurrido en las Costas de Michoacán en 1985, con el registro de aceleraciones SCT - EW obtenido en la Ciudad de México. En la Fig. 6.1.05 se presenta el acelerograma referido, que tiene una aceleración pico de 0.16g, así como una fase intensa de aproximadamente 30 segundos. A pesar de que este registro tiene una duración de 180 segundos ($\Delta t = 0.2$), para los efectos de este trabajo, únicamente se obtendrán las respuestas considerando los 120 segundos iniciales.

Para fines del análisis no lineal paso a paso con el sistema IAI-NEABS se considera una constante de amortiguamiento proporcional a la masa (α) de 0.4533 y una constante proporcional a la rigidez (β) de 0.00158, las que se corresponden a una relación de amortiguamiento del 5% en los 2 primeros modos de vibración, que según los resultados del análisis realizado, son los que contribuyen de manera significativa en la respuesta global de la estructura.

Tabla 6.1.03 Tipo de Elementos Considerados para el Análisis no Lineal.

Elemento.	Tipo.	Característica.
1 - 2	4 y 5	Elemento Junta de Dilatación (5) y Elemento de Apoyo (4).
2 - 3	2	Elemento Elástico.
3 - 4	2	Elemento Elástico.
4 - 5	2	Elemento Elástico.
5 - 9	2	Elemento Elástico.
6 - 7	2	Elemento Recto Elastoplástico.
7 - 8	2	Elemento Elástico.
8 - 9	2	Elemento recto Elastoplástico.
9-10	2	Elemento Elástico.
10-11	2	Elemento Elástico.
11-12	2	Elemento Elástico.
1-12	2	Elemento Elástico.
13 - 14	2	Elemento Junta de Dilatación (5) y Elemento de Apoyo (4).

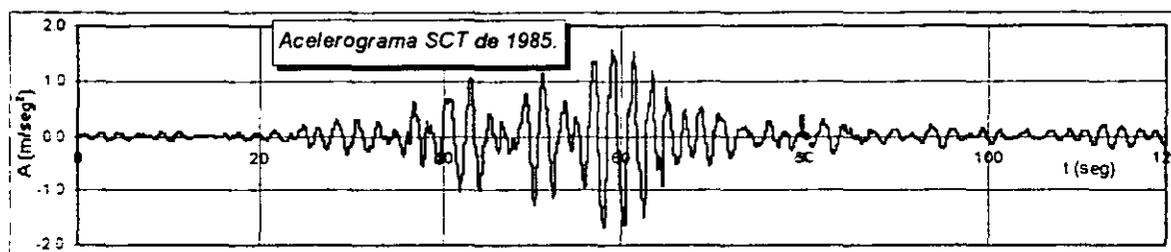


Figura 6.1.05 Acelerograma SCT - EW en la Cd. de México del Sismo de Michoacán de 1985. (Magnitud 8.1)

6.2 Caso de Estudio II.

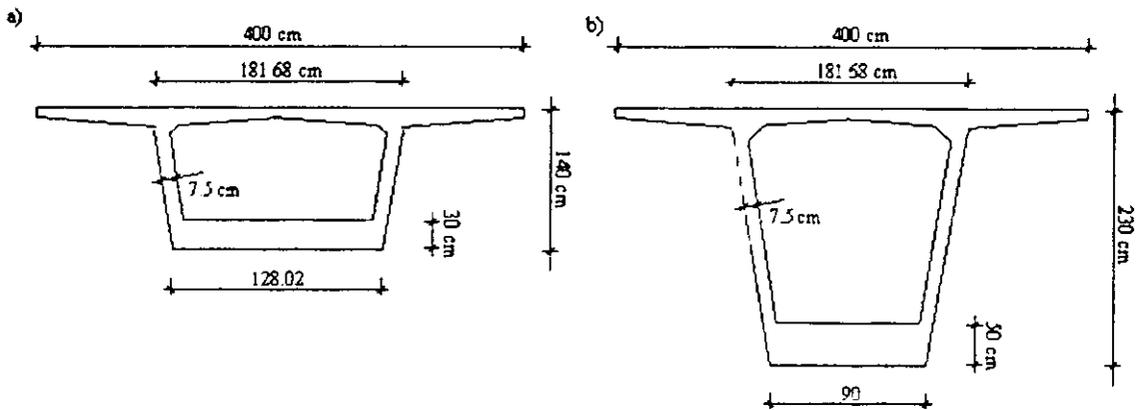
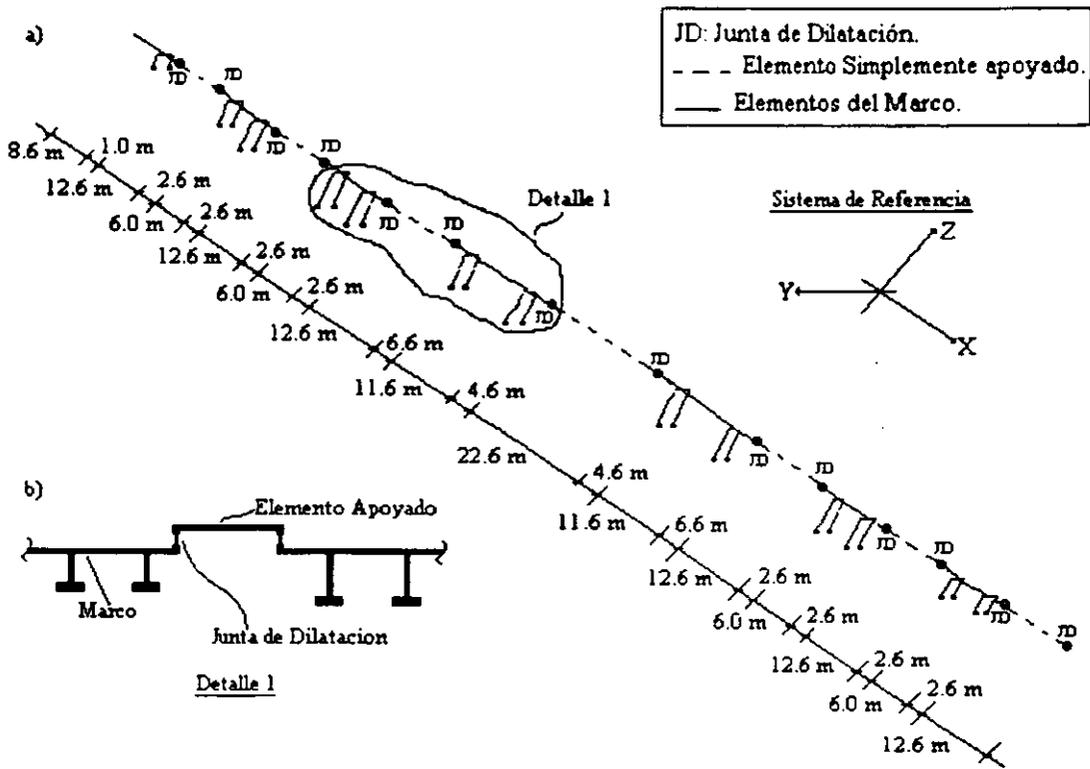
6.2.1 Descripción del Puente.

En la Fig. 6.2.01 se muestra el prototipo o esquema de análisis, así como algunos detalles generales de la geometría del segundo caso de estudio (Caso de Estudio II).

Como se observa en la Fig. 6.2.01 se trata de un puente carretero recto de concreto reforzado cuya longitud total es de 198.2 m de longitud. Estructuralmente, el sistema constructivo se basa en marcos continuos formados por 4 columnas (2 traseras y 2 delanteras) y un sistema de losa cajón, que vuela en cada uno de los extremos en la dirección longitudinal, y en cuyos extremos apoya un elemento de sección similar, según se refleja en la Fig. 6.2.01a y b.

Un croquis en donde pueden observarse las secciones transversales de la superestructura se presenta en la Fig. 6.2.02a y b. Como se observa se trata de una losa cajón cuyas dimensiones varían de los extremos a la parte central, en el que el peralte de la misma se incrementa dada la mayor longitud a cubrir por los marcos en estas

zonas. Estas secciones se colocan por pares en toda la longitud del puente, de acuerdo a lo estipulado por el proyecto típico para puentes de la entidad proyectista y constructora Rioboo S.A de C.V.



Las columnas de los marcos extremos de la estructura global del puente tienen sección circular de diámetro 1.00 m (Fig. 6.2.03a), en cambio las columnas centrales pertenecientes a los marcos cuyas columnas componentes se encuentran espaciadas a 11.6 m, poseen la sección mostrada en la Fig. 6.2.03b. Las propiedades y características de dichas secciones se exponen en la tabla 6.2.01.

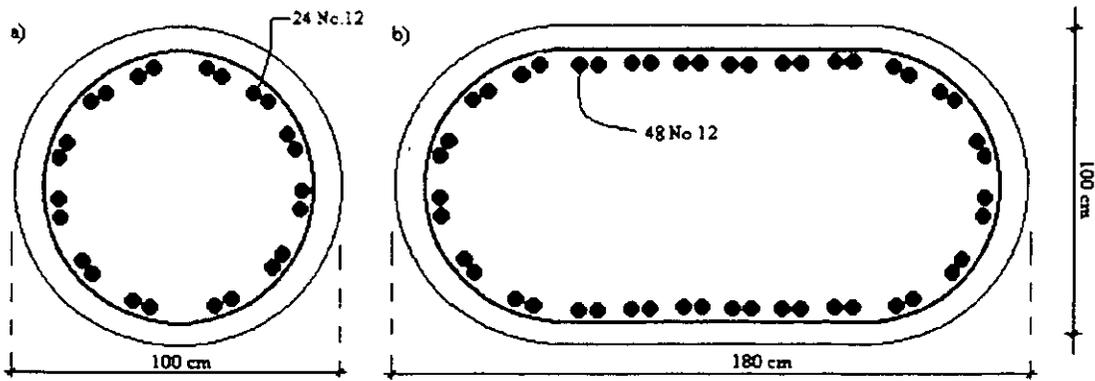


Figura 6.2.03 Sección Transversal de las Columnas. (a) Columnas Laterales. (b) Columnas Centrales.

Tabla 6.2.01 Propiedades Geométricas de las Columnas.

Columna	Circular	Columna	No Circular
A (m ²)	0.79	A (m ²)	1.59
Ix (m ⁴)	0.0982	Ix (m ⁴)	0.7248
Iy (m ⁴)	0.0491	Iy (m ⁴)	0.353
Iz (m ⁴)	0.0491	Iz (m ⁴)	0.116

La Fig. 6.2.04 muestra el diagrama de interacción para ambas direcciones de la columna circular. Con trazos oscuros se muestra la aproximación cúbica a la curva real obtenida, la cual aparece prácticamente superpuesta a la anterior en la figura, con líneas de trazos ligeros.

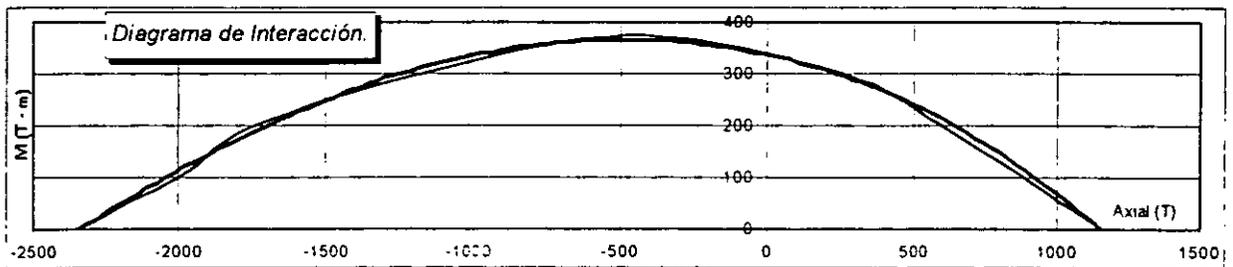


Figura 6.2.04 Diagrama de Interacción

La ecuación cúbica definida por el diagrama de interacción obtenido genera, para cada una de las direcciones principales de la sección transversal de la columna circular, las funciones que se brindan en las Ecs. 6.2.01 y 6.2.02.

$$\left| \frac{M_{YP}}{M_{Y0}} \right| = 1.0 - 0.8588 \left(\frac{P_U}{P_O} \right) - 2.2084 \left(\frac{P_U}{P_O} \right)^2 - 0.3360 \left(\frac{P_U}{P_O} \right)^3, \quad -P_O < P_U < P_T \quad 6.2.01$$

$$\left| \frac{M_{ZP}}{M_{Z0}} \right| = 1.0 - 0.8588 \left(\frac{P_U}{P_O} \right) - 2.2084 \left(\frac{P_U}{P_O} \right)^2 - 0.3360 \left(\frac{P_U}{P_O} \right)^3, \quad -P_O < P_U < P_T \quad 6.2.02$$

Según se observa, el hecho de que la sección transversal de las columnas de los extremos del puente sean perfectamente circulares permite asegurar que los coeficientes de la ecuación cúbica sean los mismos en cada uno de los planos principales. Los diagramas de interacción fueron obtenidos en este caso por el programa DMC (Flores 1997).

Para el caso de las columnas intermedias, cuya sección no es circular (Fig. 6.2.03b) las funciones cúbicas son distintas en cada una de las direcciones principales, resultando entonces las funciones cúbicas que se brindan en las Ecs. 6.2.03 y 6.2.04.

$$\left| \frac{M_{TP}}{M_{TO}} \right| = 1.0 - 0.6301 \left(\frac{P_U}{P_O} \right) - 2.1833 \left(\frac{P_U}{P_O} \right)^2 - 0.4913 \left(\frac{P_U}{P_O} \right)^3, -P_O < P_U < P_T \quad 6.2.03$$

$$\left| \frac{M_{ZP}}{M_{ZO}} \right| = 1.0 - 0.4310 \left(\frac{P_U}{P_O} \right) - 1.7329 \left(\frac{P_U}{P_O} \right)^2 - 0.2811 \left(\frac{P_U}{P_O} \right)^3, -P_O < P_U < P_T \quad 6.2.04$$

Análogamente los valores extremos de las capacidades de la sección no circular para cada una de las direcciones principales de la columna se exponen en la Tabla 6.2.02. Al igual que en los casos anteriores las unidades son Toneladas (T) y metros (m).

Tabla 6.2.02 Capacidades de las Columnas Centrales.

Columna	Carga Axial de Compresión	Carga Axial de Tensión	Momento en el Eje Mayor.	Momento en el Eje Menor.
No Circular.	6875 T.	4500 T.	2500 T - m	1875 T - m

La junta de dilatación en este caso de estudio fue considerada con propiedades similares a las del caso anterior, cuidando en el proceso de modelado de la estructura que se cumplieran las condiciones de apoyo consideradas en el proyecto estructural, en este caso, que la losa cajón estuviera simplemente apoyada en los extremos de los voladizos de cada uno de los marcos estructurales. Para la caracterización del restrictor considerado en la variante 2Br se consideró el mismo modelo que en el puente anterior (Fig. 6.1.03).

6.2.2. Variantes de Estudio.

También en este segundo caso de estudio, con el objetivo de desarrollar el análisis no lineal, el puente se someterá al acelerograma del sismo de la Michoacán de 1985 (registro SCT - EW en la Cd. de México), con las mismas características mencionadas en el primero de los casos de estudio (Fig. 6.1.05).

Para fines del análisis no lineal con el sistema IAI-NEABS se considera una constante de amortiguamiento proporcional a la masa (α) de 0.6, así como una constante proporcional a la rigidez (β) de 0.003, que también se corresponden a una relación de amortiguamiento del 5% en los 2 primeros modos de vibración.

Las variantes a analizar en este segundo caso de estudio son las que aparecen tabulados en la tabla 6.2.03.

Tabla 6.2.03 Variantes de análisis para Caso de Estudio II.

Caso	Características.
2A	Puente con Junta de Dilatación y sin Dispositivo Disipador de Energía. ($\Delta g = 2.0$ cm).
2Ai	Puente con Junta de Dilatación y sin Dispositivo Disipador de Energía con acción sísmica incrementada. ($\Delta g = 2.0$ cm)
2Ar2	Puente con Junta de Dilatación y con Dispositivo Disipador de Energía. ($\Delta g = 0.0$ cm)
2Ar0	Puente con Junta de Dilatación y con Dispositivo Disipador de Energía. ($\Delta g = 1.0$ cm)
2Ar05	Puente con Junta de Dilatación y con Dispositivo Disipador de Energía. ($\Delta g = 2.0$ cm)
2Ar1	Puente con Junta de Dilatación y con Dispositivo Disipador de Energía. ($\Delta g = 5.0$ cm)
2Ar6	Puente con Junta de Dilatación y con Dispositivo Disipador de Energía. ($\Delta g = 6.0$ cm)
2Ar2i	Puente con Junta de Dilatación y con Dispositivo Disipador de Energía con acción sísmica incrementada. ($\Delta g = 2.0$ cm)

CAPÍTULO VII.

ANÁLISIS DE RESULTADOS.

7.1 Caso de Estudio 1.

7.1.1 Aceleración Horizontal en el Extremo Superior de la Columna.

Las Figs. 7.1.01 a 7.1.03 muestran la respuesta de aceleraciones en el extremo superior de la columna para cada una de las variantes analizadas en este primer caso de estudio (Ver Tabla 6.1.01 del Capítulo VI).

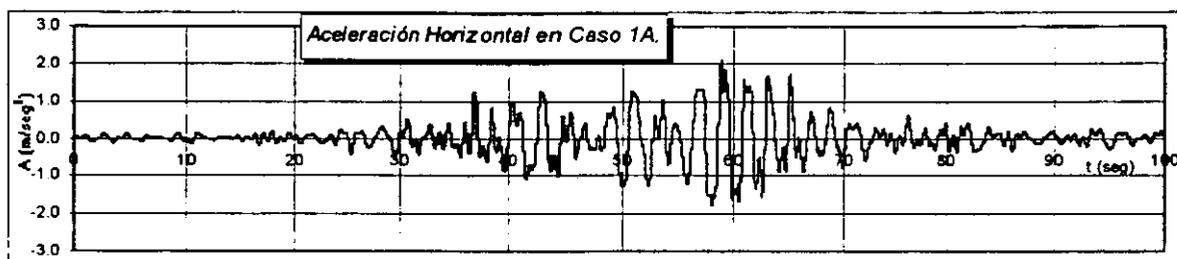


Fig. 7.1.01 Respuesta de Aceleraciones Horizontales en el Extremo Superior de la Columna en el Caso 1A.

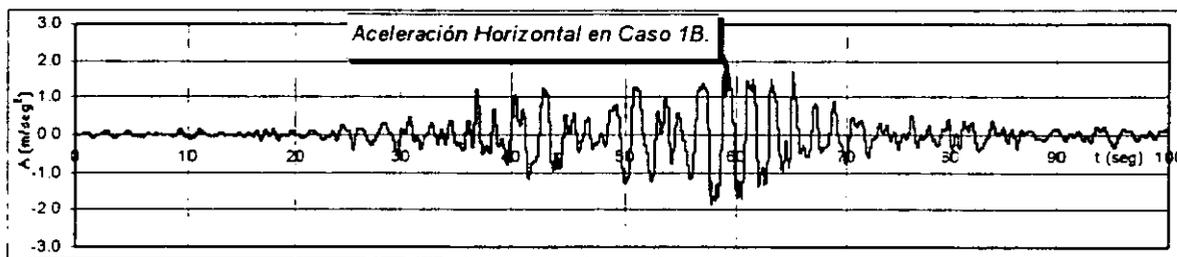


Fig. 7.1.02 Respuesta de Aceleraciones Horizontales en el Extremo Superior de la Columna en el Caso 1B.

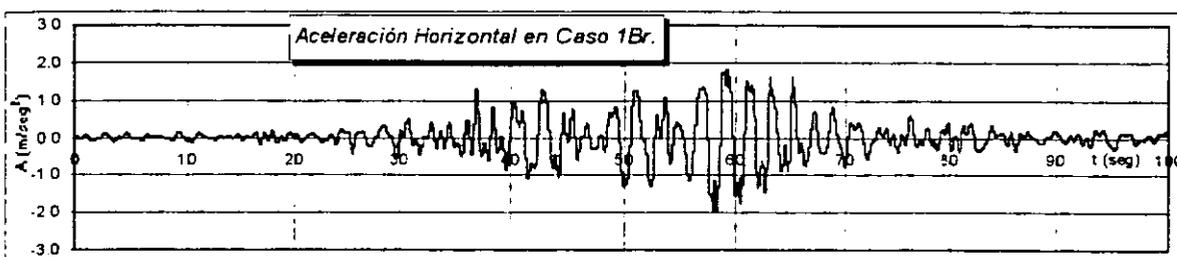


Fig. 7.1.03 Respuesta de Aceleraciones Horizontales en el Extremo Superior de la Columna en el Caso 1Br.

Como se observa en estas figuras, las respuestas de aceleraciones, así como las aceleraciones máximas absolutas en las tres variantes de análisis son muy similares, siendo por lo general, algo menores en la variante 1Br. Esta disminución en la respuesta de aceleraciones, a nuestro entender, se debe a la existencia de dispositivos restrictores

en las juntas de dilatación, lo que trae como consecuencia que parte de la aceleración se disipe en el dispositivo restrictor y que no llegue directamente al apoyo (variante 1A). Se aprecia además, que la existencia del dispositivo en la junta tiene una mínima ventaja en puentes con estas características (puente recto con un número reducido de marcos y de juntas de dilatación intermedias), debido a que el estado de esfuerzos que se genera en las juntas influye muy poco en el comportamiento tensodeformacional de los restrictores, lo que a su vez trae como consecuencia que no se modifique el comportamiento global de la estructura. Este comportamiento se discutirá más adelante en este capítulo.

Existen estudios en los que se demuestra que para el caso de puentes curvos sí existe una modificación notable de la respuesta sísmica transversal cuando en sus juntas de dilatación se colocan dispositivos restrictores longitudinales, de ahí la importancia del uso de estos en puentes con estas características (Tseng y Penzien 1973).

La Tabla 7.1.01 presenta una comparación entre los valores extremos absolutos de cada una de las variantes analizadas.

7.1.2 Desplazamiento Horizontal en el Extremo Superior de la Columna.

Las Figs 7.1.04 a 7.1.06 muestran la respuesta de desplazamientos horizontales en la parte superior de las columna para cada una de las variantes presentadas en la Tabla 6.1.01.

De estas tres figuras se puede precisar que por lo general los desplazamientos aumentan cuando hay juntas de dilatación, debido a que el sistema es más dúctil con la presencia de dicha junta; disminuyendo aún más con la colocación de dispositivos restrictores longitudinales en el interior de la misma. A pesar de ello es necesario mencionar que la respuesta de desplazamiento en las tres variantes para este caso de estudio es muy similar, de ahí que podamos concluir que el uso de juntas de dilatación en puentes pequeños desde el punto de vista sísmico es poco efectivo.

Sin embargo, otros estudios han confirmado que el aumento de los desplazamientos con la existencia de juntas de dilatación no es una conclusión absoluta, sino que está estrechamente relacionado con el número de incursiones en el intervalo de comportamiento no lineal que experimente el elemento, ya que es posible que disminuyan los desplazamientos inelásticos absolutos con la correspondiente disipación de energía.

La Tabla 7.1.01 refleja una comparación entre los valores extremos absolutos de cada una de las variantes en estudio.

Tabla 7.1.01 Valores Máximos Obtenidos.

Variante	Aceleraciones en Superestructura	Desplazamientos en Superestructura (cm)	Momento Flector en Base de Columna (T -m)	Rot. Plast. en Base de Columna. (rad)
1A	0.21	10.60	360.00	1.033×10^{-2}
1B	0.22	11.68	360.00	1.163×10^{-2}
1Br	0.20	11.20	360.00	1.109×10^{-2}

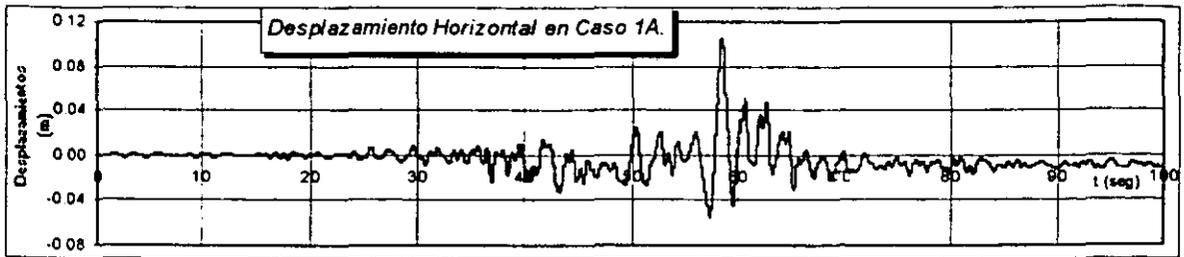


Fig. 7.1.04 Respuesta de Desplazamientos Horizontales en el Extremo Superior de la Columna en el Caso 1A.

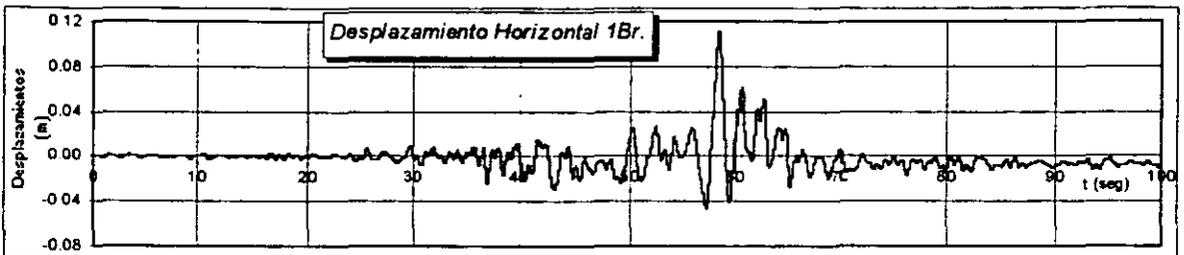


Fig. 7.1.05 Respuesta de Desplazamientos Horizontales en el Extremo Superior de la Columna en el Caso 1B.

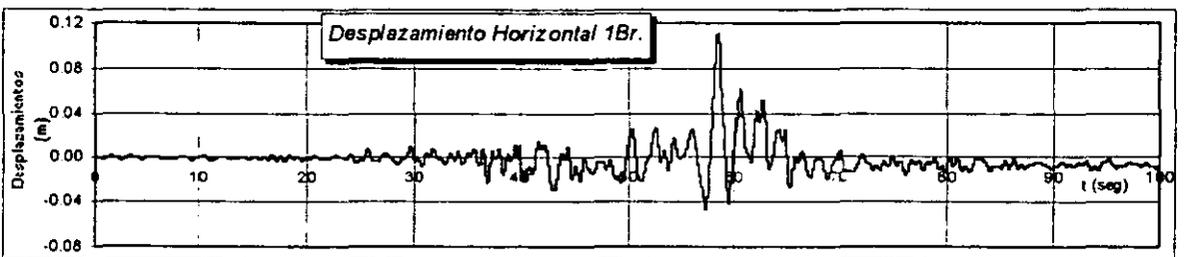


Fig. 7.1.06 Respuesta de Desplazamientos Horizontales en el Extremo Superior de la Columna en el Caso 1Br.

7.1.3 Momento Flector en la Base de la Columna.

Las Figs 7.1.07 a 7.1.09 representan las respuestas de momentos flectores en la base de la columna.

Algo muy similar a lo referido para los desplazamientos y para las aceleraciones ocurre en el caso de los momentos flectores, en los que la diferencia entre las respuestas de cada una de las variantes es sumamente pequeña.

En este caso se observa que el momento flector máximo coincide con la capacidad a flexión de la columna, la cual para la sección, se presenta en el diagrama de interacción (Fig. 6.1.02). Precisamente, el instante de tiempo en el que se igualan el momento flector resultante de la combinación entre la carga muerta y los esfuerzos axiales impuestos por la historia de aceleraciones en el tiempo, con la capacidad por flexión de la sección, genera la aparición de una articulación plástica en la base de la columna.

Como un resultado de la historia de momentos flectores en la base de la columna para cada una de las variantes, en el próximo punto se presenta el comportamiento en el tiempo de las rotaciones en la mencionada articulación plástica.

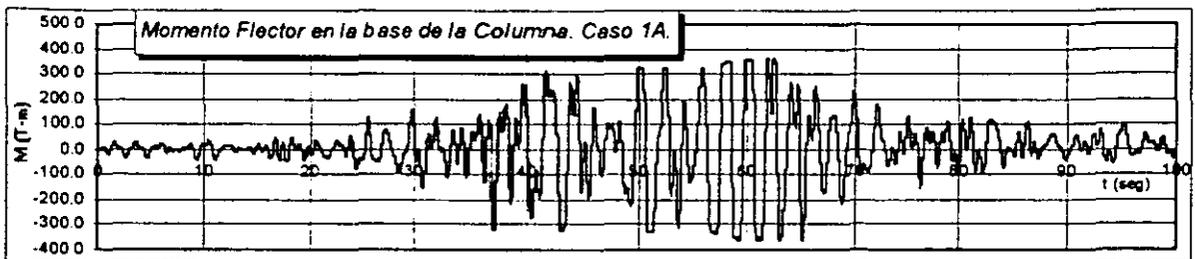


Fig. 7.1.07 Respuesta de Momentos Flectores en la Base de la Columna en el Caso 1A.

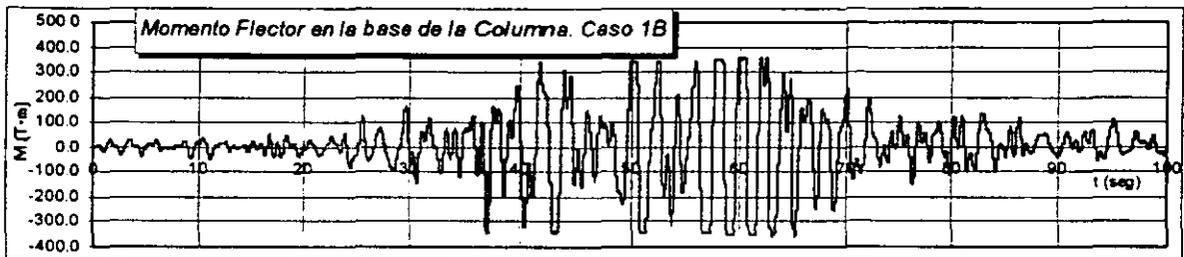


Fig. 7.1.08 Respuesta de Momentos Flectores en la Base de la Columna en el Caso 1B.

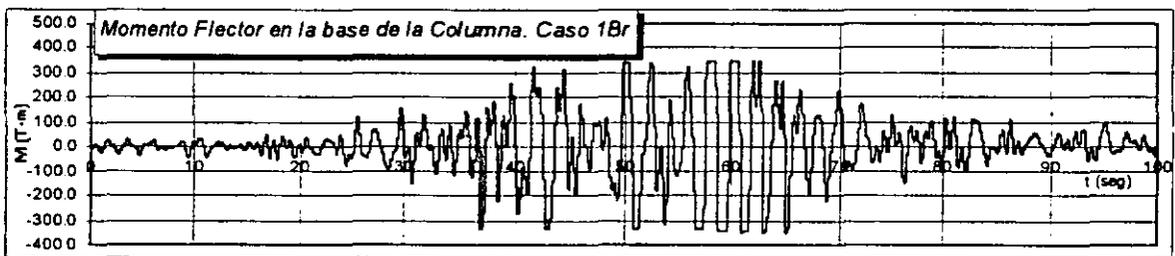


Fig. 7.1.09 Respuesta de Momentos Flectores en la Base de la Columna en el Caso 1Br.

7.1.4 Rotaciones Plásticas en la Base de la Columna.

Algo muy similar a lo descrito en los puntos anteriores, sucede con los valores absolutos de las rotaciones plásticas, siendo la respuesta global en el tiempo muy similar en cada una de las variantes. Se puede notar además en cada una de ellas, que la capacidad última de la sección de la columna, definida por el diagrama de interacción presentado en la Fig. 6.2.04, es sobrepasada con bastante frecuencia (Figs. 7.1.10 a 7.1.12). No obstante, en término de valores absolutos podemos apreciar que las rotaciones plásticas son mayores a medida que se flexibiliza la estructura.

Según se aprecia en la Figs. 7.1.10 a 7.1.12, en los casos en los que existan juntas de dilatación ocurrirán mayores rotaciones plásticas, disminuyéndose las mismas con la colocación de restrictores longitudinales, todo esto está estrechamente relacionado con la ductilidad que alcance la estructura. Este punto será posteriormente abordado con mayor detalle.

En la Tabla 7.1.01 se muestra una comparación de algunos de los valores absolutos extremos de cada uno de los casos de estudio, de acuerdo a los resultados obtenidos. Algunas conclusiones parciales ya han sido brindadas en el desarrollo de este capítulo, otras conclusiones generales serán plasmadas en el capítulo VIII del presente trabajo.

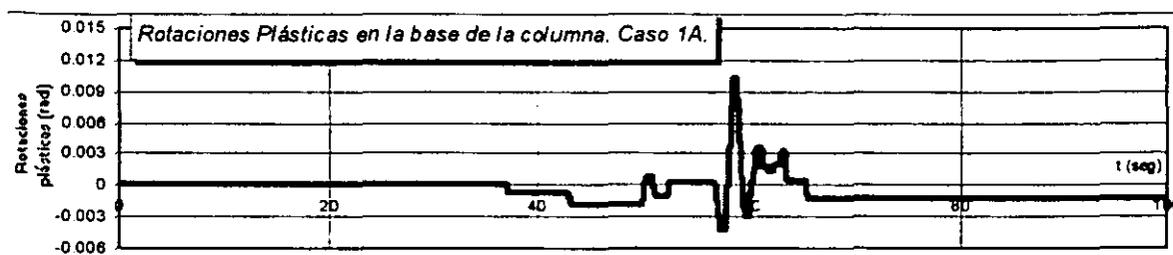


Fig. 7.1.10 Respuesta de Rotaciones Plásticas en la Base de la Columna en el Caso 1A.

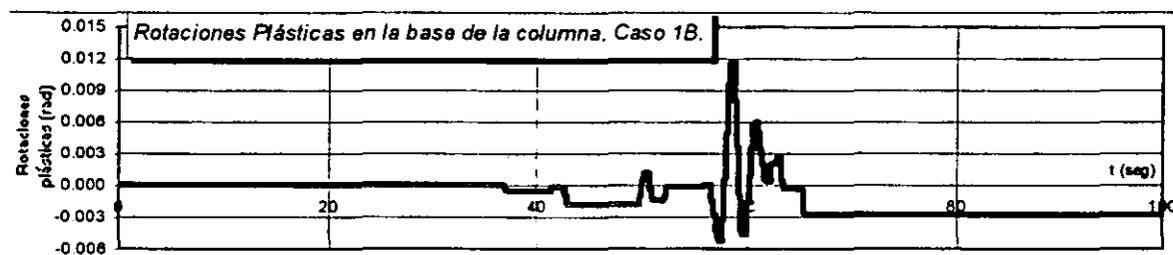


Fig. 7.1.11 Respuesta de Rotaciones Plásticas en la Base de la Columna en el Caso 1B.

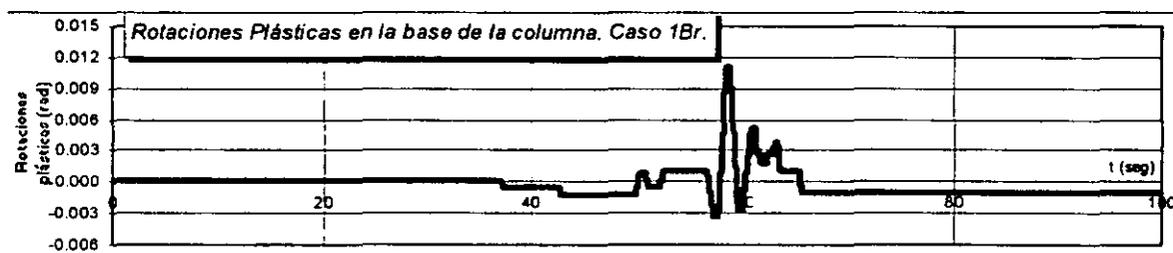


Fig. 7.1.12 Respuesta de Rotaciones Plásticas en la Base de la Columna en el Caso 1Br.

7.1.5 Relación Momento contra Rotaciones en la Base de la Columna.

Las relaciones momento contra rotaciones en la base de la columna se muestran en las Figs. 7.1.13 a 7.1.15, en ellas es posible visualizar las incursiones del elemento en el rango inelástico de comportamiento en cada una de las variantes estudiadas.

Según lo observado en los puntos anteriores se concluye que el comportamiento histérico de cada uno de los casos es muy similar.

Los resultados de las referidas figuras, serán posteriormente utilizados en la determinación de la demanda de ductilidad de rotación en la columna, que a su vez podrá emplearse en la determinación de la demanda de ductilidad por desplazamiento. Estos últimos parámetros (demandas de ductilidad de rotación y de desplazamiento de la columna) son una importante medida del daño que sufren las estructura ante la acción cíclica que producen los eventos sísmicos. En el siguiente punto (7.1.06), se expone el calculo de ambas demandas para este caso de estudio.

Otro parámetro, de especial importancia en la evaluación del daño estructural, resulta ser el fenómeno de disipación de energía, caracterizado por el área encerrada entre los lazos de histéresis definidos en las Figs. 7.1.13 a 7.1.15. Referente a este parámetro, se puede plantear que no se nota en este caso un cambio sustancial en la magnitud de la energía disipada.

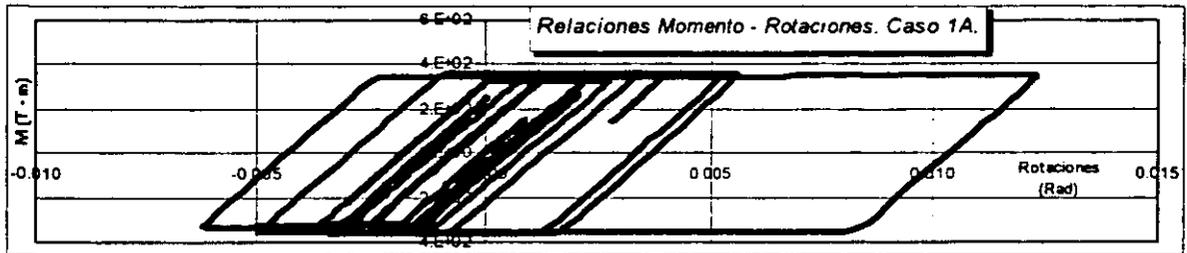


Fig. 7.1.13 Relación Momento Flector vs. Rotaciones en la Base de la Columna en el Caso 1A.

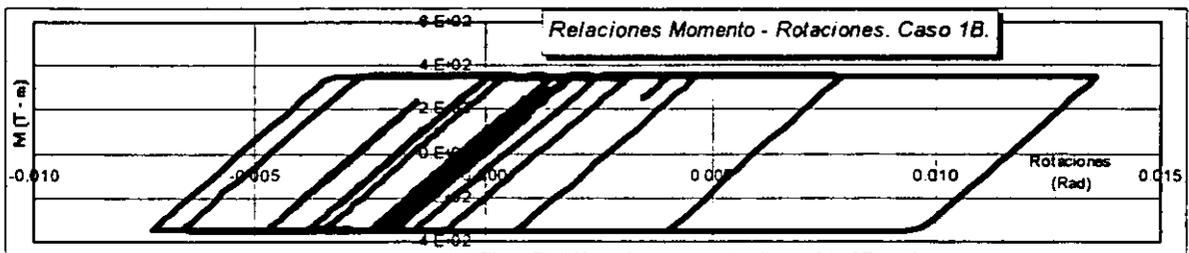


Fig. 7.1.14 Relación Momento Flector vs. Rotaciones en la Base de la Columna en el Caso 1B.

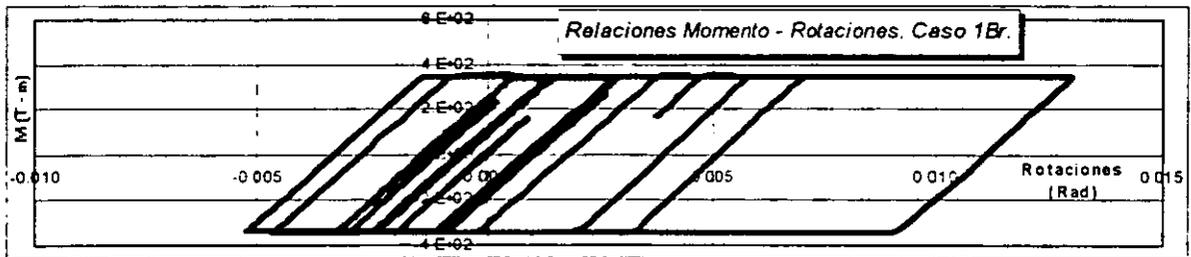


Fig. 7.1.15 Relación Momento Flector vs. Rotaciones en la Base de la Columna en el Caso 1Br.

7.1.6 Obtención del Factor de Ductilidad Local en la Base de la Columna.

Partiendo de los resultados expuestos anteriormente, es posible obtener el factor de ductilidad de rotación local en la columna; para ello se usará la Ec. 7.1.01.

$$\mu = \frac{\theta_p + \theta_y}{\theta_y} \quad 7.1.01$$

En donde θ_p es la rotación plástica por flexión máxima de la columna y θ_y es la rotación de fluencia por flexión para la misma columna, que puede ser estimada como función del momento flector último (M_u), de la rigidez de la

sección a la flexión (EI) y de las dimensiones de la sección transversal (ancho o peralte, según sea el caso), según la Ec. 7.1.02.

$$\theta_y = \frac{M_u}{EI} h \quad 7.1.02$$

Esta ecuación es aplicable para el caso de columnas de dimensiones finitas, donde la fluencia no puede ocurrir en un punto, sino que se produce distribuidamente en una longitud finita que es en este caso aproximadamente igual a la dimensión transversal normal al eje de rotación de la sección transversal de la columna.

En la Tabla 7.1.02 se presenta el cálculo del factor de ductilidad de rotación para cada una de las variantes consideradas. Como se observa en 1B y 1Br la ductilidad resulta ligeramente mayor, pues la ausencia de juntas de dilatación en el caso 1A hace menos dúctil la estructura. También se aprecia que la colocación del dispositivo disipador de energía no reporta casi ninguna variación en la ductilidad de rotación de la columna para el puente en estudio, a pesar de la mayor rigidez que adquiere el sistema con la presencia de este dispositivo disipador.

Tabla 7.1.02 Obtención de la Ductilidad de Rotación en Columnas

Caso	E (T/m ²)	I (m ⁴)	h (m)	Mu (T - m)	Rotación de Fluencia (rad)	Rotación Plástica (rad)	Ductilidad de Rotación
1A	2100000.00	0.1017	1.20	363.90	0.01033	0.01033	6.05
1B	2100000.00	0.1017	1.20	356.30	0.01163	0.01163	6.81
1B	2100000.00	0.1017	1.20	350.80	0.01109	0.01109	6.63

Ahora bien, si queremos cuantificar la ductilidad de desplazamiento, bastará con aplicar la formulación matemática expuesta en la Ec 7.1.03 (Park y Paulay 1985)

$$\mu = \frac{\Delta_u}{\Delta_y} = 1 + \left(\frac{\varphi_u - \varphi_y}{\varphi_y} \right) \frac{3lp(L - 0.5lp)}{L^2} \quad 7.1.03$$

En donde L es la longitud de la columna y lp la dimensión de la articulación plástica, que a los efectos de este estudio podrá ser asumido igual al peralte total de la columna, que en este caso es de 1.20 m. Este valor también podrá ser obtenido de acuerdo a algunos criterios dependientes de:

1. Cuantía de refuerzo.
2. Peralte efectivo de la sección de análisis.
3. Dimensiones de la sección transversal.
4. Posición del punto de inflexión.

Algunos de los criterios para estimar el valor de I_p pueden ser revisados en Park y Paulay (1985) y Priestley *et al.* (1996). Los factores de ductilidad de desplazamiento obtenidos para cada una de las variantes pueden observarse en la Tabla 7.1.3.

Según se observa, en los casos 1B y 1Br la ductilidad es mayor pues como ya se ha demostrado, la ausencia de juntas de dilatación en el caso 1A hace menos dúctil la estructura. Se aprecia además, que la colocación de dispositivos disipadores de energía en dichas juntas no reporta casi ninguna variación en la ductilidad de desplazamiento de la columna para el puente en estudio.

Tabla 7.1.03 Ductilidad de Desplazamientos en Columnas.

Caso.	Ductilidad de Desplazamiento.
1A	3.01
1B	3.31
1Br	3.24

La aplicación de otra formulación para la estimación de la ductilidad por desplazamiento, función de la relación entre el cortante basal y el desplazamiento de la superestructura, será revisada en el segundo caso de estudio de este trabajo (Ver punto 7.2.7).

7.1.7 Obtención del Factor de Ductilidad Global en el Marco Transversal.

En este primer caso, como únicamente existe una columna, la ductilidad del marco será igual a la ductilidad de dicha columna. En el próximo caso de estudio nos referiremos a una formulación para estimar la ductilidad global de marcos cuando en su configuración geométrica exista más de una columna.

7.1.8 Comportamiento no Lineal del Dispositivo Disipador de Energía en la Junta de Dilatación.

En este caso se encuentra que la fuerza máxima en los restrictores (19.0 T) de cada una de las juntas se alcanza en varias ocasiones en los dispositivos situados en la parte trasera de ambas juntas (Figs. 7.1.17 y 7.1.19)). Sin embargo, la elongación plástica que se produce es muy pequeña, dadas las propiedades consideradas para el material y las características geométricas (área y longitud) del restrictor (Figs. 7.1.20 y 7.1.21).

Es importante destacar que en ambas juntas únicamente fluye uno de los restrictores, en este caso el que se encuentra tensionado una vez que se produce la acción dinámica (restrictor trasero), que a su vez es el primero que se activa. Por lo general, la existencia de dispositivos restrictores en las juntas de dilatación, reduce el desplazamiento de la superestructura por medio de su correspondiente disipación de energía. Esta situación a la vez, limita el daño de la estructura ante la acción de eventos sísmicos. Esta es la razón, por la que los restrictores longitudinales, son también considerados dispositivos disipadores de energía.

En las Fig. 7.1.16 a 7.1.19 se presentan las respuestas de esfuerzos axiales en cada uno de los restrictores de ambas juntas de dilatación. Para cada junta, los gráficos de cada uno de los restrictores se presentan escalados de manera diferente dada la gran diferencia numérica que existe en las respuestas de esfuerzos.

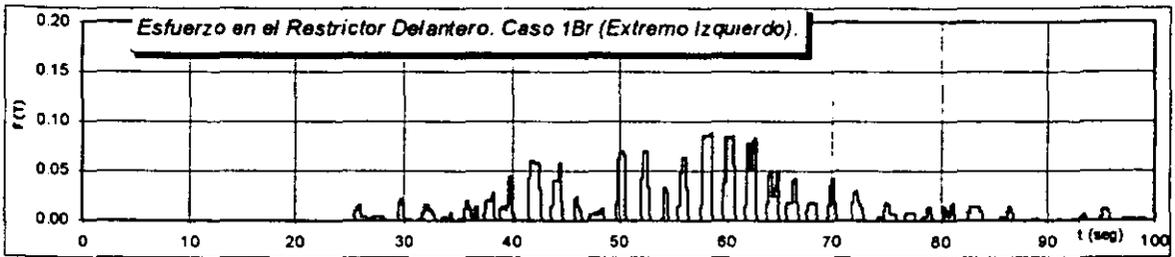


Fig. 7.1.16 Historia de Esfuerzos en el Restrictor Delantero de la Junta de Dilatación Izquierda (Caso 1Br).

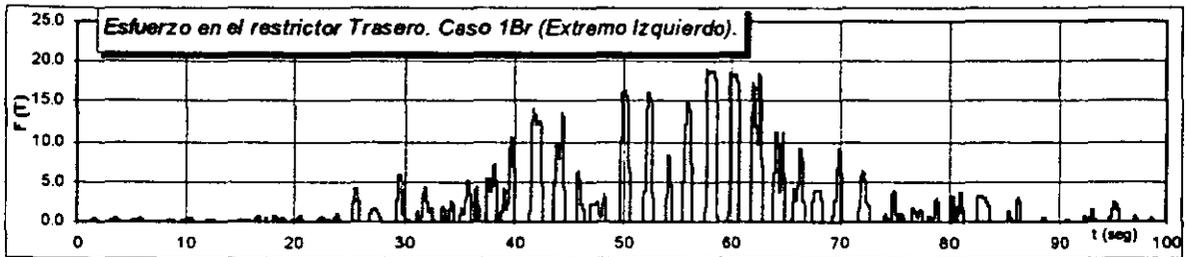


Fig. 7.1.17 Historia de Esfuerzos en el Restrictor Trasero de la Junta de Dilatación Izquierda (Caso 1Br).

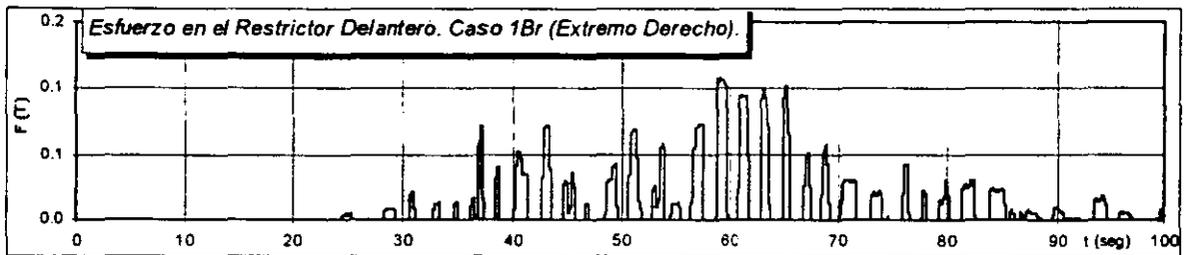


Fig. 7.1.18 Historia de Esfuerzos en el Restrictor Delantero de la Junta de Dilatación Derecha (Caso 1Br).

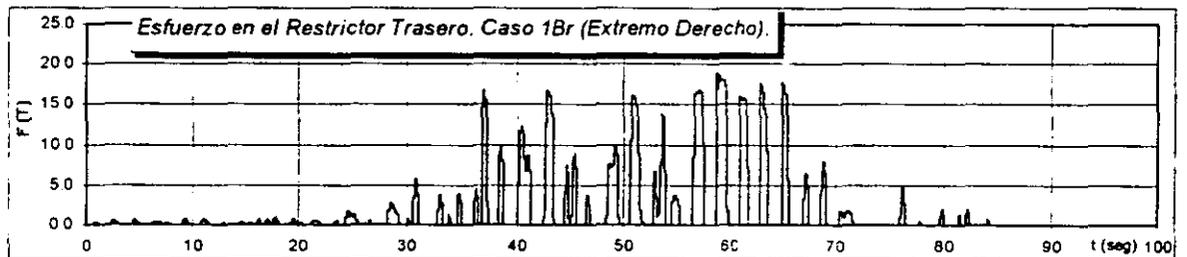


Fig. 7.1.19 Historia de Esfuerzos en el Restrictor Trasero de la Junta de Dilatación Derecha (Caso 1Br).

Como se mencionó, las elongaciones que se producen son muy pequeñas, de ahí que la existencia de los restrictores en la junta, en este caso influye muy poco en el comportamiento global de la estructura. Las Figs. 7.1.20 y 7.1.21 presentan las historias de las Elongaciones Plásticas para los restrictores traseros, que como ya se dijo son los únicos que tienen comportamiento elastoplástico.

Algo muy similar se concluye del estudio desarrollado en Berkeley por Imbsen, Nutt y Penzien en (1978), en el que se demuestra que en estructuras de puentes con únicamente una junta de dilatación el uso de restrictores es poco efectivo, demostrándose lo contrario en el caso en que existan varias juntas de dilatación intermedias. Esto se

evidencia aun más en el caso de que existan varias columnas intermedias, en las que la no uniformidad en la fluencia de las mismas repercute en el aumento de los esfuerzos en los restrictores y por tanto en la modificación de la respuesta global de la estructura. De aquí se puede concluir que el considerar en el análisis dispositivos como éstos en juntas intermedias limita las posibilidades del daño en columnas, sobre todo en el caso de puentes curvos (Imbsen *et al.* 1978).

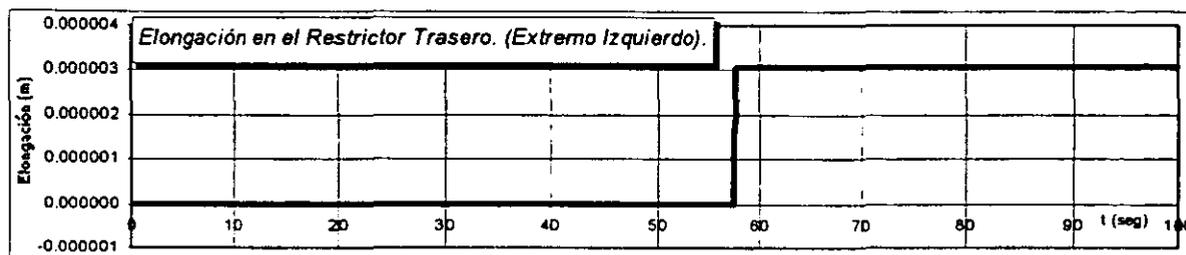


Fig. 7.1.20 Historia de Elongaciones Plásticas del Restrictor Trasero. Junta de Dilatación Izquierda (Caso 1Br).

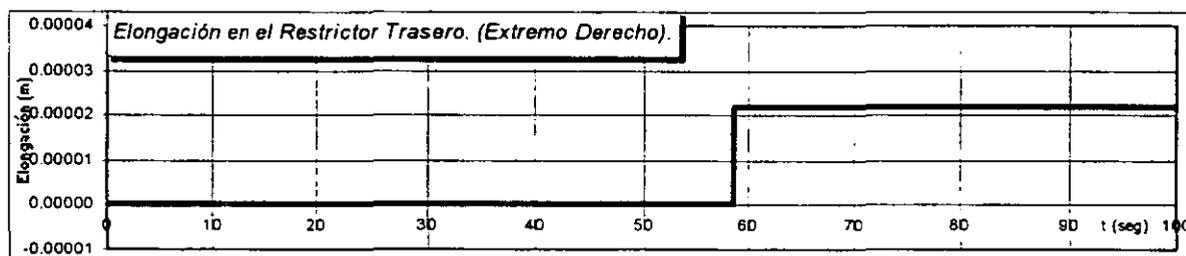


Fig. 7.1.21 Historia de Elongaciones Plásticas del Restrictor Trasero. Junta de Dilatación Derecha (Caso 1Br).

7.2 Caso de Estudio 2.

En este punto se realizará una valoración de las historias en el tiempo de varios de los elementos más representativos de este segundo caso de estudio. Para lograr caracterizar adecuadamente el comportamiento global del puente, se modifican parámetros tales como: aumento de la rigidez global de la estructura por medio de la colocación de dispositivos restrictores longitudinales, variación en la separación entre elementos colaterales a una junta de dilatación y el incremento de la magnitud característica del evento sísmico considerado en el análisis.

7.2.1 Aceleración Horizontal en el Extremo Superior de la Columna.

En las Figs. 7.2.04 y 7.2.05 se muestran las historias en el tiempo de las aceleraciones en la parte superior de dos de las columnas del puente en estudio (columnas de las filas 2 y 6). En cada una de las figuras aparecen superpuestas las respuestas para las variantes 2A (sin restrictor) y 2Ar (con restrictor). Como se observa en estas figuras, la respuesta global de aceleraciones, así como las aceleraciones máximas absolutas, son menores generalmente en la variante en la que se incluyeron los dispositivos disipadores de energía (2Ar). Los máximos absolutos para cada columna del marco, así como los porcentajes de diferencia entre los mismos aparecen resumidos en la Tabla 7.2.01. A diferencia del primer caso de estudio, de forma general la existencia del disipador en la junta de dilatación reduce la respuesta global de aceleraciones y sobre todo en la uniformidad de aceleraciones picos (Figs. 7.2.04 y 7.2.05).

7.2.2 Desplazamiento Horizontal en el Extremo Superior de la Columna.

Las Figs 7.2.06 a 7.2.09 muestran la respuesta de desplazamientos horizontales en la parte superior de las columnas de las filas 6 a la 9 del puente, respectivamente. En la Tabla 7.2.02 también se presentan, como se planteó anteriormente, los valores máximos absolutos de cada una de las columnas del sistema global.

De los resultados de estas figuras se puede concluir que los desplazamientos disminuyen generalmente con la existencia de restrictores longitudinales en las juntas de dilatación, debido a que el sistema adquiere una mayor rigidez. A pesar de ello es necesario mencionar que la respuesta global de ambos sistemas es muy similar, de ahí que podemos reiterar la conclusión de que la colocación de dispositivos disipadores de energía con estas características es muy poco efectivo en el caso de puentes rectos.

En la Tabla 7.2.02 se puede observar que en las filas 2 y 10 se notan resultados “incoherentes”, al ser superiores los desplazamientos del caso 2Ar a los del caso 2A, cosa que a nuestro criterio no resulta nada ilógico, dada la modificación del comportamiento global del puente con la existencia de juntas de dilatación con la presencia de dispositivos disipadores de energía. En las restantes filas (de acuerdo al análisis de las respuestas de desplazamientos en el tiempo) los desplazamientos que se producen en ambas variantes son de signos iguales. Sin embargo, en las filas con resultados “incoherentes” los desplazamientos tienen signos contrarios, lo cual nos permite concluir que, dada las características complejas del puente, pueden producirse estos resultados. Adicionalmente, una explicación a esto puede encontrarse del análisis de las historias en el tiempo de los restrictores existentes en las distintas juntas de dilatación que rodean los marcos 2 y 11 (juntas de dilatación 3 y 4 para el marco 2 y junta de dilatación 11 y 12 para el marco 11), en las que se puede notar que el comportamiento de la respuesta de esfuerzos en los restrictores en el instante en que se produce el máximo desplazamiento de la superestructura son de signos contrarios (Figs. 7.2.30, 7.2.31, 7.2.33 y 7.2.34). Es posible observar en este caso que cuando un restrictor está trabajando en tensión, el contrario no está activado (trabaja a compresión). Todo lo contrario ocurre en la otra junta de dilatación colateral al marco en análisis, o sea que cuando en una de las juntas de dilatación colateral al marco el restrictor delantero (Fig. 7.2.01) está trabajando (tensionado) en la otra junta es el trasero el que lo está, y viceversa, lo que permite asegurar, como se mencionó con anterioridad, que el signo de los desplazamientos es algebraicamente contrario.

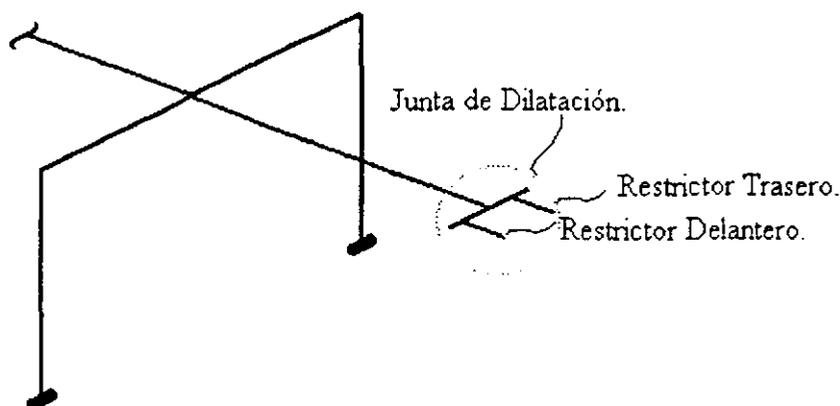


Figura 7.2.01 Prototipo de marcos con juntas de dilatación con dispositivos restrictores.

Una conclusión importante a este particular podría obtenerse si se analizara el signo de los desplazamientos en cada una de las pilas en el mismo instante de tiempo, pues generalmente si una columna se desplaza con signo contrario al valor de los desplazamientos de sus dos columnas colaterales podrá ser una condición global más favorable a la condición en la que el desplazamiento de las 3 columnas posean signos iguales, independientemente de la magnitud de dichos desplazamientos. Por ejemplo el caso 2 de la Fig. 7.2.02 resulta globalmente siempre más desfavorable que el caso 1, aún si el desplazamiento D_2 en la pila 2 en el primer caso fuera superior al del segundo.

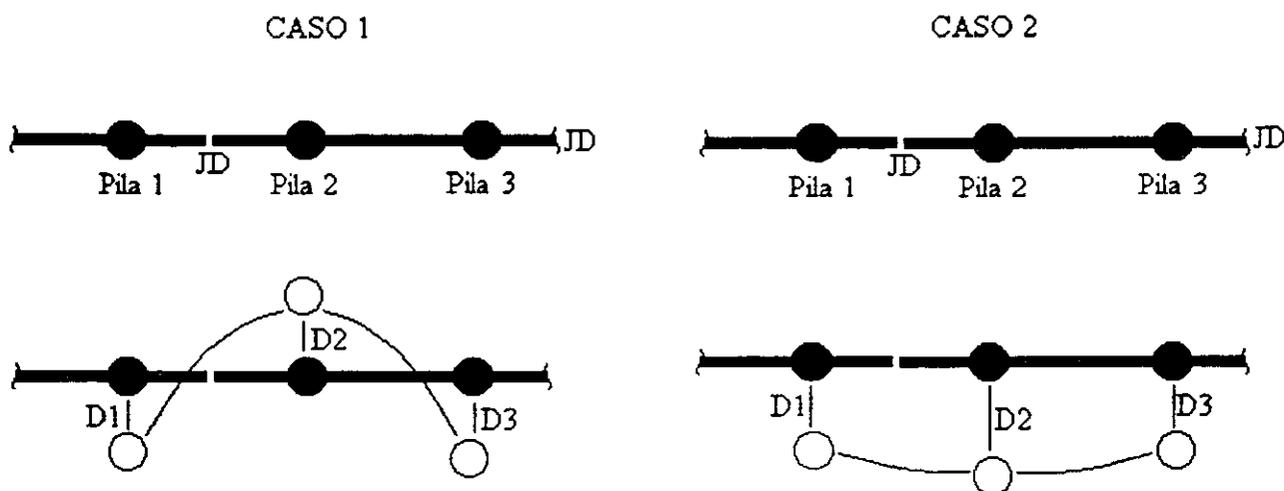


Figura 7.2.02 Posible desplazamiento transversal dada la existencia de juntas de Dilatación (a) Caso 1. (b) Caso 2.

Sin embargo, en la Fig. 7.2.02 se puede apreciar que la condición que resulta favorable para la estructura global (caso 2), puede resultar muy desfavorable para la superestructura (caso 1), debido a la gran deflexión transversal que se produce en ella.

De acuerdo a lo expuesto anteriormente se puede concluir, que si se desea comparar las respuestas de las variantes 2A y 2Ar, la existencia de incoherencias en la respuesta global de desplazamientos en estructuras de puentes con dispositivos restrictores en sus juntas de dilatación, en un determinado instante de tiempo es dependiente de tres aspectos estrechamente relacionados entre sí:

1.- Comportamiento global en dos juntas colaterales en el instante en que se producen los máximos desplazamientos absolutos.

a) Si ambas juntas poseen un comportamiento similar en la dirección del movimiento, entonces el desplazamiento máximo siempre se producirá en el caso en que no existen restrictores.

b) Si el comportamiento en la dirección del movimiento es diferente en ambas juntas, entonces no se podrá definir de forma sencilla el caso en el que se generan los mayores desplazamientos.

2.- Análisis de la respuesta de esfuerzos en los diferentes restrictores de una junta en el instante en el que se producen los máximos desplazamientos absolutos.

a) Si ambos restrictores se encuentran tensionados, entonces para conocer el caso en el que se producen los máximos desplazamientos, se tendrá que realizar un análisis de cual de los dos lo está más. Posteriormente será necesario valorar el criterio 1.

b) Si el restrictor más alejado de la dirección del movimiento (restrictor trasero para nuestro caso) se encuentra comprimido, entonces la posibilidad de que se produzcan desplazamientos superiores en el caso 2Ar a los de 2A es evidente, pues es síntoma de que el marco ha cambiado su dirección debido a la existencia de las propias juntas, por supuesto que en este caso habrá que acudir también a evaluar el criterio 1.

c) Si el restrictor menos alejado de la dirección del movimiento (restrictor delantero en este caso) se encuentra comprimido, entonces la posibilidad de que se produzcan desplazamientos superiores en el caso 2Ar a los de 2A son pocas, también en este caso habrá que evaluar el criterio 1.

3.- Análisis de la respuesta de elongaciones en los diferentes restrictores de una junta en el instante en que se producen los máximos desplazamientos absolutos.

En este último punto los criterios de observación son muy similares a los formulados en el caso 2.

7.2.3 Momento Flector en la Base de la Columna.

Las Figs 7.2.10 a la 7.2.13 representan las respuestas de momentos flectores en la base de algunas de las columnas existentes en el puente. En este caso también se han seleccionado las columnas delanteras que componen los marcos intermedios del puente.

Algo muy similar a lo referido para los desplazamientos, ocurre en el caso de los momentos flectores, en los que la diferencia de las respuestas entre los casos 2A y 2Ar es muy pequeña: no existiendo diferencia alguna, en el caso en que las columnas incursionan en el intervalo inelástico de comportamiento. Esto último debido al hecho de que las columnas al plastificar (incursionar en el rango inelástico) no incrementan el valor de las solicitaciones en los elementos elastoplásticos del puente. Sin embargo, se generan mayores deformaciones en los mismos, por lo que en estos casos se produce el fenómeno de disipación de energía, al existir deformaciones residuales en el tiempo. Por otra parte, en el caso de las columnas que no incursionan el rango de comportamiento inelástico, y al no generarse deformaciones remanentes permiten predecir que existan mayores diferencias entre un caso y el otro al incrementarse linealmente el valor de las solicitaciones y subsecuentemente el de las rotaciones.

También en estas respuestas se presentan resultados similares a los referidos para los desplazamientos. O sea que en las columnas pertenecientes a las filas 2 y 11 aparecen momentos flectores máximos absolutos superiores en la variante 2Ar, a pesar de la mayor rigidez que tiene el sistema global en esta variante. Esto ocurre por la característica compleja del puente en análisis. Las justificaciones brindadas en el punto anterior son perfectamente aplicables a este particular.

Por lo general se puede observar que las respuestas de momentos flectores son menores en la variante 2Ar, debido a la mayor rigidez que tiene el sistema dada la existencia de restrictores en las juntas de dilatación.

Las Tablas 7.2.05 y 7.2.06 muestran una comparación entre los valores extremos de los momentos flectores en la base de las columnas delanteras y traseras para las variantes de análisis 2A y 2Ar.

7.2.4 Rotaciones Plásticas en la Base de la Columna.

Las historias de rotaciones en el tiempo en las columnas delanteras de los marcos definidos por las filas 6, 7, 8 y 9 se presentan en las Figs. 7.2.14 a 7.2.17. Según se observa en dichas figuras los valores absolutos son notablemente inferiores en la variante 2Ar debido a la mayor rigidez que adquiere el sistema con la existencia de dispositivos restrictores en las juntas de dilatación. Es importante mencionar que se seleccionan estas columnas debido a que son precisamente éstas las únicas del sistema global con comportamiento elastoplástico.

Algo muy interesante ocurre en la fila de columnas 8 (Fig. 7.2.16) en la que las historias de rotaciones plásticas en ambas variantes (2A y 2Ar) son prácticamente idénticas, pero de signos contrarios: a nuestro entender esto se debe al cambio de la posición global del puente dada las complejas características del mismo. O sea, en esta fila de columnas es donde se experimenta el mayor cambio en cuanto a la posición global de la estructura, de ahí que se pueda concluir que la existencia de dispositivos disipadores de energía repercute de manera general en la respuesta de la estructura y no de manera particular sobre cada uno de los elementos o marcos independientes.

Del análisis de los resultados obtenidos puede concluirse que en la variante 2Ar la colocación de dispositivos restrictores en las juntas de dilatación genera una más evidente inversión de signos en la historia de rotaciones, lo que influye notablemente en la reducción de los valores absolutos de las mismas. Se observa además generalmente, un número mayor de incursiones en el rango inelástico (mayor cantidad de lazos de histéresis), lo cual redundará en una evidente reducción de la rotación máxima absoluta.

Las Tablas 7.2.07 (Columnas delanteras) y 7.2.08 (Columnas Traseras) reflejan una comparación entre los valores máximos absolutos de rotaciones plásticas en todas las columnas de este puente para las variantes 2A (Normal) y 2Ar (Con restrictores).

Según se observa en las referidas tablas, en las filas de columnas entre la 1 y la 5, y entre la 10 y la 13 no existen rotaciones plásticas, síntoma de la inexistencia de comportamiento no lineal en las mismas.

7.2.5 Cortante Basal de Columna contra Desplazamiento de la Superestructura.

Las Figs. 7.2.18 a 7.2.21 muestran la historia en el tiempo de los cortantes basales en las columnas delanteras pertenecientes a las filas 6 a la 9, que como ya se ha mencionado son las únicas de toda la estructura que incursionan en el rango no lineal de comportamiento.

Conocida esta respuesta, así como las correspondientes a los desplazamientos transversales en estas filas (Figs 7.2.06 a 7.2.09), es posible entonces obtener la relación entre el cortante basal de estas columnas y sus correspondientes desplazamientos en la parte superior (superestructura a nivel de columna), estas relaciones aparecen entre las Figs. 7.2.26 y 7.2.29. Las restantes filas de columnas (1, 2, 3, 4, 5, 11, 12, y 13), poseen una relación lineal de comportamiento. El mencionado comportamiento elastoplástico para las columnas delanteras de

las filas 6 a 9 puede además ser observado en las Figs. 7.2.06 a 7.2.09, en las que se nota el cambio en la línea base de la historia de desplazamientos en cada uno de estos casos, una vez que se inicia dicho comportamiento no lineal.

Algo muy similar a lo referido en el punto anterior (7.2.4) ocurre en la fila de columnas 8 (Fig. 7.2.28), en la que se producen, para cortantes basales similares, desplazamientos numéricamente iguales pero de signos contrarios.

Por otra parte se puede observar que el número de incursiones en el rango no lineal se incrementa con la existencia de restrictores, aunque ocurren valores menores de desplazamientos elastoplásticos. Esto último también se observa en las Figs. 7.2.06 a 7.2.09, en las que se nota que la separación entre la línea base inicial y la que se produce una vez que se produce el fenómeno de la fluencia es generalmente menor en la variante 2Ar, lo que también puede ser observado en las Figs. 7.2.26 a 7.2.29 en las que se perciben valores de desplazamientos menores para la segunda de las variantes (2Ar).

7.2.6 Relación Momento contra Rotaciones en la Base de la Columna.

Las relaciones momento contra rotaciones en las bases de las columnas delanteras con comportamiento elastoplástico se muestran en las Figs. 7.2.22 a 7.2.25. De estas relaciones, como ya se planteó en el primer caso de estudio es posible observar las incursiones del elemento en el rango inelástico de comportamiento.

7.2.7 Obtención del Factor de Ductilidad Local en la Base de la Columna.

De los resultados anteriores es posible obtener el factor de ductilidad de rotación local en la base de las columnas usando la Ec. 7.1.01.

En las Tablas 7.2.09 y 7.2.10 se relaciona el valor del factor de ductilidad de rotación obtenido para cada una de las columnas del segundo caso de estudio, así como los valores empleados en el cálculo de este parámetro. Como se observa en ambos casos la ductilidad es 1 para las columnas de los extremos, no siendo así para las columnas centrales en las que como se ha venido diciendo existe una pequeña ductilidad que a su vez disminuye en el caso 2Ar a consecuencia de la mayor rigidez que adquiere el sistema por la colocación de dispositivos restrictores en las juntas de dilatación.

Análogamente al primer caso mediante la Ec. 7.1.03 (Park y Paulay 1985) es posible calcular la ductilidad de desplazamientos para cada una de las columnas. En las Tablas 7.2.11 y 7.2.12 se exponen los resultados obtenidos.

Otra manera, en la que es posible cuantificar la ductilidad de desplazamientos es por medio del conocimiento de la respuesta histerética elastoplástica de cortantes basales contra desplazamientos de la columna en su parte superior (Figs. 7.2.26 a 7.2.29), en este caso la ductilidad de desplazamiento puede ser calculada con la Ec. 7.2.01.

$$\mu = \frac{\Delta_{\max}}{\Delta_y} \quad 7.2.01$$

Los valores de Δ_{\max} (desplazamiento máximo) y de Δ_y (desplazamiento de fluencia) pueden ser estimados directamente de las Figs. 7.2.26 a 7.2.29.

En la Tabla 7.2.13 se expone el cálculo de las ductilidades para las columnas de las filas 6 a 9. En las filas restantes la ductilidad es unitaria, ya que en ellas el valor de Δ_{\max} coincide con el de Δ_y .

En la Tabla 7.2.14 se brinda una síntesis, tanto de las ductilidades de desplazamiento, obtenidas por medio de los dos procedimientos referidos (Ecs. 7.1.03 y 7.2.01). Como se observa en la tabla la diferencia es relativamente pequeña.

7.2.8 Obtención del factor de ductilidad global en el marco transversal.

El factor de ductilidad de desplazamientos en marcos compuestos por dos o más columnas puede ser obtenido en función de las características del cabezal. En nuestro caso particular el hecho de considerar este elemento con una gran rigidez permite asegurar que $\Delta_y = \Delta_c$, por lo que entonces la ductilidad puede ser calculada por medio de la Ec. 7.2.02 (Priestley *et al.* 1996).

$$\mu_{\Delta_f} = 1 + \frac{\Delta_p}{\Delta_y} = 1 + \frac{\Delta_p}{\Delta_c + \Delta_b} = 1 + \frac{\Delta_p}{\Delta'_y} = 1 + \frac{\Delta_p}{\Delta_c \left(1 + \frac{0.5I_c.L}{I_b.H}\right)} = 1 + \frac{\mu_{\Delta_r} - 1}{\left(1 + \frac{0.5I_c.L}{I_b.H}\right)} \quad 7.2.02$$

En la Fig. 7.2.03 se ilustra el significado de los términos de la Ec 7.2.02.

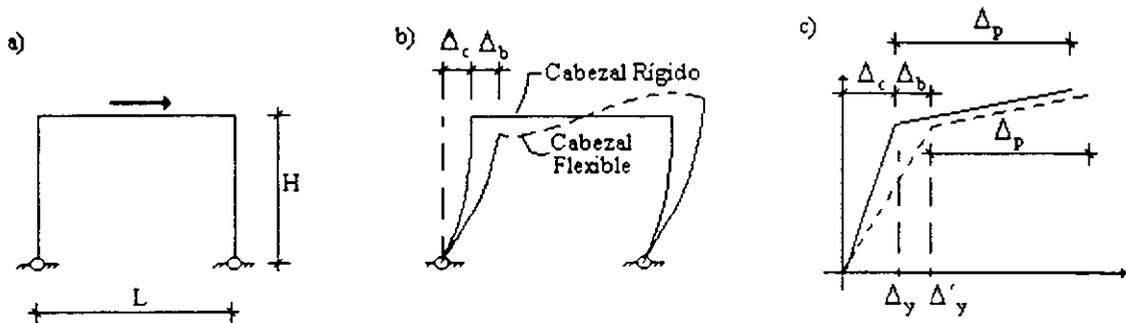


Figura 7.2.03 (a) Prototipo. (b) Desplazamiento en la fluencia. (c) Relación Esfuerzo vs. Desplazamientos.

I_b e I_c son los momentos de inercia agrietados del cabezal y de la columna respectivamente. En este caso la inercia del cabezal se considerará disminuida en un 50% (ver Ec. 5.2. Capítulo V) y la de las columnas se considerará como la inercia total, debido a que éstas siempre estarán sometidas a compresiones, por lo que entonces el agrietamiento no es importante. Sin embargo, el valor de I_b es un valor relativamente alto en comparación con I_c , por lo que se puede asegurar que la ductilidad global del marco es aproximadamente igual a la ductilidad de las columnas independientes ($\mu_{\Delta_f} \approx \mu_{\Delta_r} = \mu$).

7.2.9 Comportamiento No Lineal del Dispositivo Disipador de Energía en la Junta de Dilatación.

En este caso podemos referir que la fuerza axial máxima en los restrictores de cada una de las juntas se alcanza en varias ocasiones. Sin embargo, la elongación plástica que se produce es por lo general muy pequeña, dadas las propiedades consideradas para el material y las características geométricas (área y longitud) del restrictor.

A diferencia del primer caso en estudio donde en las juntas de dilatación únicamente fluía uno de los dos restrictores, en este segundo caso se observaron las siguientes situaciones:

- Fluencia de los dos restrictores. (Juntas de dilatación 2, 4, 6, 8, 10, 12 y 14)
- Fluencia de ninguno de los restrictores. (Junta de dilatación 1)
- Fluencia de un solo restrictor. (Juntas de dilatación 3, 5, 7, 9, 11, 13 y 15, en todos los casos la fluencia se produce en el restrictor trasero)

En las Figs. 7.2.30 a 7.2.34 se exponen las respuestas de esfuerzos para las juntas de dilatación 3, 4, 9, 11 y 12.

También en este caso de estudio las elongaciones que se producen son sumamente pequeñas, en las Figs. 7.2.35 a 7.2.39 se muestran las historias de elongaciones para los mismos casos anteriores. De lo anterior se puede concluir que la existencia de los restrictores en la junta, en este caso influye muy poco en el comportamiento global de la estructura.

En la Tabla 7.2.15 se presentan los esfuerzos y las elongaciones máximas en los dos restrictores de cada una de las juntas de dilatación del puente.

Las relaciones esfuerzos contra elongaciones para los mismos casos referidos se ilustran en la Figs. 7.2.40 a 7.2.44. Por medio de la estimación directa de Δ_{max} y de Δ_y en estas figuras o del uso de la Ec. 7.1.01 es posible obtener el factor de ductilidad que desarrolla cada uno de los restrictores, lo cual nos permitirá tener una idea acerca del funcionamiento de los mismos en el comportamiento global del puente. En la Tabla 7.2.17 se presentan los valores de ductilidad obtenidos para las juntas tratadas anteriormente (Juntas 3, 4, 9, 11 y 12); según se observa los valores son relativamente pequeños. Estudios desarrollados por Tseng y Penzien (1973) en Berkeley han mostrado valores mucho mayores, aunque estos han sido obtenidos para puentes curvos, en donde el funcionamiento de los restrictores es mucho más activo.

7.2.10 Influencia de la Separación (Δ_g) entre las Partes Colaterales a la Junta de Dilatación.

Para evaluar este parámetro se realizaron varias combinaciones en el caso 2Ar, el valor de Δ_g que en el sistema real era de 2 cm se incrementó hasta 6cm, posteriormente se redujo a 0.5 y 1 cm y por último se consideró que las partes colaterales a la junta de dilatación estaban en contacto la una con la otra ($\Delta_g = 0$ cm).

De los mencionados análisis se concluyó que la influencia de la separación entre las partes colaterales a la junta de dilatación es mínima, pudiéndose observar que existe una pequeña modificación en el comportamiento global de la estructura hasta un cierto valor en que el comportamiento permanece invariable según se muestra en la Tabla 7.2.18 y en la Fig. 7.2.45. En los resultados obtenidos se observó que la ductilidad de desplazamiento es prácticamente la misma para las últimas variantes (Δg igual 1, 2 y 6), teniendo una ligera modificación en el caso en el que Δg es mínimo ($= 0$) y que $\Delta g = 0.05$ cm. Esta situación se debe al hecho de que cuanto mayor es el valor de Δg más difícil es que se produzca la colisión entre las partes colaterales a la junta, y por lo tanto, según se mencionó en la hipótesis 3 y en la Ec 3.14 del capítulo 3, más difícil será que ocurra el fenómeno del impacto y que se modifique la matriz de rigidez global del sistema, por lo que el comportamiento permanecerá invariable. Esta conclusión puede ser observada con mayor precisión en puentes curvos, en los que la influencia de los restrictores longitudinales de las juntas de dilatación poseen un funcionamiento más activo.

Por otra parte, del análisis del comportamiento independiente de cada uno de los restrictores se puede observar que para valores muy grandes de Δg existe una pasividad en el funcionamiento de los mismos, incluso se puede presentar la situación en que ninguno de ellos llegue a activarse ($\Delta g = 6$ cm). Sin embargo, para valores pequeños de Δg el comportamiento del restrictor también es poco efectivo y muchas veces alguno de ellos puede tampoco activarse. En sentido general el comportamiento se va haciendo más activo a medida que esta separación se incrementa, por supuesto como ya se dijo hasta un cierto valor, que en este caso oscila entre 0.5 y 1.0 cm. Esta situación justifica la realización de un análisis de optimización en función de las características del puente a tratar (en puentes curvos es más recomendado), con el objetivo de proponer una abertura idónea tanto desde el punto de vista constructivo como desde el punto de vista estructural. En la Fig. 7.2.45 se muestra la tendencia del comportamiento de las elongaciones en los restrictores traseros de las juntas de dilatación intermedias (7, 8, 9 y 10) con el incremento de la separación entre las partes colaterales a la junta de dilatación, según se observa el comportamiento óptimo de los mismos se encuentra muy cercano a los 0.63 cm, confirmándose la conclusión de que para valores pequeños de Δg existe un moderado funcionamiento del restrictor, manteniéndose constante a partir de un determinado valor posterior al valor óptimo, en el que la influencia se mantiene constante independientemente de dicho valor. Si se realiza el análisis con $\Delta g = 0.63$ cm se observa que para la misma se obtienen en la respuesta global de la estructura los menores desplazamientos transversales.

En la Tabla 7.2.18 se muestra una síntesis de los desplazamientos máximos obtenidos en cada uno de los marcos centrales (6, 7, 8 y 9) del puente, cuando en el mismo se varía el valor de la holgura (Δg) entre 0 y 6 cm.

7.2.11 Comportamiento con el Incremento de la Magnitud del Evento Sísmico.

En este caso se desarrollará el análisis del puente considerando que la magnitud del evento sísmico se incrementa a 8.3 (variante 2Ar2i). Este sismo fue generado por medio del simulador SIMFIB (Ordaz y Arboleda 1993), que considera en su formulación la existencia de una función de Green empírica por una falla puntual a distintos tiempos que obedecen una determinada ley probabilística y donde se supone que la fuente cumple con una ley de escala ω^2 según Aki (1967).

Previo conocimiento de una señal de un sismo real, en este caso el sismo de abril de 1989, registrado en la estación SCT ($M = 6.9$) se simula un sismo en el mismo sitio pero con una magnitud de 8.3. Con el objetivo de utilizar el

simulador SIMFI3, es necesario conocer la relación entre el momento sísmico (M_0) en dinas - cm y las escalas convencionales de magnitud (M), para lo que se hace uso de la Ec. 7.2.03, cuya formulación fue desarrollada por Hank y Kanamori (1979)

$$M = \frac{2(\log M_0)}{3} - 10.7 \quad 7.2.03$$

De acuerdo a esta expresión los datos de entrada al sistema de cómputo SIMFI3 aparecen tabulados en la Tabla 7.2.19 de este capítulo.

En la Fig. 7.2.46 se muestra la historia de aceleraciones resultante de la mencionada simulación, la misma tiene una aceleración pico de 0.18g, así como una fase intensa de aproximadamente 35 segundos.

En las Figs. 7.2.47 a 7.2.50 se presentan las relaciones momentos contra rotaciones en las columnas delanteras intermedias del puente (fila de columnas 6 a 9). Del análisis de las figuras, se puede concluir que en sentido general la ductilidad que pueden desarrollar las columnas en esta variante son mayores a las desarrolladas para el sismo de magnitud 8.2 considerado anteriormente en la variante 2A. En las Tablas 6.2.20 y 6.2.21 se exponen los factores de ductilidad obtenidos para las referidas columnas.

Por otra parte, según se observa en las Figs. 7.2.47 y 7.2.48, se presenta la situación en que la colocación de dispositivos restrictores en la junta de dilatación no reduce la respuesta de rotaciones en la base de las columnas, lo cual influye en el desarrollo de mayores ductilidades en las mismas, a pesar de la mayor rigidez que tiene el sistema dada la existencia de estos dispositivos. Como se observa en estas figuras, las rotaciones obtenidas en la base de las columnas en la variante 2Ar2i (junta con restrictores), son superiores a las obtenidas en la variante 2A (junta sin restrictores). Esta situación nos permite concluir que la complejidad en las características de la geometría del puente trae como consecuencia que se invierta el sentido del desplazamiento del puente en estas filas, lo cual nos permite reafirmar la conclusión de que los dispositivos restrictores influyen directamente en la reducción de la respuesta global del puente y no en la reducción particular de la respuesta en sus elementos componentes.

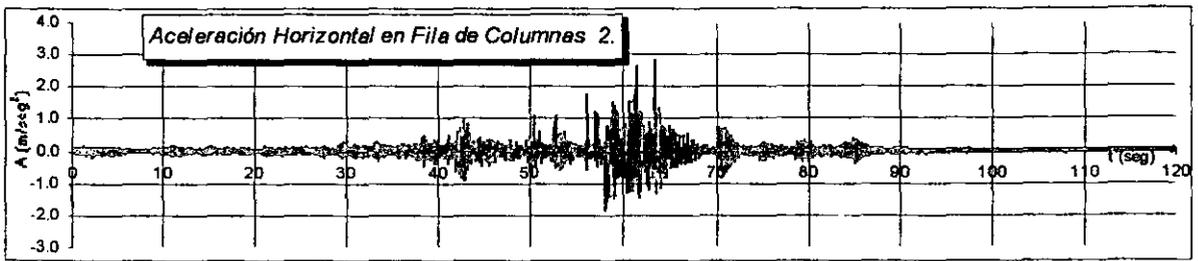


Fig. 7.2.04 Aceleraciones Horizontales en el Extremo Superior de la Columna 2. — Caso 2A — Caso 2Ar

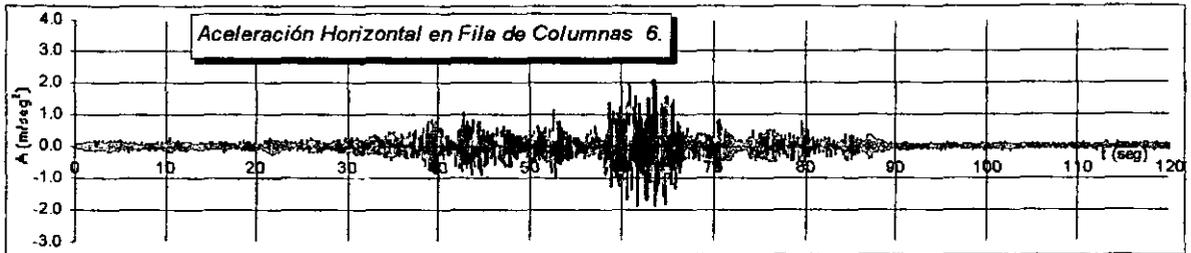


Fig. 7.2.05 Aceleraciones Horizontales en el Extremo Superior de la Columna 6. — Caso 2A — Caso 2Ar

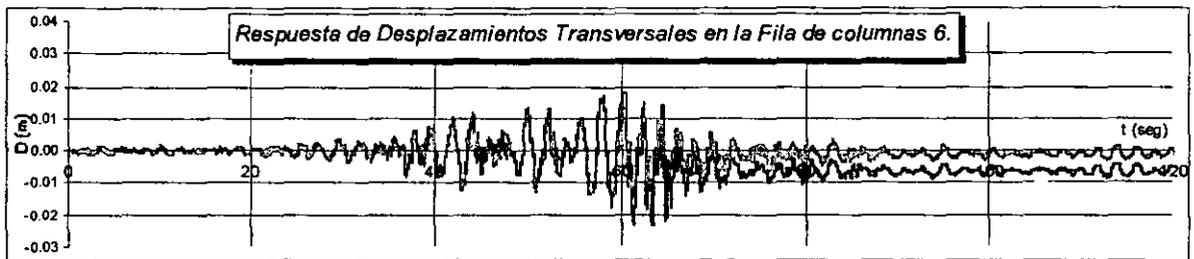


Fig. 7.2.06 Desplazamientos Horizontales en el Extremo Superior de la Columna 6. — Caso 2A — Caso 2Ar

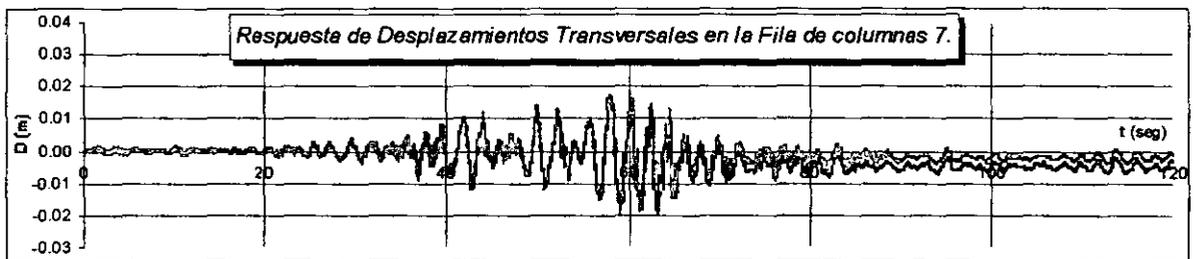


Fig. 7.2.07 Desplazamientos Horizontales en el Extremo Superior de la Columna 7. — Caso 2A — Caso 2Ar

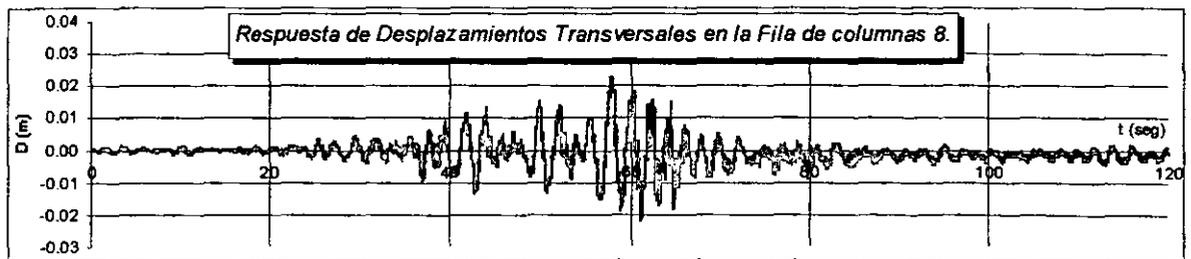


Fig. 7.2.08 Desplazamientos Horizontales en el Extremo Superior de la Columna 8. — Caso 2A — Caso 2Ar



Fig. 7.2.09 Desplazamientos Horizontales en el Extremo Superior de la Columna 9. — Caso 2A — Caso 2Ar

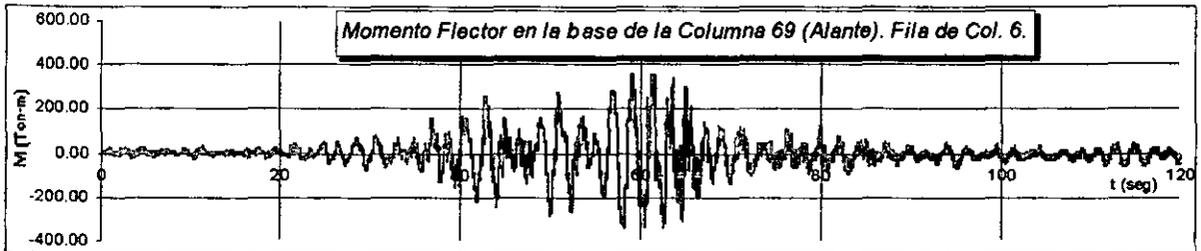


Fig. 7.2.10 Momentos Flectores en Columna Delantera de la Fila de Columnas 6. — Caso 2A — Caso 2Ar

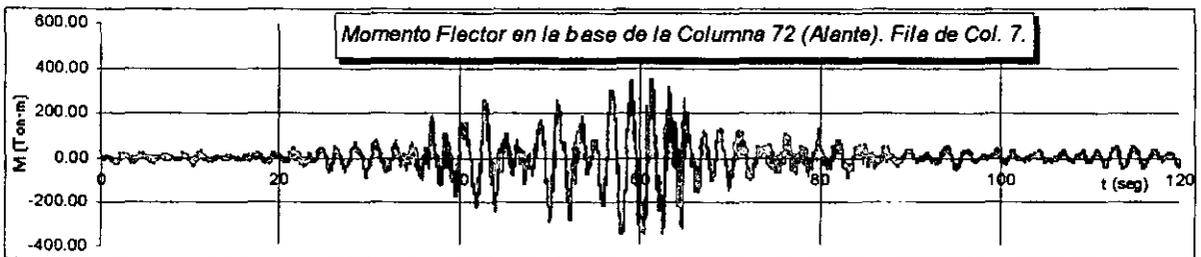


Fig. 7.2.11 Momentos Flectores en Columna Delantera de la Fila de Columnas 7. — Caso 2A — Caso 2Ar

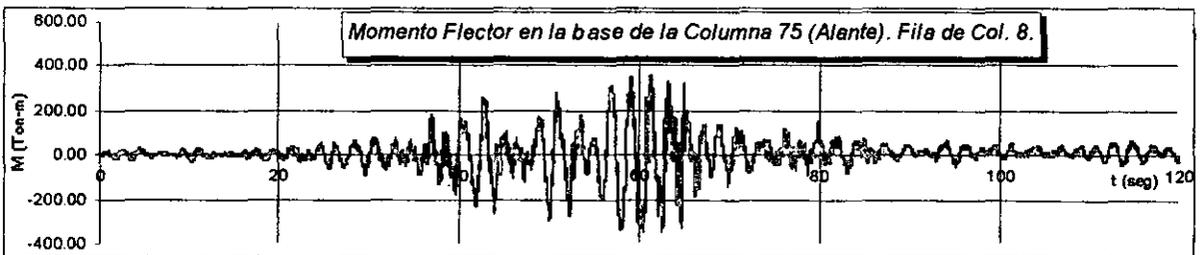


Fig. 7.2.12 Momentos Flectores en Columna Delantera de la Fila de Columnas 8. — Caso 2A — Caso 2Ar

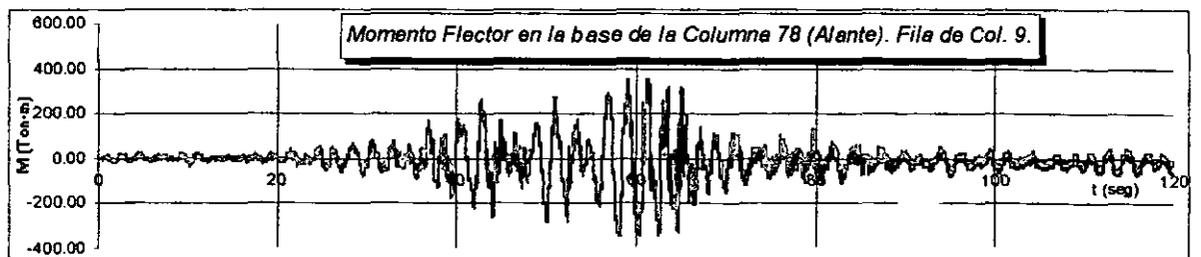


Fig. 7.2.13 Momentos Flectores en Columna Delantera de la Fila de Columnas 9. — Caso 2A — Caso 2Ar

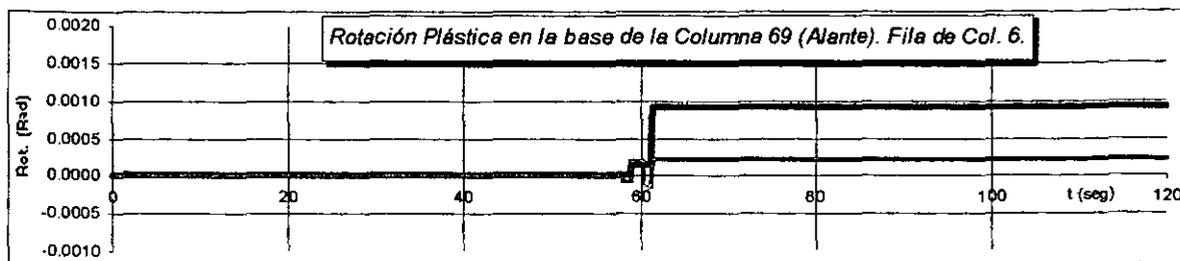


Fig. 7.2.14 Rotaciones Plásticas en Columna Delantera de la Fila de Columnas 6. — Caso 2A — Caso 2Ar

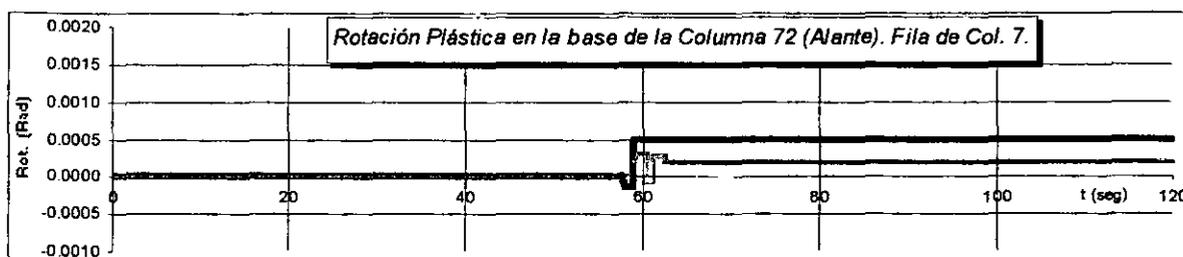


Fig. 7.2.15 Rotaciones Plásticas en Columna Delantera de la Fila de Columnas 7. — Caso 2A — Caso 2Ar

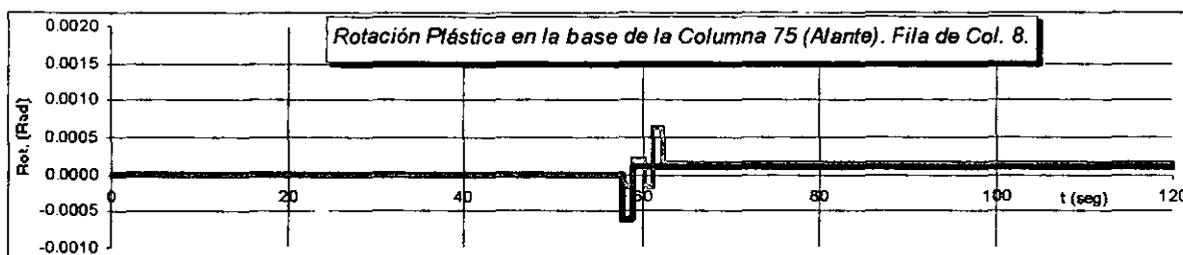


Fig. 7.2.16 Rotaciones Plásticas en Columna Delantera de la Fila de Columnas 8. — Caso 2A — Caso 2Ar

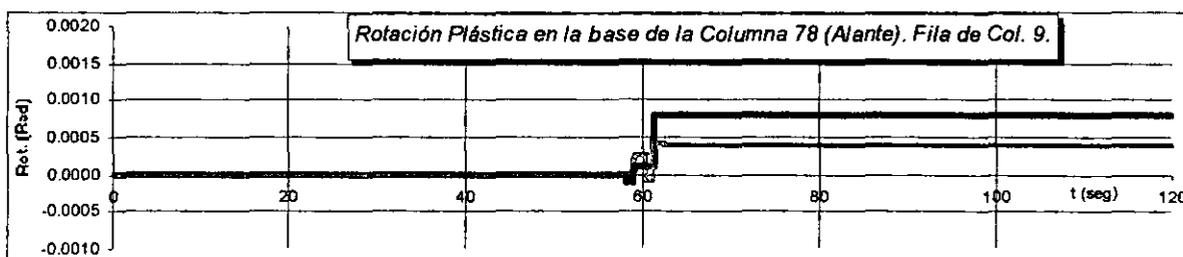


Fig. 7.2.17 Rotaciones Plásticas en Columna Delantera de la Fila de Columnas 9. — Caso 2A — Caso 2Ar

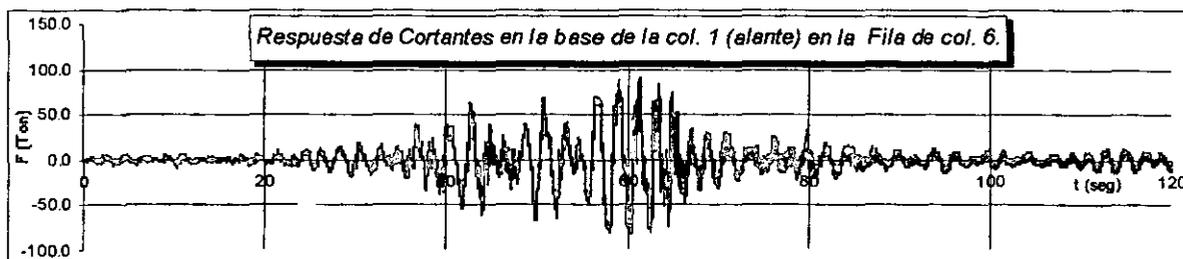
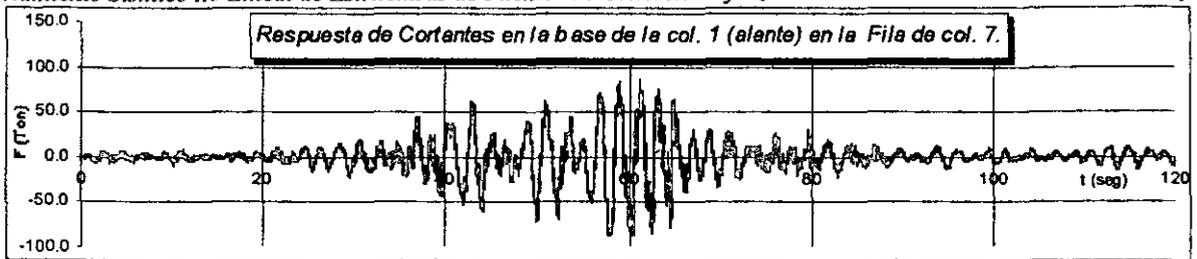


Fig. 7.2.18 Cortantes Basales en la Columna Delantera de la Fila de Columnas 6. — Caso 2A — Caso 2Ar



7.2.19 Cortantes Basales en la Columna Delantera de la Fila de Columnas 7. — Caso 2A — Caso 2Ar

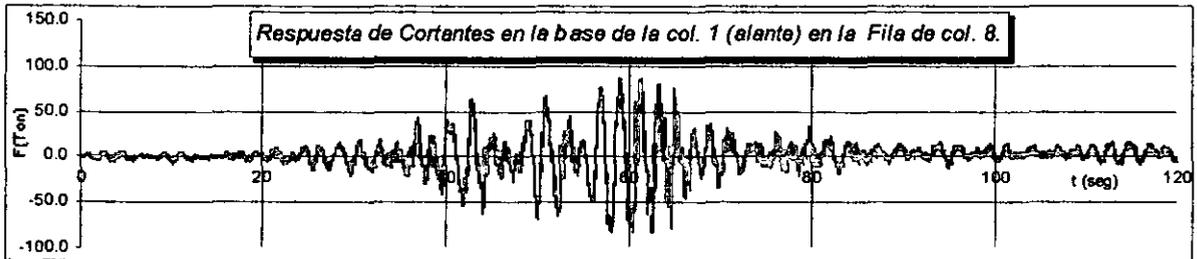


Fig. 7.2.20 Cortantes Basales en la Columna Delantera de la Fila de Columnas 8. — Caso 2A — Caso 2Ar

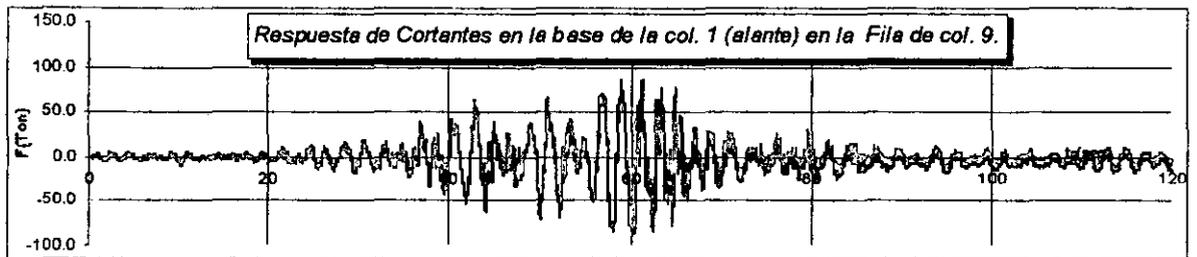


Fig. 7.2.21 Cortantes Basales en la Columna Delantera de la Fila de Columnas 9. — Caso 2A — Caso 2Ar

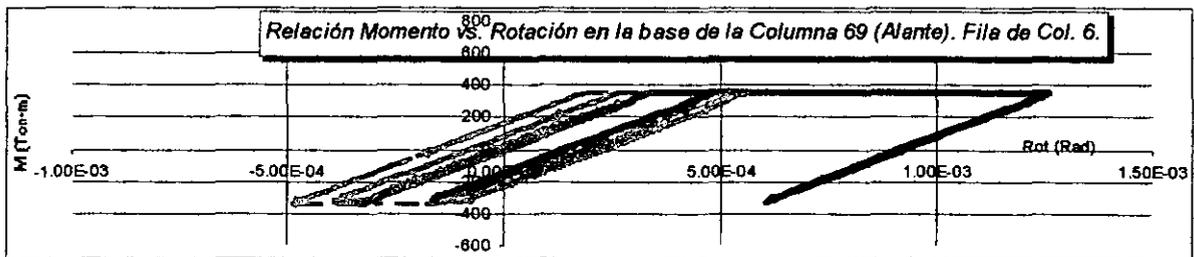


Fig. 7.2.22 Rel. M. Flector vs. Rotaciones en la Col. Delantera de la Fila de Col. 6. — Caso 2A — Caso 2Ar

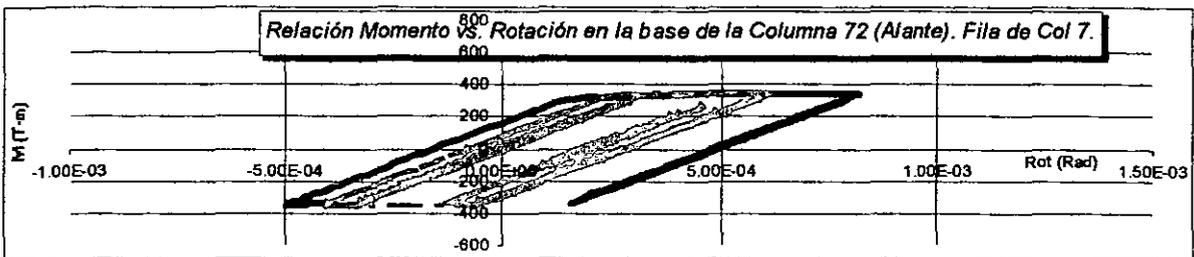


Fig. 7.2.23 Rel. M. Flector vs. Rotaciones en la Col. Delantera de la Fila de Col. 7. — Caso 2A — Caso 2Ar

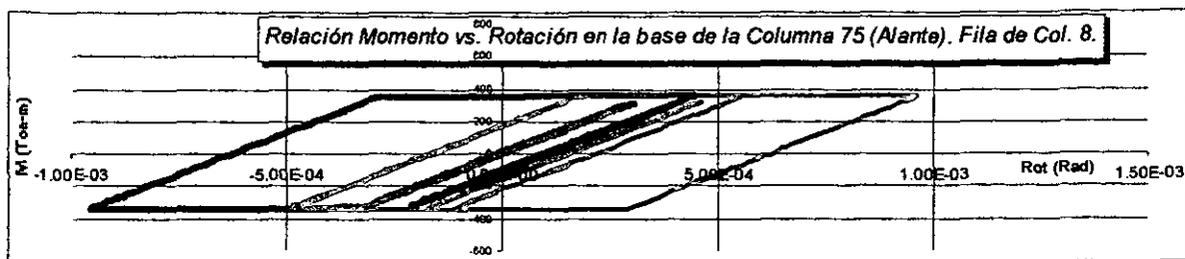


Fig. 7.2.24 Rel. M. Flector vs. Rotaciones en la Col. Delantera de la Fila de Col. 8. — Caso 2A — Caso 2Ar

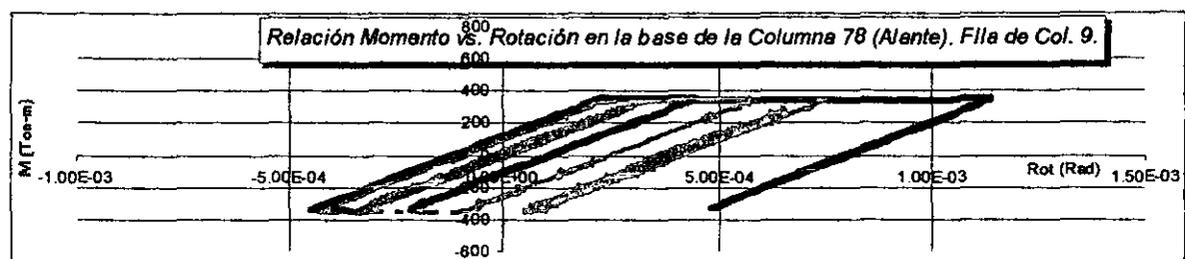


Fig. 7.2.25 Rel. M. Flector vs. Rotaciones en la Col. Delantera de la Fila de Col. 9. — Caso 2A — Caso 2Ar

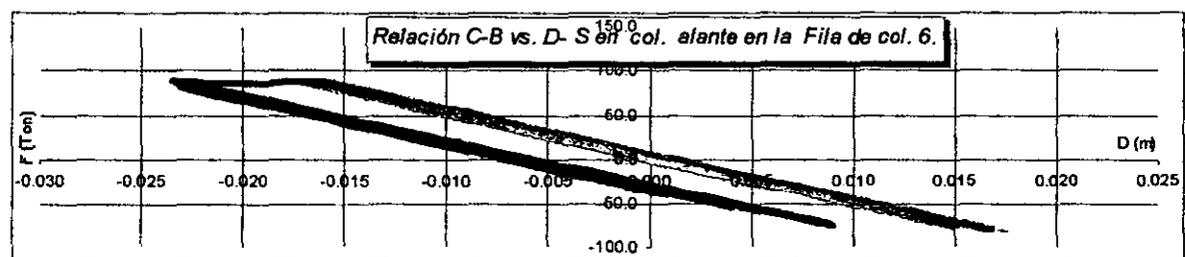


Fig. 7.2.26 Rel. Cort. Basal vs. D. de Superestruc. en la Col. Del. de la Fila de Col. 6. — Caso 2A — Caso 2Ar

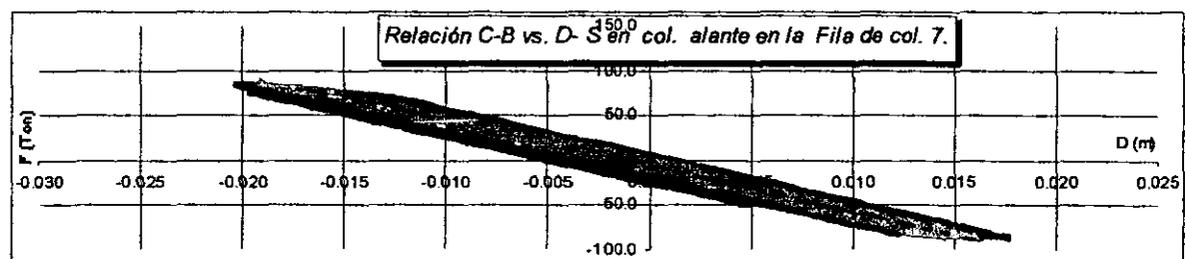


Fig. 7.2.27 Rel. Cort. Basal vs. D. de Superestruc. en la Col. Del. de la Fila de Col. 7. — Caso 2A — Caso 2Ar

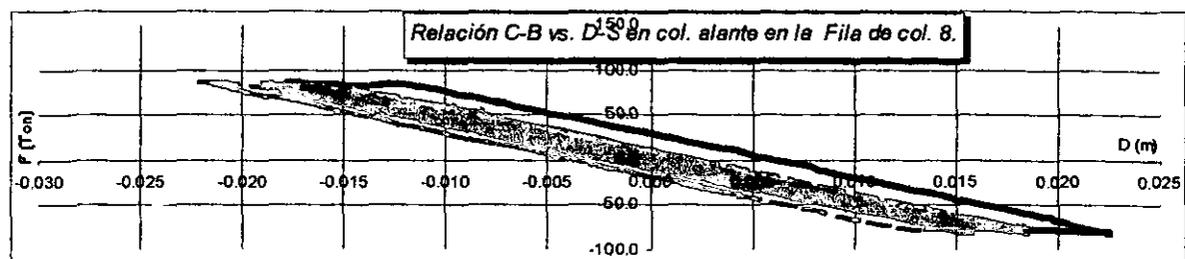


Fig. 7.2.28 Rel. Cort. Basal vs. D. de Superestruc. en la Col. Del. de la Fila de Col. 8. — Caso 2A — Caso 2Ar

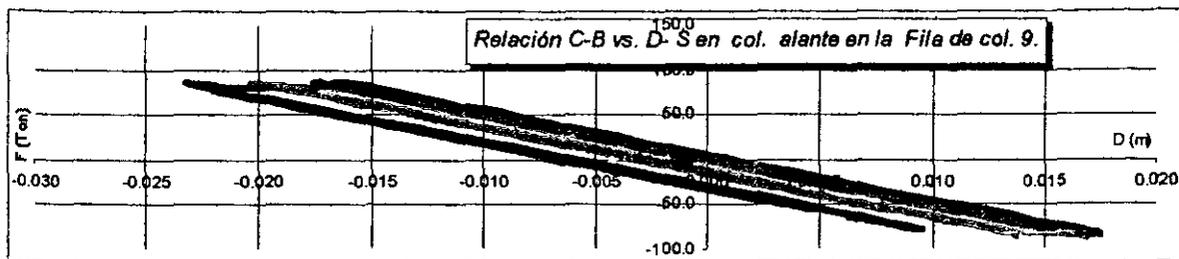


Fig. 7.2.29 Rel. Cort. Basal vs. D. de Superestruc. en la Col. Del. de la Fila de Col. 9. — Caso 2A — Caso 2Ar

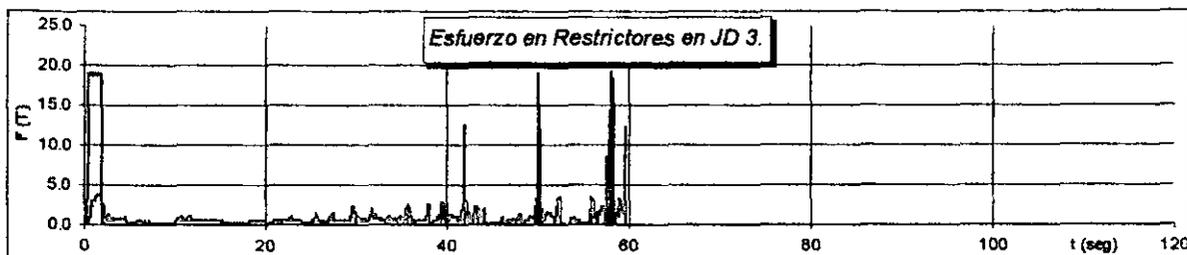


Fig. 7.2.30 Respuesta de Esfuerzos de Tensión en los Restrictores de JD 3. — Trasero — Delantero.

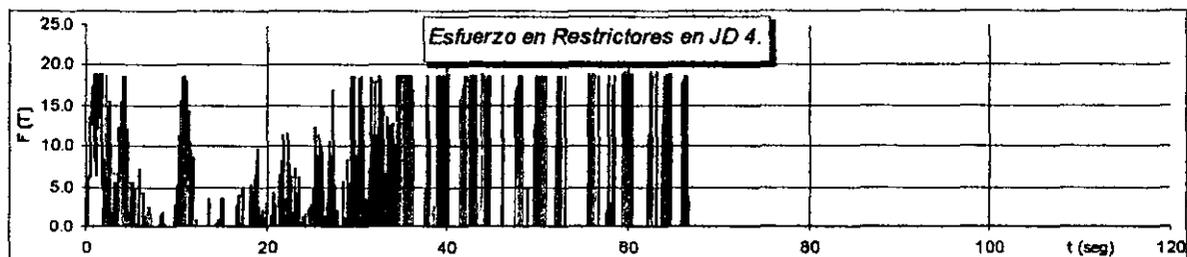


Fig. 7.2.31 Respuesta de Esfuerzos de Tensión en los Restrictores de JD 4. — Trasero — Delantero.

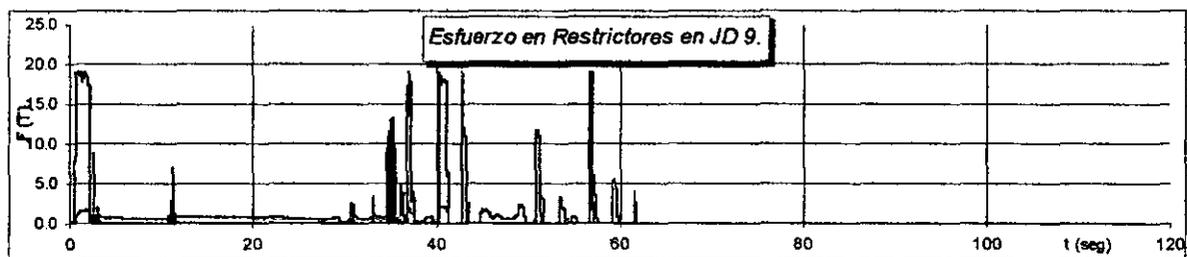


Fig. 7.2.32 Respuesta de Esfuerzos de Tensión en los Restrictores de JD 9. — Trasero — Delantero.



Fig. 7.2.33 Respuesta de Esfuerzos de Tensión en los Restrictores de JD 11. — Trasero — Delantero.

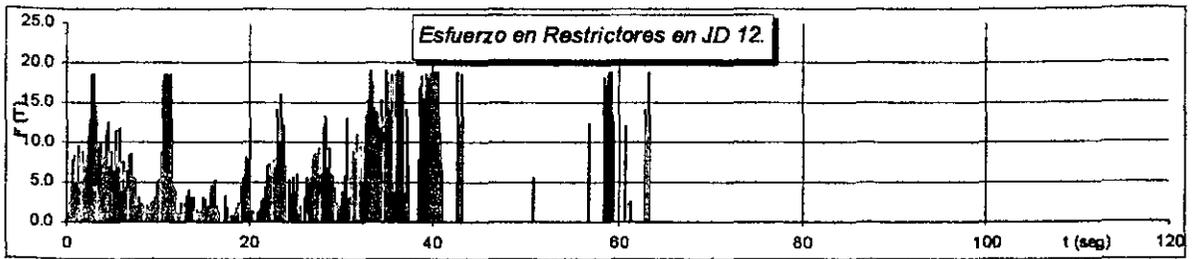


Fig. 7.2.34 Respuesta de Esfuerzos de Tensión en los Restrictores de JD 12. — Trasero — Delantero.

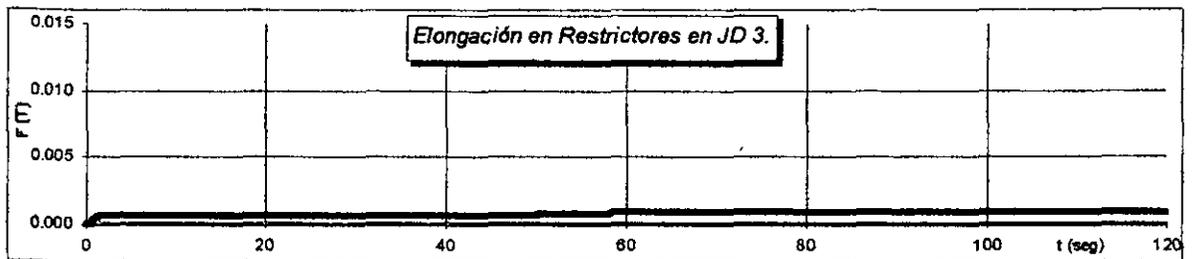


Fig. 7.2.35 Respuesta de Elongaciones Plásticas en los Restrictores de JD 3. — Trasero — Delantero.

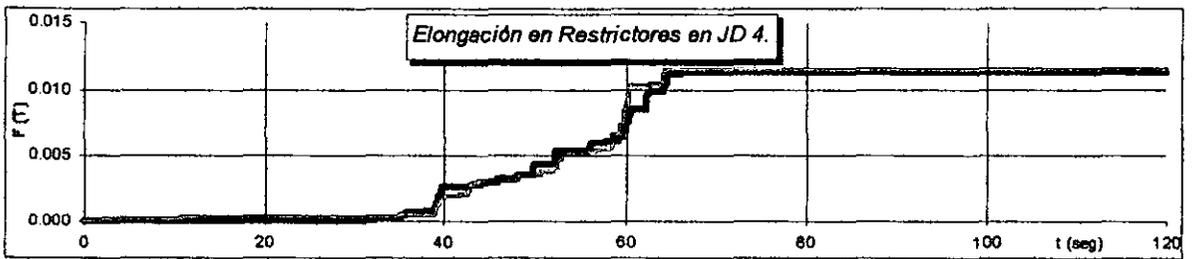


Fig. 7.2.36 Respuesta de Elongaciones Plásticas en los Restrictores de JD 4. — Trasero — Delantero.

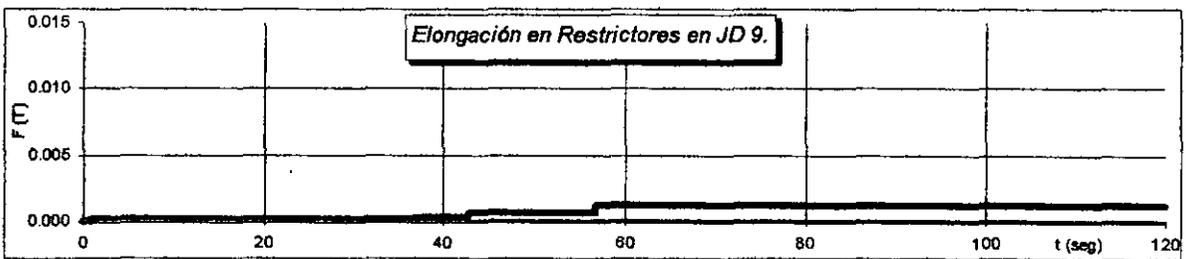


Fig. 7.2.37 Respuesta de Elongaciones Plásticas en los Restrictores de JD 9. — Trasero — Delantero.

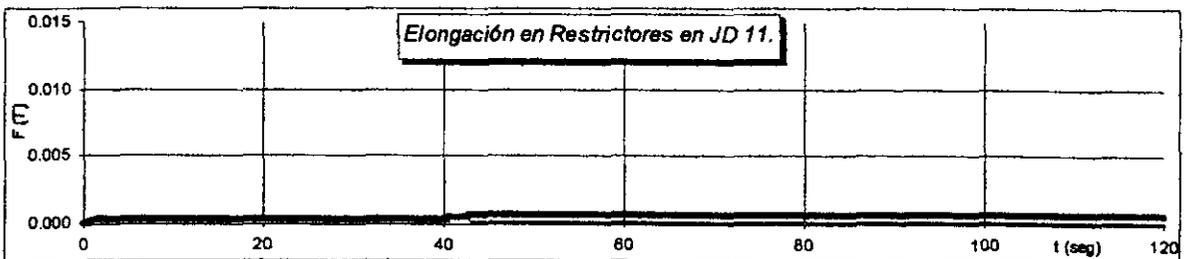


Fig. 7.2.38 Respuesta de Elongaciones Plásticas en los Restrictores de JD 11. — Trasero — Delantero.

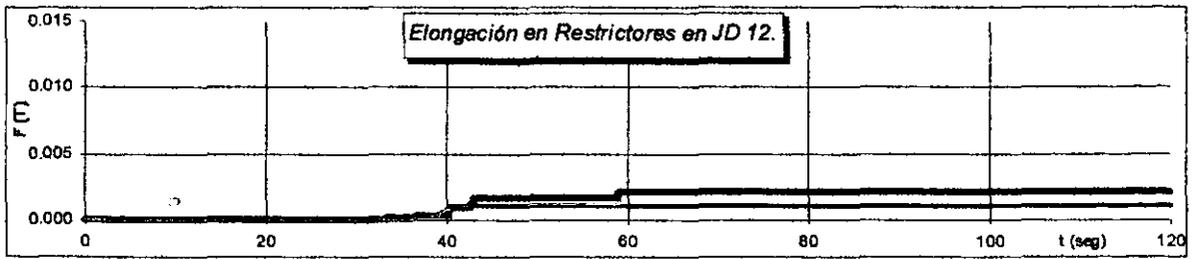


Fig. 7.2.39 Respuesta de Elongaciones Plásticas en los Restrictores de JD 12. — Trasero — Delantero.

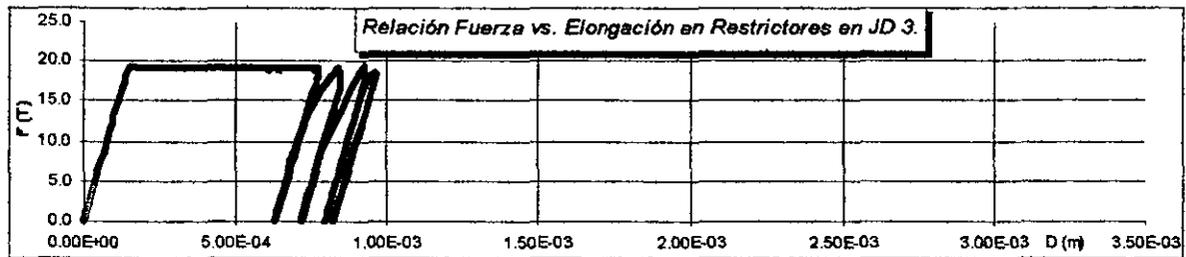


Fig. 7.2.40 Relación Esfuerzos vs. Elongaciones en los Restrictores de JD 3. — Trasero — Delantero.

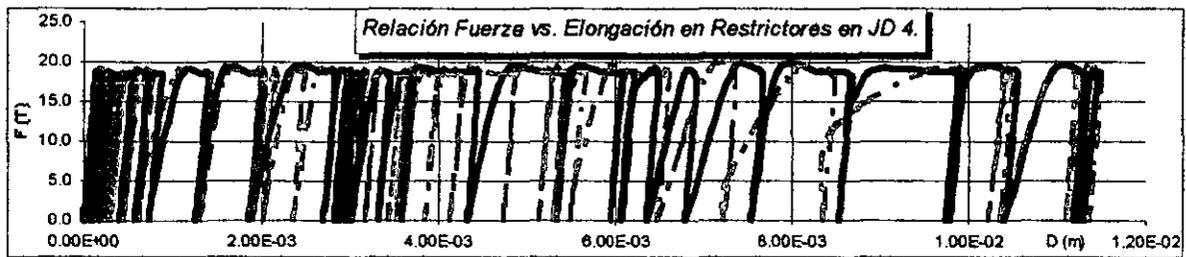


Fig. 7.2.41 Relación Esfuerzos vs. Elongaciones en los Restrictores de JD 4. — Trasero — Delantero.

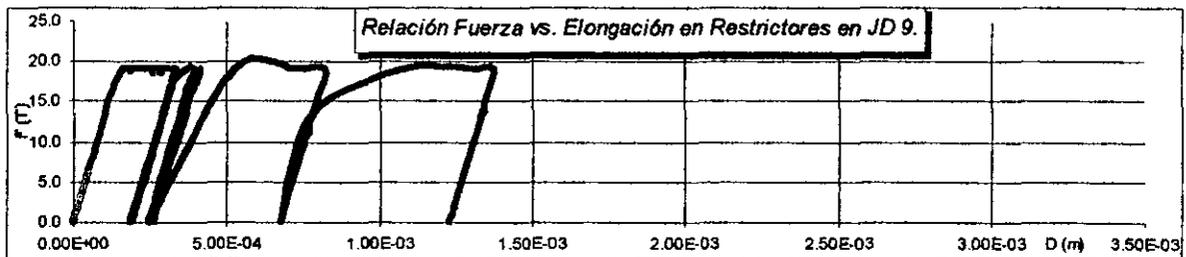


Fig. 7.2.42 Relación Esfuerzos vs. Elongaciones en los Restrictores de JD 9. — Trasero — Delantero.

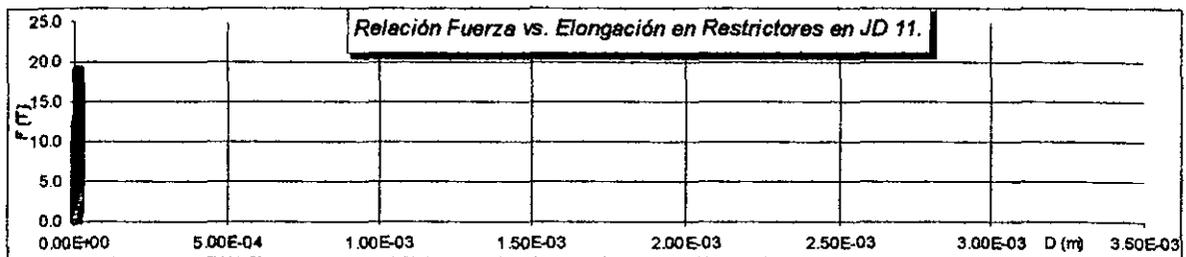


Fig. 7.2.43 Relación Esfuerzos vs. Elongaciones en los Restrictores de JD 11. — Trasero — Delantero.

ESTA TESIS NO SALE
DE LA BIBLIOTECA

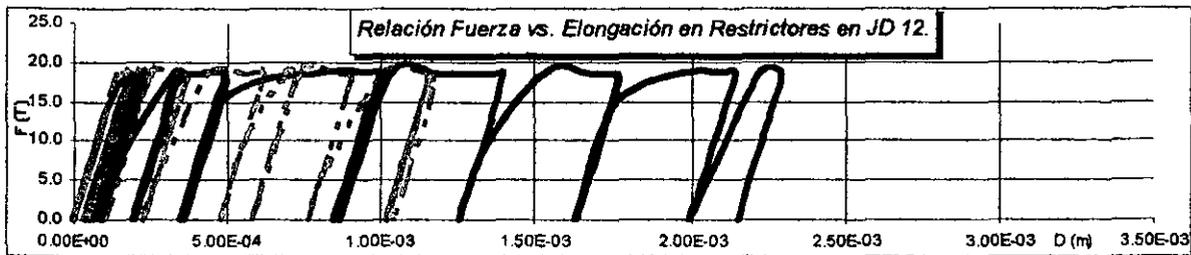


Fig. 7.2.44 Relación Esfuerzos vs. Elongaciones en los Restrictores de JD 12. — Trasero — Delantero.

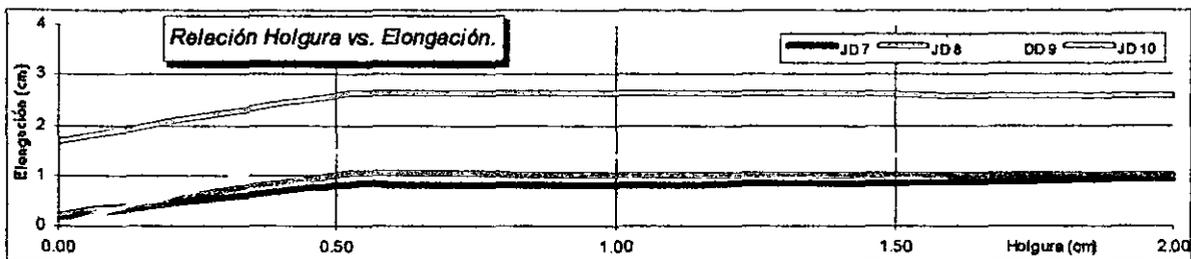


Fig. 7.2.45 Relación Elongaciones vs. Abertura (Δg) en restrictores Traseros de Juntas de Dilatación 7, 8, 9 y 10.

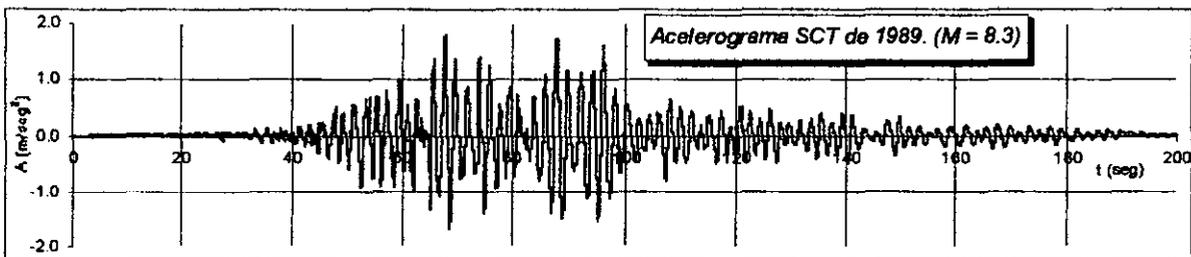


Figura 7.2.46 Historia de Aceleraciones. (Acelerograma Simulado del Sismo de México de 1989. Magnitud 8.3)

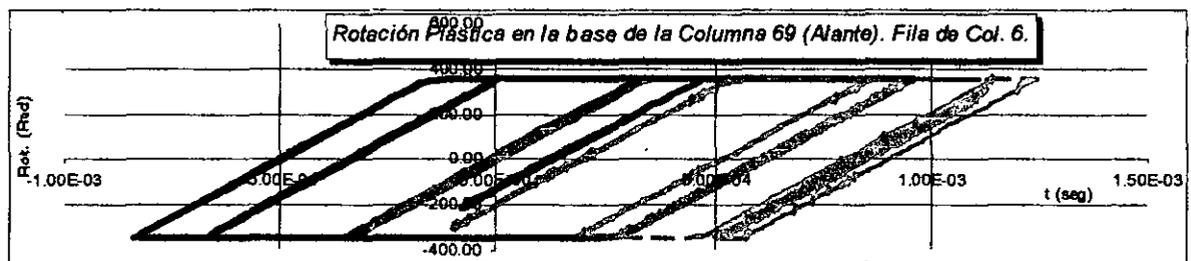


Fig. 7.2.47 Rel. M. Flector vs. Rotaciones en la Col. Delantera de la Fila de Col. 6. — Caso 2A — Caso 2Ar

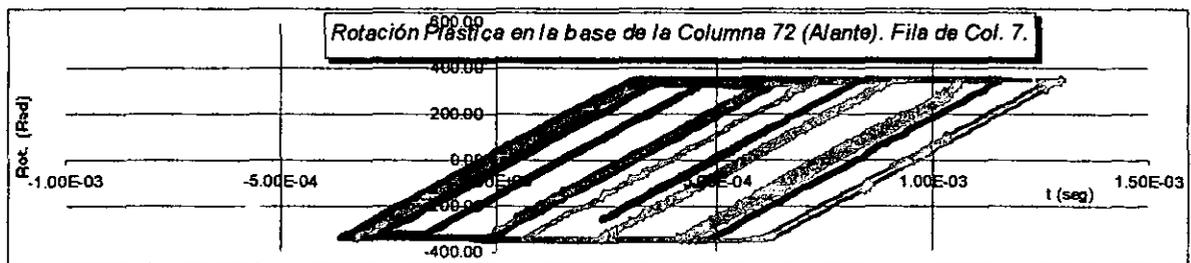


Fig. 7.7.48 Rel. M. Flector vs. Rotaciones en la Col. Delantera de la Fila de Col. 7. — Caso 2A — Caso 2Ar

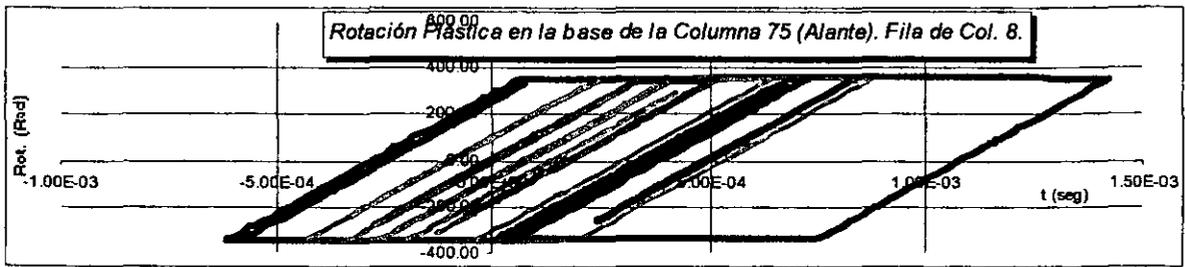


Fig. 7.7.49 Rel. M. Flector vs. Rotaciones en la Col. Delantera de la Fila de Col. 8. — Caso 2A — Caso 2Ar

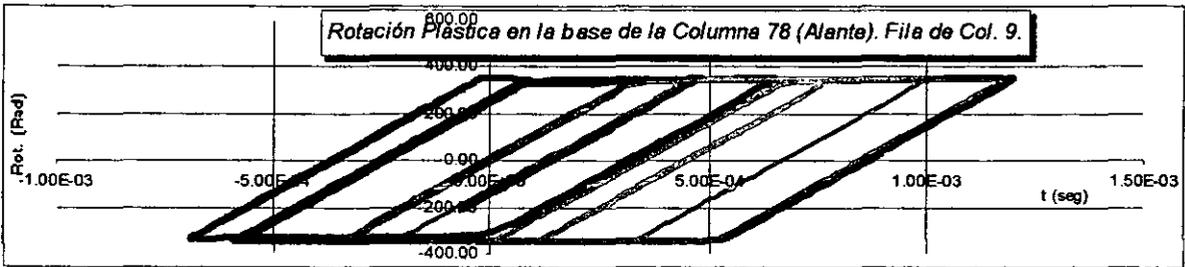


Fig. 7.7.50 Rel. M. Flector vs. Rotaciones en la Col. Delantera de la Fila de Col. 9. — Caso 2A — Caso 2Ar

Resumen Tabulado de Resultados

Caso de Estudio 2

Tabla. 7.2.01 Aceleraciones Máximas Absolutas.

Aceleraciones Máximas absolutas.													
Fila de Col.	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13
(Normal)													
A (m/seg ²)	1.99	2.85	3.76	2.73	2.02	2.07	1.99	2.63	2.70	1.92	1.63	0.88	0.82
t (seg)	59.18	63.44	59.10	50.34	63.52	63.52	63.84	56.08	60.42	63.50	61.60	58.72	58.72
(Con Restrictor Longitudinal)													
A (m/seg ²)	1.07	1.52	1.46	2.10	2.14	1.93	1.85	1.90	1.94	1.55	1.73	0.95	0.89
t (seg)	52.60	58.90	63.66	60.70	60.72	60.70	60.70	60.72	60.70	59.58	59.94	64.22	60.96
Diferencia (%)													
	46.30	46.77	61.14	22.93	-5.74	6.80	6.74	27.65	28.17	19.14	-5.94	-7.95	-8.54

Tabla. 7.2.02 Desplazamientos Máximos Absolutas.

Desplazamientos Máximos absolutos.													
Fila de Col.	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13
(Normal)													
D (cm)	0.29	0.87	1.34	2.39	2.44	2.34	2.03	2.26	2.32	1.98	1.62	0.63	0.46
t (seg)	58.96	62.52	61.36	61.36	61.38	61.42	59.00	57.98	61.42	61.38	61.38	61.30	61.30
(Con Restrictor Longitudinal)													
D (cm)	0.21	1.00	1.16	2.09	2.12	1.79	1.92	2.21	2.04	1.73	1.66	0.57	0.45
t (seg)	60.36	58.90	58.94	61.22	61.22	61.22	59.04	61.26	61.24	59.00	60.32	60.34	58.86
Diferencia (%)													
	27.68	-14.68	13.47	12.53	13.11	23.50	5.60	2.04	12.07	12.63	-2.47	9.48	1.73

Tabla. 7.2.03 Cortantes Máximos Absolutos en Columnas Delanteras.

Cortantes Máximos Absolutos en Columnas Delanteras.													
Fila de Col.	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13
(Normal)													
F (Ton)	45.54	43.40	33.90	47.19	43.28	89.38	86.28	86.28	86.07	43.39	42.27	34.70	40.15
t (seg)	58.96	62.52	61.36	61.36	61.38	61.42	59.02	59.02	59.02	61.38	61.38	61.30	61.30
(Con Restrictor)													
F (Ton)	33.20	49.44	29.56	41.50	37.95	88.19	86.78	86.61	86.27	38.20	43.66	31.78	39.70
t (seg)	60.36	58.90	58.94	61.22	61.22	61.22	60.44	61.26	61.24	59.00	60.32	60.34	58.86
Diferencia (%)													
	27.10	-13.92	12.80	12.06	12.32	1.33	-0.58	-0.38	-0.23	11.96	-3.29	8.41	1.12

Tabla. 7.2.04 Cortantes Máximos Absolutos en Columnas Traseras.

Cortantes Máximos Absolutos en Columnas Traseras.													
Fila de Col.	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13
(Normal)													
F (Ton)	42.88	40.46	46.21	48.49	45.19	87.30	84.19	84.19	85.80	42.13	40.94	33.30	34.34
t (seg)	58.96	62.52	61.36	61.36	61.38	61.42	59.02	59.02	61.42	61.38	61.38	61.30	61.30
(Con Restrictor)													
F (Ton)	31.28	46.10	40.13	42.63	39.60	87.05	87.49	84.39	87.03	37.10	42.30	30.51	33.99
t (seg)	60.36	58.90	58.94	61.22	61.22	61.22	60.44	61.28	61.24	61.38	61.38	61.30	61.30
Diferencia (%)													
	27.05	-13.94	13.16	12.08	12.37	0.29	-3.92	-0.24	-1.43	11.94	-3.32	8.38	1.02

Tabla. 7.2.05 Momentos Flectores Máximos Absolutos en la base de las Columnas Delanteras.

Momentos Máximos Absolutos en Columnas Delanteras.													
Fila de Col.	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13
(Normal)													
M (Ton - m)	96.96	135.30	131.60	199.30	189.50	355.00	355.00	355.00	355.00	177.20	162.80	104.30	104.00
t (seg)	58.96	62.52	61.36	61.36	61.38	61.34	57.98	59.00	58.98	61.38	61.38	61.30	6.13
(Con Restrictor)													
M (Ton - m)	70.46	154.20	114.20	174.80	165.40	355.00	355.00	355.00	355.00	155.10	167.60	95.21	102.00
t (seg)	60.36	58.90	58.94	61.22	61.22	61.22	61.22	61.24	61.24	59.00	30.32	60.34	58.86
Diferencia (%)													
	27.33	-13.97	13.22	12.29	12.72	0.00	0.00	0.00	0.00	12.47	-2.95	8.72	1.92

Tabla. 7.2.06 Momentos Flectores Máximos Absolutos en la base de las Columnas Traseras.

Momentos Máximos Absolutos en Columnas Traseras.													
Fila de Col.	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13
(Normal)													
M (Ton - m)	93.09	129.00	162.70	203.00	195.20	355.00	355.00	355.00	355.00	173.70	159.30	101.40	93.05
t (seg)	58.96	62.52	61.36	61.36	61.38	59.00	57.98	58.94	61.34	61.38	61.38	61.30	61.30
(Con Restrictor)													
M (Ton - m)	67.66	147.00	140.90	178.00	170.30	355.00	355.00	355.00	355.00	152.00	164.00	92.59	91.82
t (seg)	60.36	58.90	58.94	61.22	61.22	58.94	60.44	62.46	60.44	59.00	60.32	60.34	58.86
Diferencia (%)													
	27.32	-13.95	13.40	12.32	12.76	0.00	0.00	0.00	0.00	12.49	-2.95	8.69	1.32

Tabla. 7.2.07 Rotaciones Máximas Absolutas en la base de las Columnas Delanteras.

Rotaciones Plásticas Absolutas en Columnas Delanteras.													
Fila de Col.	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13
(Normal)													
Rp (10^{-4} rad)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	9.19	4.90	6.24	8.02	0.00	0.00	0.00	0.00
t (seg)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	61.42	59.00	58.00	61.42	0.00	0.00	0.00	0.00
(Con Restrictor)													
Rp (10^{-4} rad)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	2.23	2.94	6.22	4.19	0.00	0.00	0.00	0.00
t (seg)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	61.24	59.04	61.28	61.24	0.00	0.00	0.00	0.00
Diferencia (%)													
	-	-	-	-	-	75.79	40.02	0.40	47.71	-	-	-	-

Tabla. 7.2.08 Rotaciones Máximas Absolutas en la base de las Columnas Traseras.

Rotaciones Plásticas Absolutas en Columnas Traseras.													
Fila de Col.	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13
(Normal)													
Rp (10^{-4} rad)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	10.90	3.45	6.32	8.14	0.00	0.00	0.00	0.00
t (seg)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	61.42	61.40	57.98	61.42	0.00	0.00	0.00	0.00
(Con Restrictor)													
Rp (10^{-4} rad)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	2.78	2.40	6.76	3.73	0.00	0.00	0.00	0.00
t (seg)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	61.24	59.04	61.28	61.24	0.00	0.00	0.00	0.00
Diferencia (%)													
	(*)	(*)	(*)	(*)	(*)	74.50	30.44	-6.96	54.24	(*)	(*)	(*)	(*)

(*) No hay fluencia en el elemento, el elemento permanece trabajando en el rango elástico.

Tabla. 7.2.09 Ductilidad de Rotación en Columnas. Análisis sin Restrictores.

Calculo de Ductilidad de Rotación.													
(Normal)													
Columna Delanteras.							Columna Traseras.						
	No.	E x l	Mu	Fi y	Fi p	Duc		No.	E x l	Mu	Fi y	Fi p	Duc
1	54	1E+05	96.96	9E-04	0	1.00	1	93	1E+05	93.09	9E-04	0	1.00
2	57	1E+05	135.30	0.001	0	1.00	2	96	1E+05	129.00	0.001	0	1.00
3	60	1E+05	131.60	0.001	0	1.00	3	99	1E+05	162.70	0.002	0	1.00
4	63	1E+05	199.30	0.002	0	1.00	4	102	1E+05	203.00	0.002	0	1.00
5	66	1E+05	189.50	0.002	0	1.00	5	105	1E+05	195.20	0.002	0	1.00
6	69	2E+05	354.90	0.001	9E-04	1.63	6	108	2E+05	348.50	0.001	0.001	1.76
7	72	2E+05	348.50	0.001	5E-04	1.34	7	111	2E+05	344.60	0.001	3E-04	1.24
8	75	2E+05	354.20	0.001	6E-04	1.43	8	114	2E+05	348.10	0.001	6E-04	1.44
9	78	2E+05	353.50	0.001	8E-04	1.55	9	117	2E+05	349.10	0.001	8E-04	1.57
10	81	1E+05	177.20	0.002	0	1.00	10	120	1E+05	173.70	0.002	0	1.00
11	84	1E+05	162.80	0.002	0	1.00	11	123	1E+05	159.30	0.002	0	1.00
12	87	1E+05	104.30	0.001	0	1.00	12	126	1E+05	101.40	1E-03	0	1.00
13	90	1E+05	104.00	0.001	0	1.00	13	129	1E+05	93.05	9E-04	0	1.00

Tabla. 7.2.10 Ductilidad de Rotación en Columnas. Análisis con Restrictores.

Calculo de Ductilidad de Rotación.													
(Con Restrictores)													
Columna Delanteras.							Columna Traseras.						
	No.	(E x l)	Mu	Fi y	Fi p	Duct		No.	(E x l)	Mu	Fi y	Fi p	Duct
1	54	1E+05	70.46	7E-04	0	1.00	1	93	1E+05	67.66	7E-04	0	1.00
2	57	1E+05	154.2	0.001	0	1.00	2	96	1E+05	147	0.001	0	1.00
3	60	1E+05	114.2	0.001	0	1.00	3	99	1E+05	140.9	0.001	0	1.00
4	63	1E+05	174.8	0.002	0	1.00	4	102	1E+05	178	0.002	0	1.00
5	66	1E+05	165.4	0.002	0	1.00	5	105	1E+05	170.3	0.002	0	1.00
6	69	2E+05	354.7	0.001	2E-04	1.15	6	108	2E+05	348.7	0.001	3E-04	1.19
7	72	2E+05	351.2	0.001	3E-04	1.20	7	111	2E+05	354.3	0.001	2E-04	1.16
8	75	2E+05	354.9	0.001	6E-04	1.43	8	114	2E+05	348.8	0.001	7E-04	1.47
9	78	2E+05	353.4	0.001	4E-04	1.29	9	117	2E+05	354	0.001	4E-04	1.26
10	81	1E+05	155.1	0.002	0	1.00	10	120	1E+05	152	0.001	0	1.00
11	84	1E+05	167.6	0.002	0	1.00	11	123	1E+05	164	0.002	0	1.00
12	87	1E+05	95.21	9E-04	0	1.00	12	126	1E+05	92.59	9E-04	0	1.00
13	90	1E+05	102	1E-03	0	1.00	13	129	1E+05	91.82	9E-04	0	1.00

Tabla. 7.2.11 Ductilidad de Desplazamientos en Columnas. Análisis sin Restrictores.

Calculo de Ductilidad de Desplazamiento.													
(Normal)													
Columna Delanteras.							Columna Traseras.						
	Ip	L	Mu	Fi y	Fi p	Duct		Ip	L	Mu	Fi y	Fi p	Duct
1	1.00	4.38	96.96	9E-04	0	1.00	1	1.00	4.29	93.09	9E-04	0	1.00
2	1.00	6.47	135.30	0.001	0	1.00	2	1.00	6.32	129.00	0.001	0	1.00
3	1.00	7.17	131.60	0.001	0	1.00	3	1.00	8.01	162.70	0.002	0	1.00
4	1.00	8.54	199.30	0.002	0	1.00	4	1.00	8.62	203.00	0.002	0	1.00
5	1.00	8.82	189.50	0.002	0	1.00	5	1.00	8.96	195.20	0.002	0	1.00
6	1.00	8.32	354.90	0.001	9E-04	1.21	6	1.00	8.36	348.50	0.001	0.001	1.26
7	1.00	8.49	348.50	0.001	5E-04	1.11	7	1.00	8.43	344.60	0.001	3E-04	1.08
8	1.00	8.66	354.20	0.001	6E-04	1.14	8	1.00	8.57	348.10	0.001	6E-04	1.15
9	1.00	8.5	353.50	0.001	8E-04	1.18	9	1.00	8.41	349.10	0.001	8E-04	1.19
10	1.00	8.43	177.20	0.002	0	1.00	10	1.00	8.34	173.70	0.002	0	1.00
11	1.00	7.94	162.80	0.002	0	1.00	11	1.00	7.85	159.30	0.002	0	1.00
12	1.00	6.21	104.30	0.001	0	1.00	12	1.00	6.12	101.40	1E-03	0	1.00
13	1.00	5.49	104.00	0.001	0	1.00	13	1.00	5.2	93.05	9E-04	0	1.00

Tabla. 7.2.12 Ductilidad de Desplazamientos en Columnas. Análisis con Restrictores.

Calculo de Ductilidad de Desplazamiento.													
(Con Restrictor)													
Columna Delanteras.							Columna Traseras.						
	Ip	L	Mu	Fi y	Fi p	Duct		Ip	L	Mu	Fi y	Fi p	Duct
1	1.00	4.38	70.46	7E-04	0	1.00	1	1.00	4.29	67.66	7E-04	0	1.00
2	1.00	6.47	154.2	0.001	0	1.00	2	1.00	6.32	147	0.001	0	1.00
3	1.00	7.17	114.2	0.001	0	1.00	3	1.00	8.01	140.9	0.001	0	1.00
4	1.00	8.54	174.8	0.002	0	1.00	4	1.00	8.62	178	0.002	0	1.00
5	1.00	8.82	165.4	0.002	0	1.00	5	1.00	8.96	170.3	0.002	0	1.00
6	1.00	8.32	354.7	0.001	2E-04	1.05	6	1.00	8.36	348.7	0.001	3E-04	1.07
7	1.00	8.49	351.2	0.001	3E-04	1.07	7	1.00	8.43	354.3	0.001	2E-04	1.06
8	1.00	8.66	354.9	0.001	6E-04	1.14	8	1.00	8.57	348.8	0.001	7E-04	1.16
9	1.00	8.5	353.4	0.001	4E-04	1.10	9	1.00	8.41	354	0.001	4E-04	1.09
10	1.00	8.43	155.1	0.002	0	1.00	10	1.00	8.34	152	0.001	0	1.00
11	1.00	7.94	167.6	0.002	0	1.00	11	1.00	7.85	164	0.002	0	1.00
12	1.00	6.21	95.21	9E-04	0	1.00	12	1.00	6.12	92.59	9E-04	0	1.00
13	1.00	5.49	102	1E-03	0	1.00	13	1.00	5.2	91.82	9E-04	0	1.00

Fig. 7.2.13 Obtención del Factor de Ductilidad a través de la interpretación de la Relación Cortante Basal vs. Desplazamiento.

Fila	Desplazamientos Dmax y Dy x (10 ⁻²)											
	Columnas Delateras						Columnas Traseras.					
	Normal			Con Rest.			Normal			Con Rest.		
	Dmax	Dy	Duct.	Dmax	Dy	Duct.	Dmax	Dy	Duct.	Dmax	Dy	Duct.
6	2.34	1.59	1.47	1.78	1.51	1.18	2.32	1.48	1.57	1.78	1.51	1.18
7	2.03	1.38	1.47	1.89	1.67	1.13	2.03	1.53	1.33	1.89	1.67	1.13
8	1.77	1.22	1.45	2.21	1.52	1.45	1.77	1.22	1.45	2.21	1.52	1.45
9	2.33	1.61	1.45	2.04	1.63	1.25	2.33	1.61	1.45	2.04	1.7	1.20

Fig. 7.2.14 Comparación de procedimientos de obtención del Factor de Ductilidad de Desplazamiento.

Factor de Ductilidad.							
Normal		Con Restrictor		Normal		Con Restrictor	
Col. Delanteras		Col. Delanteras		Col. Delanteras		Col. Delanteras	
1 ^{ero}	2 ^{do}	1 ^{ero}	2 ^{do}	1 ^{ero}	2 ^{do}	1 ^{ero}	2 ^{do}
1.47	1.21	1.18	1.05	1.57	1.26	1.18	1.07
1.47	1.11	1.13	1.07	1.33	1.08	1.13	1.06
1.45	1.14	1.45	1.14	1.45	1.15	1.45	1.16
1.45	1.18	1.25	1.10	1.45	1.19	1.20	1.09

2^{do} - Obtención Previo Conocimiento de la relación Cortante Basal vs. Desplazamiento de la Superestructura.

1^{ero} - Obtención Previo Conocimiento de la relación Momento vs. Rotaciones en la articulación Plástica.

Fig. 7.2.15 Valores extremos de esfuerzos y elongaciones plásticas en restrictores.

ΔG	Pos.	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15
	Esf. (T)	14.40	19.00	19.00	19.00	19.00	19.00	19.00	19.00	19.00	19.00	19.00	19.00	19.00	19.00	19.00
	Tras. Elong. (mm)	0.00	3.12	0.82	11.30	1.19	2.52	0.75	0.85	1.23	2.43	0.59	2.15	2.06	0.28	1.19
	Esf. (T)	14.40	19.00	4.13	19.00	5.67	19.00	3.53	19.00	6.45	19.00	3.51	19.00	10.40	19.00	6.39
20	Del. Elong. (mm)	0.00	2.85	0.00	11.40	0.00	1.81	0.00	0.05	0.00	0.97	0.00	1.05	0.00	1.25	0.00
	Esf. (T)	NA														
	Tras. Elong. (mm)	NA														
	Esf. (T)	NA														
60	Del. Elong. (mm)	NA														

Tras. - Traseros.
Del. - Delanteros.

Fig. 7.2.16 Valores extremos de esfuerzos y elongaciones plásticas en restrictores de Juntas de Dilatación Centrales (7 a la 10).

ΔG	Pos.	7	8	9	10	Dg	7	8	9	10	Dg	7	8	9	10
	Esf. (T)	19.00	19.00	0.09	19.00		19.00	19.00	19.00	19.00		19.00	19.00	19.00	19.00
	Tras. Elong. (mm)	0.02	0.06	0.00	1.50		0.65	0.87	1.34	2.48		0.75	0.85	1.23	2.43
	Esf. (T)	0.83	19.00	0.00	19.00		3.87	19.00	6.64	19.00		3.53	19.00	6.45	19.00
0.00	Del. Elong. (mm)	0.00	0.44	0.00	0.38	0.63	0.00	0.03	0.00	0.95	2.00	0.00	0.05	0.00	0.97
	Esf. (T)	19.00	19.00	19.00	19.00		19.00	19.00	19.00	19.00		NA	NA	NA	NA
	Tras. Elong. (mm)	0.65	0.86	1.31	2.43		0.65	0.85	1.23	2.46		NA	NA	NA	NA
	Esf. (T)	3.83	19.00	7.02	19.00		3.87	19.00	6.64	19.00		NA	NA	NA	NA
0.50	Del. Elong. (mm)	0.00	0.04	0.00	0.96	1.00	0.00	0.03	0.00	0.95	6.00	NA	NA	NA	NA

Unidades de Δg en cm.

Tras. - Traseros.

Del. - Delanteros.

Fig. 7.2.17 Factor de Ductilidad en Dispositivos Restrictores de Juntas 3, 4, 9, 11 y 12.

	3		4		9		11		12	
	Del.	Tras.								
Ductilidad de Desplazamiento.	1	5.15	1.22	1.15	1	1.67	1	2.27	1.29	2.04

Fig. 7.2.18 Desplazamiento Transversal de la superestructura (cm).

Caso		Δg (mm)	6	7	8	9
Normal	Normal	-	2.34	2.03	2.26	2.32
	t (seg)		61.42	59.00	57.98	61.42
Con Restrictor.	Con Restrictor.	0.00	1.83	1.84	2.38	2.10
	Dif. Con Normal (%)		21.79	9.54	-5.50	9.48
	t (seg)		60.46	61.24	61.26	61.24
Con Restrictor.	Con Restrictor.	5.00	1.77	1.94	2.20	2.04
	Dif. Con Normal (%)		24.36	4.62	2.48	12.07
	Dif. Con Rest. $\Delta g = 0.0$ (%)		3.28	-5.43	7.56	2.86
	t (seg)		60.44	61.22	61.26	61.24
Con Restrictor.	Con Restrictor.	6.3	1.7	1.89	2.15	2.04
	Dif. Con Normal (%)		27.35	7.08	4.70	12.07
	Dif. Con Rest. $\Delta g = 0.0$ (%)		7.10	-2.72	9.66	2.86
	t (seg)		60.22	61.24	61.26	61.24
Con Restrictor.	Con Restrictor.	10.00	1.79	1.92	2.21	2.04
	Dif. Con Normal (%)		23.50	5.60	2.04	12.07
	Dif. Con Rest. $\Delta g = 0.0$ (%)		2.19	-4.35	7.14	2.86
	t (seg)		61.22	59.04	61.26	61.24
Con Restrictor.	Con Restrictor.	20.00	1.79	1.92	2.21	2.04
	Dif. Con Normal (%)		23.50	5.60	2.04	12.07
	Dif. Con Rest. $\Delta g = 0.0$ (%)		2.19	-4.35	7.14	2.86
	t (seg)		61.22	59.04	61.26	61.24
Con Restrictor.	Con Restrictor.	60.00	1.79	1.92	2.21	2.04
	Dif. Con Normal (%)		23.50	5.60	2.04	12.07
	Dif. Con Rest. $\Delta g = 0.0$ (%)		2.19	-4.35	7.14	2.86
	t (seg)		61.22	59.04	61.26	61.24

Fig. 7.2.19 Relación entre Magnitud y Momento Sísmico según Escalas Convencionales.

Sismo	Magnitud	Momento Sísmico (Dinas - cm)
1	6.9	2.50 x 10 ²⁶
2	8.5	6.30 x 10 ²⁸

Fig. 7.2.20 Determinación de Ductilidad de Rotación considerando sismo de Magnitud 8.3.

Calculo de Ductilidad de Rotación.													
Sin Restrictor.							Con Restrictor.						
Fila	No.	E x l	Mu	Fi y	Fi p	Duc	Fila	No.	E x l	Mu	Fi y	Fi p	Duc
6	69	243600	354.90	0.0015	0.00062	1.42	6	69	243600	354.20	0.0015	0.00090	1.62
7	72	243600	351.40	0.0014	0.00082	1.57	7	72	243600	351.40	0.0014	0.00097	1.67
8	75	243600	355.10	0.0015	0.00108	1.74	8	75	243600	354.80	0.0015	0.00053	1.36
9	78	243600	352.70	0.0014	0.00086	1.60	9	78	243600	350.60	0.0014	0.00084	1.59

Fig. 7.2.21 Determinación de Ductilidad de Desplazamiento considerando sismo de Magnitud 8.3.

Calculo de Ductilidad de Desplazamiento.													
Sin Restrictor.							Con Restrictor.						
	lp	L	Mu	Fi y	Fi p	Duct		lp	L	Mu	Fi y	Fi p	Duct
6	1.00	8.32	354.90	0.0015	0.00062	1.14	6	1.00	8.32	354.20	0.0015	0.00090	1.21
7	1.00	8.49	351.40	0.0014	0.00082	1.19	7	1.00	8.49	351.40	0.0014	0.00097	1.22
8	1.00	8.66	355.10	0.0015	0.00108	1.24	8	1.00	8.66	354.80	0.0015	0.00053	1.12
9	1.00	8.5	352.70	0.0014	0.00086	1.20	9	1.00	8.5	350.60	0.0014	0.00084	1.19

CAPÍTULO VIII.

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.

8.1 Conclusiones.

En el desarrollo de este trabajo se ha realizado una investigación acerca del comportamiento dinámico no lineal de sistemas de puentes de concreto reforzado. En la modelación de los elementos componentes de los mismos, se considera el comportamiento inelástico con los modelos implementados por el sistema de cómputo IAI-NEABS para las juntas de dilatación y para las columnas componentes de los marcos de la subestructura.

Dos estructuras de puentes recientemente diseñadas fueron estudiadas. La primera de ellas fue diseñada en base a las Normas Técnicas Complementarias para diseño por sismo vigente en la Ciudad de México (RCDF 1993) y en la segunda se consideró un diseño estructural previamente desarrollado por una entidad especializada en el diseño de este tipo de estructuras.

De acuerdo a los resultados de los análisis efectuados, a continuación se pueden puntualizar las siguientes conclusiones:

1. El detallar y analizar adecuadamente las juntas de dilatación influye enormemente en la obtención de una adecuada respuesta sísmica global de sistemas de puentes de Concreto Reforzado. La respuesta de un marco entre dos juntas de dilatación se puede modificar en comparación con la respuesta obtenida del análisis del marco aislado, sin considerar el comportamiento no lineal de la junta de dilatación. Para nuestro caso (caso de estudio 2) la respuesta máxima de desplazamiento para un marco central disminuyó en un 48%.
2. El considerar inadecuadamente la separación o holgura entre las partes adyacentes a una junta trae como consecuencia que se obtenga una fuerza de transferencia irreal entre los marcos componentes del puente, unidos entre sí a través de las llamadas juntas de dilatación. Concretamente, en el caso de estudio 2 se observa que el considerar una adecuada holgura trae como consecuencia que la respuesta máxima de desplazamiento disminuya hasta en un 27.4% (Ver tabla 7.2.18).
3. Los restrictores longitudinales considerados en las juntas de dilatación tienen una importante influencia sobre todo en el caso de puentes de mediana o gran longitud (para el caso 2 se disminuyó la respuesta de desplazamiento hasta en un 27.68% y la de cortante en un 27.10%), no así en el caso de puentes pequeños en los que la influencia es mínima (en el caso 1 se observó una disminución en el desplazamiento máximo de 4.25%).
4. La disposición de dispositivos restrictores en las juntas de dilatación no reduce únicamente de forma global la magnitud de la respuesta (desplazamiento transversal residual de la superestructura y rotaciones

plásticas en la base de la columna), sino que además permite una mayor uniformidad de los valores absolutos de la respuesta. O sea que la respuesta máxima de un signo es muy similar a la respuesta máxima del signo contrario, en los casos en que se considera la existencia de estos dispositivos.

5. En sentido general si la holgura se incrementa se reduce la eficiencia del restrictor, por lo que entonces aumentan los desplazamientos transversales aunque en los casos aquí estudiados no significativamente. Es importante referir que existe una holgura idónea en la que existe un funcionamiento más marcado de los dispositivos restrictores. Se observa en el caso de estudio 2 que las mayores elongaciones en los restrictores se produce con la holgura de 0.63 cm, que para nuestro estudio fue considerada cercana a la holgura idónea. Con esta holgura, se logra la mayor reducción en la respuesta máxima de desplazamiento (hasta en un 9.66%).

Si por el contrario la holgura es muy pequeña el comportamiento de los restrictores no es el óptimo; de esta conclusión se puede deducir que la abertura recomendable es un valor a obtener de un análisis de optimización.

6. El ignorar el comportamiento inelástico de las columnas y de las juntas de dilatación trae como consecuencia que los resultados de la respuesta global en el puente sean poco realistas, sobre todo en el caso de puentes de mediana o gran complejidad.
7. Según los resultados obtenidos, la ductilidad que puede desarrollarse en estructuras de puentes con la tipología como la considerada en el caso de estudio 2 (punto 6.2) es mínima, a pesar de que se supone en teoría de acuerdo al procedimiento de análisis revisado, que ésta debe ser superior (a la considerada en el proceso de diseño estructural). De aquí se concluye que para un adecuado empleo de la filosofía de diseño por desempeño, hay que revisar la estructuración actual de dichas tipologías. Dos recomendaciones al respecto serían: la disminución de las secciones transversales de las columnas más esforzadas, aunque por supuesto, esto influya en el aumento de la cuantía de refuerzo principal, así como el incremento de tipos de secciones, aspecto que no es recomendable dado lo complicado que resulta desde el punto de vista constructivo.

8.2 Recomendaciones.

De acuerdo a lo estudiado en este trabajo se pueden mencionar las siguientes recomendaciones:

1. Efectuar un estudio similar al realizado en este trabajo, en donde se consideren puentes curvos, este aspecto con el objetivo de evaluar el comportamiento tensodeformacional de los dispositivos disipadores de energía en sistemas de puentes con estas características. Por medio de este estudio, se podrá estimar la influencia de estos dispositivos en puentes curvos, con la tipología como la del puente estudiado.
2. Siguiendo el esquema de esta investigación, se recomienda evaluar otras tipologías de sistemas de puentes de concreto reforzada existentes en la zona del Valle de México. Con esta recomendación, será posible evaluar, si lo concluido en el punto anterior de este trabajo, es aplicable a otras de las más comunes tipologías de puentes existente en la zona del Valle.

3. Se propone para el caso de estudio 2 (punto 6.2) desarrollar un rediseño detallado de las columnas y entonces efectuar un nuevo análisis dinámico no lineal, en donde se considere la sección nominal y no la constructiva. Con esto se persigue estimar la ductilidad que podrían desarrollar cada una de las columnas de esta estructura y así poder tener una idea aproximada acerca de las recomendaciones prácticas a considerar en la aplicación consecuente de la filosofía de diseño por desempeño.
4. Valorar algunos otros parámetros de la junta de dilatación: número y propiedades de los dispositivos restrictores, ancho de la junta de dilatación, influencia de la fricción y el impacto, influencia de la llave de cortante, etc.
5. Obtener de un análisis de optimización un procedimiento eficiente para la obtención rápida y adecuada del valor óptimo de la abertura Δg para la tipología de puente estudiada en el caso de estudio 2 (punto 6.2), el valor propuesto podrá ser dependiente de la geometría de la estructura y deberá cumplir además, requisitos constructivos y/o estructurales.

REFERENCIAS.

- Aki, K. (1967)** "The Scaling law of Seismic Spectrum". *J. Geophys. Res.* 72, 1217 - 1231.
- Abbas, S. (1990)** "Nonlinear Analysis of Segmentally Erected Reinforced and Prestressed Concrete Cable Stayed Bridges". Reporte UCB/SEMM - 90/24. Centro de Investigación de Ingeniería Sísmica. Universidad de California en Berkeley.
- Allahabadi, R. y Powell, G. H. (1988)** "DRAIN - 2DX. User Guide". Reporte UCB/SEMM - 88/06. Centro de Investigación de Ingeniería Sísmica. Universidad de California en Berkeley.
- AASTHO (American Association of State Highway and Transportation Officials) (1992)** "Standard Specifications for Highway Bridge". 15^a Edition.
- Ayala, A. G. (1998)** "Evaluación del Desempeño Sísmico de Estructuras - Un Nuevo Enfoque". Conferencia de Ingreso como Académico de Número, Academia Mexicana de Ingeniería. México.
- Bazan, E. y Meli, R (1999)**. "Diseño Sísmico de Edificios". Editorial Limusa S.A. Grupo Noriega Editores. Segunda Reimpresión. México.
- Bresler, B. (1960)** "Design Criteria for Reinforced Columns under Axial Load and Biaxial Bending". *Journal of American Concrete Institute*. Vol. 32, No. 5.
- CALTRANS (1993)** "Bridges Design Specification". Departamento de Transporte de California. Sacramento. CA.
- Calvi, G. M. y Kingsley, G. R. (1995)** "Displacement Based Seismic Design of Multi Degree of Freedom Bridge Structures". *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*. 24 (9) : 1247 - 1266.
- Carr, A. J. (1996)** "RUAMOKO Inelastic Analysis Program". Universidad de Canterbury, Christchurch. Nueva Zelanda.
- Chadwell, Ch. (1990)** "UCFiber versión 1.0 (estudiantil)". Programa de Cómputo. Fundación Nacional de Ciencias y Laboratorio Nacional de Ingeniería Civil. Portugal.
- Chopra, A. (1995)** "Dynamics of Structures. Theory and Applications to Earthquake Engineering" Prentice Hall. Englewood Cliffs, Nueva Jersey.
- Fajfar, P. y Gaspersic, P. (1995)** "The N2 Method for Seismic Damage Analysis of RC Buildings". *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*. Vol. 25, 31-46.

- Fajfar, P. Gaspersic, P. y Drobic, D. (1997)** "A Simplified Nonlinear Method for Seismic Damage Analysis of Structures." Proceeding of the International Workshop on Seismic Design Methodologies for the Next Generation of Codes; Bled, Slovenia. 24 – 27 June 1997. A. A. Balkema International Publishers. Róterdam, Holanda.
- Flores, C. , L. (1997)** "DMC para Windows versión 1.4". Programa de Cómputo. Instituto de Ingeniería – CENAPRED. UNAM. México.
- Freeman, S. A. (1994)** "Capacity Spectrum Method". The Developing Art of Seismic Engineering. Seminario de Otoño, Structural Engineering Assn. Of Northern California. San Francisco Cal.
- Gillies, A. G. (1979)** "Post Elastic Dynamic Analysis of Three – Dimensional Frame Structures". Informe No. 218. Universidad de Auckland. Nueva Zelanda.
- Goel, R. K. (1993)** "Evaluation of Bridge Abutment Stiffness During Earthquakes". Fourth National Workshop on Bridges Research in Progress. Centro Nacional de Investigaciones de Ingeniería Sísmica. Universidad Estatal de Nueva York en Buffalo. Buffalo, NY.
- González, O. M. y Robles, F. (1990)** "Concreto Reforzado". Segunda Edición. Noriega Editores Limusa. México.
- Hank, T. C. y Kananory, H. (1979)** "A Moment Magnitude Scale". J. Geophys. Res. 84, 2348 – 2350.
- Imbsen, R. A., Nutt R. A y Penzien, J. (1978)** "Seismic Response of Bridges - Case Studies". Reporte No. UCB/EERC 78/14. Centro de Investigación de Ingeniería Sísmica. Universidad de California en Berkeley.
- Imbsen, R. A., Penzien, J. y Liu, W. D. (1981)** "NEABS (Nonlinear Earthquake Analysis of Bridges Systems)". Centro de Investigación de Ingeniería Sísmica. Universidad de California en Berkeley.
- Imbsen, R. A. y Penzien, J. (1986)** "Evaluation of Energy Absortion Characteristics of Highway Bridges under Seismic Condition". Partes I y II. Reporte No. UCB/EERC 88/17. Centro de Investigación de Ingeniería Sísmica. Universidad de California en Berkeley.
- Kawashima, K. y Penzien, J. (1976)** "Correlative Investigation on Theoretical and Experimental Behavior of a Model Bridge Structures". Reporte No. UCB/EERC 76/26. Centro de Investigación de Ingeniería Sísmica. Universidad de California en Berkeley.
- López, C. (2000)**; Comunicación personal. Director de Proyectos. Grupo Rioboo SA de CV. México.
- Mota, A. (1993)** "Modelo Analítico no lineal para la Respuesta de Puentes de Concreto ante Sismo". Tesis de Maestría (Estructuras). DEPI. UNAM. México.
- Ordaz, M. y Arboleda, J. (1993)** "Instructivo de los Programas SIMFI2 Y GENBET3". Instituto de Ingeniería. UNAM.

- Park, R. y Paulay, T., (1986)** "Estructuras de Concreto Reforzado". Tercera Reimpresión. Editorial Limusa. México.
- Perez Rocha, L. E. (1998)** "Respuesta Sísmica Estructural de Efectos de Sitio e Interacción Suelo Estructura (Aplicaciones al Valle de México)". Tesis Doctoral (Estructuras). DEPFI. UNAM. México.
- Pisarenko, A., Yakovlev, A. P. y Matvéev. V. V. (1989)** "Manual de Resistencia de Materiales". Segunda Reimpresión. Editorial Mir. Moscú. URSS.
- Powell, G. H. (1993)** "DRAIN - 2DX. Elements Description and User Guide for Element Type01, Type02, Type04, Type. Type06, Type09 and Type15. Version 1.10". Departamento de Ingeniería Civil de California en Berkeley, California.
- Powell, G. H. (1997)** "Concepts and Principles for the Application of Nonlinear Structural Analysis in Bridge Design.". Reporte No. UCB/SEMM-97/08 Centro de Investigación de Ingeniería Sísmica. Universidad de California en Berkeley.
- Priestley, M. J. N., Seible, F. y Calvi, G. M. (1996)** "Seismic Design and Retrofit of Bridges". A Wiley Interscience Publication. NY.
- Quiroz, A. y Ayala, A. G. (2000)** "Rehabilitación Sísmica de Puentes Carreteros" XII Congreso Nacional de Ingeniería Estructural. León. Guanajuato.
- Ramírez, O. (1999).** "Determinación de la Vulnerabilidad Sísmica de Estructuras de Puentes". Tesis Doctoral (Estructuras). DEPFI. UNAM. México.
- RCDF (1993)** "Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal y Normas Técnicas Complementarias RCDF y NTC". Diario Oficial de la Federación. México.
- Rosembueth, E. y Reséndiz, D. (1988)** "Disposiciones Reglamentarias de 1987 para tener en cuenta Interacción Suelo Estructura ". Series del Instituto de Ingeniería. No. 509. UNAM. México.
- Seible, F. (1982)** "Nonlinear Analysis and Ultimate Strength of Multi - Cell Reinforced Concrete Box Girder Bridges". Reporte UCB/SEMM - 82/02 Centro de Investigación de Ingeniería Sísmica. Universidad de California en Berkeley.
- Siddharthan, R. V. y El-Gamal, M. (1994)** "Characterization of Nonlinear Abutment Stiffness for Seismic Design and Retrofit". Fourth National Workshop on Bridges Research in Progress. Centro Nacional de Investigaciones de Ingeniería Sísmica Universidad Estatal de Nueva York en Buffalo. Buffalo. NY.
- Tseng, W. S. y Penzien, J. (1973)** "Analytical Investigation of the Seismic Response of Long Multiple Span Highway Bridges". Reporte No. 73-12. Centro de Investigación de Ingeniería Sísmica. Universidad de California en Berkeley.

Veletzos, A. S. (1977) "Dynamics of Structures - Foundation Systems". Mecánica Geotécnica y Estructural - Volumen en honor a N. M. Newmark. Editorial Prentice Hall, Nueva Jersey, 333 - 361.

Vision 2000 Committee (1985) "Performance based seismic engineering of buildings"; Structural Engineering Association of California (SEAOC).

Williams, D. y Godden, W. G. (1976) "Experimental Model Studies on Seismic Response of High Curved Overcrossings". Reporte No. 76-18. Centro de Investigación de Ingeniería Sísmica. Universidad de California en Berkeley.

Wolf, J. P. (1994) "Foundation Vibration Analysis Using Simple Physical Models". PTR Prentice Hall. Prentice Hall Inc. Englewood Cliffs, NJ.

Yang, Y. S. (1994) "Aspect of Modeling Reinforced Concrete Bridge Structures for Dynamic Time History Analysis". Tesis para la obtención del grado de Doctor en Filosofía en Ciencias de la Ingeniería (Ingeniería Estructural). Universidad de California. San Diego.