



Universidad Nacional Autónoma de México

FACULTAD DE INGENIERÍA

**“ESTUDIOS DE LOS ASPECTOS MÁS IMPORTANTES EN EL
ANÁLISIS DE LA RESPUESTA DINAMICA EN PUENTES
URBANOS”**

T E S I S

PRESENTADA POR:

Felipe Bennetts Toledo

PARA OBTENER EL TÍTULO DE

INGENIERO CIVIL

DIRECTOR: M.I. GERARDO RODRÍGUEZ GUTIÉRREZ



MÉXICO, D.F.

DICIEMBRE 2005



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.

DEDICATORIAS

*A mis padres **Felipe** y **América** y mi hermana **América**; por su apoyo, enseñanzas, paciencia y comprensión en todo momento.*

*A mis **compañeros** de la Facultad de Ingeniería.*

*A mis **amigos de toda la vida**.*

Y a todas aquellas personas que siempre confiaron en mí.

A G R A D E C I M I E N T O S

Al M.I. Gerardo Rodríguez Gutiérrez, por sus enseñanzas, su dirección, apoyo constante y gran paciencia para la realización de este trabajo de tesis.

A mí padre Juan Felipe Bennetts Lara por su apoyo en la realización de este trabajo y a mí madre América Toledo Ríos que siempre ha estado pendiente de mí.

A M.I. Miguel Ángel Rodríguez Vega, Ing. Ernesto René Mendoza Sánchez, Ing. Miguel Ángel Rodríguez Vega, Ing. Juan Luís Umaña Romero, por sus observaciones y revisión del documento.

A Baruo Daniel Aldama Sánchez, Edgar Castro Santiago, José Camargo Pérez, Jhave David Álvarez Torres Valle, Carlos Alonso Cruz Noguez, Ponciano Trinidad, Miguel Ángel Mendoza, y a todo el personal de Instituto de Ingeniería de la UNAM que participo su contribución en la realización de las pruebas de campo.

Al Instituto de Ingeniería de la Universidad Nacional Autónoma de México, por las facilidades otorgadas para la realización de este trabajo.

Y en especial a la Universidad Nacional Autónoma de México, por ser mi segundo hogar.

Si tu problema tiene solución ¿para qué te preocupas? . Y si tu problema no tiene solución ¿para qué te preocupas?

Proverbio chino.

INDICE

Introducción	1
Objetivos y alcance	2
1. Tendencias actuales en el análisis dinámico de puentes urbanos	3
1.1. Tendencias a nivel mundial	3
1.1.1. El caso de Estados Unidos de Norteamérica	4
1.1.1.1. Breve reseña histórica (ACI 341.2-97)	4
1.1.1.2. Códigos o reglamentos actuales y manuales (ACI 341.2-97)	5
1.1.1.3. Análisis (ACI 341.2-97)	10
1.1.1.3.1. Aportación sísmica	10
1.1.1.3.2. Métodos espectrales de modo-simple	10
1.1.1.3.3. Método espectral multimodal	12
1.1.1.3.4. Análisis en el paso del tiempo	13
1.1.1.3.5. Análisis no lineal	13
1.2. El caso en México	14
2. Métodos experimentales para la obtención de la respuesta dinámica	15
2.1. El método de la vibración ambiental	15
2.1.1. Antecedentes	15
2.1.2. Objetivos	16
2.1.3. Metodología utilizada	17
2.2. Pruebas bajo cargas estáticas y dinámicas	17
2.2.1. Pruebas de carga estática	18
2.2.2. Pruebas de carga dinámica	19
2.2.2.1. Medición de la carga dinámica	20
2.2.2.2. Frecuencia fundamental de puentes	21
2.2.2.3. Rugosidad de la superficie de rodamiento	21
2.2.2.4. Velocidad de vehículo	23
2.2.2.5. Efecto de impacto de cargas móviles	23
2.3. Pruebas de tracción	24
3. Métodos analíticos para la obtención de la respuesta dinámica	27
3.1. Análisis elástico lineal	27
3.1.1. Principales aspectos del análisis elástico-lineal	28
3.1.1.1. Esfuerzos de elementos de materiales elásticos y lineales (formula de la escuadría y diagrama momento-curvatura)	28
3.2. Análisis inelástico	31
3.2.1. Principales aspectos del análisis inelástico	31
3.2.2. Relación momento-curvatura	32
3.2.3. Métodos para la determinación de desplazamientos laterales inelásticos en columnas de puentes urbanos	36
3.3. Consideraciones de los efectos de Interacción Suelo-Estructura (ISE)	40
3.3.1. Antecedentes	40

3.3.2. Factores que contribuyen a la interacción dinámica de suelo-estructura en puentes	40
3.3.3. Efectos de la ISE	41
3.3.4. Descripción de la problemática	42
3.3.5. Principales métodos para considerar los efectos ISE en puentes urbanos	43
3.3.6. Metodología para considerar que tan benéfico o perjudicial son los efectos ISE en puentes urbanos	43
3.3.6.1. Ductilidad en soportes flexibles de estructuras (columna)	43
4. Ejemplos de aplicación	47
4.1. El caso de los tramos de Barranca del Muertos y San Jerónimo	47
4.1.1. Descripción de los tramos en estudio	47
4.1.2. Pruebas experimentales en el tramo Barranca del Muerto	53
4.1.2.1. Programa de pruebas	53
4.1.2.2. Análisis e interpretación de resultados	57
4.1.3. Pruebas experimentales en el tramo San Jerónimo	72
4.1.3.1. Programa de pruebas	73
4.1.3.2. Análisis e interpretación de resultados	75
4.1.4. Estudio analítico	85
4.1.4.1. Metodología de análisis	85
4.1.4.2. El caso inelástico	92
4.1.4.3. Considerando efectos ISE	93
5. Conclusiones	94
Anexo 1 Modelo simplificado de Luco (Luco, 1980 y Luco et al, 1987)	96
Anexo 2 Dispositivo experimental para capturar las señales	98
Anexo 3 Cargas de la estructura por concepto	99
Referencias	102

**ESTUDIOS DE LOS ASPECTOS MÁS IMPORTANTES EN EL ANÁLISIS DE LA
RESPUESTA DINÁMICA EN PUENTES URBANOS**

INTRODUCCIÓN

Si bien, en muchos países de América Latina y en particular en México, los puentes urbanos se han comportado de una manera razonable ante la ocurrencia de eventos sísmicos, sin embargo, no existe una reglamentación adecuada para su análisis, diseño y construcción. Es muy común que en la práctica se diseñe y analice con normas extranjeras como es el caso en nuestro país. Debido a la importancia y magnitud de este tipo de estructuras y a que nuestro país no cuenta con una normatividad adecuada para poder analizar este tipo de estructuras, surge la necesidad de conocer la seguridad estructural de estas obras. Sumado al auge de puentes vehiculares que se han construido durante los últimos años en la ciudad de México, se ha despertado un gran interés por realizar investigaciones que contribuyan a profundizar sobre el comportamiento de este tipo de estructuras, sobre todo ante solicitaciones de carácter dinámico, como los son los sismos y el tránsito vehicular. En esta tesis se intenta compilar los aspectos más importantes en el análisis dinámico de puentes urbanos así como las metodologías más usadas para la obtención de los parámetros que rigen el comportamiento dinámico

En el primer capítulo se explican las tendencias actuales en el análisis dinámico de puentes urbanos, donde se resaltan los criterios utilizados en Estados Unidos de Norteamérica, ya que en México es una práctica común el uso de sus especificaciones y normatividades para el análisis y diseño de puentes urbanos, tal es el caso de las ASSTHO, ASSTHO LRFD, Caltrans, ATC-32, entre otras.

En el segundo capítulo se describen los métodos y pruebas experimentales más comunes usadas en el mundo para obtener la respuesta dinámica en puentes urbanos. Las pruebas que van a ser descritas son: vibración ambiental, pruebas estáticas y dinámicas de carga y pruebas de tracción.

En el tercer capítulo se estudian los métodos analíticos y las consideraciones que se toman en cuenta de manera práctica para la obtención de la respuesta de este tipo de estructuras. Primero, se estudian las bases para el análisis en el rango elástico lineal y posteriormente poder pasar al estudio de la respuesta en el rango inelástico de los principales elementos estructurales de un puente. En este trabajo se busca describir de la manera más detallada posible, los métodos que se utilizan en la práctica para la obtención de los desplazamientos en el rango inelástico de puentes urbanos, debidos a cargas sísmicas y de tránsito vehicular. Posteriormente, se intenta considerar a los efectos de Interacción Suelo-Estructura (ISE) en la respuesta de este tipo de estructuras y a través de una propuesta metodológica determinar su comportamiento.

En el cuarto capítulo se emplean las ideas desarrolladas en los capítulos anteriores para poder aplicarlas en el estudio de dos tramos del segundo piso del Periférico, en los cuales el Instituto de Ingeniería de la Universidad Nacional Autónoma de México (UNAM) realizó una serie de pruebas experimentales para determinar su comportamiento y respuesta dinámica. En este sentido, se utilizan algunos de los parámetros dinámicos más importantes

obtenidos experimentalmente y sus periodos de vibrar de los tramos en estudio, para realizar sencillos estudios analíticos, pero de los cuales se obtiene información relevante. Además, se estiman de manera simplificada los efectos de interacción suelo-estructura (ISE) en puentes y se comenta su influencia en el comportamiento estructural de este tipo de sistemas estructurales, donde el comportamiento de las columnas es de suma importancia.

Objetivos y Alcance.

En esta tesis se presenta un análisis de los principales aspectos a considerar en el análisis dinámico de puentes urbanos. Se busca con ello una manera práctica y sencilla de poder realizar un análisis práctico de los posibles efectos que conlleva el desplazamiento de las columnas del puente en su dirección transversal. Para ejemplificar esto se tomarán las columnas para el tramo de Barranca del Muerto (B174) y San Jerónimo (B55). Estos dos tramos son sistemas estructurales idénticos, ya que los dos están constituidos por un sistema de zapatas, columnas y trabe tipo T, la única variación que presentan es una pequeña diferencia en la longitud de sus columnas, debido al desnivele del terreno.

El primer objetivo de este trabajo fue hacer una revisión bibliográfica sobre el estado actual de los métodos de análisis y diseño de puentes urbanos, que sirvió para visualizar y tener una clara idea de lo que se hace en la actualidad en el análisis, diseño y revisión de puentes urbanos.

Posteriormente, se buscó dar un panorama en cuanto a la realización de pruebas experimentales a las que pueden ser sometidos los puentes urbanos para determinación de sus principales propiedades dinámicas, comportamiento estructural y efectos ISE. En este caso se toma como ejemplo el estudio realizado por el Instituto de Ingeniería de la UNAM al segundo piso del periférico.

El objetivo final fue realizar un estudio simplificado del comportamiento del sistema estructural en el rango elástico lineal e inelástico, usando modelos analíticos simplificados para poder determinar que tan significativos (benéficos o perjudiciales) son los efectos de interacción suelo-estructura en este tipo de estructuras. En esta tesis sólo se estudiará el caso simplificado propuesto por Mylonakis y Gazetas (2000), el cual su estudio se centra en que tan benéfico o perjudicial resultan los efectos ISE en el comportamiento de columnas de puentes urbanos así como del mismo sistema estructural.

1. TENDENCIAS ACTUALES EN EL ANÁLISIS DINÁMICO DE PUENTES URBANOS

El principal objetivo de los códigos o reglamentos de diseño y análisis de puentes urbanos, es evitar el colapso de las estructuras bajo el sismo de diseño. Es bien sabido que los códigos están diseñados para permitir cierto grado de daño, ya que si se diseñan las estructuras para que soporten toda la energía generada por el sismo, esto sería incosteable ya que las estructuras resultarían muy robustas. Es por esto que este daño es limitado ante todo por el comportamiento dúctil de la columna. Estos elementos del puente dejan ver los efectos producidos por el sismo con una relativa facilidad, ya que con una simple inspección se puede determinar si es factible su reparación. Daños no deseados se presentan cuando: la columna, la cimentación y los conectores fallan, además de pérdida de los soportes de la viga (ACI 341.2R-97 1997).

El desempeño de la estructura indica que tan importante es el modelado correcto del sistema. El cálculo de las propiedades mecánicas, de las deformaciones esperadas y de la predicción del mecanismo de colapso está directamente relacionado con el adecuado comportamiento del sistema en conjunto.

La evaluación estructural de un puente en su totalidad es un reto sin garantías. La evaluación típica es llevada a cabo hasta las últimas condiciones y el análisis límite se lleva a condiciones progresivas de falla antes del colapso de la estructura. Los reglamentos basados en métodos tradicionales no permiten el exacto comportamiento del sistema en conjunto. El comportamiento interno de cada una de las estructuras requiere de una evaluación cuidadosa y de experiencia. En muchos casos un simple modelo no describe con exactitud el comportamiento total del sistema. Es por eso que es necesario hacer modelos que proporcionen la falla del sistema de una manera progresiva, para así poder determinar el probable comportamiento, aunque en unos casos es necesario un modelado no lineal del sistema para poder determinar de una manera apropiada el comportamiento total del puente (ACI 341.2R-97 1997).

1.1. Tendencias a nivel mundial

Sólo se abordará en esta parte el caso de los Estados Unidos de Norteamérica ya que es el de más trascendencia para nuestro país debido a que la mayoría de los puentes construidos en México se han diseñado por medio del uso de sus normas y reglamentos, al final de esta sección se presenta una tabla resumen de las metodologías empleadas por los Estados Unidos de Norteamérica, Europa y Japón y en la bibliografía se mencionaran algunos artículos haciendo referencia al análisis sísmico dinámico en Japón y Europa donde se obtuvo información para realizar la tabla 1.1.

1.1.1. El caso de Estados Unidos de Norteamérica

1.1.1.1. Breve reseña histórica (ACI 341.2R-97 1997)

El primer reglamento de diseño de puentes fue publicado en 1931 por la American Association of Highway Officials (ASSHO), que tiempo más tarde cambió a American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO). Este reglamento y las subsecuentes ediciones previas a 1941, no trataban el comportamiento sísmico de los puentes. Las ediciones de la (ASSHO) de 1941, 1944 y 1949 mencionaban cargas sísmicas, pero simplemente planteaban que las estructuras deberían ser lo suficientemente proporcionadas para soportar la fuerza sísmica. Estos códigos no proporcionaban la manera de determinar las fuerzas sísmicas que debían de aplicarse a la estructura para su diseño.

El California Department of Transportation (CALTRANS) fue la primera organización dentro de los Estados Unidos de Norteamérica en desarrollar un criterio sísmico de diseño para puentes. El reglamento desarrollado por CALTRANS formulaba el primer reglamento para el diseño de puentes en 1940 y la edición de 1943 incluía niveles de fuerzas específicas debidos a la cimentación. En el años de 1965, el Structural Engineers Association of California (SEAOC) adoptó medidas precautorias en donde las fuerzas con las que eran diseñadas las estructuras variaban y dependían del tipo de estructura. Después del terremoto de San Fernando en 1971 donde muchos puentes urbanos y carreteros se colapsaron, los reglamentos para diseño específico de puentes fueron modificados y con esto el método para determinar el nivel de las fuerzas de diseño fue más riguroso. Más importante que esto, fue el desarrollo de nuevas teorías para poder determinar el comportamiento de los puentes, y así formar una base más científica en el reglamento sísmico, en donde los temas de mayor interés de estudio a desarrollar fueron atenuación del movimiento del suelo, efectos del suelo y respuesta dinámica de la estructura. Estos esfuerzos dieron al surgimiento del llamado “ARS Spectra”, donde A, R, y S se refiere a: la máxima aceleración supuesta del lecho de roca (A), la respuesta normalizada de la roca (R), y la relación de ampliación del espectro del suelo (S).

Un esfuerzo mayor de investigación, encabezado por Applied Technology Council (ATC) y patrocinado por la National Science Foundation, dio como resultado de esas investigaciones la publicación ATC-3, Tentative Provisions for Development of Seismic regulations for Buildings. Estudios similares fueron hechos por la Federal Highway Administration y publicado en 1981 en la ATC-6, Seismic Design Guidelines for Highway Bridges, estas dos publicaciones fueron la pauta para muchas más investigaciones hechas especialmente por agencias estatales y federales, consultores en ingeniería e investigadores. Las recomendaciones de la ATC-6 representan el estado del arte en ingeniería de puentes urbanos y carreteros a solicitaciones sísmicas (ACI 341.2R-97 1997).

Las recomendaciones de la ATC-6 incorporan el espectro de respuesta elástico, con factores de ajuste (R), donde considera redundancia, ductilidad y esfuerzo producido por varios sistemas estructurales. En estas publicaciones, la primer premisa antes de la práctica previa fue: 1.- énfasis en la ductilidad para permitir acomodo de los miembros plastificados, 2.- énfasis en la real durabilidad de estructuras con menos daño permitido y 3.- sentar los requerimientos en la especificación de puentes.

1.1.1.2. Códigos o reglamentos actuales y manuales (ACI 341.2R-97 1997)

AASHTO

Las normas AASHTO para diseño de puentes adoptó las especificaciones de la ATC-6 casi sin ningún cambio, como un estándar específico en 1991, y finalmente como parte del “Standar Specifications for Highway Bridges” en el año de 1992. Centrándose en los siguientes conceptos básicos de seguridad:

- El peligro a vidas humanas debe ser minimizado
- Los puentes deben sufrir cierto daño, pero con una baja probabilidad de colapso
- Las partes esenciales de los puentes deben ser mantenidas en buen estado
- El diseño por movimiento del suelo debe tener una baja probabilidad de ser excedida durante la vida del puente (10 por ciento de probabilidad de ser excedida en 50 años o 475 años de periodo de retorno).
- Estas recomendaciones de seguridad deben ser aplicadas a todo los Estados Unidos.
- El ingenio para el diseño no es restringido por esas normas.

CALTRANS

Las normas CALTRANS tienen bases similares a las recomendaciones de la ATC-6 , pero el ARS espectro de respuesta elástica es basado en el número máximo de eventos creíbles (10 por ciento de probabilidad de ser excedido en 250 años). El espectro de diseño de las CALTRANS es elástico y los momentos elásticos son reducidos por factores (factor “Z”).

NCHRP 12-33 / AASHTO LRFD Specification

NCHRP (National Cooperative Highway Research Program) proyecto 12-33 fue adoptado por las normas AASHTO como la carga de seguridad y el factor resistente de diseño (LRFD), donde estas especificaciones fueron las que eventualmente reemplazaron a las especificaciones de la ASSHTO (ASSHTO, 1996). Estas fueron las intenciones de la comisión de desarrollo para las nuevas AASHTO LRFD. Estas nuevas normas tienen parte de las ya existentes normas sísmicas de la ASSHTO y a su vez al mismo tiempo es más completa ya que esta actualizada a las nuevas técnicas de análisis. Donde las principales áreas fueron incluidas como las siguientes:

Efectos de Sitio:

Las dramáticas amplificaciones de sitio pueden verse en los casos de los terremotos de la Ciudad México de 1985 y de Loma Prieta en Octubre de 1989. Las especificaciones de puentes LRFD propone diferentes coeficientes sísmicos para distintos tipo de suelo y un coeficientes de repuesta sísmica (espectro de respuesta) para suelo blando.

Consideraciones importantes:

Tres niveles de importancia han sido definidos en las nuevas normas: “Crítico”, “Esencial” y “Otro”. La importancia del nivel es usado para especificar el grado de daño permitido haciendo cambios a las fuerzas con los factores de reducción (R). Para los puentes el estado “Crítico” el factor de reducción establecido es de 1.5 para mantener una respuesta elástica bajo un evento sísmico. Para las estructuras el estado “Esencial” el factor de reducción varía de 1.5 a 3.5 para varios componentes del puente y para los puentes el estado “Otro” el factor de reducción varía desde 2.0 a 5.0 para varias componentes del puente.

Análisis sísmico y manuales de diseño

Las FHWA distribuyó cinco manuales de diseño que sirven como referencia autoritaria en el diseño y análisis sísmico. Estos manuales proveen una fuente práctica para los diseñadores y sirven como normas complementarias para las normas de diseño:

- “Seismic Design and Retrofit Manual for Highway Bridges,” FHWA-IP-87-6
- “Seismic Retrofitting Guidelines for Highway Bridges,” FHWA/RD-83/007
- “Seismic Design of Highway Bridge Foundations”, (3 volumes): FHWA/RD-86/101, FHWA/RD-86/102 y FHWA/RD-83/007, junio de 1986.
- “Seismic Design of Highway Bridge Training Course Participant Workbook,” 1991, Imbsen & Associates.
- “Seismic Retrofitting Manual for Highway Bridges,” FHWA/RD-94/052, Mayo 1995.

ATC-32

La Applied Technology Council (ATC) publicó mejoras al criterio de diseño sísmico para los puentes en California, incluyendo nuevos estándares, criterios de rendimiento, especificaciones y nuevas prácticas para el diseño de nuevos puentes en California (Applied Technology Council, 1996). Este proyecto de las normas ATC terminó al incorporar investigaciones recientes así como observaciones en terremotos recientes para identificar varias mejoras a las normas actuales CALTRANS Bridge Design Specifications (BDS), el cambio propuesto se resume en lo siguiente:

- Considerar dos terremotos de diseño, bajo ciertas circunstancias: Evaluación segura del terremoto y evaluación funcional del terremoto. La evaluación segura del terremoto es definido como el “máximo terremoto creíble”. Esta posible alternativa puede ser definida probabilísticamente como un terremoto de 1000 años de periodo de retorno. La evaluación funcional del terremoto es un nuevo intento de definición de carga que representa un terremoto con razonable probabilidad de que ocurra durante la vida útil del puente. Debido a que ninguna evaluación estándar de terremotos ha sido definida, es por esto que debe ser determinado caso por caso basándose a través de estudios específicos de sitio. El propósito de hacer esta diferencia es asignar un criterio de nivel de desempeño para un nivel realista del terremoto. El nivel de desempeño es definido en dos criterios, el nivel de servicio de la estructura inmediatamente seguido del terremoto y la extensión y reparabilidad del daño.

- CALTRANS actualmente usa el espectro de diseño (curvas ASR) que es el producto de la máxima respuesta de la aceleración del suelo (A) , la respuesta normalizada del suelo (R) y la relación de amplificación del suelo (S). El desarrollo de nuevos espectros de diseño, como parte de la ATC-32, representa mejoras como la alta aceleración producida por diferentes fuentes con diferentes magnitudes de terremotos.
- Actualmente los procedimientos sísmicos, incluyendo los del CALTRANS, enfatizan en el diseño por medio de fuerzas sísmicas que son ajustadas por factores de ductilidad, para dar un diseño aceptable. En la actualidad los desplazamientos relativos son la principal respuesta sísmica para determinar el desempeño de la estructura. Aunque la ATC-32 conserva la fuerza propuesta de diseño, utiliza nuevos factores de modificación de respuesta (factor “Z”) y nuevas técnicas de modelado que consideran desplazamientos más exactos.
- La ACT-32 trata el tema de las cimentaciones, pero cabe aclarar que no da una verdadera descripción y pauta para el diseño y análisis, es por esto que se centra en el análisis de la resistencia lateral del puente, efectos de amortiguamiento del suelo, cimentaciones hechas en sitio, pilotes convencionales y la dispersión del equilibrio.
- Muchos aspectos del diseño de concreto están en la ATC-32. Esto incluye diseño de elementos dúctiles, diseños sin ductilidad de los elementos usando la capacidad de diseño aproximado y el detallado de elementos del puente de concreto reforzado para resistencia sísmica.

La ATC-32 busca conseguir el desarrollo de un extenso criterio de diseño para puentes que pueda ser usado por cualquier proyectista o diseñador y de esta manera pueda ser aplicado de una manera uniforme a todos los puentes (ACI 341.2R-97).

En la tabla 1.1 se resumen las metodologías más usadas por los países para llevar a cabo el análisis y diseño de puentes urbano carreteros.

Tabla 1.1. Metodologías de las diferentes normas para el diseño de puentes urbanos carreteros

Característica		AASHTO	AASHTO-LRFD	CALTRANS	JAPAN
1. Generalidades	a. Filosofía de diseño	Resistir sismos menores dentro del rango elástico sin sufrir daños. Resistir sismos moderados dentro del rango elástico con algún daño reparable. Resistir sismos severos sin llegar al colapso del conjunto o una parte del puente.	Resistir sismos moderados dentro del rango elástico con algún daño reparable. Resistir sismos severos sin llegar al colapso del conjunto o una parte del puente.	Implica integridad estructural, sin colapso durante un movimiento sísmico. Adecuada capacidad de ductilidad.	Reparación ante sismos moderados y pequeños. Evitar el colapso durante sismos extraordinarios.
2. Carga Sísmica.	a. Respuesta sísmica	Diseño elástico Espectral	Diseño elástico Espectral	Diseño elástico Espectral	Diseño elástico Espectral para magnitudes de evento de 8 +/-
	b. Período de retorno.	475 años	475 años, específica que puede ser mayor	No define. De acuerdo a la sismicidad e importancia del puente.	No define.
	c. Factor Zona	Mapa de contorno de probables en roca	Mapa de contorno de aceleraciones máximas	Mapa de contorno de aceleraciones máximas y un promedio de una función de atenuación a la distancia de la falla.	Mapa de factor de modificación de zona.
	d. Consideraciones de importancia.	Dos categorías: esenciales y otros.	Tres categorías: críticos, esenciales y otros.	No se encuentra dentro de las especificaciones.	Factor de modificación de importancia basado en una particularidad del puente
	e. Efectos de sitio	Cuatro tipos de perfil de suelo.	Cinco tipos de perfil de suelo.	Tres tipos de perfil de suelo.	Tres tipos de perfil de suelo.
	f. Factor de modificación (R)	No considera la clasif. Por importancia	Considera la clasif. Por importancia	Considera demandas de ductilidad.	Exigentes en zonas de alta sismicidad.
	g. Amortiguamiento	5% del crítico			

Tabla 1.1. (Continuación) Metodologías de las diferentes normas para el diseño de puentes

3. Análisis.	a. Selección del método.	Depende de la categoría de comportamiento sísmico.	Depende de la regularidad y importancia del puente	Basado en la complejidad de la estructura
	b. Estático equivalente	Carga uniforme lateral		Método del pórtico con carga estática.
	c. Dinámico elástico	Análisis multimodal (respuesta espectral), también Tiempo-Historia.		
	d. Estático Inelástico	No requiere	No requiere	Solo casos especiales.
	e. Dinámico Inelástico	No requiere	No requiere	Solo casos especiales.
	f. Combinación direccional.	Caso 1: L+0.3.T Caso 2: T+0.3.L		Cargas longitudinal y transversal examinadas separadamente
4. Efectos Sísmicos.	a. Fuerza de diseño	Reducido por un valor de R	Considera ductilidad y riesgo	Fuerzas elásticas afectadas por valores de ductilidad.
	b. Desplazamiento	Elásticos	Elásticos	No específica.
	c. Ancho de apoyo mínimo.	Evaluado para acciones sísmica, y de acuerdo a condiciones de tramo.		No específica.

1.1.1.3. Análisis (ACI 341.2R-97 1997)

1.1.1.3.1. Aportación sísmica

Análisis de espectro de respuesta

La historia completa del sismo es rara vez requerida para el diseño de puentes, el valor máximo de la respuesta es usualmente suficiente. La respuesta de cada modo de vibrar puede ser calcula usando un sistema de un grado de libertad (SDF). La máxima respuesta de estos modos de vibrar puede ser obtenida por el espectro de respuesta del terremoto y el modo máximo puede ser combinado para obtener estimaciones de la respuesta máxima de la estructura. De todos modos hay que señalar que no son los valores exactos del total de la respuesta, pero son buenas estimaciones.

Análisis del paso del tiempo

Este análisis requiere una detallada descripción de como varia la aceleración del suelo para todos los soportes. Es sabido que no es posible determinar la posible aceleración del suelo en un sitio en particular. Esta incertidumbre es disminuida usando por lo menos cinco movimientos de suelo o historias de aceleración que representen la sismicidad del sitio, para así poder dar una estimación más precisa de cómo se propaga el movimiento de las ondas en el sitio.

Análisis de la aceleración vertical

Mediciones del suelo durante terremotos indican que las estructuras están sometidas a tres componentes ortogonales del movimiento (horizontal, transversal y vertical). No hay evidencia que demuestre que la falla principal en los puentes sea por la componente vertical de la aceleración del suelo. Como resultado de esto, los reglamentos y normas actuales generalmente desprecian el efecto de la componente vertical o indican que no es necesario hacer análisis detallado en esa dirección.

1.1.1.3.2. Métodos espectrales de modo-simple

Los métodos espectrales de modo-simple es posibles usarlos como diseño final de puentes simples o diseños preliminar de puentes complejos. Es una buena aproximación para la respuesta de puentes rectos sin alto grado de rigidez o irregularidad de masa (fig. 1.1.1.).

Los métodos espectrales de modo-simple puede ser generalmente usados con cierta exactitud cuando el índice de rigidez $W1/W2 \leq 2$, donde

$W1$ = Carga transversal uniforme que produzca un máximo de desplazamiento lateral de 1" pulg (25mm) al nivel de la superestructura considerando la rigidez de la superestructura y de la subestructura

$W2$ = Carga transversal uniforme que produce un máximo de desplazamiento lateral de 1" pulg (25mm) al nivel de la superestructura considerando solo la rigidez de la superestructura.

El método de modo-simple espectral es adecuado solo para estas estructuras con claros balanceados y columnas con rigidez iguales. Para otros casos es necesario hacer un análisis espectral multimodal (ACI 341.2R-97 1997).

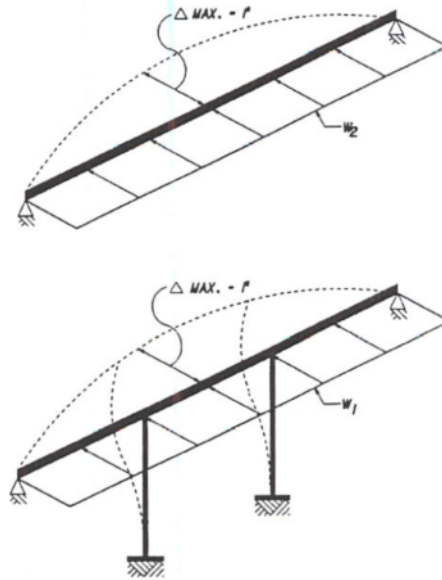


Figura 1.1.1. Definición del índice de rigidez (ACI 341.2R-97 1997)

Método “Lollipop” (paleta Tutsypop o péndulo invertido)

Este método modela la estructura en total como una paleta Tutsypop, es decir, como un péndulo invertido. La gran ventaja de este método es que no requiere de una computadora para su análisis. El único inconveniente es que desprecia el efecto de continuidad del puente. Por consiguiente es inadecuado no contar con las fuerzas distribuidas de sismo en la estructura y esto hace que se obtengan valores con poca exactitud de la fuerza sísmica. (fig 1.1.2.).

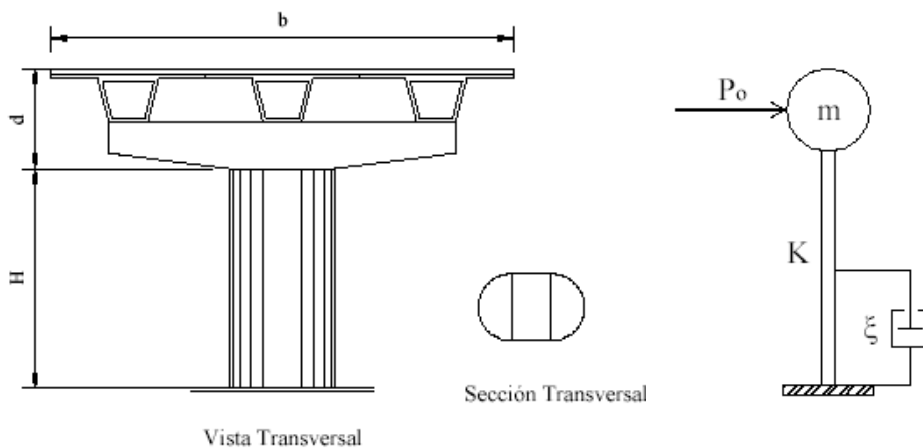


Figura 1.1.2. Modelo “Lollipop” (Paleta Tutsypop o péndulo invertido) (ACI 341.2R-97 1997)

Método de cargas uniformes

Este método es recomendado por las ASSHTO 1991 y las CALTRANS. El método consiste básicamente en determinar la rigidez total equivalente de la estructura por el efecto de una fuerza horizontal que produzca un desplazamiento de 1'' pulg (25mm) en la estructura. Esta rigidez es usada con la masa total para determinar el periodo fundamental, que después es usado para ser poseionado en el espectro de diseño para determinar la fuerza sísmica equivalente. Esta fuerza es convertida a una fuerza uniformemente distribuida para ser reaplicada en el puente y así poder determinar la fuerza sísmica en los miembros del puente. Este método no es muy recomendado para puentes de forma irregular, tales como, puentes curvos y puentes con juntas de expansión.

Método coordinado generalizado

Este método provee de buenos valores aproximados en la determinación de la respuesta dinámica sísmica usando el método estático equivalente y es recomendado por las normas ASSHTO. Este método es basado en principios de Rayleigh sobre la energía. Se basa en que la frecuencia natural es supuesta como una forma de vibrar de la estructura. Esta supuesta forma de vibrar puede ser aproximadamente determinada con la forma de deflexión asociada por la carga muerta de la estructura aplicada en la dirección de interés. Las cargas deben ser aplicadas en la misma dirección como la deflexión anticipada. La máxima energía potencial y cinética asociada con esta forma de vibrar puede ser usada para obtener la frecuencia natural de vibrar, que es usada después en el espectro de respuesta (similar al método de fuerzas uniforme) y así poder determinar la fuerza sísmica equivalente. Esta fuerza es reaplicada al puente como una fuerza uniforme (con forma y sentido correspondientes a la carga usada para calcular la forma supuesta de vibrar) para determinar la fuerza sísmica equivalente en los miembros de la estructura.

1.1.1.3.3. Método espectral multimodal

La influencia de los modos de vibrar superiores puede ser significativa en muchas estructuras regulares e irregulares. La estructura con irregularidad geométrica, masa o rigidez, pueden favorecer a introducir acoplamiento entre las formas de vibrar.

En este método la máxima respuesta es calculada por separado, puesto que la máxima respuesta no ocurre al mismo tiempo, las respuestas máximas son combinadas para aproximar el total de la respuesta.

El procedimiento del método espectral multimodal puede generalmente considerarse cuando el índice de rigidez $W1/W2 \geq 2$, donde exista irregularidad estructural y cuando es apropiado para los ingenieros estimar debido a condiciones inusuales tales como estructuras con claros no balanceados o rigidez diferente de columnas.

1.1.1.3.4. Análisis en el paso del tiempo

Este método es conocido también como análisis de la historia de la respuesta, este método debe ser usado en estructuras que tienen configuración inusual o novedosa, que son particularmente importantes o que se sospecha de cierta debilidad. Este método está también requerido en estructuras muy largas donde las ondas que viajan a través de toda la estructura invalidan la suposición de que el espectro de respuesta es el mismo en todos los soportes. Para que el método sea válido se deben tener suficientes puntos capturados para que los algoritmos puedan tener validez en los resultados.

1.1.1.3.5. Análisis no lineal

Comportamiento no lineal de los materiales

El comportamiento no lineal de los materiales es importante debido a que la rigidez de los elementos cambia durante los terremotos. Respuestas sísmicas no lineales son importantes para obtener valores aproximadamente exactos de las fuerzas internas, deformaciones y de la demanda de ductilidad de los elementos del puente. La inclusión de efectos no lineales es importante para puentes que se encuentran en zona de alta sismicidad. El análisis no lineal constituye a un mayor esfuerzo de análisis y requiere una cuidadosa interpretación de los resultados. En general el análisis no lineal no es aplicado en la práctica común, excepto bajo extraordinarias circunstancias, tales como una remodelación de estructuras complejas.

Dos tipos de comportamiento no lineal existen en las estructuras, uno debido al comportamiento del material y el otro causado por grandes deformaciones que cambian la geometría del sistema.

Los elementos estructurales del puente que generalmente tienen que ser analizados por su comportamiento no lineal son los siguientes:

- a) Superestructura
- b) Articulación de la superestructura
- c) Columnas
- d) Pared de columnas
- e) Cimentaciones
- f) Estribos

Análisis del comportamiento no lineal debido a efectos geométricos

La causa principal de no linealidad en la geometría se debe en gran medida a la deflexión lateral de las columnas del puente, del cierre de los huecos de las articulaciones de la superestructura y del asentamiento de los estribos. Grandes movimientos laterales en las columnas de los puentes son también provocados por el peso de la superestructura, este efecto es llamado "P-delta". Un simple método para considerar este efecto es reducir la rigidez de la columna. Por desgracia mientras no haya ningún tipo de método disponible o reglamento que diga cuando es necesario tomar en cuenta este efecto o cuando no, es razonable ignorar este

efecto cuando el producto de la carga axial de la columna y la máxima deflexión estimada son menor que el 50 por ciento de la capacidad de flexión de la columna.

1.2. El caso en México

Cuando se realiza un análisis sísmico de un puente continuo, se consideran varios parámetros sísmicos y muchas veces se utilizan reglamentos no adecuados. Es sabido y conocido que en el Distrito Federal y en el resto del país no se cuenta con un reglamento sustentado en las características y necesidades propias para el diseño sismorresistente de puentes. Por lo tanto el análisis y diseño de puentes se lleva a cabo por medio de varias normas, reglamentos y especificaciones sísmicas internacionales como; ASSHTO ESTÁNDAR, ASSHTO LRFD, CALTRANS y especificaciones de diseño sismorresistente para diseño de puentes en Japón o recomendaciones nacionales para el diseño de puentes carreteros publicadas por la Secretaría de Comunicaciones y Transporte como “Sistema de Cargas Vivas Vehiculares para el Diseño de Puentes en Carreteras Alimentadoras” o las muy conocidas normas: “Formulación de la Norma SCT de Cargas Vehiculares para Diseño Estructural de Puentes Carreteros”. Es por esto que es necesario tener un reglamento para diseño de puentes y así poder unificar todo este conocimiento en un solo reglamento que ayude a la práctica del diseño y análisis de puentes en México, ya que es muy común que en la práctica se use el espectro de diseño propuesto por la CFE, RCDF, o reglamentos para obtener la fuerza sísmica equivalente y posteriormente se aplique algún tipo de reglamento o norma internacional mencionados anteriormente para el diseño y análisis de los puentes carreteros o urbanos.

En México se han estado haciendo muchos esfuerzos por parte de investigadores y diseñadores de puentes para poder aplicar estos reglamentos a las condiciones de sitio de nuestro país o hacer interpretaciones a los reglamentos de construcción ya establecidos para poder usarlos al diseño de puentes. Tal es el caso del grupo ANIPPAC y en conjunto con investigadores del Instituto de Ingeniería de la UNAM realizaron un manual para el diseño de elementos presforzados, que en el capítulo cuatro de este manual, de nombre: “Diseño de puentes con elementos prefabricados y presforzados”, toman el ejemplo de puentes de concreto y elaboran un diseño por medio de las normas ASSTHO y las ATC-32. Para el caso de análisis de puentes urbanos (Estrada y Reinoso 2005) realizaron un análisis de puentes urbanos por medio de vibración ambiental llevando a cabo un estudio de los desplazamientos longitudinales de las pilas de los puentes urbanos analizados. Actualmente el Instituto de Ingeniería de la UNAM entre una de sus muchas tareas está elaborando unas normas para el diseño y estudio de la respuesta dinámica de puentes urbanos ante sollicitaciones sísmicas, desplazados en suelos blandos de la ciudad de México, sin embargo aún faltan muchos aspectos por estudiar.

2. MÉTODOS EXPERIMENTALES PARA LA OBTENCIÓN DE LA RESPUESTA DINÁMICA

2.1. El método de la vibración ambiental

2.1.1. Antecedentes

Los estudios de vibración ambiental son de gran utilidad para la determinación de las propiedades dinámicas de una estructura en forma práctica, eficiente y económica. De esta manera, es posible realizar algunas comparaciones con idealizaciones de modelos teóricos de estructuras, entre otras aplicaciones.

La vibración ambiental se genera por la actividad humana, por el funcionamiento de maquinaria industrial y por el tráfico de vehículos (Kanai y Tanaka, 1961). Además también contiene vibraciones producidas por el viento, que son introducidas en el subsuelo por árboles, edificaciones o por su impacto con el relieve (Seo, 1995). Su fuente no está asociada a terremotos y algunos investigadores consideran que el ruido de origen natural está formado por ondas superficiales generadas en zonas de interacción océano-continente, modos fundamentales de vibración del planeta, cambios en la presión atmosférica y actividad volcánica interna, además de las fuentes artificiales anteriormente citadas.

En una investigación en aerodinámica sobre el puente de Lion en Vancouver, Canadá, se utilizaron dos métodos para determinar las propiedades dinámicas de la estructura, un modelo continuo, donde evaluaron las soluciones a las ecuaciones de movimiento de la estructura y un análisis experimental que consistió en la vibración ambiental del puente; encontraron que en algunos casos, las frecuencias de mayor amplitud en el modelo, no correspondían a las determinadas experimentalmente. En un estudio en un puente de California, EUA, se revisó la confiabilidad que existe entre los métodos de análisis dinámico, comparándolos con las propiedades dinámicas del puente obtenidas a través de vibración ambiental (Abdel, 1978).

Estudios de vibración ambiental en un puente de Kentucky, EUA, establecieron una comparación entre las propiedades dinámicas obtenidas del estudio de vibración ambiental y modelos teóricos empleando el método del elemento finito, llegando a resultados estrechamente relacionados entre el modelo y el método experimental (Harik et al, 1997).

Con la experiencia obtenida en pruebas pasadas, ha sido posible establecer una serie de recomendaciones para llevar a cabo un buen estudio de vibración ambiental, como la correcta ubicación de los acelerómetros en puntos estratégicos de la estructura y el tiempo adecuado de la captura de señales; de esta manera se obtienen resultados precisos y confiables, quedando en estrecha relación con los modelos teóricos que pudieran generarse.

La determinación de características dinámicas del suelo utilizando vibración ambiental fue impulsada gracias a la técnica de Nakamura (Nakamura, 1989) que en la actualidad constituye una poderosa herramienta para determinar los espesores de los sedimentos (Seht y Wohlenberg, 1999) y ha demostrado ser una de las técnicas más baratas y convenientes para estimar confiablemente las frecuencias predominantes de los depósitos de suelos blandos. Por

otra parte su utilización también ha sido bastante controvertida, pero hay consenso en que la técnica es capaz de determinar bien los periodos predominantes del movimiento del suelo pero no identifica bien los factores de amplificación (Bard, 1997).

2.1.2. Objetivos

Como se ha mencionado, la vibración ambiental constituye una prueba dinámica relativamente eficiente, sencilla y de bajo costo que puede ser efectuada por un pequeño grupo de personas sin alterar el funcionamiento normal de la estructura en estudio, además de que los resultados obtenidos son similares a los de otras pruebas más complicadas. Lo anterior ha colocado a dicho método entre uno de los más utilizados hoy en día para la determinación de propiedades dinámicas de edificios y otro tipo de estructuras como son los puentes. Los principales objetivos del análisis de la respuesta dinámica de estructuras usando vibración ambiental son:

- *Control de calidad de una obra.* Medición en estructuras recién construidas para contrastar los datos obtenidos con los valores teóricos utilizados en el diseño. Así se puede determinar si han habido modificaciones importantes entre el diseño y la construcción. Además los resultados obtenidos permiten tener un punto de comparación para mediciones futuras.
- *Control de daños causados por un sismo.* Medición en estructuras después de un evento sísmico. Con esto se pretende determinar si ha habido daños estructurales importantes que sea necesario reparar.
- *Verificación de reparaciones o modificaciones.* Medición en edificios que hayan sido reparados o reforzados después de haber sufrido daños estructurales, con el objeto de verificar si se han restituido las características estructurales originales.
- *Control de una estructura durante su vida útil.* Medición periódica para determinar si ha habido algún deterioro estructural importante debido a eventos sísmicos menores, envejecimiento de los materiales, asentamientos del subsuelo, reparaciones, adaptaciones incorrectas o modificaciones estructurales realizadas por los propietarios.

Además, este método permite disponer de grandes cantidades de datos para su procesado estadístico. Con todos estos beneficios mencionados, son desventajas del método las pequeñas amplitudes de la señal y la complejidad de los mecanismos de entrada del ruido en la estructura que se producen de forma combinada por el movimiento del terreno y la fuerza del viento y con la actividad desarrollada en el interior de la estructura.

2.1.3. Metodología utilizada

En los estudios de vibración ambiental para la evaluación de las principales propiedades dinámicas de las estructuras, se acostumbra realizar medidas simultáneas de aceleraciones en diferentes lugares de ésta, especialmente en la parte superior y en la base de estructuras regulares, posteriormente se calcula la función de transferencia de la estructura analizada y se identifica el o los periodos de vibración. Una manera de evaluar la función de transferencia es mediante la función de coherencia, que en una medición ideal debe ser igual a la unidad (Amini, 1990). Por esta razón, Muriá-Vila y González (1995) recomiendan que, para identificar las frecuencias naturales de vibración se utilicen las funciones de transferencia y coherencia y mencionan que podrían cometerse errores importantes si se analizan exclusivamente los espectros de Fourier, debido a la presencia de otras ordenadas espectrales que pueden ser significativas pero ajenas a las frecuencias naturales de la estructura estudiada, es decir, pueden incluir valores asociados a vibraciones de estructuras vecinas, de equipos electromecánicos u otras fuentes artificiales de ruido. En este trabajo veremos que, en entornos urbanos, en los que es difícil controlar todas las entradas de acciones dinámicas sobre las estructuras y que, por tanto, es difícil hallar la función de transferencia mediante el típico cociente entre la entrada y la salida, para obtener una estimación del periodo fundamental de los puentes, suele ser suficiente utilizar el espectro de Fourier de la acción medida en la parte superior de las estructuras. El método es rápido, fácil de aplicar y económico permitiendo realizar una gran cantidad de medidas en poco tiempo.

2.2. Pruebas bajo cargas estáticas y dinámicas

Es bien sabido que en el pasado y actualmente la carga obtenida del espectro de diseño y las cargas futuras predecibles, son esenciales en la evaluación del análisis por fatiga en los puentes existentes. Es una práctica común, en cualquier país, llevar un sobrepeso al permitido por los reglamentos de transporte, ya que esto es una ganancia para el transportista, pero esto puede ocasionar una falla por fatiga al puente. La información acerca de las cargas reales es muy importante para una posible valoración de puentes. Es por esto que surge la necesidad de saber como reaccionan los puentes a cargas reales y de esta manera determinar el comportamiento de los puentes ante éstas. Gracias al desarrollo de nueva tecnología en instrumentación es posible determinar el efecto de las cargas vivas reales y así poder hacer una nueva generación de manuales, códigos y reglamentos. Se ha estado confirmando que las cargas de camiones producen efectos grandes en sitios específicos de los puentes. Algunos puentes llevan tráfico pesado de camiones (magnitud y volumen); otros en cambio solo llevan tráfico ligero. Además de que se presentan incrementos en efectos tales como, momento flexionante, cortante y tensión en componentes específicos. Estas observaciones son muy importantes en la evaluación del daño que ha recibido el puente y así poder hacer una posible predicción de su vida restante o poner medidas de seguridad tales como en el segundo piso del periférico donde no se permite el paso de ningún tipo de transporte de carga pesado (Nowak y Kim 2000).

El propósito de hacer pruebas de campo con cargas estáticas y dinámicas en puentes es determinar que tanto se amplifica la respuesta del puente durante una prueba de carga estática y dinámica y de esta manera poder hacer comparaciones de la variación en el periodo de

vibrar de la estructura, desplazamientos producidos por cargas dinámicas y así poder determinar factores de amplificación o de impacto producido por el paso de cargas dinámicas sobre el puente. Por otra parte, es posible hacer una comparación con el modelo que se propuso para su diseño y las medidas obtenidas de estas pruebas y así comparar la teoría con la realidad. En este capítulo se explicará brevemente el procedimiento para realizar pruebas de carga estáticas y dinámicas. Posteriormente en el capítulo cuatro se presentará la metodología usada en las pruebas de un par de tramos del segundo piso del periférico y los resultados obtenidos de estas pruebas.

2.2.1. Prueba de Carga Estática

Básicamente esta prueba consiste en colocar peso muerto sobre la superficie de rodamiento del puente, es decir, trenes de carga compuestos por camiones con características parecidas a los camiones de diseño (peso y longitud entre ejes) y colocarlos en lugares como carriles laterales, central o combinaciones de éstos, en donde se produzcan mayores efectos dañinos al puente y por medio de los sensores (acelerómetro, transductores lineales de desplazamiento, etc.) colocados en sitios de interés tales como columnas o la superficie de rodamiento, medir la respuesta del puente a este tipo de solicitaciones durante el tiempo que duren las pruebas. Una configuración usual con transductores de desplazamiento lineal para este tipo de prueba se puede apreciar en la (fig. 2.2.1.) (Nowak A. S. Y Kim S.). La importancia de esta prueba radica en obtener la respuesta de la estructura ante carga muerta junto con un tren de cargas de servicio estáticas extraordinarias, las cuales tienen poca probabilidad de presentarse en la vida útil del puente en estudio. De esta manera se puede determinar en lo posible el comportamiento del puente y posteriormente compararlas con las respuestas de la prueba dinámica.

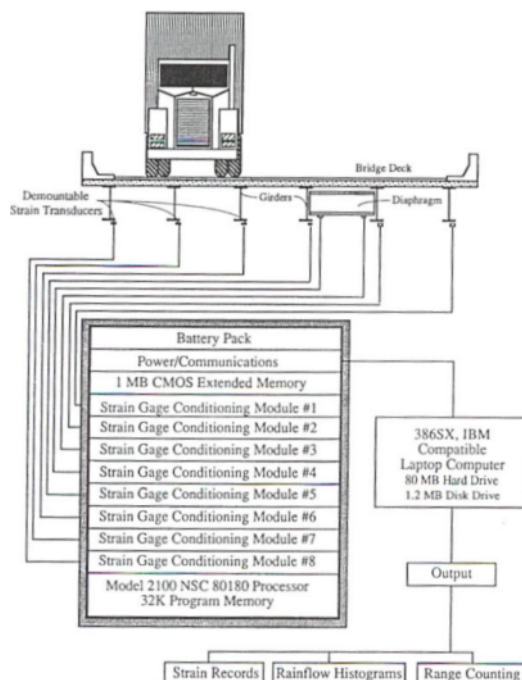


Fig. 2.2.1. Configuración típica para determinar desplazamientos relativos por medio de transductores de desplazamiento lineal (Nowak A. S. Y Kim S.)

2.2.2. Pruebas de Carga Dinámica

La prueba de carga dinámica es esencial en el sentido que proporciona el comportamiento del puente al ser sometido a un tren de carga de servicio móvil extraordinaria y de esta manera se pueden hacer comparaciones con las pruebas de carga estática. Básicamente para que tenga sentido la realización de esta prueba y su posible comparación con la prueba estática, la prueba dinámica tiene que tener el mismo arreglo de sensores que la estática, además de que los camiones tienen que tener una configuración parecida a la de los camiones de la prueba de carga estática, aun cuando estos por obvias razones estén en movimiento (Nowak A. S. Y Kim S.).

La carga dinámica es una importante componente en las cargas de los puentes ya que está presente todos los días de su vida útil; varía con el tiempo, es de naturaleza aleatoria, depende del tipo de vehículo, su peso, configuración de ejes, distancia de los claros del puente, rugosidad de la superficie de rodamiento y de la posición transversal de los camiones en el puente. Un ejemplo de estos efectos producidos por carga dinámica se muestra en la (fig. 2.2.2.), donde se comparan las historias de respuesta de las pruebas de carga estática y dinámica, donde se representa al mismo vehículo viajando a una velocidad relativamente lenta (Nowak A. S. Y Kim S.).

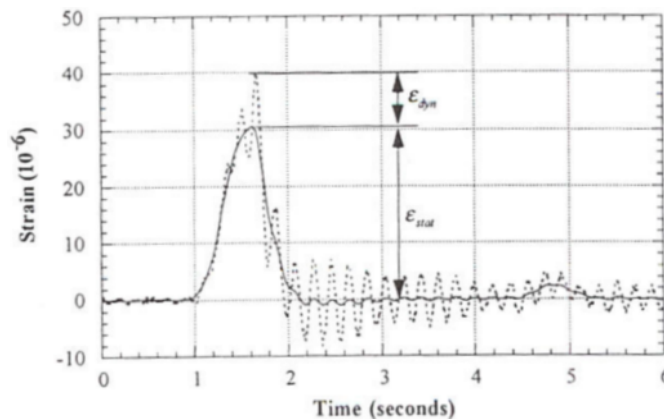


Fig. 2.2.2. Desviación estática y dinámica producido por un camión en movimiento (Nowak A. S. Y Kim S.)

La carga dinámica es usualmente considerada como un equivalente a la carga estática y es expresada por un factor de amplificación dinámica (FAD). Hay muchas definiciones para el FAD, y es resumida por Bakht and Pinjarkar en 1989 en su estudio del estado del arte de las pruebas dinámicas en puentes. En ese estudio el FAD es tomado como la relación entre la respuesta dinámica y estática.

$$FAD = \frac{D_{Din}}{D_{Est}}$$

Donde, D_{Din} es la máxima respuesta dinámica (ejemplo, esfuerzo, deformación pasajera o desviación) medida desde la prueba de datos, $D_{Din} = D_{Tot} - D_{Est}$; D_{Tot} es respuesta total del sistema y D_{Est} es la respuesta estática máxima obtenida de separar o filtrar la respuesta dinámica.

Después de varias pruebas e intentos de obtener experimentalmente el factor de amplificación dinámica paralelamente se han obtenido parámetros que muestran los efectos de las cargas móviles (vehículos en movimiento) en puentes urbanos.

2.2.2.1. Medición de la carga dinámica

Las mediciones en campo son realizadas para determinar el efecto real de carga de camiones y verificar los modelos analíticos disponibles. Generalmente las pruebas se realizan en las vigas de los puentes. Las mediciones son tomadas usando el sistema de cargas en movimiento (camiones en movimiento) y son medidas por medio de transductores de desplazamiento lateral. Para cada tren de carga, la respuesta dinámica es monitoreada por grabación de las desviaciones. El peso de los camiones, velocidad, configuraciones de ejes y carriles ocupados, son también determinados y registrados en una bitácora de pruebas. El proceso numérico es llevado por filtros al sistema de recolección de datos. El FAD es determinado bajo tráfico normal de camiones para varios rangos de cargas y configuración de ejes (Nowak y Kim 2000).

El ejemplo tipo de un verdadero esfuerzo producido por carga estática y dinámica se muestra en la (fig. 2.2.3.). La curva de distribución acumulativa de esfuerzo (DAE) durante la prueba de carga estática es graficada. El esfuerzo debido a la carga dinámica es casi constante y no depende del peso de los camiones. La (fig. 2.2.4) muestra el FAD como una función de la desviación estática. También en esta figura se muestra la curva de ajuste de algunos casos ya registrados, la cual representa aproximadamente los valores promedios de los FAD. En general se puede observar que el FAD decrece si la desviación estática crece.

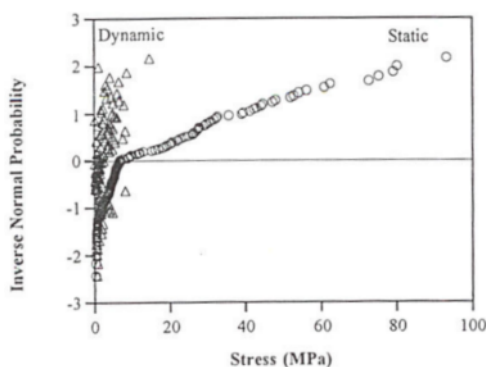


Fig. 2.2.3. Curva típica de FAD de esfuerzo estático y dinámico

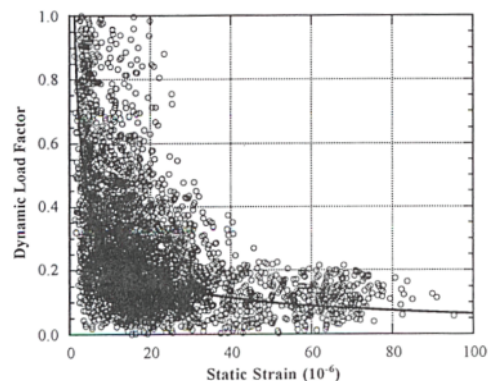


Fig. 2.2.4. FAD contra desviación ó flexión estática

2.2.2.2. Frecuencia fundamental de puentes

La frecuencia natural de vibración de un puente tiene considerable influencia en su respuesta dinámica. Es sabido que las frecuencias fundamentales de vibrar de los puentes en la dirección vertical esta entre los rangos de 2-5 Hz y que corresponden a la frecuencia de resonancia de los vehículos comerciales (ver fig. 2.2.5). Esta frecuencia puede llevarnos a importantes amplificaciones dinámicas. Se han obtenido buenos resultados entre vibraciones evaluadas por modelos computacionales y los obtenidos por las pruebas dinámicas. En la (fig. 2.2.6.) se muestra la relación entre la frecuencia fundamental en dirección vertical y la longitud del claro del puente (Paultre P., Challal., y Proulx 1991).

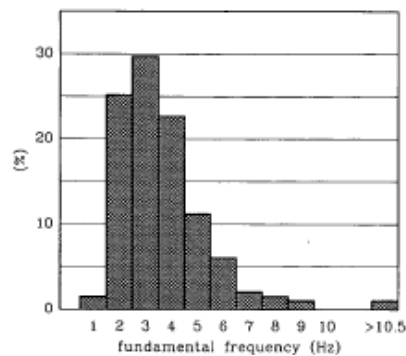


Fig. 2.2.5. Distribución de la frecuencia fundamental de 200 valores de puentes: min = 1.23 Hz; medio = 3.66 Hz; máx = 14 Hz (Cantieni).

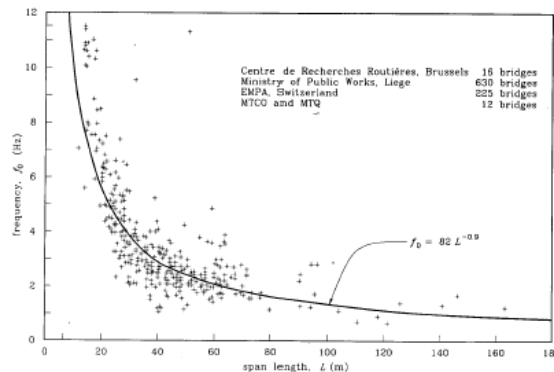


Fig. 2.2.6. Distribución de la frecuencia fundamental de 200 valores de puentes

2.2.2.3. Rugosidad de la superficie de rodamiento

En la mayoría de las pruebas de campo, las irregularidades e imperfecciones en la superficie de rodamiento pueden ser un factor que influya en la respuesta dinámica de los puentes. Este fenómeno es claramente ilustrado en la (fig. 2.2.7.), donde se presenta el factor de amplificación dinámica sobre superficie suave y rugosa. Placas de 50 mm de espesor fueron usadas para simular la rugosidad del camino. (Cantieni 1985).

MÉTODOS EXPERIMENTALES PARA LA OBTENCIÓN DE LA RESPUESTA DINÁMICA

Los descubrimientos experimentales indican que el impacto más importante de fuerzas ocurre cuando el vehículo entra al puente (ver fig. 2.2.8.), es decir, cuando el vehículo pasa por la irregularidad que existe en el estribo del puente. También fue observado el efecto de amplificación producido por irregularidades en el camino como aumento en la rigidez de los puentes (ver fig. 2.2.9. y 2.2.10.).

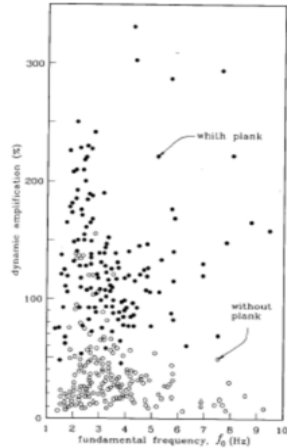


Fig. 2.2.7. Efecto de rugosidad del camino simulado por una placa sobre la máxima amplificación dinámica:

- (i) con placa: min. = 43%; med. = 130%; máx. = 450%
- (ii) sin placa: min. = 2%; med. = 30%; may = 102%.

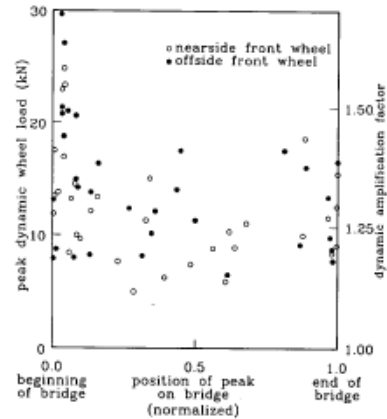


Fig. 2.2.8. Posición sobre el puentes cuando la amplificación pico al paso de un vehículo.

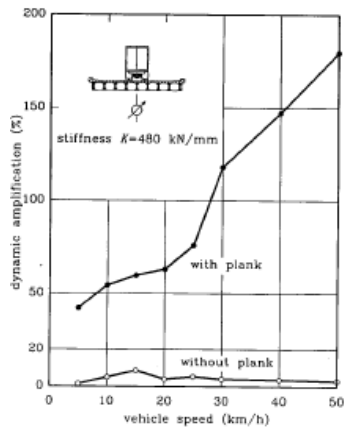


Fig. 2.2.9. Amplificación del efecto producido por irregularidades en el camino con incrementos en la rigidez del puente – puente rígido.

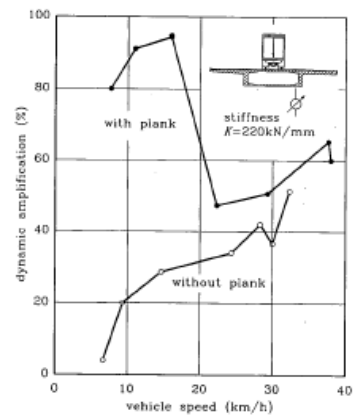


Fig. 2.2.10. Amplificación del efecto producido por irregularidades en el camino con incrementos en la rigidez del puente – puente flexible.

2.2.2.4. Velocidad de vehículo

Es bien sabido que vehículos comerciales pesados muestran dos modos de vibrar: el primero por la carrocería y que su frecuencia oscila entre 2-5 Hz y el segundo es por el salto y giro de las ruedas y su frecuencia de vibrar es mayor que 7 Hz. La rugosidad del camino y la velocidad del vehículo gobiernan este tipo de vibración. La influencia que tiene la velocidad del vehículo sobre el FAD puede verse en la distribución de la velocidad crítica mostrada en la (fig. 2.2.11.), correspondiente a pruebas con o sin placas.

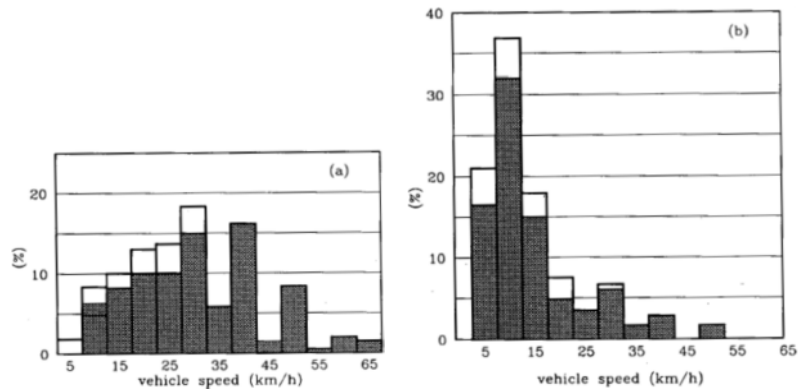


Fig. 2.2.11. El efecto de la rugosidad del camino sobre el valor de la velocidad crítica en el cual fue medida la gran amplificación dinámica.

- (a) sin placa (208 valores): min. = 5 km/h; med. = 29 km/h; máx. = 66 km/h (área sombreada: 180 pruebas en el cual la máxima velocidad logra fue mayor de 30 km/h).
- (b) con placa (203 valores): min. = 3 km/h; med. = 15 km/h; máx. = 50 km/h (área sombreada: 180 pruebas en el cual la máxima velocidad logra fue mayor de 30 km/h).

2.2.2.5. Efecto de impacto de cargas móviles

Vehículos que pasen por puentes a una cierta velocidad que provoquen efectos dinámicos como vibración y efectos locales como de martilleo, este tipo de carga dinámica producida por movimientos de vehículos, es considera como un “impacto” debido a la corta duración relativa. Y su magnitud de la respuesta dinámica depende del claro del puente, de la rigidez, de la rugosidad de la superficie de rodamiento y de las características dinámicas del vehículo tales como velocidad y el aislamiento del sistema. Los vehículos principalmente solo generan excitación en la componente vertical de movimiento. El efecto de impacto influye principalmente sobre la superestructura y alguno de los miembros de la subestructura, como las pilas o las zapatas.

El efecto dinámico de vehículos móviles en puentes es representado por la tolerancia de carga dinámica, IM , en adición a la carga estática viva (LL), en las actuales especificaciones de diseño de las normas (ASSHTO) y las especificaciones de la Asociación América de Ingeniería en Ferrocarriles (AREA), es representada por la siguiente expresión:

$$IM = (D_{Din}/D_{Est}) - 1$$

Donde D_{Din} es la máxima respuesta dinámica por deflexión, momento o cortante de los miembros estructurales y D_{Est} corresponde a la máxima respuesta estática. El efecto total de la carga viva, LL , puede ser expresado como:

$$LL = AF \times D_{Est} \quad \text{y} \quad AF = 1 + IM$$

Donde AF es el factor representativo de la amplificación dinámica de los efectos de carga estática y IM es el factor de impacto determinado por una fórmula empírica en los códigos o reglamentos de diseño. No se requiere análisis dinámico para el diseño.

De varios estudios de comportamiento dinámico hechos en puentes se pudo encontrar que la velocidad de los vehículos y la frecuencia fundamental de vibración domina el comportamiento dinámico de los puentes.

De análisis analíticos y mediciones de campo, se encontró que el comportamiento dinámico de los puentes bajo vehículos en movimiento puede ser resumido en lo siguiente:

1. En la mayoría de los casos el factor de impacto es proporcional a la velocidad del vehículo.
2. El factor de impacto decrece proporcionalmente a la longitud de los claros del puente.
3. Bajo condiciones de “muy buena” rugosidad (que la curva de amplitud del perfil de la carretera sea menor a 1cm), el factor de impacto es mucho menor que en las especificaciones de diseño. Pero el factor de impacto crece bruscamente si la rugosidad de la superficie de contacto pasa de “buena” a “pobre” (que la curva de amplitud del perfil de la carretera sea mayor a 4cm) y el factor de impacto puede aumentar de tal forma que supere por mucho al factor de impacto de las especificaciones de diseño.
4. El factor de impacto decrece si los vehículos viajan en varios carriles.
5. El primer modo de vibrar del puente es el dominante en la mayoría de los casos.

EL factor de impacto, IM , es una medida muy aceptada para los efectos dinámicos de puentes bajo cargas de vehículos móviles y es usado a nivel mundial en muchas especificaciones de diseño.

2.3. Pruebas de Tracción

Las pruebas de tracción como su nombre lo indican, es el tirar o jalar un elemento de una estructura (columna, vigas, trabes, etc.) por medio de dispositivos (grúas, maquinaria pesada, malacates, poleas, etc) que realice la fuerza necesaria para producir efectos de flexión, cortante o momentos. El equipo mínimo necesario para la realización de la prueba es contar con un dispositivo que puede aplicar una fuerza o jalón controlado, tal como una grúa o malacate y un equipo de obtención de datos tales como transductores de desplazamiento, celda de carga, acelerómetros de alta resolución para medir la historia del comportamiento

MÉTODOS EXPERIMENTALES PARA LA OBTENCIÓN DE LA RESPUESTA DINÁMICA

dinámico de la estructura a probar, equipo de computo y un equipo topográfico para medir desplazamientos relativos.

El propósito de este tipo de pruebas es determinar en lo mayor posible los cambios en las frecuencias, amortiguamientos, deformaciones, etc., de los elementos al aplicar una carga, por ejemplo, aplicar una carga “sísmica cuasiestática”, ya que con esto se puede determinar si hay un cambio en la rigidez de los elementos al ser sometidos a este tipo de solicitudes. En la (fig. 2.3.1.) se puede apreciar la configuración de un programa de prueba de tracción realizada en el puente en Vancouver Canadá, esta prueba fue realizada por Villemure, Ventura y Sexsmith.

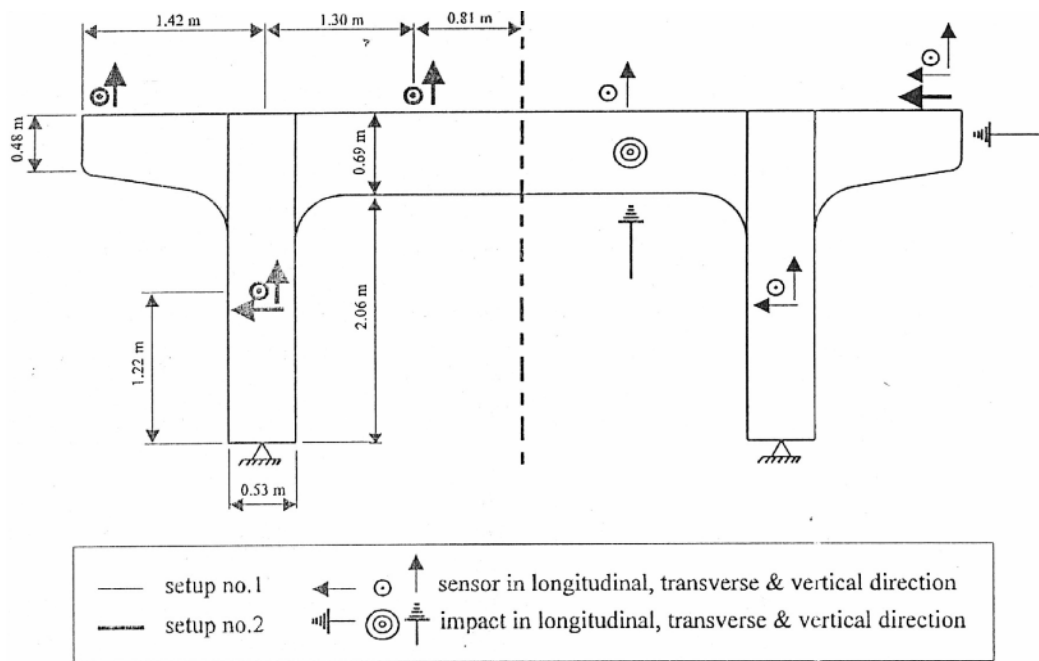


Fig. 2.3.1. Configuración de una prueba de tracción (impacto lateral o carga lateral)

En términos generales la prueba de tracción a puentes urbanos consistieron en aplicar una fuerza sensiblemente horizontal en el extremo superior de la columna seleccionada para deformarla lateralmente y en la dirección perpendicular al eje de la vía (ver fig. 2.3.2). Con estas pruebas se logran determinar las deformaciones de la columna seleccionada y de las dos contiguas. Esto es importante ya que los métodos más usuales para el análisis y diseño de puentes es la aplicación de una carga sísmica equivalente y que es aplicada en la parte lateral de la estructura, ya que el efecto de un sismo real en este tipo de puentes urbanos largos, sería el de mover la masa mayor (superestructura) sobre la dirección con menor momento de inercia y que en la mayoría de los casos es componente transversal al puente.



Fig. 2.3.2. Prueba de tracción a una columna del segundo piso del periférico

3. MÉTODOS ANALÍTICOS PARA LA OBTENCIÓN DE LA RESPUESTA DINÁMICA

3.1. Análisis elástico lineal

El comportamiento en flexión en el rango elástico lineal de elementos estructurales se ha estudiado experimentalmente ensayando especímenes. Con estos experimentos se acostumbra medir la carga (P) que se aplica a los especímenes, la deflexión (Δ) en el centro del claro y en otras secciones de la viga y en ocasiones la rotación (θ) que experimenta la viga entre sus extremos (fig. 3.1.1d) (González Cuevas O. M. y Robles F 1994). Conocida la carga aplicada (P), la distancia entre los apoyos y los punto de la aplicación de la carga (a) pueden calcularse los valores del momento (M) en la zona central, correspondiente a diferentes valores de P . Con los datos obtenidos en los ensayos, es decir, con los valores de P , M , Δ y θ , se trazan diagramas de carga-deflexión ($P-\Delta$) y momento-rotación ($M-\theta$), los cuales representan el comportamiento del espécimen de ensaye, en la (fig. 3.1.2.) se presentan ejemplos de estos diagramas.

El conocimiento de los diagramas carga-deflexión y momento-rotación es importante para fines de diseño estructural, ya que indican la carga y el momento flexionante que pueden resistir estos elementos y las deflexiones y rotaciones correspondientes a diferentes valores de la carga aplicada.

Los diagramas carga-deflexión y momento-rotación pueden obtenerse experimentalmente para casi cualquier tipo de elemento estructural. Sin embargo, esto no resulta práctico por lo laborioso e incosteable que sería efectuar ensayos en todos los casos en que se fuese a diseñar elementos a flexión. Por los tanto, se han desarrollado métodos analíticos para calcular los diagramas, haciendo ciertas hipótesis sencillas y suponiendo conocidas ciertas características de los materiales con los que se fabrican los elementos. En las siguientes secciones tocaremos estos temas y se describen estos métodos para comportamiento elástico e inelástico (González Cuevas O. M. y Robles F 1974).

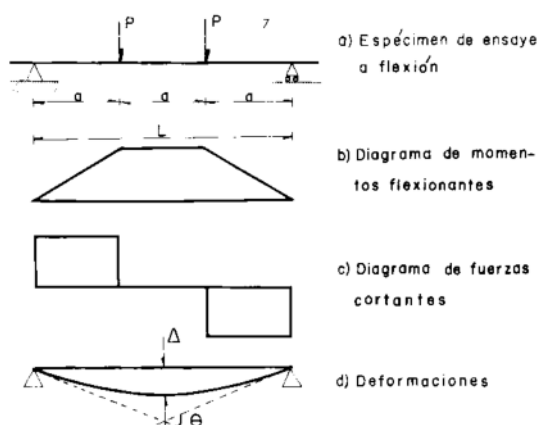


Fig. 3.1.1. Ensayo de flexión típico

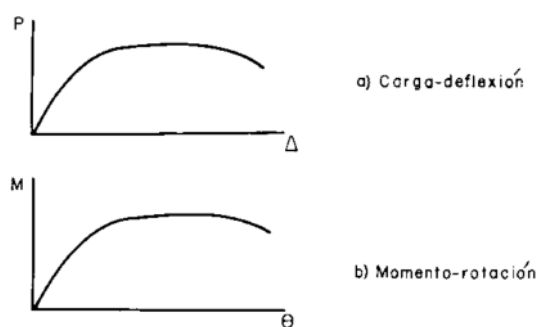


Fig. 3.1.2. Diagramas típicos obtenidos en ensayos de flexión

3.1.1. Principales aspectos del análisis elástico-lineal

En esta sección se introducen los conceptos que se usan posteriormente para calcular los diagramas momento-curvatura. Por ello se analiza el mecanismo de deformación de un viga sujeta a flexión pura y a partir de éste se obtienen importantes deformaciones unitarias, curvaturas y rotaciones.

3.1.1.1. Esfuerzos de elementos de materiales elásticos y lineales (formula de la escuadría y diagrama momento-curvatura)

Considérese una viga de material lineal y elástico (fig. 3.1.3-a), de sección transversal cualquiera, pero simétrica respecto al eje vertical (fig. 3.1.3-b) y supóngase que por efecto de un momento flexionante, M , la viga se deforma de la manera que la fibra superior sufre una deformación unitaria de compresión, ε_c , y la fibra inferior, una deformación unitaria de tensión, ε_t . Si se admite la hipótesis de las secciones planas, el diagrama de deformaciones unitarias en una sección transversal será lineal, como se muestra en la (fig. 3.1.3-c). El eje neutro está localizado a distancias c_1 y c_2 de las caras superior e inferior de la viga, respectivamente. El diagrama de esfuerzos resulta lineal como se muestra en la (fig. 3.1.3-d), puesto que existe una relación lineal entre deformaciones unitarias y esfuerzos, según lo indica la curva esfuerzo-deformación del material (fig. 3.1.3-a). El esfuerzo de una fibra cualquiera es $f = E\varepsilon$, siendo ε la deformación unitaria correspondiente a esa fibra. Siguiendo las convenciones de signos, los esfuerzos de tensión son positivos y los de compresión negativos (González Cuevas O. M. y Robles F. 1974).

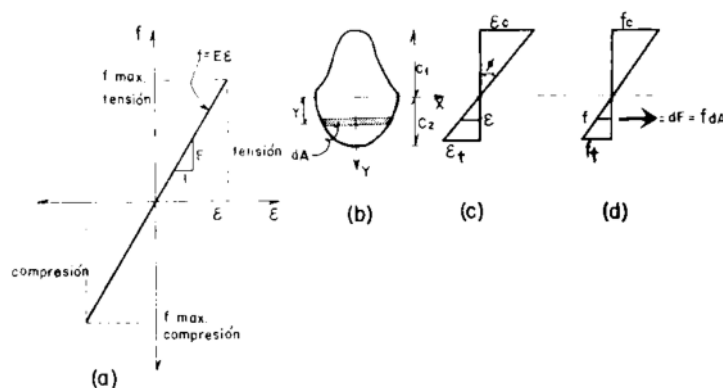


Fig. 3.1.3. Relaciones esfuerzo-deformación en una sección de material elástico

La fuerza de compresión o tensión, dF , en una franja diferencial cualquiera, esta situada a una distancia f del eje neutro, como lo indica la (fig. 3.1.3-b), es igual al producto del área de la franja, dA , por el esfuerzo al nivel de la franja, f . Por lo tanto,

$$dF = f dA = E \cdot \varepsilon \cdot dA \quad (3.1.1.)$$

La suma de las fuerzas de compresión y de tensión en la sección transversal se puede encontrar integrando la ecuación (3.1.1.) entre los límites $y = -c_1$ y $y = c_2$. Para que la

sección este en equilibrio, las fuerzas de compresión, C , debe ser igual y de signo contrario a la de tensión, T . Por lo tanto, la integral debe ser igual a cero.

Esta integral se puede escribir en la siguiente forma:

$$\int_{-c_1}^{c_2} E \cdot \frac{\varepsilon}{y} \cdot y \cdot dA = 0$$

El término ε/y es constante ya que por triángulos semejantes en la (fig. 3.1.3-c) se obtiene:

$$\frac{\varepsilon}{y} = \frac{\varepsilon_c}{c_1} = \frac{\varepsilon_t}{c_2} = cte$$

Sacando los términos constantes del integrando:

$$E \cdot \frac{\varepsilon}{y} \cdot \int_{-c_1}^{c_2} y \cdot dA = 0$$

Para que se cumpla esta ecuación, la integral debe ser nula puesto que los términos constantes no los son. Por lo tanto,

$$\int_{-c_1}^{c_2} y \cdot dA = 0 \quad (3.1.2.)$$

Esta integral representa el momento estático o momento de primer orden de la sección transversal respecto al eje neutro e indica que dicho momento es nulo. Para que se cumpla esta condición, el eje neutro debe coincidir con el eje centroidal de la sección. Una vez conocida la posición del eje neutro, puede calcularse el momento resistente de la sección tomando momentos de las fuerzas dF respecto al eje neutro:

$$M = \int_{-c_1}^{c_2} y \cdot dF = \int_{-c_1}^{c_2} y \cdot f \cdot dA = \int_{-c_1}^{c_2} y \cdot E \cdot \varepsilon \cdot dA = \int_{-c_1}^{c_2} E \cdot \frac{\varepsilon}{y} \cdot y^2 \cdot dA$$

Puesto que el término ε/y es constante, según se demostró anteriormente, esta integral se puede escribir de la manera siguiente:

$$M = E \cdot \frac{\varepsilon}{y} \cdot \int_{-c_1}^{c_2} y^2 \cdot dA = \frac{f}{y} \cdot I \quad (3.1.3.)$$

Donde I representa el momento de inercia de la sección transversal del elemento respecto a su eje centroidal.

El momento máximo que puede resistir una sección transversal se obtiene cuando el esfuerzo f en la fibra más alejada del eje neutro es igual al esfuerzo máximo, $f_{m\acute{a}x}$, que resiste el material en un ensaye de tensión o compresión uniaxial (fig. 3.1.3-a). Por lo tanto,

$$M_{m\acute{a}x} = \frac{(f_{m\acute{a}x})_{compr} \cdot I}{c_1} \quad (3.1.4.) \quad M_{m\acute{a}x} = \frac{(f_{m\acute{a}x})_{tens} \cdot I}{c_2} \quad (3.1.5.)$$

Estas ecuaciones indican que la resistencia del elemento puede alcanzarse de dos maneras. Si el término $(f_{m\acute{a}x})_{compr} / c_1$ es menor que el término $(f_{m\acute{a}x})_{tens} / c_2$, la falla ocurre en compresión, y en caso contrario, la falla ocurra en tensión. Las ecuaciones (3.1.4. y 3.1.5.) se conocen con el nombre de formula de la escuadría.

La curvatura de la sección transversal, según se ha visto anteriormente (fig. 3.1.3-c), es:

$$\phi = \frac{\varepsilon}{y}$$

Puesto que para un material elástico,

$$\varepsilon = \frac{f}{E \cdot y}$$

Según la ecuación (3.1.3.), tenemos:

$$\frac{f}{y} = \frac{M}{I}$$

Por lo tanto, la curvatura puede calcularse con la siguiente ecuación:

$$\phi = \left| \frac{M}{EI} \right| \quad (3.1.6.)$$

El diagrama momento-curvatura para un elemento de material elástico será por lo tanto, como el que se muestra en la (fig. 3.1.4.) (González Cuevas O. M. y Robles F 1997).

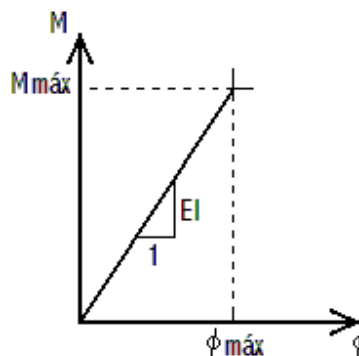


Fig. 3.1.4. Diagrama de M- ϕ para el caso de materiales lineales y elásticos

3.2. Análisis inelástico

3.2.1. Principales aspectos del análisis inelástico

La elasticidad y inelasticidad de una estructura es estrictamente una función de la relación esfuerzo-deformación del material con el que estén hechas las estructuras. Cada una de sus fibras tiene una longitud única y definida antes de la carga. Al cargarse la estructura cada elemento sometido a esfuerzos cambia de longitud. Si, al descargarse cada una de sus fibras vuelve a su estado original se dice que la estructura es elástica. Sin embargo, no es indispensable que el comportamiento elástico sea lineal.

Por el contrario, si al descargarse la estructura, cualquiera de sus elementos no vuelve a su estado original al ser sometido a un esfuerzo, se dice que el comportamiento es inelástico. La inelasticidad se puede producir con cargas de poca duración que excedan el límite de proporcionalidad del material, o con cargas de larga duración que produzcan deformaciones permanentes. La mayor parte de los materiales se comportan elásticamente cuando los esfuerzos son de poca intensidad y se hacen inelásticos con cargas mayores.

En la (fig. 3.2.1-a) se muestra una curva típica de la relación esfuerzo-deformación de un material estructural, que es lineal hasta el punto de proporcionalidad, su intersección con el eje de las abscisas define la deformación plástica residual que se produce por haber estado sometido a esfuerzos que producen inelasticidad. Las estructuras elásticas no lineales no se prestan a la superposición de deformaciones como se puede observar en la (fig. 3.2.1-b). El incremento de deformaciones que produzca un incremento de esfuerzos depende de la situación del incremento de esfuerzo con respecto al estado cero o inicial. Su intersección con el eje de las abscisas define la deformación plástica residual que se produce por haber estado sometido a esfuerzos que producen inelasticidad.

Las estructuras elásticas no lineales como se mencionó anteriormente no se prestan a la superposición de deformaciones. Considérese los dos estados de esfuerzo σ_1 y σ_2 de la (fig. 3.2.1-b). Si se suman los dos esfuerzos para producir σ_3 , la deformación ϵ_3 correspondiente a este esfuerzo, no es la suma de ϵ_1 y ϵ_2 . El incremento de esfuerzos depende de la situación del incremento de esfuerzos con respecto al incremento de estado de esfuerzos cero. La única vez que es aplicable la superposición al análisis elástico no lineal de los materiales es cuando toda la descarga se superpone a la carga; existe una completa recuperación de la deformación y la estructura vuelve al estado de deformación cero.

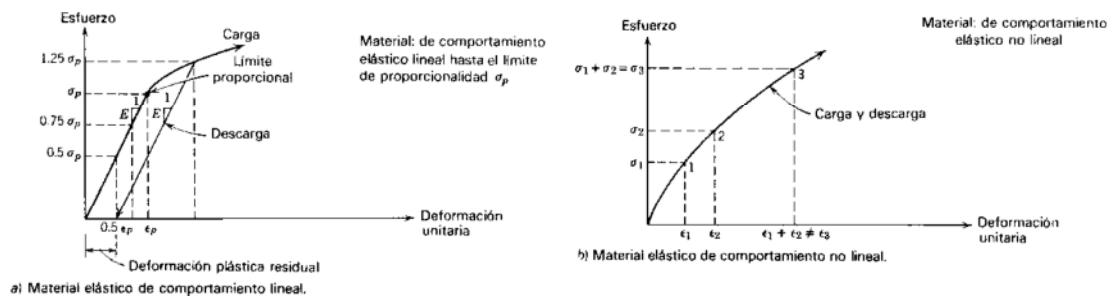


Fig. 3.2.1. Materiales elásticos

3.2.2. Relación momento-curvatura.

Las relaciones Momento-Curvatura al igual que las relaciones corte-deformación, son la base para el Análisis no Lineal, ya que representan el comportamiento de una sección ante cargas monotónicas crecientes, además la relación $M-\phi$ es fundamental para encontrar la rigidez a flexión (EI) de cada una de las ramas del diagrama histerético que se utiliza para definir la no linealidad del material. La explicación matemática de cómo se calcula la rigidez a partir del diagrama momento-curvatura, se obtiene haciendo uso de la resistencia de materiales, mediante un modelo de viga de sección constante con carga uniforme (ver fig. 3.2.2.) (Viera Arroba L. P 2004).

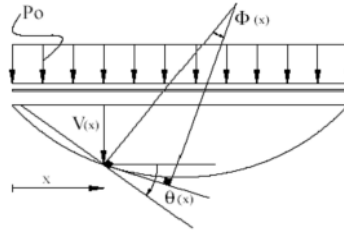


Fig. 3.2.2. Elástica de una viga de sección constante

Para sección constante la ecuación diferencial que gobierna este problema es:

$$\frac{\delta^4 v}{\delta x^4} = \frac{Po}{EI} \quad (3.2.1.)$$

Integrando se obtiene:

$$\frac{\delta^2 v_{(x)}}{\delta x^2} = \frac{M}{EI}; \quad \theta_{(x)} = \frac{\delta v_{(x)}}{\delta x}; \quad \phi_{(x)} = \frac{\delta \theta_{(x)}}{\delta x} \quad (3.2.2.)$$

donde $\theta_{(x)}$ se define como la pendiente de la elástica y $\phi_{(x)}$ como la curvatura.

$$\phi_{(x)} = \frac{\delta^2 v_{(x)}}{\delta x^2}; \quad \phi_{(x)} = \left| \frac{M}{EI} \right|; \quad EI = \frac{M}{\phi_{(x)}} \quad (3.2.3.)$$

Es necesario encontrar en la relación momento-curvatura los puntos en los cuales se produce el cambio de pendiente, estos puntos son A , Y y U . En donde el punto A representa que el concreto reforzado ha llegado a su máxima capacidad a tracción o tensión, el punto Y cuando el acero alcanza la fluencia y por último el punto U , el cual nos indica que el concreto reforzado llega a la máxima deformación útil. Estos tres puntos nos sirven para definir la no linealidad del material. En consecuencia, el diagrama se puede ver como formado por tres zonas: la primera, antes de que se presente el agrietamiento del concreto reforzado por tracción o tensión, zona a la izquierda del punto A ; la segunda, antes del punto de fluencia del acero de refuerzo colocado en la zona de tracción y la tercera, zona en la que se presenta un comportamiento dúctil desde el punto Y hasta el punto de máxima deformación U , (ver fig. 3.2.3). (Viera Arroba L. P 2004).

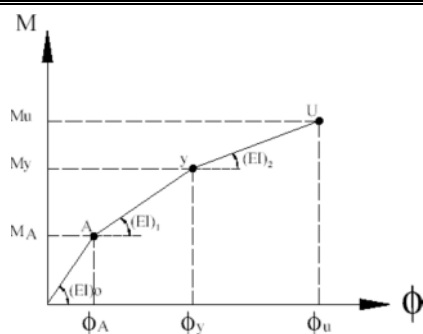


Fig. 3.2.3. Puntos notables en el diagrama Momento-Curvatura

Si el momento actuante es menor que M_A se tendrá la rigidez $(EI)_0$, si el momento actuante supera M_A pero es menor que M_Y se trabajará con la rigidez $(EI)_1$, finalmente si el momento actuante en una sección del elemento es mayor que M_Y se deberá trabajar con $(EI)_2$.

$$(EI)_0 = \frac{M_A}{\phi_A} \quad (3.2.4.)$$

$$(EI)_1 = \frac{M_Y - M_A}{\phi_Y - \phi_A} \quad (3.2.5.)$$

$$(EI)_2 = \frac{M_U - M_Y}{\phi_U - \phi_Y} \quad (3.2.6.)$$

Cuando se termina un diseño estructural, es muy importante conocer la relación momento curvatura $M-\phi$, de las secciones de sus elementos, con el objeto de conocer cual es la capacidad de ductilidad por curvatura μ_ϕ , la máxima capacidad a flexión del elemento M_u y comparar estas cantidades con las demandas que se tienen en el diseño. Si un elemento tiene muy poca capacidad de ductilidad por curvatura va a presentar una falla frágil cuando la estructura ingrese al rango no lineal, lo cual no es deseable (fig. 3.2.4.). Lo ideal es que tenga un valor alto de μ_ϕ para que la edificación disipe la mayor cantidad de energía, para que sea posible la redistribución de momentos y de esa manera trabajen todos los elementos en una forma adecuada.

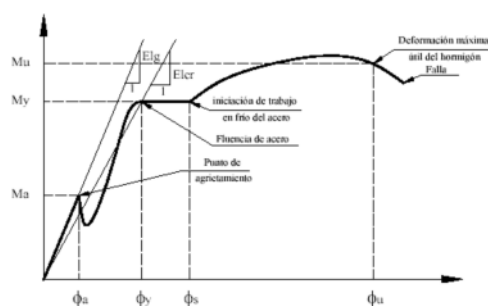


Fig. 3.2.4. Relación Momento-Curvatura de una viga

De los diagramas $M-\phi$, se puede obtener la rigidez a flexión EI del elemento, la ductilidad por curvatura y la rigidez agrietada que los códigos definen como EI_{cr} .

El diagrama Momento-Curvatura es función de los modelos constitutivos que se utilizan para determinar la relación esfuerzo-deformación del concreto reforzado y del acero. Para encontrar valores más cercanos a la realidad de μ_ϕ se recomienda utilizar el modelo de concreto reforzado confinado propuesto por Park (1982) y un modelo de acero que contemple endurecimiento post fluencia (Modelo Trilineal), (ver fig. 3.2.5.) (Viera Arroba L. P 2004).

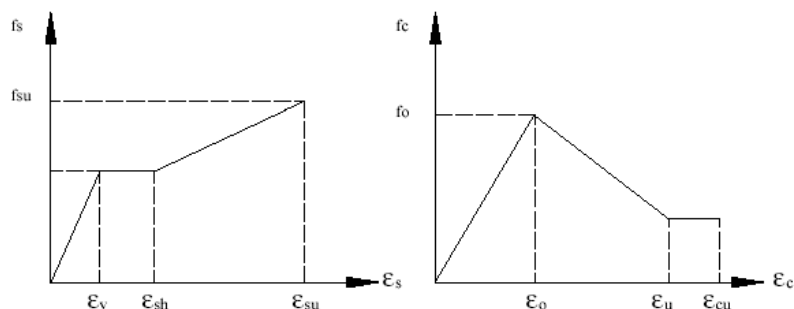


Fig. 3.2.5. Modelo Trilineal para el acero y de Kent y Park para el concreto reforzado Confinado.

En la práctica, la relación momento-curvatura para una sección con ductilidad, si bien es una función continua, se puede idealizar por medio de una relación trilineal como la indicada en la (fig. 3.2.6-a). El primer punto corresponde al agrietamiento del concreto por tensión, el segundo a la fluencia del acero en tensión y el tercero a la máxima deformación del concreto en compresión. En la mayoría de los casos es suficiente con aproximar la curva real a una relación bilineal como las indicadas en las (fig. 3.2.6-b y 3.2.6-c). El hecho real es que una vez que hayan ocurrido las grietas, que es el caso más frecuente en las vigas bajo cargas de servicio, la relación $M-\phi$ es casi lineal desde carga cero hasta el inicio de fluencia. En consecuencia, las (fig. 3.2.6-b y 3.2.6-c) representan en forma muy aceptable diagramas $M-\phi$ para vigas de comportamiento global dúctil pero que ya tenían una agrietamiento inicial.

En definitiva, como aplicaciones útiles del diagrama $M-\phi$ se puede señalar que muestran en forma muy clara los diferentes niveles de resistencia asociados a los estados del comportamiento analizado, y la ductilidad local de la sección. Otra aplicación que no debe dejar de aprovecharse es la que corresponde a la verificación de la rigidez del elemento estructural (Viera Arroba L. P 2004). La ecuación (3.2.3.) es generalmente aplicada a comportamiento lineal. Sin embargo, se podría ampliar a todo el rango de respuesta de la sección y en consecuencia hablar de tres valores diferentes de módulo de rigidez a flexión:

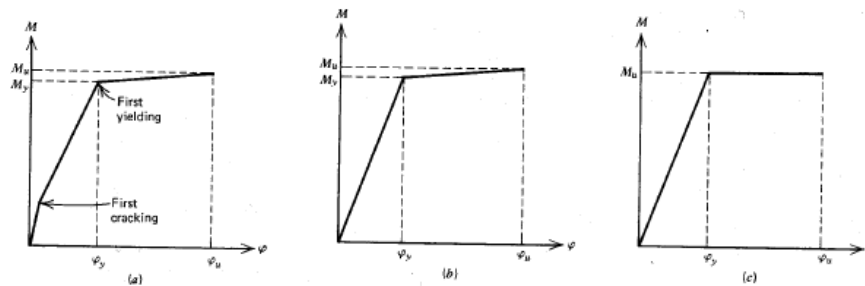


Fig. 3.2.6. Diferentes Idealizaciones de Relaciones Momento vs. Curvaturas para Secciones con falla primaria por tensión.

Esquema de Cálculo

Hay algunas formas de cálculo del diagrama momento curvatura pero todas ellas están basadas en los mismos principios que son: compatibilidad de deformaciones, equilibrio de fuerzas y equilibrio de momentos. A continuación se presenta un procedimiento de cálculo:

1. Seleccionar un valor de deformación máxima del concreto, ε_c , para obtener un punto del diagrama momento curvatura.
2. Imponerse una ubicación del eje neutro c , y en base a esta ubicación trazar el perfil de deformación a lo largo de la profundidad de la sección. Se supone que la deformación varía linealmente. Por medio de la compatibilidad de deformaciones se determinan las deformaciones en cada fila del acero, ε_s , y en cualquier punto del concreto.
3. Con las deformaciones obtenidas, se determinan los correspondientes esfuerzos del acero y del concreto en base a las curvas constitutivas de los respectivos materiales.
4. En función de los esfuerzos, se calculan las fuerzas que actúan sobre la sección del acero y del concreto, multiplicando cada esfuerzo por su área respectiva.
5. La suma vectorial de las fuerzas representa la carga axial neta que gravita sobre la sección. Se ve que exista equilibrio de fuerzas, considerando la carga axial dada. Si no hay equilibrio se repite desde el paso No. 2. aumentando o disminuyendo la profundidad del eje neutro, según sea el caso. El cálculo es iterativo hasta tener equilibrio de fuerzas.
6. Por último se obtiene el momento flector interno que corresponde a la última posición del eje neutro, multiplicando cada fuerza por su brazo respectivo, medido desde el eje de referencia al centroide plástico de la sección.

La curvatura se calcula como la razón de la deformación del concreto ε_c , sobre la distancia al eje neutro. De esta forma se obtiene un punto del diagrama envolvente momento-curvatura. Para encontrar otro punto se impone un nuevo valor de ε_c y se repite del paso No. 2. al paso No. 6 (Viera Arroba L. P 2004).

3.2.3. Métodos para la determinación de desplazamientos laterales inelásticos en columnas de puentes urbanos

Las columnas de concreto reforzado son elementos muy comunes en el diseño de puentes de concreto, después del terremoto de Northridge (1994) reveló el pobre desempeño de los puentes a solicitaciones sísmicas construidos antes de 1971, éste hecho se reflejó con fallas en las columnas, aun así puentes construidos después de 1971 recibieron grandes daños y fue necesario invertir grandes cantidades de dinero en reparaciones posteriores al terremoto (ACI 341.2-97). En general las columnas parecen ser muy vulnerables al esfuerzo cortante debido a los desplazamientos laterales producidos por terremotos ver (fig. 3.2.7.). Es por esto que muchos investigadores e instituciones desde esa época se dedican al estudio de este tipo de falla, ya que es muy común que en este tipo de estructuras (zapata-columna-trabe) la falla se produzca en la zona conocida como “plastic hinge” o articulación plástica, debido a los desplazamientos laterales producidos por los terremotos.



Fig. 3.2.7. Falla tipo en columnas de puentes urbanos y carreteros

Este tipo de falla se presenta debido a que el puente al ser excitado por un sismo la gran parte de los efectos se genera en esa zona (ver fig. 3.2.7.), debido a que el comportamiento de este tipo de estructuras es muy similar a un péndulo invertido y esto hace que los mayores efectos se presenten en el empotre o unión zapata-columna. Es por esto que este trabajo solo se enfocara en el estudio de este comportamiento en particular sin hacer ninguna revisión en el diseño estructural y se limitara a determinar los desplazamientos relativos y así poder determinar las propiedades del funcionamiento del sistema sometido a excitaciones sísmicas.

La carga sísmica es cíclica y dinámica en la naturaleza. Varios investigadores han estudiado la influencia del modelo de carga sísmica y el comportamiento sobre la respuesta de columna, algunos métodos de prueba son: pseudoestático, pseudodinámico y pruebas de simulador de terremotos. La historia del estudio de los desplazamientos laterales producidos por sismos tiene una influencia fuerte tanto sobre la respuesta de la fuerza que produce el desplazamiento como sobre la capacidad de desplazamiento (Estrada Ruiz J. L. y Reinoso Angulo E. 2005).

En la literatura se pueden encontrar varios métodos para determinar el desplazamiento lateral inelástico, a continuación se describirán de manera breve algunos métodos para determinar la longitud de la articulación plástica o “plastic hinge” y así poder finalmente determinar el desplazamiento inelástico total. Estos métodos son muy prácticos ya que evitan hacer grandes cálculos y tienen una buena precisión.

Calculo de la longitud de la articulación plástica “Lp”

El desplazamiento total de una columna sometida a una sollicitación sísmica se puede expresar como:

$$\Delta u = \Delta y + (\phi u - \phi y) \cdot (h - Lp / 2) \cdot Lp$$

donde:

- Δu = desplazamiento ultimo
- Δy = desplazamiento por flexión elástica
- ϕu = curvatura ultima
- ϕy = curvatura en el limite plástico

En donde la expresión:

$$\Delta p = (\phi u - \phi y) \cdot (h - Lp / 2) \cdot Lp$$

Se conoce como la longitud del desplazamientos plástico, Lp , es conocido como la longitud de la articulación plástica y h es la altura de la columna.

La localización de la articulación plástica “ Lp ” en las columnas de puentes urbanos, aparece por lo regular en la base de la columna (ver fig. 3.2.8.) y se presenta cuando una fuerza lateral desplaza la parte superior de la columna (movimiento transversal de la superestructura) (ver fig. 3.2.9.).

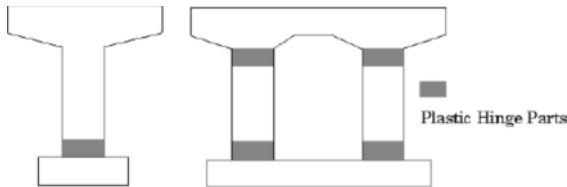


Fig. 3.2.8. Ubicación de la articulación plástica

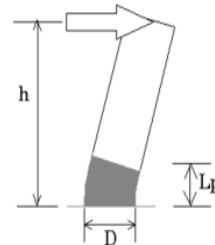


Fig. 3.2.9. Longitud de la articulación plástica Lp

De varios estudios, pruebas y modelos de histéresis de las columnas, investigadores que estudiaron este tipo de comportamiento dedujeron las siguiente formulas empíricas.

Baker and Amarakone [Baker 1966]

En 1956, Baker [Baker 1956] uso $lp = 0.5D$ donde D = diámetro de la columna donde se valora la respuesta de la columna de concreto. Las siguientes ecuaciones fueron desarrolladas para calcular la longitud de la articulación plástica Lp y la deformación a flexión del concreto,

ε_{cu} ; en las ecuaciones, ρ_s = la relación del refuerzo transversal, L = longitud de la columna, c = longitud del eje neutro.

$$Lp = 0.8k_1k_2 \frac{L}{D}c$$

$$\varepsilon_{cu} = 0.0015 \left(\left[1 + 150\rho_s + (0.7 - 10\rho_s) \frac{D}{c} \right] \leq 0.01 \right)$$

Dado que los valores de la articulación plástica y la deformación a compresión del concreto están en función del eje neutro, esto hace que dependan de la fuerza axial y la relación de refuerzo transversal. Los parámetro k_1 y k_2 , están definidos como sigue: $k_1 = 0.7$ para acero templado y 0.9 para acero trabajado en frío, para $k_2 = 0.6$ si el $f_c' = 5100$ psi y 0.9 si el $f_c' = 1700$ psi. Es por eso que el valor común de la longitud de la articulación plástica es:

$$Lp = 0.3(L/D)c.$$

Corley [Corley 1966]

Las expresiones para calcular la longitud de la articulación plástica y la deformación a flexión del concreto están basadas en pruebas a vigas apoyadas simplemente, desarrollándose las siguientes ecuaciones:

$$Lp = 0.5D + 0.2\sqrt{D} \frac{L}{D}$$

$$\varepsilon_{cu} = 0.003 + 0.02 \frac{b}{L} + \left(\frac{\rho_s f_y}{20} \right)^2$$

Donde b es el peralte de la viga y las unidades están dadas en pulgadas y psi. La longitud de la articulación plástica depende de la relación de forma y el peralte de la sección.

Sawyer [Sawyer 1964]

Sawyer propuso la siguiente expresión para calcular la longitud de la articulación plástica; la expresión solo depende del diámetro y longitud de la columna. La articulación plástica excede de $0.5D$ si la relación de aspecto es de 3 o más.

$$Lp = 0.25D + 0.075L$$

Priestley and Park [Priestley 1987]

Priestley and Park propusieron la siguiente expresión derivada de una serie de mediciones de la capacidad de desplazamiento de columnas de puentes a escala sujetas a cargas cíclicas. La longitud de la articulación plástica solo depende de la longitud de la columna, L , y del diámetro de la varilla longitudinal, d_b .

$$L_p = 0.08L + 6d_b$$

Zahn, Park, and Priestley [Zahn 1986]

La expresión previa fue evaluada usando adicionalmente datos de modelos de columnas de puentes que variaban en la forma de sección transversal, relación de refuerzo transversal y relación de carga axial. Los resultados no fueron conservativos para relaciones de carga axial menores que 0.3. La ecuación previa fue modificada como se muestra:

$$L_p = 0.08L + 6d_b \left(0.5 + 1.67 \frac{P}{A_g f_c'} \right)$$

Priestley, Seible, and Calvi [Priestley 1996]

Priestley, Seible y Calvi usaron la siguiente expresión para calcular la longitud de la articulación plástica. La longitud de la articulación plástica depende de la longitud de la columna, L , del diámetro de la varilla, d_b , y el valor de la fluencia del acero longitudinal, f_y , las variables (L y d_b) están en pulgadas y (f_y) en ksi. La segunda ecuación provee una estimación de la capacidad de deformación.

$$L_p = 0.08L + 0.15f_y d_b$$

$$\varepsilon_{cu} = 0.004 + \frac{1.4\varepsilon_{uh} f_{yh}}{f_{cc}'}$$

El primer miembro de la expresión es la contribución a la flexión y el segundo miembro es la contribución debida al deslizamiento del anclaje del refuerzo longitudinal. La primera expresión es igual a la ecuación propuesta por [Priestley 1987] si $f_y = 40$ ksi.

Reglamento de Caminos y puentes de la asociación de caminos de Japón

Para la asociación de caminos de Japón la articulación plástica esta definida por:

$$L_p = 0.2h - 0.1D$$

y solo para:

$$0.1D < L_p < 0.5D$$

3.3. Consideraciones de los efectos de Interacción Suelo-Estructura (ISE)

3.3.1. Antecedentes

La interacción suelo-estructura (ISE) es la consideración de la flexibilidad del suelo de la cimentación de modo que la estructura no está empotrada totalmente en la base. Por lo tanto, existe un flujo de energía desde el suelo a la estructura y viceversa.

En el diseño y análisis sísmico de puentes generalmente se desprecian los efectos de la interacción suelo-estructura (ISE). La mayoría de los estudios de ISE en los últimos 25 años se dedicaron a edificios y estructuras relacionadas con centrales nucleares. Comparativamente, la respuesta sísmica de puentes soportados por columnas y estructuras similares ha sido motivo de menor esfuerzo por parte de los investigadores. Estos esfuerzos no logran definir métodos y/o especificaciones tipo código. Es necesario estudiar e identificar el comportamiento de los principales parámetros del problema de la respuesta sísmica de sistemas columna-puente. Las especificaciones de la más aceptada guía de diseño de los EEUU, la AASHTO (American Association of State Highway and Transportation Officials), recomiendan tres métodos de análisis, ellos son: del coeficiente de respuesta sísmica elástico, del método de análisis espectral de un modo y del método de análisis espectral de varios modos. En los tres se reconoce la importancia de las condiciones del suelo local. Pero debe notarse que no son considerados los efectos de la interacción suelo-estructura creadas por la presencia de la superestructura y del sistema de cimentación del puente en el lugar del emplazamiento de la obra, junto con la influencia de la relación fuerza-desplazamiento de la interfaz suelo-estructura en el comportamiento estructural. El pequeño número de puentes estudiados, considerando efectos ISE puede ser atribuido de antemano a la complejidad del problema físico y la falta de una aproximación de diseño fácil de usar que tenga en cuenta su influencia. Recientes estudios experimentales y analíticos han identificado el importante papel que los efectos ISE puede jugar durante la excitación sísmica de puentes (y otras estructuras) y han demostrado la necesidad de incorporarla en el diseño de una amplia gama de clases de estructuras de puentes.

3.3.2. Factores que contribuyen a la interacción dinámica de suelo-estructura en puentes

Diferentes condiciones de suelo y diferentes propiedades de la cimentación tienen distintos efectos en la respuesta estructural, es decir, las condiciones locales del suelo en un sitio determinarán las amplitudes y el contenido de frecuencias del movimiento sísmico, lo cual es un factor que puede influir de manera importante en la respuesta de una estructura como es el caso de la ciudad de México. A este respecto, la respuesta elástica de una estructura dependerá entre otros factores de la relación entre el periodo del suelo del sitio y el periodo de la estructura (Estrada y Reinoso 2004).

En el caso de excitación sísmica se distinguen dos factores que contribuyen al efecto: primero, la imposibilidad de la cimentación de adoptar el movimiento no uniforme, variable especialmente del suelo, es la llamada reducción media del movimiento debida a la cimentación, es la ISE cinemática; y segundo, la acción y reacción entre el suelo y la cimentación que causan deformaciones en el suelo y movimiento en la cimentación, ésta es la parte inercial de la ISE.

Es posible distinguir de la ISE cinemática un fenómeno adicional llamado efecto cuasiestático, que se da cuando los apoyos de la estructura están separados distancias del orden de la longitud de onda primaria de la excitación sísmica. En este caso no es válido considerar a los apoyos excitados sincrónicamente. Un caso destacable es el de puentes continuos con apoyos deslizantes.

3.3.3. Efectos de la ISE

Es posible poner de manifiesto los rasgos sobresalientes de los efectos ISE comparando una estructura modelada como situada sobre roca rígida y la misma estructura enterrada en suelo deformable, bajo la acción sísmica de ondas horizontales propagándose verticalmente. Se define en la roca rígida un punto de control, A, donde se considera medida la excitación (ver figura 3.3.1.) (Canavesio F., Ambrosini R., Natalini M).

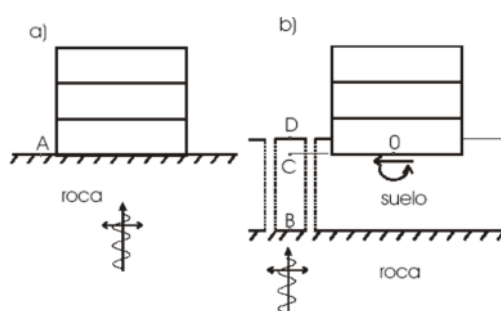


Fig. 3.3.1. a) Cimentación sobre roca, b) Cimentación enterrada en un estrato de suelo sobre roca.

Para el caso de la estructura situada sobre roca rígida, la excitación resulta constante a lo alto de la estructura y esto origina esfuerzos cortantes y momentos flexionantes en la base de la estructura. Por hipótesis la interfaz no se deforma y no sufre deslizamientos adicionales a los medidos en el punto de control. No se observa tambaleo o cabeceo. Para la estructura enterrada en suelo deformable los desplazamientos en la interfaz suelo estructura (punto O) pueden ser distintos a los del punto de control, B, en este caso situado por debajo del estrato de suelo. Se distinguen tres efectos, primero, la respuesta de campo libre, es el movimiento que tendrá un punto situado en la superficie del estrato de suelo sin excavar y sin la estructura (punto D), que en general será distinto al movimiento que tendrá la roca rígida subyacente; segundo, el movimiento medio efectivo impuesto en la base considerada sin masa y rígida que consistirá en un movimiento horizontal promediado y una componente de giro; y tercero, las cargas inerciales, aplicadas a la estructura producen momentos de volteo y esfuerzos de corte en la interfaz que es considerada deformable y esto nuevamente modifica los movimientos de la base.

La excitación ya no es la medida sobre la roca sino que en general el suelo amplifica las traslaciones y surgen componentes rotacionales en cimentaciones enterradas sometidas a ondas horizontales propagándose verticalmente. La excitación permanece invariable en el caso de presentarse sollicitaciones de diferentes orígenes (Canavesio F., Ambrosini R., Natalini M).

Las formas modales y las frecuencias naturales cambian al considerar la posibilidad de desplazamientos en la interfaz, el sistema se torna menos rígido. En columnas de puentes los

desplazamientos de las cabezas de columnas se incrementan en gran parte debido a giros como cuerpo rígido permaneciendo esencialmente sin variaciones la demanda de ductilidad de curvatura que es igual a 4.

El amortiguamiento se incrementa por la radiación de energía, reduciendo la duración de la respuesta. Esto no se da cuando la excitación es de menor frecuencia que la primer frecuencia natural del estrato de suelo que soporta a la estructura.

En conclusión estos efectos, comprenden la rigidez de la cimentación en el plano horizontal K_H (traslación) y la rigidez de rotación K_R (rotación), comparando la respuesta en la parte superior de la estructura con la respuesta traslacional y el cabeceo de la base. La respuesta traslacional total en la superestructura, \bar{U}_T , la respuesta de cabeceo de la base, θ_0 , y la respuesta traslacional de la base, U_0 , se estiman a través de las frecuencias fundamentales de vibración de la estructura, en dirección transversal (T) y longitudinal (L), los cuales en este estudio se toman de las obtenidas durante las pruebas de vibración ambiental. Para la obtención de las propiedades del sistema considerando los efectos ISE, se empleará el método de Luco simplificado (Luco, 1980 y Luco *et al*, 1987). Este método se explica en el anexo 1.

3.3.4. Descripción de la problemática

El claro problema para valorar la respuesta de una estructura interactuando con el suelo que la soporta bajo una carga estática o dinámica puede ser referido como interacción suelo-estructura (ISE). El inconveniente más grande en la evaluación de la ISE en un puente, es que los puentes están soportados por varias columnas y estribos que forman sistemas independientes y a veces diferentes sistemas de cimentación el cual se sostiene en otro tipo de suelo, el problema más grande a valorar es la interacción que en este caso es más apropiado decirle como el problema de interacción suelo-cimentación-estructura (ISCE). Por conveniencia se divide en dos el problema de ISCE, llamados interacción suelo-cimentación (ISC) e interacción cimentación-estructura (ICE). Dentro del contexto de ISCE, la parte ISC del problema total es la que tiene que ser enfatizada, una vez que se resuelve, gran parte del problema con la ISC puede ser resuelto por medio de métodos convencionales para resolver estructuras. Ya que el problema de la ICE resuelve el principal problema de la ISCE (Tseng y Penzin 2000).

3.3.5. Principales métodos para considerar los efectos ISE en puentes urbanos

La evaluación de los efectos interacción suelo-estructura en puentes ubicados en regiones de alta sismicidad no ha recibido la especial atención como otras estructuras críticas en la ingeniería. En el pasado los efectos ISE solo eran un problema del diseño de la cimentación. Solo recientemente se tiene la metodología de análisis y procedimientos formales de los efectos ISE debido en gran parte a adoptar metodologías de análisis desarrolladas en otras industrias para así poder evaluar el desempeño de los puentes, especialmente los de gran importancia.

Incluso aunque el problema de interacción suelo-estructura en puentes posee sus propias características, la práctica actual es adoptar con las menores modificaciones las mismas metodologías de análisis que se usan en el diseño de la industria nuclear y de costa fuera. Independientemente del tipo de cimentación y de las condiciones del suelo, actualmente los procedimientos para poder estimar los efectos ISE se pueden clasificar en dos grandes métodos: el denominado método Elástico Dinámico que ha sido desarrollado principalmente en la industria nuclear y el método empírico $p-y$ que ha sido desarrollado en la práctica de la industria costa fuera (Tseng y Penzin 2000). Recientemente se han adoptado nuevos métodos para determinar la interacción dinámica que es precisamente mediante el MEC (Método de los Elementos de Contorno) o por sofisticados procedimientos MEF (Método de los Elementos Finitos), estos métodos son los más importantes, pero existen métodos simplificados que son los que nos ocupan en este trabajo.

3.3.6. Metodología para considerar que tan benéfico o perjudicial son los efectos ISE en puentes urbanos

Gazetas G. y Mylonakis G. (2000) en su publicación llamada “ Seismic soil-structure interaction: beneficial or detrimental?.”, así como Ciampoli M. and Pinto P. E. (1995). en su trabajo “Effects of soil-structure Interacción on Inelastic seismic Responce of Bridge Piers”, proponen una metodología para calcular la importancia de los efectos interacción suelo-estructura en la respuesta dinámica de columnas de puentes urbanos y carreteros dentro del rango inelástico y en particular, determinar la máxima ductilidad requerida en las regiones críticas de la superestructura y que es más estudiada por Gazetas G. y Mylonakis G. (2000), donde éste problema se simplifica por un modelo de una viga en cantiliver o péndulo invertido que soporta una masa en la parte superior.

3.3.6.1. Ductilidad en soportes flexibles de estructuras (columna)

Para calcular los efectos de suelos flexibles o blandos sobre la respuesta inelástica de estructuras (particularmente puentes), los ingenieros han estado usando una idealización simple de la estructura como se indica en la (fig. 3.3.2.), una simple columna conectada a la superestructura y sujeta a una fuerza sísmica lateral. El comportamiento bilineal elastoplástico es usualmente considerado para las columnas, mientras el suelo donde es desplantada la cimentación es modelado con resortes en la dirección traslacional y rotacional, se asumen condiciones de momento libre de la superestructura. Una simple aproximación ha sido propuesta para evaluar los efectos de ISE sobre la acción sísmica del sistema inelástico, suponiendo que el puente es cuasiestático a la carga lateral.

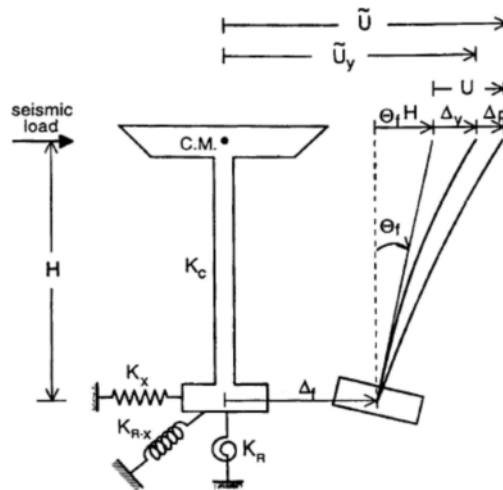


Fig. 3.3.2. Modelo usado para investigar la importancia de la ISE en la respuesta sísmica inelástica de columnas en puente (Gazetas G. y Mylonakis G. 2000).

El desplazamiento horizontal, \tilde{U} , de la superestructura, puede ser descompuesta como (Priestley y Park, 1987):

$$\tilde{U} = \Delta_f + \Theta_f H + \Delta_y + \Delta_p \quad (3.3.1.)$$

en donde:

- Δ_f y $\Theta_f \times H$ son los desplazamientos del cuerpo rígido de la superestructura debido al deslizamiento (Δ_f) y el balanceo (Θ_f) de la cimentación respectivamente.
- Δ_y y Δ_p representan el desplazamiento elástico y plástico de la columna respectivamente. (No se toma en cuenta articulaciones móviles o cojinetes)
- $\Delta_y = F_y / K_c$ en donde F_y es la fuerza de cortante y $K_c (\cong 3E_c I_c / H)$ es la rigidez de la columna.
- Δ_p es la componente plástica del desplazamiento de la superestructura debido a la falla de la columna la cual está concentrada en la base de la columna (“articulación plástica”). En donde en la sección anterior ya se demostró como calcular esta variable.

Si la columna está empotrada a su base la ecuación (3.3.1.), puede simplificarse como:

$$U = \Delta_y + \Delta_p \quad (3.3.2.)$$

y dividido por Δ_y tendríamos el factor de desplazamiento dúctil de falla de la columna.

$$\mu_c = \frac{\Delta_y + \Delta_p}{\Delta_y} \quad (3.3.3.)$$

Para el sistema de soporte flexible, el desplazamiento de falla elástica, \tilde{U}_y , del puente es obtenido estableciendo $\Delta_p = 0$ en la ecuación (3.3.1.):

$$\tilde{U}_y = \Delta_f + \Theta_f H + \Delta_y \quad (3.3.4.)$$

La relación definida \tilde{U}/\tilde{U}_y es llamada factor de desplazamiento “global” o “sistema” de la ductilidad del sistema cimentación-puente.

$$\mu_s = \frac{\tilde{U}}{\tilde{U}_y} = \frac{\Delta_f + \Theta_f H + \Delta_y + \Delta_p}{\Delta_f + \Theta_f H + \Delta_y} \quad (3.3.5.)$$

Dividida por Δ_y de la falla, queda una expresión adimensional entre μ_s y μ_c

$$\mu_s = \frac{c + \mu_c}{c + 1} \quad (3.3.6.)$$

en donde

$$c = (\Delta_f + \Theta_f H) / \Delta_y \quad (3.3.7.)$$

y se expresa un coeficiente adimensional del desplazamiento cimentación -estructura

Las ecuaciones (3.3.4.) y (3.3.5.) asumen implícitamente que la respuesta de la cimentación ($\Delta_f + \Theta_f H$) es la misma para ambos casos, para la falla última y la falla elástica. Esto mantiene la suposición de una pila perfectamente plástica con alta resistencia a la falla apoyada sobre una cimentación. Para una columna con comportamiento bilineal las ecuaciones (3.3.6.) y (3.3.7.) pueden ser remplazadas por.

$$\mu_s = \frac{\tilde{U}}{\Delta_y(1+c)} \quad (3.3.8.)$$

La ecuación (3.3.6.) es ilustrada en la (fig. 3.3.3.) en donde μ_s es graficado como una función de μ_c para diferentes valores del coeficiente de flexibilidad c . Para $c = 0$ (con base fija), los valores de los dos factores coinciden ($\mu_s = \mu_c$). Para $c > 0$, de todos modos, μ_s es siempre más pequeño que μ_c y decrece linealmente cuando aumenta c . De hecho, en el caso limite cuando $c \rightarrow \infty$ (una cimentación infinitamente rígida o una estructura absolutamente rígida), la ductilidad del “sistema” μ_s es 1 a pesar de cualquier valor de μ_c .

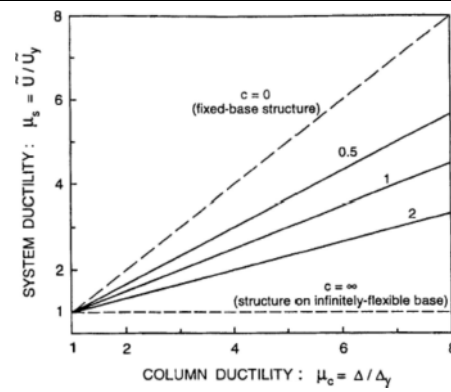


Fig. 3.3.3. Relación entre la ductilidad μ_c de la columna y la ductilidad del sistema μ_s [ecuación (3.3.6)] para el modelo del puente de la (fig. 3.3.2.) (Gazetas G. y Mylonakis G. 2000).

4. EJEMPLOS DE APLICACIÓN

4.1. El caso de los tramos de Barranca del Muerto y San Jerónimo

Durante los meses de agosto a diciembre del 2004, el Instituto de Ingeniería de la Universidad Nacional Autónoma de México (IINGEN-UNAM), realizó diversas pruebas experimentales para determinar algunas propiedades básicas del comportamiento estructural en dos tramos típicos del segundo piso del periférico. A continuación, se describe su ubicación y se destacan las principales características de su sistema estructural, por último se definen los principales aspectos que fueron tomados en cuenta para realizar el análisis sísmico de dichos tramos.

Toda la información presentada en este capítulo fue tomada del informe definitivo del segundo piso del periférico: “Determinación experimental de parámetros estructurales de dos tramos típicos del segundo piso de periférico” y de la revista Construcción y Tecnología núm. 202 publicada por el IMCYC.

4.1.1. Descripción de los tramos de estudio

Ubicación y criterios de selección

Los sitios en estudio se localizan en el periférico, al sur-poniente de la ciudad de México, la (fig 4.1.1.) muestra su ubicación. El primer tramo estudiado: “Barranca del Muerto” (sitio I), está localizado en el cruce de la avenida Barranca del Muerto y la incorporación de la calle de Las Flores, a unas cuadas de la unidad Habitacional Las Águilas. El segundo tramo en estudio: “San Jerónimo” (sitio II), se encuentra entre las calles de San Jerónimo y la avenida Toluca en la colonia Progreso.

Las características estratigráficas de esta zona son esencialmente depósitos aluviales de capacidad de carga no uniforme, los materiales compresibles se extienden a profundidades máximas de veinte metros aproximadamente, además, existe interestratificación de arcillas y suelos limo arenosos, según estudios de las características geológicas y geotécnicas del valle de México, de la Comisión de Vialidad y Transporte Urbano del Distrito Federal, (Mooser, et al, 1986). Ubicando los dos sitios de estudio en el plano de zonificación geotécnica de la ciudad de México, éstos se encuentran en Zona I o de Lomas.

Posterior a su ubicación, se procedió a la elección de los tramos a estudiar. Para el sitio I, Barranca del Muerto (fig. 4.1.2.), se eligió el tramo comprendido entre los ejes B174 al B177. En el sitio II, San Jerónimo (fig. 4.1.3.), el tramo a estudiar fue el que comprende los ejes B54 a B55.

Cabe destacar que ambos tramos comprenden el sistema estructural que predomina a lo largo de toda la obra, además de ser de los más elevados. Están estructurados mediante vigas conocidas como “TC” y “TA”, que están cimentadas sobre zapatas aisladas. Además de lo anterior, el tramo de San Jerónimo se eligió con el fin de evaluar la influencia de un collarín en la conexión zapata-columna y estudiar el comportamiento estructural de una columna típica ante fuerzas laterales, prueba que se realizó en la columna ubicada en el eje B55.

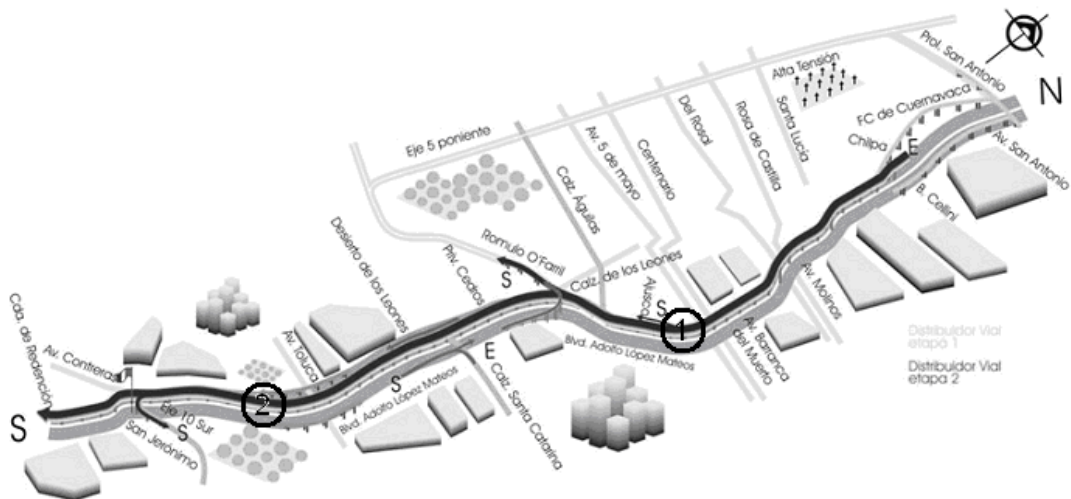


Fig. 4.1.1. Ubicación de los sitios de estudio



Fig. 4.1.2. Perspectiva del sitio I "Barranca del Muerto"



Fig. 4.1.3. Perspectiva del sitio II "San Jerónimo".

Descripción del sistema estructural.

Como se mencionó anteriormente, los tramos en estudio se caracterizan por estar estructurados mediante vigas apoyadas sobre columnas. La unión entre las vigas con voladizos y las columnas fue concebida para formar un marco rígido (fig. 4.1.4.). En el proyecto estructural estas traveses fueron identificadas como tipo "TA" y las traveses centrales como tipo "TC". En ambos casos se trata de elementos prefabricados y pretensados de concreto, cuya sección es de tipo cajón. Las columnas son de sección oblonga de 1.80 por 2.40 m, como se puede observar en la (fig. 4.1.5.) y desplantadas en zapatas apoyadas en cuatro pilas, ver (fig. 4.1.6.).

Como se puede apreciar en las (fig 4.1.7. y 4.1.8.), la superestructura está compuesta por traveses de rigidez, cabezales y traveses tipo "TA" y tipo "TC", todo de concreto armado, con un ancho que varía de 6.00 a 12.00 m, una longitud entre 22.50 y 30.00 m y una altura de 1.40 a 2.40 m.

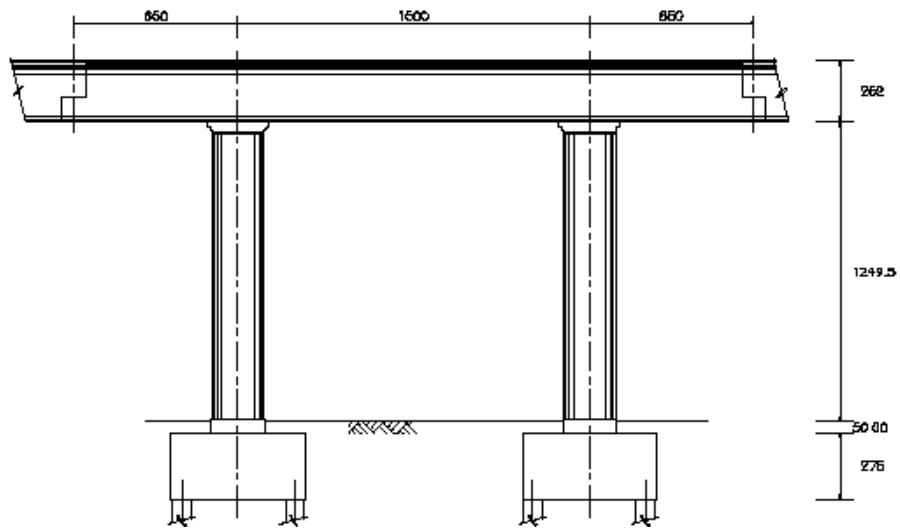


Fig. 4.1.4. Marco longitudinal conformado por dos columnas y una trabe de apoyo tipo "TA".

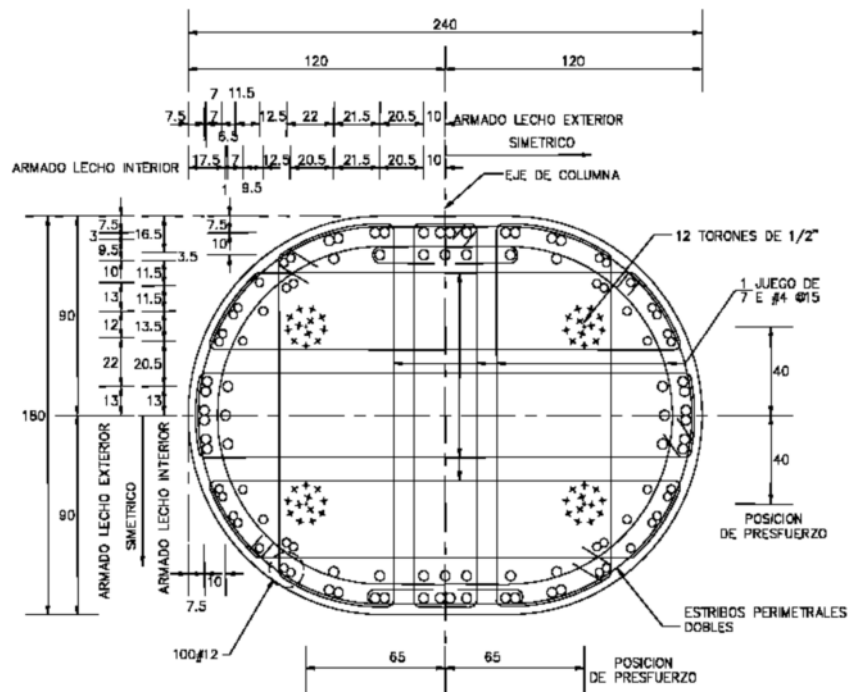


Fig. 4.1.5. Detalle de la sección transversal de la columna.

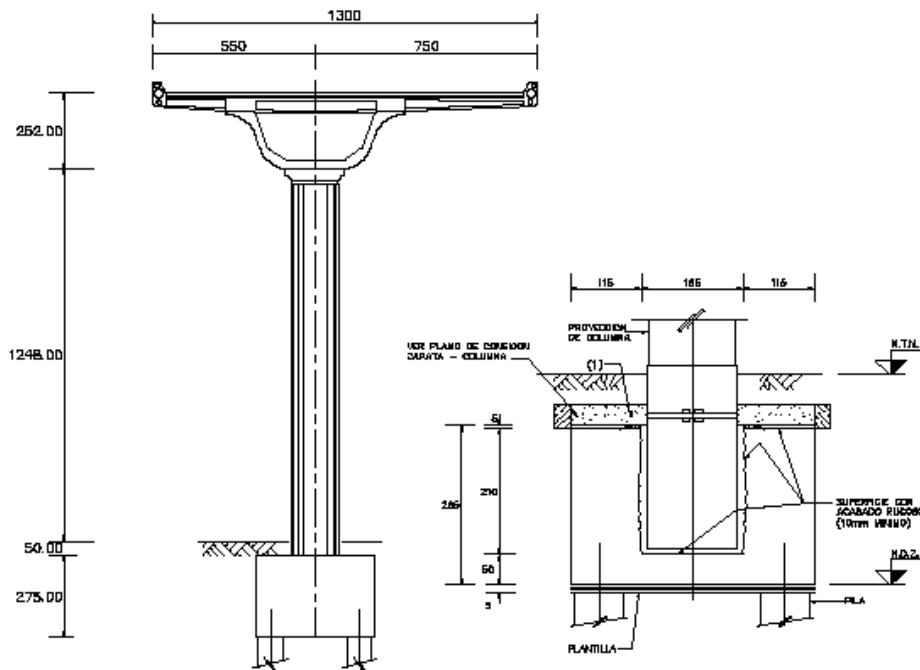


Fig. 4.1.6. Elevación transversal de la columna prefabricada y detalle de la conexión con la zapata

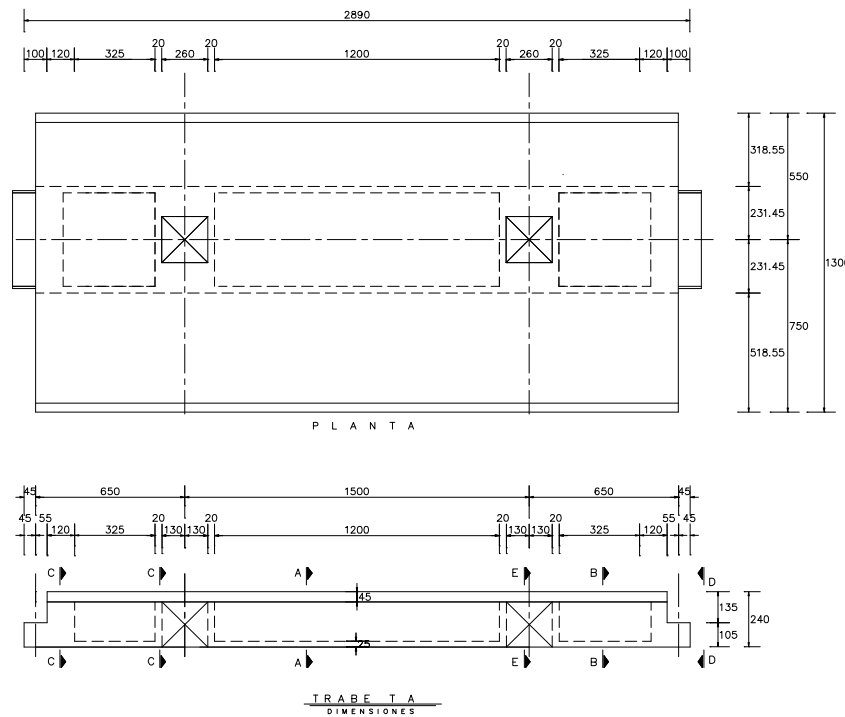


Fig. 4.1.7. Detalle de trabe tipo "TA".

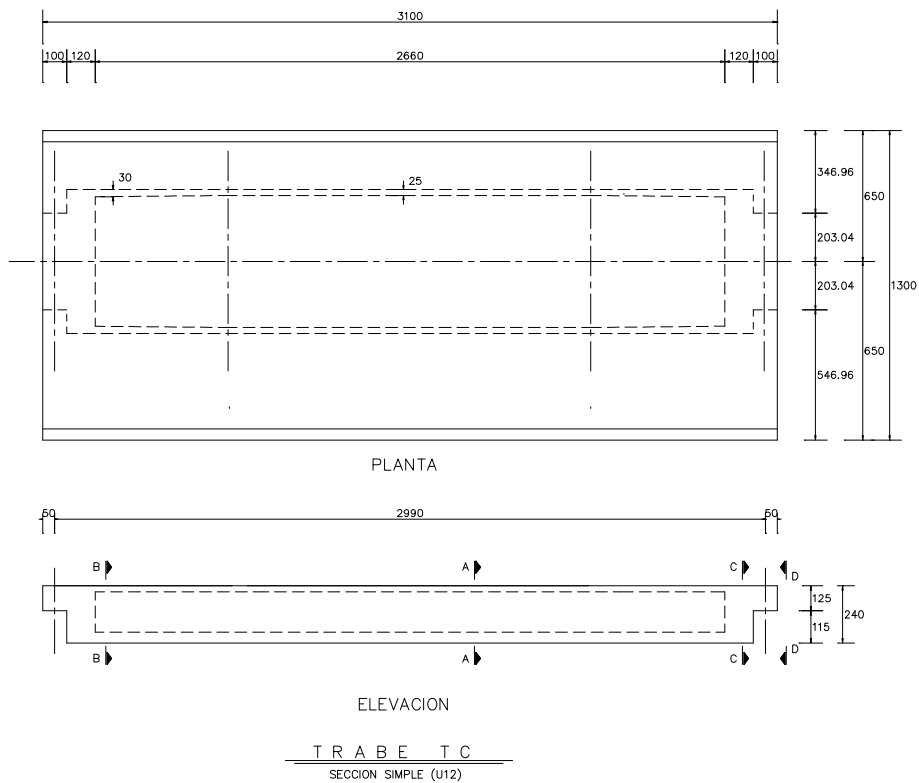


Fig. 4.1.8. Detalle de trabe tipo “TC”.

La cimentación es a base de pilas de concreto armado que están a nivel de desplante de aproximadamente 28 metros bajo el nivel de terreno natural. También se construyeron zapatas de concreto armado de aproximadamente 5.00 x 4.00 x 2.50 m para unir las pilas y en esta forma conformar la cimentación.

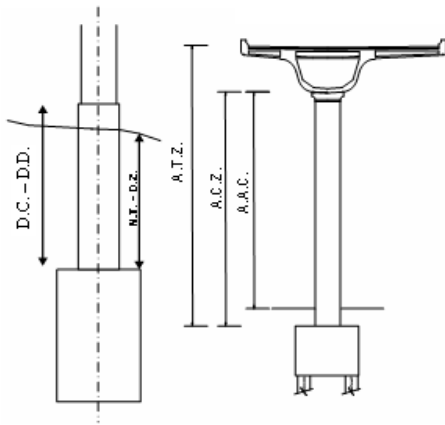
En las tablas 4.1. y 4.2. se presentan los niveles de desplante y dimensiones de las columnas, zapatas y pilas.

Tabla 4.1. Alturas de columnas y profundidades de desplante de zapatas y pilas de los ejes B174 a B177

Eje de Columna	DP m	DPL m	DZ m	DD m	DC m	TCC m	AC m	ACZ m	CE m	LP m	DC - DD m
B174	257.950	274.400	274.450	276.450	277.450	291.627	14.18	17.18	43.00	16.50	1.00
B175	258.600	275.050	275.100	277.100	278.100	291.598	13.50	16.50	15.00	16.50	1.00
B176	260.850	277.300	277.350	279.350	280.350	292.226	11.88	14.88	43.00	16.50	1.00
B177	261.550	278.000	278.050	280.050	281.050	292.497	11.45	14.45	15.00	16.50	1.00

Tabla 4.2. Alturas de columnas y profundidades de desplante de zapatas y pilas de los ejes B54 y B55

Eje de Columna	DP m	DPL m	DZ m	DD m	DC m	TCC m	AC m	ACZ m	CE m	LP m	DC - DZ m
B54	296.400	312.800	312.850	314.850	315.850	329.416	13.57	16.57	43.00	16.45	1.00
B55	296.800	313.150	313.200	315.200	316.200	329.563	13.36	16.36	15.00	16.40	1.00



Nota:

- D.P. - Elevación del desplante de pila.
- D.PL. - Elevación del desplante de plantilla.
- D.Z. - Elevación del desplante de zapata.
- D.C. - Elevación del desplante de la columna.
- T.C.C. - Nivel de tope de colado de columna, correspondiente a N1 ó N2.
- N.T. - Nivel del terreno, de acuerdo con el perfil
- N.Tr. - Nivel de la parte superior de la trabe, de acuerdo con el perfil
- E.C. - Elevación del cabezal de la columna
- A.A.C. - Altura de la columna a partir del N.T.
- A.C. - Altura de columna.
- A.C.Z. - Longitud de columna hasta el desplante de la zapata.
- L.C. - Longitud del cabezal
- A.C.C. - Altura del cabezal de la columna a partir del terreno
- A.T.Z. - Longitud desde la trabe hasta el desplante de la zapata
- LP. - Longitud pilas
- C.E. - Claro entre el eje de columna actual y el anterior.

Propiedades de los materiales

Para los elementos estructurales se emplea el concreto de clase 1 según el RCDF, con las siguientes características, según el elemento que se trate:

Elemento	f'c kg/cm ²	E kg/cm ²
Pilas	250	221359
Zapatas	300	242487
Columnas	400	280000
Trabes de rigidez	400	280000
Cabezales 1ª etapa	500	323049
Cabezales 2ª etapa	400	280000
Trabes TA y TC	450	296985
Firme estructural	300	242487

Donde:

f'c Resistencia especificada del concreto a compresión.

E Módulo de elasticidad del concreto.

El acero de refuerzo empleado tiene un esfuerzo de fluencia de $f_y = 4200 \text{ Kg/cm}^2$ y un módulo de elasticidad de $E_s = 2 \times 10^6 \text{ Kg/cm}^2$.

El acero estructural de los accesorios tiene un esfuerzo de fluencia de $f_y = 2530 \text{ Kg/cm}^2$ y un módulo de elasticidad de $E_s = 2 \times 10^6 \text{ Kg/cm}^2$.

Se consideraron los siguientes pesos volumétricos:

- Material del relleno = 1.6 ton/m^3
- Concreto reforzado = 2.4 ton/m^3
- Asfalto = 2.0 ton/m^3 .

4.1.2. Pruebas experimentales en el tramo Barranca del Muerto

4.1.2.1. Programa de pruebas

Las pruebas que se realizaron en este tramo se dividieron en dos etapas. En la primera, el objetivo fue determinar la deformación de la columna ante diferentes cargas laterales y observar el comportamiento del collarín en la conexión columna-zapata. Para ello, se aplicaron fuerzas laterales en el extremo superior de la columna del eje B174. En la segunda etapa, las pruebas tuvieron como objetivo principal determinar la deformación de la estructura, ante cargas estáticas, dinámicas y de impacto, para compararlas con los valores permisibles de diseño. Las pruebas consistieron en la aplicación de cargas vehiculares sobre la superestructura ubicada entre los ejes B174 a B177. Además, en cada etapa se realizaron pruebas de vibración ambiental antes y después de las pruebas de carga para determinar las propiedades dinámicas y para verificar que la rigidez de la estructura no se modificara.

Pruebas de vibración ambiental

Entre los ejes B174 y B177 se instalaron varios arreglos de ocho acelerómetros ubicados en diferentes puntos estratégicos de su estructura para medir las vibraciones ambientales en las dos etapas. En la primera etapa se escogieron 18 puntos de medición y en la segunda etapa 23 puntos que se señalan en las (fig. 4.1.9. y 4.1.10.). Con estas pruebas se identificaron las principales frecuencias y formas modales de vibración en las direcciones longitudinal (L), transversal (T) y vertical (V), así como las correspondientes a las de torsión y cabeceo de la superestructura.

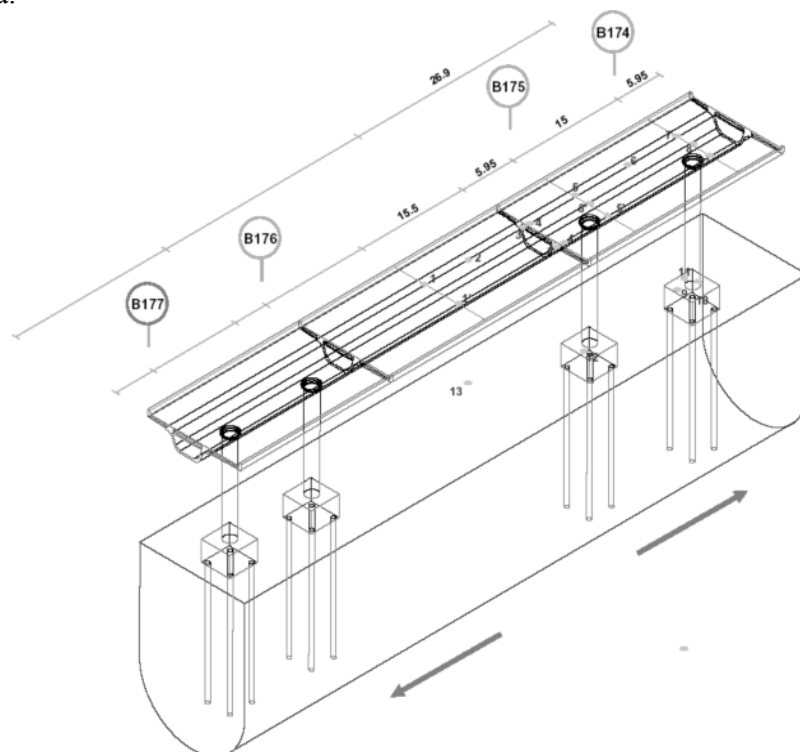


Fig. 4.1.9. Puntos de medición elegidos para las pruebas de vibración ambiental de la primera etapa (IINGEN 2005)

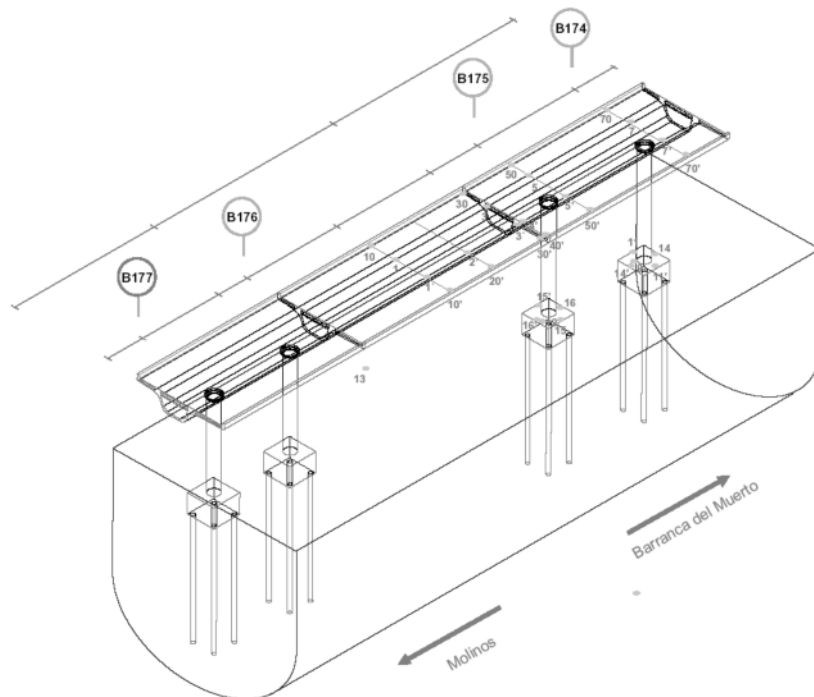


Fig. 4.1.10. Puntos de medición elegidos para las pruebas de vibración ambiental de la segunda etapa (IINGEN 2005)

Pruebas de tracción lateral

Estas pruebas consistieron en aplicar en el extremo superior de la columna B174 una fuerza de tracción, con una inclinación de aproximadamente 19° con respecto al eje horizontal, para deformarla lateralmente en la dirección perpendicular al eje de la vía. La fuerza se aplicó de manera gradual hasta alcanzar 55 t mediante una grúa de 500 t (fig. 4.1.11.). Durante todo el proceso se dio seguimiento al comportamiento de la estructura. Para tal fin, esta parte de la construcción fue instrumentada con 8 acelerómetros y 20 trasductores de desplazamiento del tipo LVDT (fig. 4.1.13.) y se contó con una brigada de topografía para medir los desplazamientos y rotaciones que se indican esquemáticamente en la (fig. 4.1.12.).



Fig. 4.1.11. Pruebas de tracción lateral con una grúa de 500 t (IINGEN 2005)



Fig. 4.1.12. Ilustración de las rotaciones y desplazamientos que se midieron en el sitio de Barranca del Muerto (IINGEN 2005)

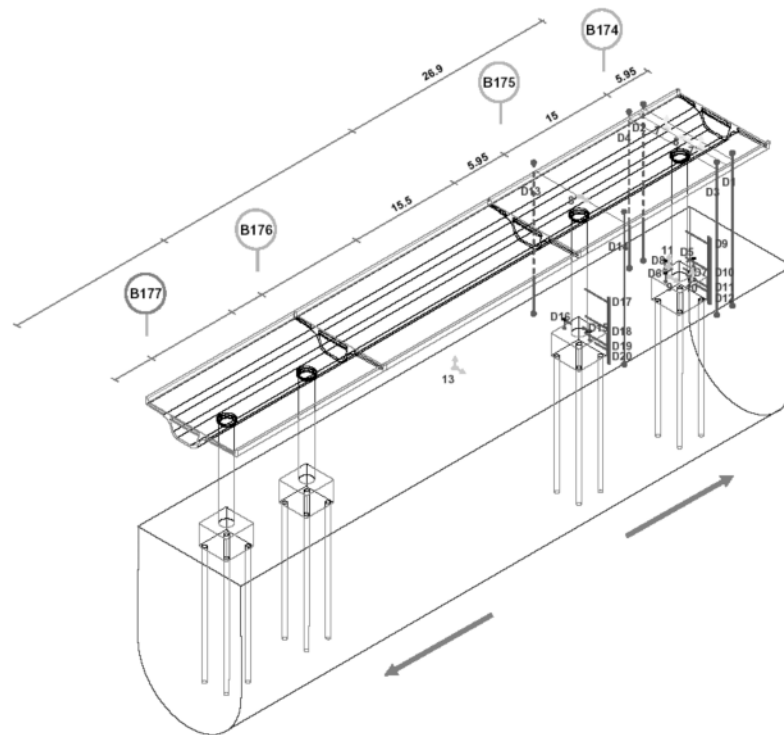


Fig. 4.1.13. Distribución de los acelerómetros y de los trasductores de desplazamiento para las pruebas de tracción lateral de Barranca del Muerto (IINGEN 2005)

Pruebas de cargas vehiculares

En el sitio de Barranca del Muerto, se efectuaron pruebas bajo cargas vehiculares extraordinarias. Durante los ensayos se midieron las deformaciones de la estructura con los camiones estacionados (carga estática) sobre el tramo de vía en cuestión y posteriormente se efectuaron mediciones con los camiones circulando por la misma vía a diferentes velocidades (cargas dinámicas) y colocando en algunos casos un placa de acero de 5 cm de peralte de espesor transversal al eje de la vía, para que al circular los vehículos produjeran impactos contra la superestructura.

Para las pruebas estáticas se emplearon cuatro camiones cargados tipo T3-S3 y un camión descargado tipo T3-S2, distribuidos en diversas formas sobre el tramo de vía en cuestión (fig. 4.1.14.). Para las pruebas dinámicas se emplearon los seis camiones circulando en el carril central (fig. 4.1.15.), cuatro vehículos tipo T3-S3 con pesos entre 58 y 60 t, aproximadamente; y dos tipo T3-S2, uno cargado con peso total de 58 t y otro descargado con un peso propio de 20 t (tabla 4.3.). Las aceleraciones y desplazamientos se registraron con 9 acelerómetros y 22 trasductores de desplazamiento tipo LVDT, los cuales se colocaron en puntos estratégicos de la estructura (fig. 4.1.16.). La configuración de la estructura ante estas solicitaciones se definió con los trasductores de desplazamiento y con ayuda de equipo topográfico. Las deformaciones angulares de la base y los volados del cabezal, así como las deflexiones verticales de la superestructura se determinaron con los registros de los trasductores de desplazamiento.

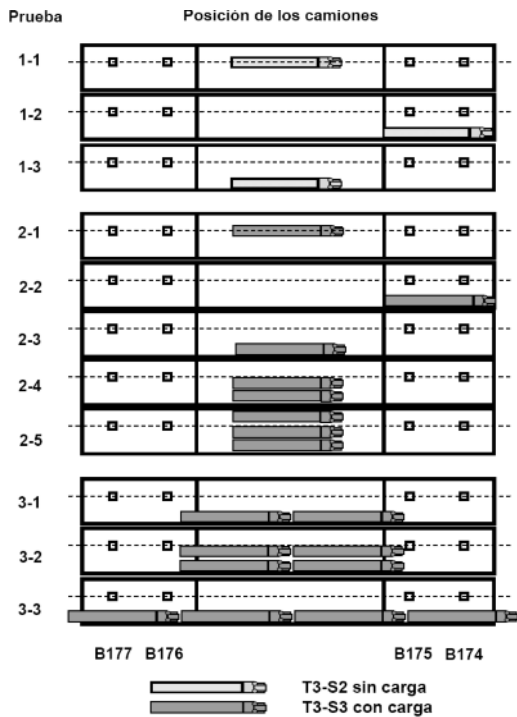


Fig. 4.1.14. Posición de los camiones para las pruebas estáticas (IINGEN 2005)

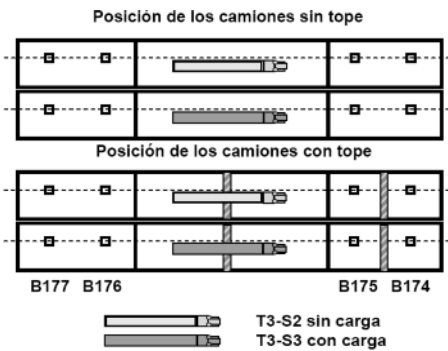
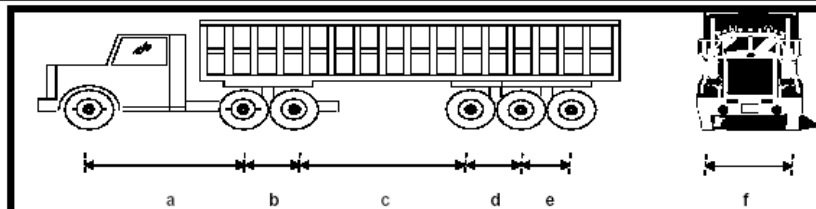


Fig. 4.1.15. Posición de los camiones para las pruebas dinámicas con y sin un tope de 5 cm de alto (IINGEN 2005)

Tablas 4.3. Principales características de los camiones

Camión	Dimensiones, en m							Pesaje, peso total, en kg
	a	b	c	d	e	f _{del}	f _{tras}	
1 (T3-S3)	5.20	1.35	6.95	1.25	1.30	1.90	1.90	57990
2 (T3-S3)	4.40	1.35	7.40	1.25	1.25	1.90	1.90	58190
3 (T3-S3)	4.40	1.35	8.00	1.30	1.30	2.10	1.85	59910
4 (T3-S3)	5.00	1.35	7.00	1.25	1.25	2.10	1.80	58830
5 (T3-S2)	4.45	1.40	8.15	1.35		2.10	2.30	58010
6 (T3-S2)	4.45	1.40	8.15	1.35		2.10	2.30	19860



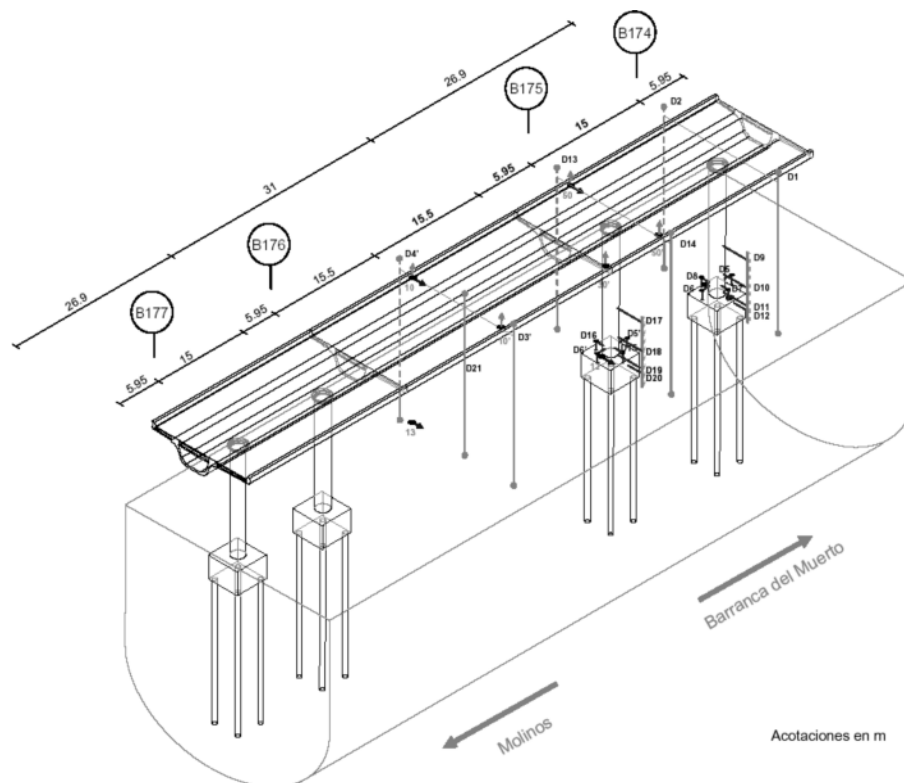


Fig. 4.1.16. Distribución de los acelerómetros y de los trasductores de desplazamiento para las pruebas con cargas vehiculares de Barranca del Muerto (IINGEN 2005)

4.1.2.2. Análisis e interpretación de resultados

Los resultados experimentales, tablas y figuras presentadas a continuación fueron tomadas del informe: “Determinación experimental de parámetros estructurales de dos tramos típicos del segundo piso del periférico”, hecho por el Instituto de Ingeniería de la UNAM (IINGEN 2005) publicado en Marzo del 2005.

Pruebas de vibración ambiental

Para la obtención de los parámetros dinámicos (frecuencias fundamentales) en las direcciones transversal (T) y longitudinal (L) de la estructura, se seleccionaron las frecuencias asociadas a ordenadas máximas de las funciones de transferencia o cociente espectral entre los puntos de medición, de la parte superior de la estructura y los de la base o terreno. Estas ordenadas espectrales, corresponden en general a las frecuencias naturales de vibrar del sistema en dichos componentes, las cuales se comprueban con el apoyo de los ángulos de fase y las coherencias de estas frecuencias. Las frecuencias identificadas son aquellas que, además de estar asociadas a las amplitudes máximas de las funciones de transferencia, tienen altas coherencias y corresponden a las diferentes formas modales de la estructura. Parte de la información obtenida del análisis espectral que sirvió para identificar las frecuencias de la dirección T y L en las dos etapas se presenta en la (fig. 4.1.17.). Las frecuencias de vibración identificadas se muestran en la tabla 4.4. (IINGEN 2005).

En la segunda etapa se identificaron las frecuencias que destacan en la dirección L, estas son: 1.12, 1.42, 1.86, 2.34, 2.73-2.93, 3.17-3.32, 3.91 Hz. La mayoría de dichas frecuencias concuerdan con las de la dirección T y V, hecho que indica que los modos de vibración del sitio estudiado están fuertemente acoplados en los tres componentes de traslación, es decir se trata de modos complejos. En las (fig. 4.1.18. y 4.1.19.) se presentan algunas formas modales correspondientes a la frecuencia de vibración más significativas de la dirección T que se detectaron en los ejes B174 al B177 en las pruebas 1 y 2. Para apreciar el acoplamiento que hay entre los movimientos de la dirección T con la dirección V, se trazaron en dichas figuras las formas modales en el plano horizontal y vertical de las trabes TA y TC, así como las configuraciones de la dirección V en la sección transversal de la trabe del centro del claro y del eje B175. Las frecuencias o periodos de vibración más significativos del suelo son mayores a 1.4 Hz y menores de 0.71 s, respectivamente.

Tabla 4.4. Frecuencias de vibración, en Hz, más significativas en la dirección T que se identificaron con las pruebas de vibración ambiental de la 1ª y 2ª etapas

Modo	1ª etapa		2ª Etapa	
	Descripción	Frecuencia (Hz)	Descripción	Frecuencia (Hz)
1	Traslación y cabeceo de la superestructura	1.27	Traslación T y L, más cabeceo de la superestructura	1.1
2	Traslación y torsión de la superestructura	1.47-1.51	Traslación T y L, más cabeceo de la superestructura	1.36-1.42
3	Traslación T y cabeceo del cabezal del eje B175	1.66-1.71	Traslación T y cabeceo del cabezal del eje B175	1.66
4	Traslación T y cabeceo del cabezal del eje B175	1.81-1.86	Traslación T y L, más cabeceo de la superestructura	2.10
5	Traslación y torsión de la superestructura	2.10-2.15	Traslación T y L, más cabeceo de la superestructura	2.30-2.34
6	Traslación T y cabeceo del cabezal del eje B175	2.34-2.49	Aleteo del ala larga de las vigas	2.69
7			Traslación en T, L y V	2.73-2.93

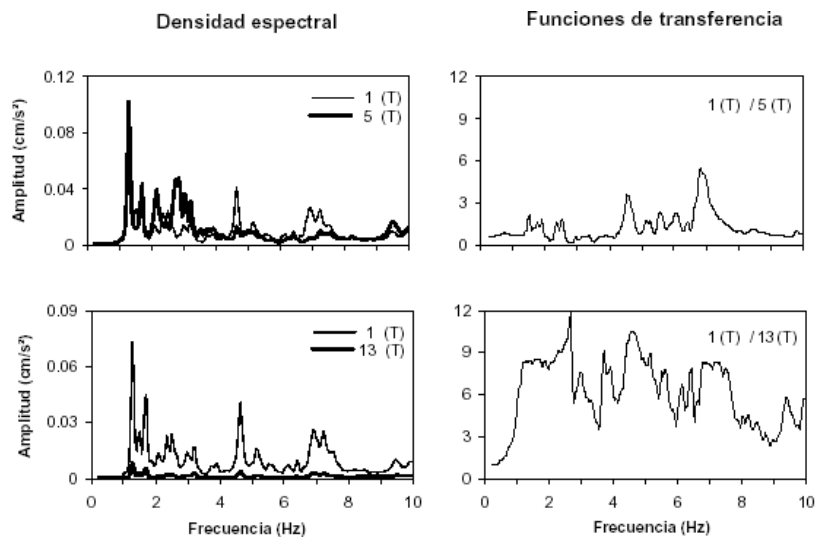
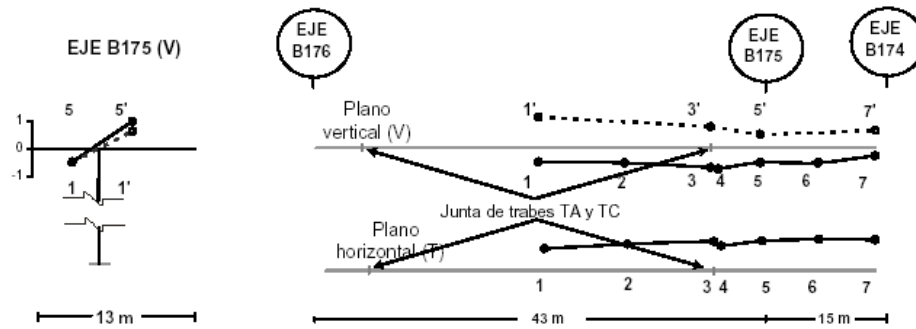
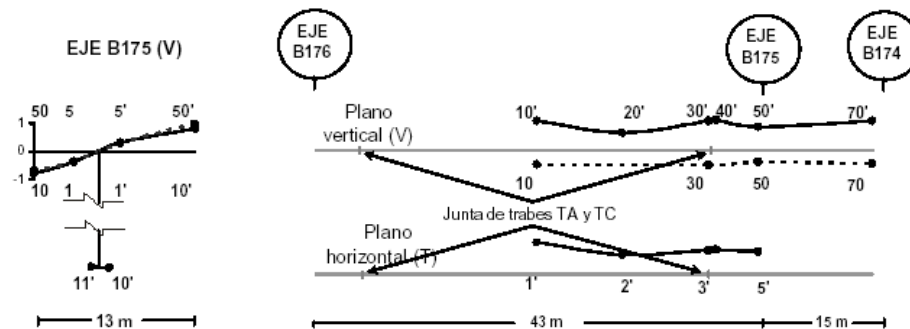


Fig. 4.1.17. Densidades espectrales de los puntos 1, 5 y 13, y los cocientes espectrales 1/5 y 1/13, en la dirección T, correspondientes a la prueba 02 de la 1ª etapa del sitio Barranca del Muerto, eje B175 (IINGEN 2005)



Modo de traslación y cabeceo de la superestructura ($f = 1.27 \text{ Hz}$)

Fig. 4.1.18. Formas modales identificadas en la dirección T de la etapa 1 (IINGEN 2005)



Modo de traslación T y L, más cabeceo de la superestructura ($f = 1.1 \text{ Hz}$)

Fig. 4.1.19. Formas modales identificadas en la dirección T de la etapa 2 (IINGEN 2005)

En cuanto a las frecuencias en la dirección V, el procedimiento es similar al aplicado en la dirección T, pero en el análisis espectral ahora se consideran las funciones de transferencia entre los puntos instrumentados sobre las traves TA y TC y como puntos de referencia los puntos 1, 5 y 7, en la (fig. 4.1.20.) se muestran algunas de las señales procesadas.

La determinación de las frecuencias de vibración de torsión, se realizó con los análisis entre los puntos extremos de una misma sección transversal de las traves TA y TC. Se examinaron las relaciones de amplitudes, ángulos de fase y coherencias entre los puntos instrumentados y se verificó que los ángulos de fase fueran aproximadamente de 180° .

Entre ejes B174 a B177 se identificaron modos de vibrar en la dirección V y de torsión del conjunto de traves TA y TC, modos de cabeceo y de torsión del sistema conformado por la columna y la trave TA de los ejes B174 y B175. En la tabla 4.5. aparecen los valores de las frecuencias y en las (fig. 4.1.21. y 4.1.22.) algunas de sus principales formas modales. La comparación de las mediciones de vibración ambiental entre los puntos que se encuentran a uno y otro lado de la junta indican que hay movimientos relativos entre dichos puntos.

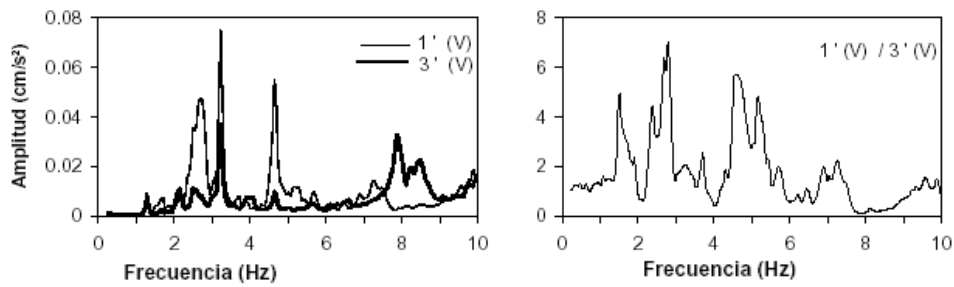
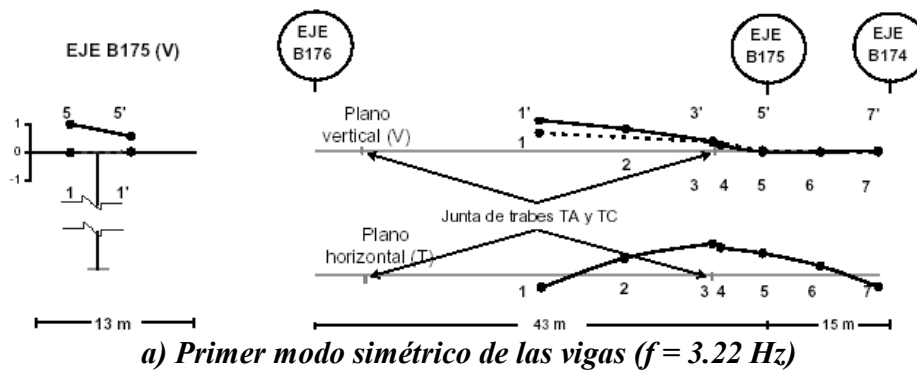


Fig. 4.1.20. Densidad espectral de los puntos 1', 3', y el cociente espectral 1'/3', en la dirección V, correspondientes a la prueba 08 de la 2ª etapa del sitio Barranca del Muerto, eje B175 (IINGEN 2005)

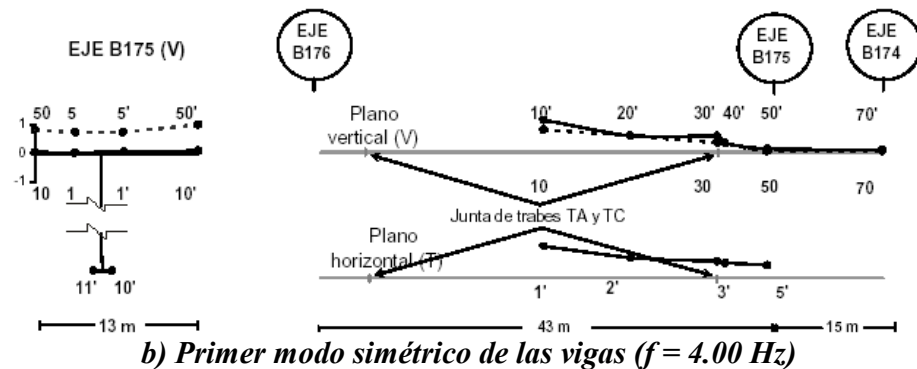
Tabla 4.5. Frecuencias de vibración, en Hz, más significativas en la dirección V que se identificaron con las pruebas de vibración ambiental (IINGEN 2005)

Modo	1ª etapa		2ª Etapa	
1	1er simétrico de las vigas	3.22	Aleteo del ala larga de las vigas	3.32-3.47
2	Torsión de las vigas	3.71	1er simétrico de las vigas	4.00
3	Cabeceo de la superestructura	4.64	Cabeceo de la superestructura	5.47-5.52
4	Torsión de la superestructura	7.28	Torsión de las vigas	6.25-6.35
5			Cabeceo de la superestructura	7.3-7.7
6			1er asimétrico de las vigas	8.35
7			Torsión de la superestructura	9.02-9.6
8			Aleteo del ala larga de las vigas	12.4-13
9			Torsión de las vigas	15.57-16.3



a) Primer modo simétrico de las vigas ($f = 3.22$ Hz)

Fig. 4.1.21. Formas modales identificadas en la dirección V de la etapa 1 (IINGEN 2005)



b) Primer modo simétrico de las vigas ($f = 4.00$ Hz)

Fig. 4.1.22. Formas modales identificadas en la dirección V de la etapa 2 (IINGEN 2005)

Efectos de interacción suelo-estructura (ISE)

Los efectos de interacción suelo-estructura se pudieron determinar gracias a la comparación de las amplitudes espectrales de las pruebas en que se hicieron mediciones simultáneas en el punto de la base de la columna y el punto 13 correspondiente al terreno. Con el fin de estimar la contribución de los efectos ISE se empleó el modelo simplificado de Luco (Luco, 1980 y Luco *et al*, 1987). Con las características geométricas de la estructura, así como la frecuencia fundamental de vibrar (\tilde{f}_1) y el ángulo de giro por cabeceo de la base ϕ de la dirección T se puede evaluar aproximadamente los efectos ISE.

En la tabla 4.6. se presentan los resultados obtenidos para estimar las rigideces de cabeceo a partir de las pruebas de vibración ambiental (ejes B174 y B175).

Tabla 4.6. Efectos ISE determinados con el modelo simplificado de Luco

PRUEBA	f1 (Hz)	X _o /XT	ϕ	H ϕ /XT	f _h (Hz)	f _c (Hz)	f _e (Hz)	f _e /f1	K _h (10 ³ t/m)	K _r (10 ⁶ t-m/r)
2PP01 (B175)	1.10	0.01	0.000001	0.17	10.32	2.69	1.21	1.10	321	5.840
2PP02 (B174)	1.10	0.01	0.000003	0.27	12.77	2.12	1.29	1.18	492	3.627

Pruebas de carga lateral

Los registros de las fuerzas de las dos pruebas de tracción lateral se presentan en la (fig. 4.1.23.). En la primera se aplicó una fuerza monótonica hasta las 49 t, con pausas graduales de 24, 44 y en 49 t, y en cada etapa se mantuvo constante la carga durante el tiempo requerido para realizar las lecturas topográficas y se finalizó con la descarga. En la segunda prueba se realizaron tres pausas a 34, 39 y 44 t; después de la tercer pausa de la segunda prueba se intentó alcanzar las 60 t pero uno de los apoyos de la grúa deslizó de manera súbita cuando la fuerza lateral alcanzaba 55 t, en este caso no se tiene lecturas topográficas.

En los registros correspondientes a los trasductores de desplazamiento y a la celda de carga se aprecia la variación de los desplazamientos en cada punto de medición en función de la fuerza lateral. Un resumen de los desplazamientos máximos aparece en la tabla 4.7.

Tabla 4.7. Amplitudes de desplazamientos máximos obtenidos de las dos pruebas

Prueba 1	Eje B174 columna de aplicación de carga					Eje B174 columna contigua			
	Desplazamientos en mm					Desplazamientos en mm			
Fuerza, en t	D1	D2	D3	D7	D8	D13	D14	D15	D16
44	-5.784	4.865	-5.583	-0.343	0.233	-3.245	2.510	-0.145	0.148
49	-6.514	5.595	-6.402	-0.387	0.271	-3.662	2.869	-0.164	0.140
Prueba 2	Desplazamientos en mm					Desplazamientos en mm			
Fuerza, en t	D1	D2	D3	D7	D8	D13	D14	D15	D16
44	-5.759	4.836	-5.566	-0.330	0.277	-3.309	2.553	-0.148	0.150

Nota: D4, D5 y D6 no funcionaron

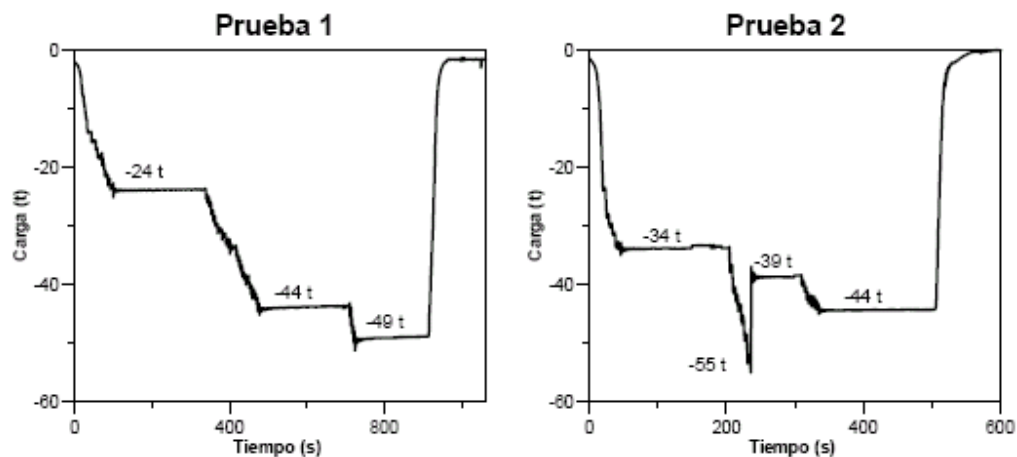


Fig. 4.1.23. Historias de fuerzas de las dos pruebas de tracción lateral (IINGEN 2005)

A partir de los desplazamientos medidos se calcularon las historias de rotaciones correspondientes cuyas máximas rotaciones aparecen en la tabla 4.8. Un aspecto que llama la atención es que la rotación de la superestructura fue prácticamente de cuerpo rígido, esto implica que dicho movimiento se origina en la columna y que las deflexiones de los voladizos laterales de las vigas TA y TC son poco significativas, lo cual sugiere una capacidad de rotación adecuada del sistema estructural.

Tabla 4.8. Rotaciones máximas obtenidas de cada prueba

Prueba 1	Rotaciones, en radianes			
	Eje B174		Eje B175	
Fuerza, en t	Cabezal	Base	Cabezal	Base
	D1-D2	D7-D8	D13-D14	D16-D15
44	-0.000760	-0.000151	-0.000410	-0.000065
49	-0.000866	-0.000173	-0.000464	-0.000072
Prueba 2	Rotaciones, en radianes			
	Eje B174		Eje B175	
Fuerza, en t	Cabezal	Base	Cabezal	Base
	D1-D2	D7-D8	D13-D14	D16-D15
44	-0.000756	-0.000159	-0.000418	-0.000071

Con los datos experimentales se pueden trazar las deformadas de la estructura en la dirección transversal como se ilustra en la (fig. 4.1.24.). Las mediciones topográficas de las deformaciones de las columnas obtenidas de las pruebas de tracción tienen una gran dispersión, por lo que dificultan la interpretación del comportamiento estructural de las columnas ensayadas. Debido a esta situación fue necesario desarrollar una metodología que permitiera identificar, desde el punto de vista estadístico, los datos representativos de la deformación de las columnas. La (fig. 4.1.24.) muestra también las configuraciones deformadas de las columnas B174 obtenidas con el método estadístico.

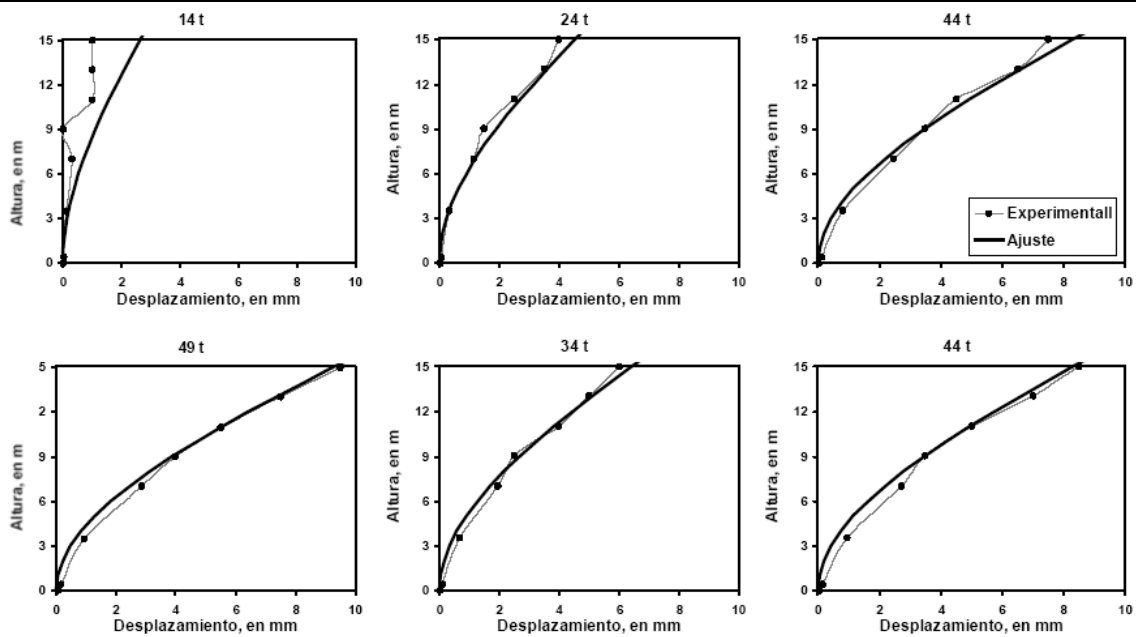


Fig. 4.1.24. Comparación de las elásticas experimentales y las obtenidas del ajuste con el criterio propuesto de las columnas del eje B174 (IINGEN 2005)

Aunque hubo deficiencias de los datos topográficos y se presentaron algunos problemas con las señales de los sensores eléctricos, se puede decir que la mayoría de las curvas ajustadas son consistentes, esto en cierta medida indica que los movimientos relativos entre la conexión columna-zapata y el comportamiento no lineal del concreto es poco significativo en la respuesta de la estructura para los niveles de carga ante los cuales fue sometida. Por consiguiente, se considera que las deformaciones que se encontraron del ajuste son válidas y pueden ser empleadas como referencia en análisis más refinados.

En la (fig. 4.1.25.) se comparan las elásticas de las columnas de los ejes B174 y B175 obtenidas para cargas laterales entre 14 y 55 t que se aplicaron a la columna del eje B174. Al comparar las elásticas de las columnas puede constatar que los desplazamientos laterales de la columna B175 son del más del 50 por ciento de la medida en la B174, es decir que una buena parte de la carga lateral es resistida por la columna contigua. En la otra columna contigua (eje B173), el desplazamiento máximo fue menor de 1 mm.

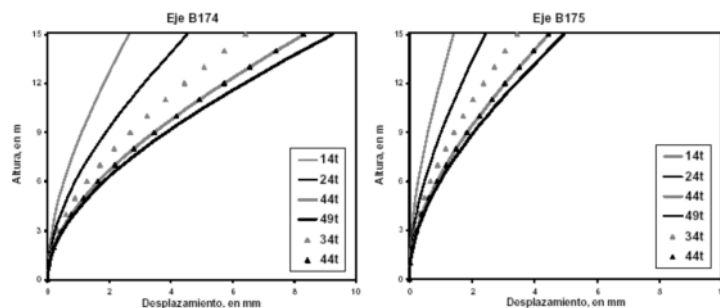


Fig. 4.1.25. Comparación de las elásticas de las columnas de los ejes B174 y B175 estimadas con el procedimiento propuesto (IINGEN 2005)

Para verificar el estado físico de la estructura antes y después de la prueba de carga lateral, se determinaron las frecuencias de vibración en la dirección trasversal y sus valores fueron los mismos. También se calcularon las frecuencias en la etapa de carga máxima y éstas son ligeramente inferiores a las anteriores (fig. 4.1.26.). Lo cual se explica por el comportamiento no lineal del concreto ante el incremento de esfuerzos que genera la carga lateral.

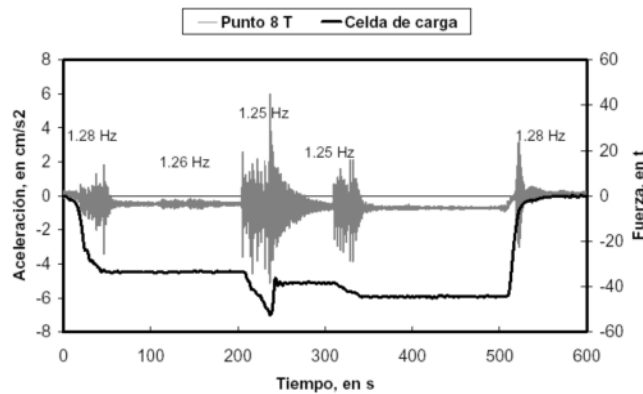


Fig. 4.1.26. Variación de las aceleraciones medidas en el punto 8 en la dirección T debido a la carga lateral y frecuencias de vibración determinadas en diferentes tramos registrados (IINGEN 2005)

Pruebas de cargas vehiculares

Pruebas con cargas estáticas

Para determinar las deflexiones o desplazamientos verticales relativos se emplearon los desplazamientos medidos con los transductores de desplazamiento de la superestructura, cuyos valores máximos verticales se resumen en la tabla 4.9. y las máximas deflexiones con respecto al apoyo se presentan en la tabla 4.10. Las condiciones de carga que produjeron las mayores deflexiones al centro del claro fueron la 2-5, 3-2 y 3-3. Estas deflexiones son menores a los valores permisibles por el reglamento de diseño; además, al remover la carga ésta deflexión se recuperó totalmente. Para dichas condiciones de carga, se observó en el lecho inferior de la trabe TC, que las pocas grietas visibles que tenía incrementaron su longitud y aparecieron otras pequeñas grietas.

Con estos datos se trazaron los perfiles de deformación de las secciones transversales de los ejes de las columnas B174 y B175, así como al centro del claro entre los ejes B175 y B176, en las (figs. 4.1.27. a 4.1.29.) se muestran algunas de las deformaciones. En las figuras se aprecia que los desplazamientos relativos de los extremos de los volados con respecto al eje longitudinal de las columnas son prácticamente de cuerpo rígido cuando la carga es excéntrica. Cuando la carga vehicular se localiza aproximadamente sobre el eje longitudinal de la vía elevada (prueba 2-1), ver (fig. 4.1.14.), el tablero se deforma de manera cóncava, (ver prueba 2-1 al centro del claro). En ambos casos las deflexiones máximas aparecen en la tabla 4.9. Esto implica que dicho movimiento se origina en la columna y que las deflexiones de los voladizos laterales de las vigas TA y TC son poco significativas, lo cual sugiere una capacidad de rotación adecuada del sistema estructural. Las deflexiones de la tabla 4.11. son también inferiores a los valores permisibles.

Una de las condiciones más desfavorables fue la prueba 3-3, con los cuatro camiones alineados sobre el carril del ala larga (fig. 4.1.14.). Ante esta sollicitación la estructura se deformó en la dirección transversal como se ilustra en la (fig. 4.1.30.). Durante el desarrollo de estas pruebas, se contó con el apoyo de dos brigadas de topografía; sin embargo, debido a que la resolución de los aparatos es de 1mm y los desplazamientos laterales fueron muy pequeños, la información obtenida con estos equipos no resultó representativa.

A partir de los desplazamientos medidos se calcularon las rotaciones y sus valores máximos en la tabla 4.9.

Tabla 4.9. Desplazamientos verticales, obtenida en las pruebas estáticas y las correspondientes rotaciones del cabezal

Eje 175						Eje 175	
Prueba	D13	D13*	DL5*	D14*	D14	Prueba	D13-D14
1-1	-0.35	-0.31	-0.01	0.39	0.43	1-1	0.000054
1-2	-0.07	-0.09	-0.21	-0.37	-0.39	1-2	-0.000022
1-3	-0.17	-0.17	-0.15	-0.12	-0.12	1-3	0.000004
2-1	0.09	0.08	0.02	-0.07	-0.08	2-1	-0.000012
2-2	1.27	1.09	-0.32	-2.25	-2.43	2-2	-0.000260
2-3	0.98	0.87	-0.03	-1.26	-1.37	2-3	-0.000160
2-4	1.58	1.42	0.17	-1.53	-1.69	2-4	-0.000230
2-5	1.24	1.13	0.25	-0.95	-1.06	2-5	-0.000160
3-1	1.89	1.65	-0.23	-2.79	-3.03	3-1	-0.000340
3-2	1.58	1.36	-0.36	-2.71	-2.93	3-2	-0.000310
3-3	3.36	2.90	-0.72	-5.66	-6.12	3-3	-0.000660
Centro del claro						Centro del claro	
Prueba	D4'	D4**	D21	D3**	D3'	Prueba	D4'-D3'
1-1	-1.01	-0.98	-0.73	-0.16	-0.05	1-1	0.000067
1-2	0.10	0.07	-0.20	-0.18	-0.18	1-2	-0.000019
1-3	-0.44	-0.50	-0.93	-1.39	-1.48	1-3	-0.000072
2-1	-1.86	-1.89	-2.09	-0.96	-0.85	2-1	0.000070
2-2	1.07	0.95	0.04	-1.23	-1.37	2-2	-0.000170
2-3	-0.26	-0.48	-2.19	-3.54	-3.70	2-3	-0.000240
2-4	-1.91	-2.23	-4.75	-7.30	-7.60	2-4	-0.000400
2-5	-5.86	-6.04	-7.50	-8.52	-8.68	2-5	-0.000190
3-1	0.69	0.40	-1.92	-5.45	-5.75	3-1	-0.000450
3-2	-3.19	-3.59	-6.71	-11.39	-11.76	3-2	-0.000590
3-3	2.18	1.54	-3.44	-10.57	-11.22	3-3	-0.000930

Tabla 4.10. Deflexiones máximas al centro del claro con respecto al eje B175

Prueba	Borde ala corta	Eje central	Borde ala larga
1-1	-1.07	-0.79	-0.11
1-2	0.20	-0.10	-0.08
1-3	-0.42	-0.91	-1.46
2-1	-1.89	-2.12	-0.88
2-2	1.32	0.29	-1.12
2-3	-0.28	-2.22	-3.72
2-4	-1.87	-4.71	-7.56
2-5	-5.88	-7.52	-8.70
3-1	0.85	-1.76	-5.59
3-2	-3.08	-6.60	-11.65
3-3	2.59	-3.03	-10.81

Tabla 4.11. Deflexiones máximas aparentes en los bordes de los ejes B174, B175 y al centro del claro entre los ejes B175 y B176, respecto al eje longitudinal de las columnas

Prueba	Eje 174		Eje 175		Centro del claro	
	Ala corta	Ala larga	Ala corta	Ala larga	Ala corta	Ala larga
1-1	-0.40	0.55	-0.30	0.41	-0.28	0.68
1-2	0.06	-0.09	0.12	-0.17	0.30	0.02
1-3	-0.19	0.27	-0.02	0.03	0.49	-0.55
2-1	0.01	-0.02	0.06	-0.09	0.23	1.24
2-2	1.31	-1.79	1.41	-1.93	1.03	-1.41
2-3	0.64	-0.88	0.90	-1.22	1.93	-1.51
2-4	0.33	-0.45	1.25	-1.70	2.84	-2.85
2-5	0.10	-0.14	0.88	-1.20	1.64	-1.18
3-1	1.63	-2.22	1.88	-2.56	2.61	-3.83
3-2	1.19	-1.62	1.72	-2.35	3.52	-5.05
3-3	2.90	-3.96	3.62	-4.94	5.62	-7.78

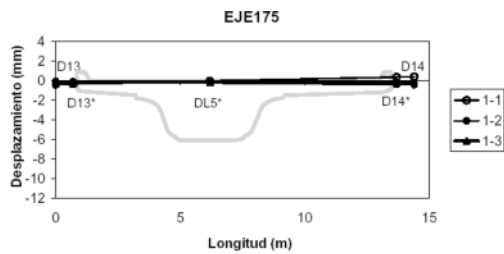


Fig. 4.1.27. Desplazamientos de la superestructura medidos en la prueba estática 1 (IINGEN 2005)

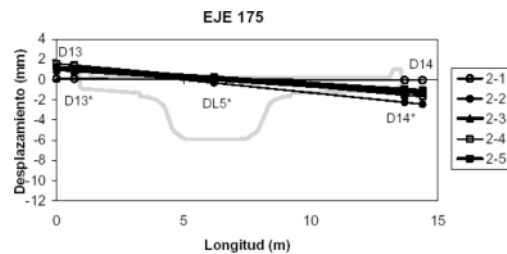


Fig. 4.1.28. Desplazamientos de la superestructura medidos en la prueba estática 2 (IINGEN 2005)

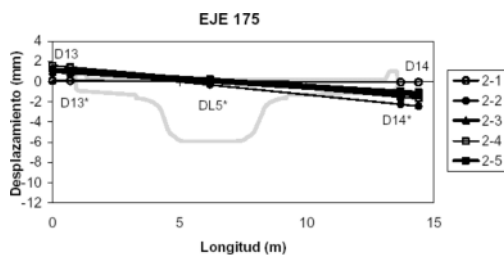


Fig. 4.1.29. Desplazamientos de la superestructura medidos en la prueba estática 3 (IINGEN 2005)

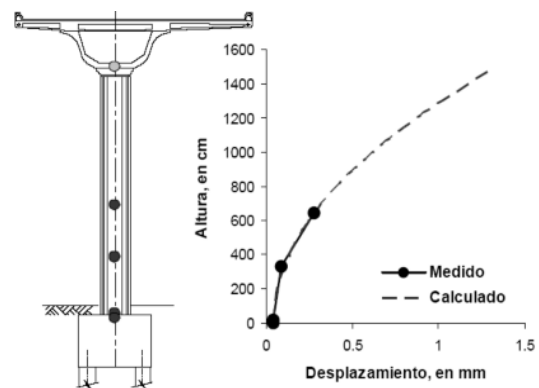
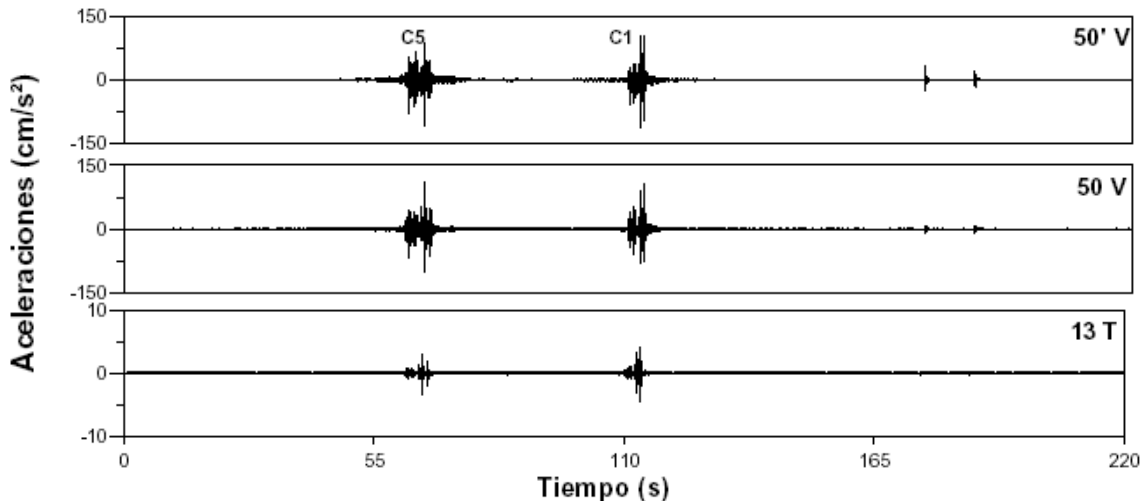
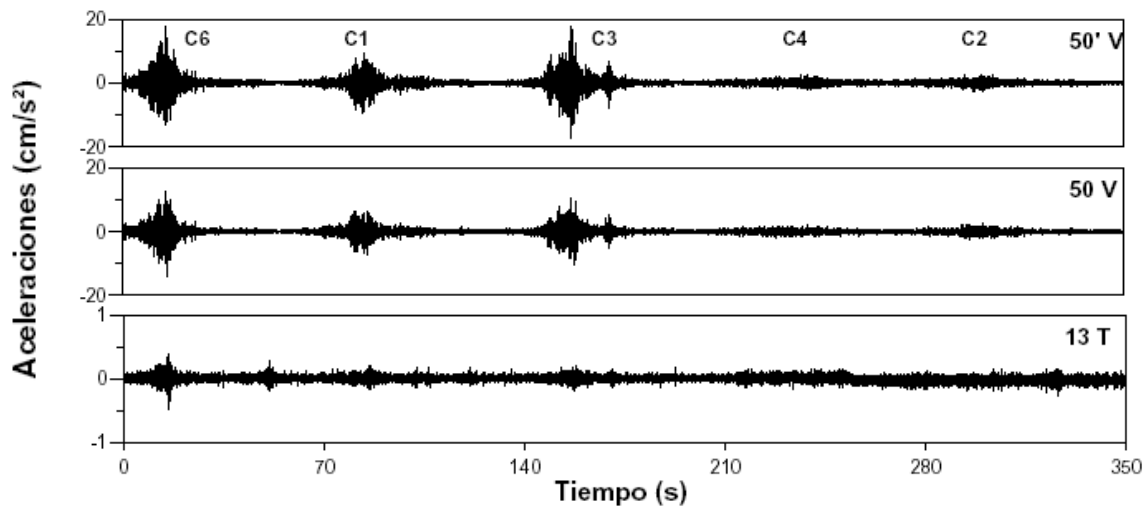


Fig. 4.1.30. Configuración deformada medida y calculada de la sección transversal del eje B175 sometido a una carga excéntrica (IINGEN 2005)

Pruebas con cargas dinámicas

Algunos de los registros de aceleración y desplazamiento obtenidos de las pruebas en Barranca del Muerto se presentan en las (fig. 4.1.31. y 4.1.32.). La primera prueba dinámica fue sin tope, las dos siguientes fueron con dos topes (fig. 4.1.33.), uno al centro del claro y otro sobre el eje B175. Las secuencias y las velocidades promedio de los camiones aparecen en la tabla 4.12. Las amplitudes máximas de aceleración y desplazamiento de cada prueba se muestran en las tablas 4.13. y 4.14. También se calcularon las rotaciones a partir de los desplazamientos y los valores máximos se encuentran en la tabla 4.14.



Tablas 4.12. Velocidades de los camiones para cada prueba

Sin tope		Con dos topes				Con un tope	
1		2		3		4	
Camiones	Vel (km/h)	Camiones	Vel (km/h)	Camiones	Vel (km/h)	Camiones	Vel (km/h)
6 (T3-S2)	73	6 (T3-S2)	62	5 (T3-S2)	48	3 (T3-S3)	57
1 (T3-S3)	39			1 (T3-S3)	55	4 (T3-S3)	11
3 (T3-S3)	43					2 (T3-S3)	13
4 (T3-S3)	13						
2 (T3-S3)	15						

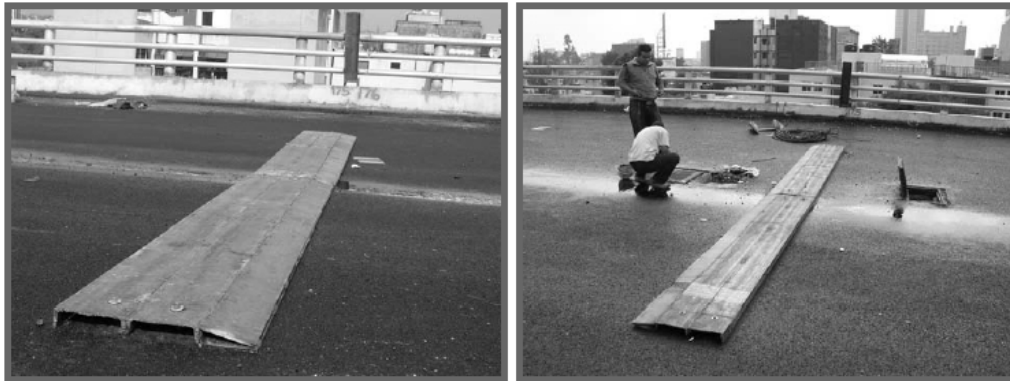


Fig. 4.1.33. Topes empleados para las pruebas de impacto (IINGEN 2005)

Tabla 4.13. Amplitudes de aceleración máximas, en cm/s^2 obtenidas de cada prueba

Punto	Dinámica 1	Dinámica 2	Dinámica 3	Dinámica 4
50' T	13	95*	321	132
10' T	10	139	108	86
12 T	2	33	10	3
13 T	1	6	4	1
50' V	22	112	110	83
10' V	47	134*	334	204
30' V	34	142*	449	450
10 V	19	97*	108	76
50 V	14	63	111	63

Tabla 4.14. Desplazamientos verticales, en mm obtenidos en las pruebas dinámicas y las correspondientes rotaciones del cabezal en radianes

Desplazamientos en mm						Rotaciones del cabezal	
Eje 174						Eje 174	
Prueba	D2	D2*	DL4*	D1*	D1	Prueba	D2-D1
1-1	0.29	0.25	0.00	-0.34	-0.37	1-1	-0.000046
1-2	0.91	0.80	-0.05	-1.22	-1.33	1-2	-0.000156
1-3	0.81	0.71	-0.04	-1.06	-1.15	1-3	-0.000136
1-4	0.93	0.81	-0.10	-1.33	-1.45	1-4	-0.000165
1-5	0.36	0.31	-0.04	-0.51	-0.56	1-5	-0.000063
2-1	0.15	0.13	-0.04	-0.28	-0.30	2-1	-0.000031
3-1	0.37	0.32	0.00	-0.45	-0.49	3-1	-0.000060
3-2	0.46	0.41	0.07	-0.39	-0.44	3-2	-0.000062
4-1	0.51	0.45	-0.01	-0.64	-0.70	4-1	-0.000084
4-2	0.30	0.27	0.03	-0.31	-0.34	4-2	-0.000045
4-3	0.45	0.40	-0.02	-0.60	-0.65	4-3	-0.000077

Tabla 4.14. (continuación) Desplazamientos verticales, en mm obtenidos en las pruebas dinámicas y las correspondientes rotaciones del cabezal en radianes

Centro del claro						Centro del claro	
Prueba	D4'	D4*	D21	D3*	D3'	Prueba	D4'-D3'
1-1	-0.40	-0.46	-0.99	-1.19	-1.23	1-1	-0.000051
1-2	-1.16	-1.27	-2.55	-3.80	-3.93	1-2	-0.000169
1-3	-1.41	-1.50	-2.51	-3.46	-3.59	1-3	-0.000130
1-4	-1.01	-1.15	-2.40	-3.91	-4.07	1-4	-0.000188
1-5	-1.59	-1.64	-2.21	-2.87	-2.94	1-5	-0.000076
2-1	-0.66	-0.65	-2.77	-1.55	-1.71	2-1	-0.000062
3-1	-2.05	-2.04	-3.32	-2.86	-2.96	3-1	-0.000046
3-2	-2.02	-2.01	-3.36	-2.87	-2.95	3-2	-0.000047
4-1	MF	-1.86	-2.92	-3.10	-3.18	4-1	---
4-2	-1.85	-1.83	-4.06	-2.98	-3.15	4-2	-0.000072
4-3	-1.79	-1.79	-4.20	-3.25	-3.41	4-3	-0.000092

Propiedades dinámicas

Para cada prueba dinámica se llevó a cabo la identificación de las frecuencias de vibrar en la dirección V y T con el fin de analizar sus posibles variaciones respecto a las determinadas en las pruebas de vibraciones ambientales. Un análisis espectral de las pruebas dinámicas revela que su variación (3.8-4.2 Hz) es muy pequeña al paso de los camiones más pesados. Algunas gráficas de los espectros obtenidos se presentan en la (fig. 4.1.34.).

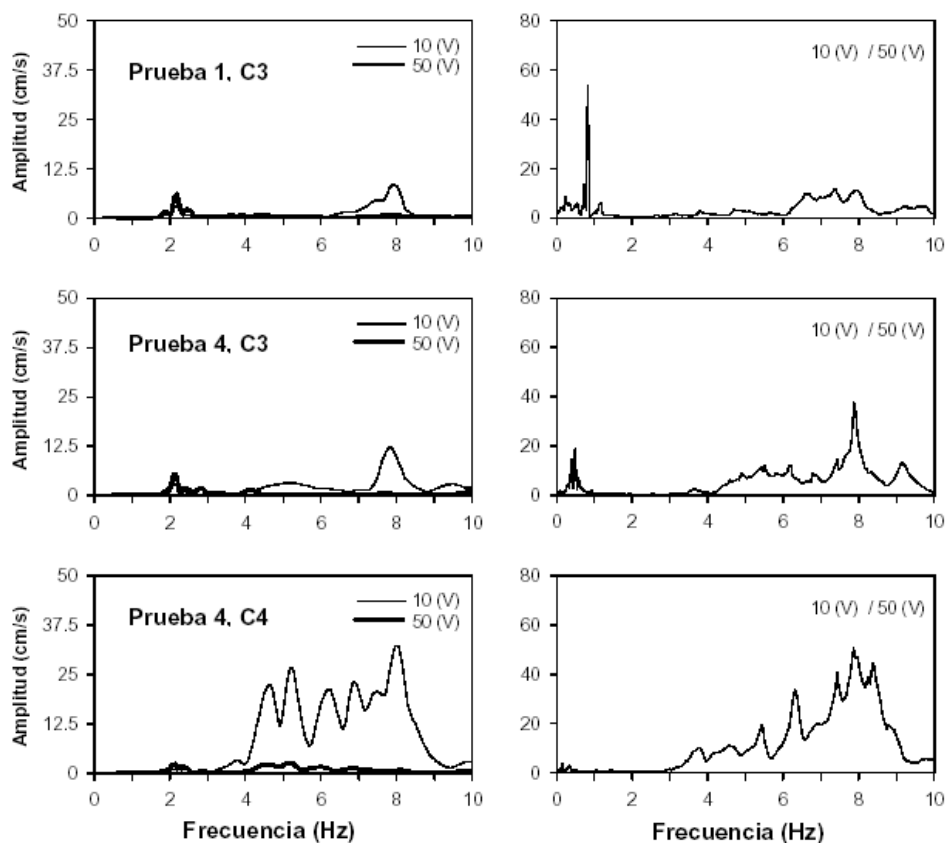


Fig. 4.1.34. Espectros de Fourier y concientes espectrales obtenidos de algunas de las pruebas dinámicas (IINGEN 2005)

Frecuencias fundamentales de vibración vertical

Las frecuencias fundamentales, es decir, primer modo de vibrar simple en la dirección V del conjunto de traveses TA y TC de los ejes B175-B176 identificadas en las pruebas de vibración ambiental de la primera y segunda etapa de pruebas y de las pruebas dinámicas concuerdan con los datos experimentales de puentes medidos en Europa (fig 4.1.35.) (Paultre, *et al* 1992).

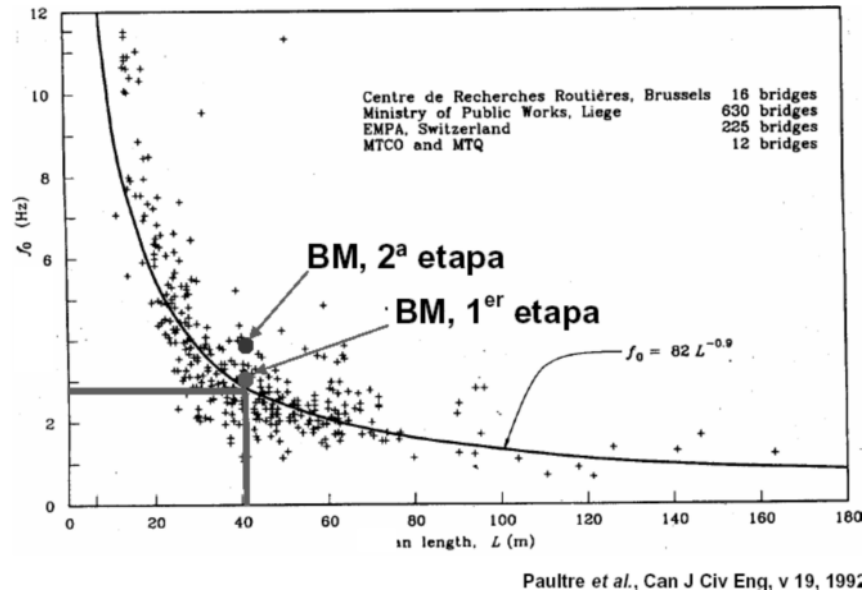


Fig. 4.1.35. Comparación de las frecuencias fundamentales de vibración en la dirección V identificada en las traveses de los ejes B175-B176 con los datos experimentales de 898 puentes y la curva frecuencia versus el claro (Paultre, *et al*, 1992). Los puntos representan el valor de la frecuencia obtenida de las pruebas de vibración ambiental.

Efectos dinámicos y de impacto

La comparación de las deformaciones medidas ante cargas estáticas y dinámicas permite evaluar los efectos dinámicos y de impacto que generan los camiones (tabla 4.15.). Sin embargo, buena parte de esta aparentemente amplificación corresponde a diferencias en la posición del camión. En las pruebas dinámicas los camiones circularon al centro de la vía y mientras que en las pruebas estáticas fueron colocados excéntricamente.

Por lo tanto, para estimar dichos efectos se filtraron los desplazamientos medidos para eliminar los efectos dinámicos y así se determinaron los factores de amplificación. Las amplificaciones dinámicas y de impacto de los desplazamientos al centro del claro (sensor D3', D4' y D21) fueron de 1.02 y 3.87 veces los estáticos (tabla 4.16.). El mayor desplazamiento fue de 4.2 mm y ocurrió en la prueba 4 con el camión C3 y el sensor D21. En este caso el factor de amplificación fue de 1.8. Estas amplificaciones concuerdan con datos determinados en puentes de estas características (Paultre, *et al*, 1992).

Tabla 4.15. Factores de amplificación dinámica comparando los desplazamientos de las pruebas estáticas y dinámicas

Camión 4 (58.8 t)				Camión 5 (58.0 t)	Camión 6 (19,9 t)		
Punto	Estática	sin tope	con un tope	con dos topes	Estática	sin tope	con dos topes
		V = 13 km/h	V = 11 km/h	V = 48 km/h		V = 13 km/h	V = 11 km/h
D3'	0.85	4.07	3.15	2.96	0.05	1.23	1.71
D21'	2.09	2.41	4.06	3.32	0.73	0.99	2.77
D4'	1.86	1.01	1.85	2.05	1.01	0.40	0.67
Factores de Amplificación							
D3'	1.00	4.76	3.68	3.46	1.00	26.84	37.23
D21'	1.00	1.15	1.94	1.58	1.00	1.35	3.77
D4'	1.00	0.54	0.99	1.10	1.00	0.39	0.66

Las deflexiones máximas se calcularon con los datos de la tabla 4.14. y sus valores se resumen en la tablas 4.16b y 4.16c. Las condiciones de carga que produjeron las mayores deflexiones al centro del claro fueron las correspondientes a las pruebas dinámicas 3 y 4. Las deflexiones máximas fueron inferiores a las permisibles. Al igual que las pruebas estáticas, se trazaron los perfiles de deformación de las secciones transversales de los ejes de las columnas B174 y B175, así como al centro del claro entre los ejes B175 y B176. En las (fig. 4.1.36.) se aprecia que los desplazamientos relativos de los extremos de los volados, con respecto al eje longitudinal de las columnas, son prácticamente de cuerpo rígido cuando la carga es excéntrica. Cuando la carga vehicular se localiza aproximadamente sobre el eje longitudinal de la vía elevada, el tablero se deforma de manera cóncava.

Tabla 4.16. Factores de amplificación dinámico estimados con los desplazamientos medidos, en mm, de las pruebas dinámicas

PRUEBAS DINÁMICAS			Factores de Amplificación Dinámica										
Dir	Eje	Sensor	PRUEBA 1					PRUEBA 2	PRUEBA 3		PRUEBA 4		
			C6	C1	C3	C4	C2	C6	C1	C5	C3	C4	C2
VERTICAL	B174	D1	1.47	1.16	1.20	1.06	1.20	<u>3.230</u>	1.55	1.85	1.23	1.28	1.17
	B174	D2	1.53	1.23	1.30	1.12	1.26	2.06	1.79	2.25	1.32	1.32	1.29
	B175	D14	1.35	1.14	1.31	1.07	1.18	1.47	1.57	1.68	1.27	1.25	1.17
	C.CL	D3'	1.43	1.19	1.20	1.02	1.06	1.19	1.07	1.08	1.04	1.07	1.07
	C.CL	D4'	2.67	1.70	1.68	1.06	1.08	1.30	1.12	1.17	0.00	1.06	1.08
	C.CL	D21'	2.11	1.39	1.38	1.06	1.14	3.67	1.46	1.49	1.27	1.77	1.60
	B174	D8	1.42	1.36	1.85	1.10	1.25	1.61	2.09	2.08	1.61	1.35	1.17
	B175	D15	1.31	1.26	1.55	1.08	1.14	1.24	1.71	1.85	1.44	1.26	1.19
	B175	D16	1.39	1.24	1.25	1.03	1.26	1.63	1.89	2.47	1.74	1.32	1.36
	B175	D5'	1.33	1.19	1.25	1.10	1.08	MF	1.04	1.06	1.04	1.03	1.02
B175	D6'	2.14	1.53	1.41	1.24	1.07	MF	1.08	1.08	1.05	1.06	1.06	
HORIZONTAL	B174	D9	1.42	1.33	1.58	1.13	1.27	1.89	1.99	2.53	1.51	1.48	1.57
	B174	D10	3.38	1.51	1.97	1.48	1.95	<u>3.27</u>	2.94	2.55	1.99	2.41	1.81
	B175	D17	1.51	1.30	1.51	1.05	1.26	<u>1.26</u>	2.22	2.47	1.56	1.41	1.33
	B175	<u>D18</u>	<u>1.23</u>	<u>1.27</u>	<u>1.34</u>	<u>1.04</u>	<u>1.14</u>	<u>1.24</u>	<u>2.17</u>	<u>2.37</u>	<u>1.62</u>	<u>1.42</u>	<u>1.44</u>
	B175	<u>D19</u>	<u>1.36</u>	<u>1.14</u>	<u>1.13</u>	<u>1.11</u>	<u>2.63</u>	<u>1.77</u>	<u>2.42</u>	<u>1.94</u>	<u>2.92</u>	<u>3.74</u>	<u>2.27</u>
	B175	D20	1.70	1.47	1.10	1.11	3.02	1.09	1.33	1.30	4.60	1.79	2.45

Nota: los valores subrayados se obtuvieron de señales afectadas por ruido

Tabla 4.16b Deflexiones máximas al centro del claro con respecto al eje B174 obtenidas de cada prueba dinámica

Prueba	Borde ala corta	Eje central	Borde ala larga
1-1	-0.45	-0.99	-1.18
1-2	-1.28	-2.58	-3.82
1-3	-1.52	-2.52	-3.47
1-4	-1.17	-2.43	-3.93
1-5	-1.65	-2.22	-2.87
2-1	-0.66	-2.78	-1.56
3-1	-2.05	-3.38	-2.86
3-2	-2.04	-3.35	-2.88
4-1	-1.89	-2.92	-3.13
4-2	-1.86	-4.10	-3.02
4-3	-1.81	-4.23	-3.29

Tabla 4.16c Deflexiones máximas aparentes en los bordes de los ejes B174 y al centro del claro respecto al eje longitudinal de las columnas obtenidas de cada prueba dinámica

Prueba	Eje 174		Centro del claro	
	Ala larga	Ala corta	Ala larga	Ala corta
1-1	0.23	-0.32	-0.57	-0.46
1-2	0.85	-1.16	1.33	-1.58
1-3	0.72	-0.99	1.46	-1.34
1-4	0.91	-1.24	1.28	-1.72
1-5	0.32	-0.43	0.59	-0.56
2-1	0.32	-0.43	2.12	-1.85
3-1	0.29	-0.39	1.49	-1.10
3-2	0.30	-0.41	1.43	-0.99
4-1	0.45	-0.62	1.19	-0.84
4-2	0.18	-0.24	2.38	-1.83
4-3	0.38	-0.51	2.42	-1.65

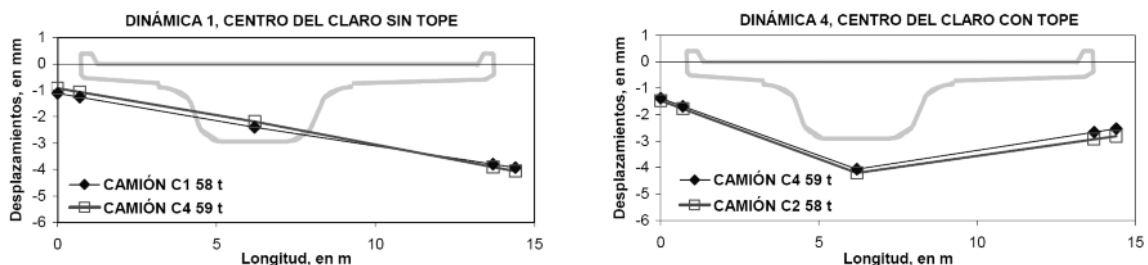


Fig. 4.1.36. Desplazamientos de la superestructura de algunas pruebas dinámicas (IINGEN 2005)

4.1.3. Pruebas experimentales en el tramo San Jerónimo

Esta prueba se realizó por el principal motivo de evaluar la influencia del collarín en la conexión zapata-columna y estudiar el comportamiento estructural de una columna típica ante fuerzas laterales, se eligió la columna ubicada en el eje B55. Dicha columna fue sometida a una prueba de carga lateral, la cual consistió en aplicar una fuerza de tracción lateral monotónica en su extremo superior. Esta prueba se realizó en dos etapas: la primera sin el collarín de concreto presforzado en la base de la columna y la segunda con el collarín. También se realizaron, en cada etapa, pruebas de vibración ambiental antes y después de las pruebas de carga para determinar las frecuencias naturales de vibración.

4.1.3.1. Programa de Pruebas

Pruebas de tracción lateral

Las pruebas consistieron en aplicar en el extremo superior de la columna B55 una fuerza con una inclinación de aproximadamente 17° (1 etapa) y 18° (2 etapa) con respecto al eje horizontal para deformarla lateralmente en la dirección perpendicular al eje de la vía (fig. 4.1.37.). Para aplicar la fuerza se empleó la misma grúa de 500 t de las pruebas de carga de Barranca del Muerto. En la primera etapa se efectuaron dos cargas monotónicas hasta alcanzar las 71 t y en la segunda tres cargas para alcanzar las 64 t. Los ejes B54 y B55 se instrumentaron en la primera etapa con 8 servoacelerómetros y 25 trasductores de desplazamiento y en la segunda etapa se añadió un trasductor de desplazamiento (DE) para medir las deformaciones relativas en la zona donde aparecieron las grietas de la primera etapa. En las dos etapas se contó con dos brigadas de topógrafos para medir los desplazamientos y rotaciones que se indican esquemáticamente en la (fig 4.1.38.). La distribución de los instrumentos se muestra en la (fig 4.1.39.). Para medir los desplazamientos horizontales con los trasductores de desplazamiento tipo LVDT se instaló un marco metálico de referencia.



a) Primera etapa sin collarín (SC)

b) Segunda etapa con collarín (CC)

Fig. 4.1.37. Pruebas de tracción lateral con una grúa de 500 t (IINGEN 2005)

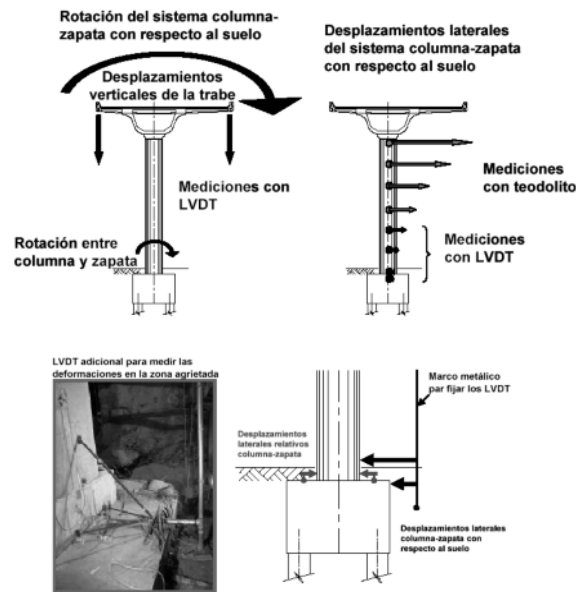


Fig. 4.1.38. Ilustración de las rotaciones y desplazamientos que se midieron en el sitio de San Jerónimo (IINGEN 2005)

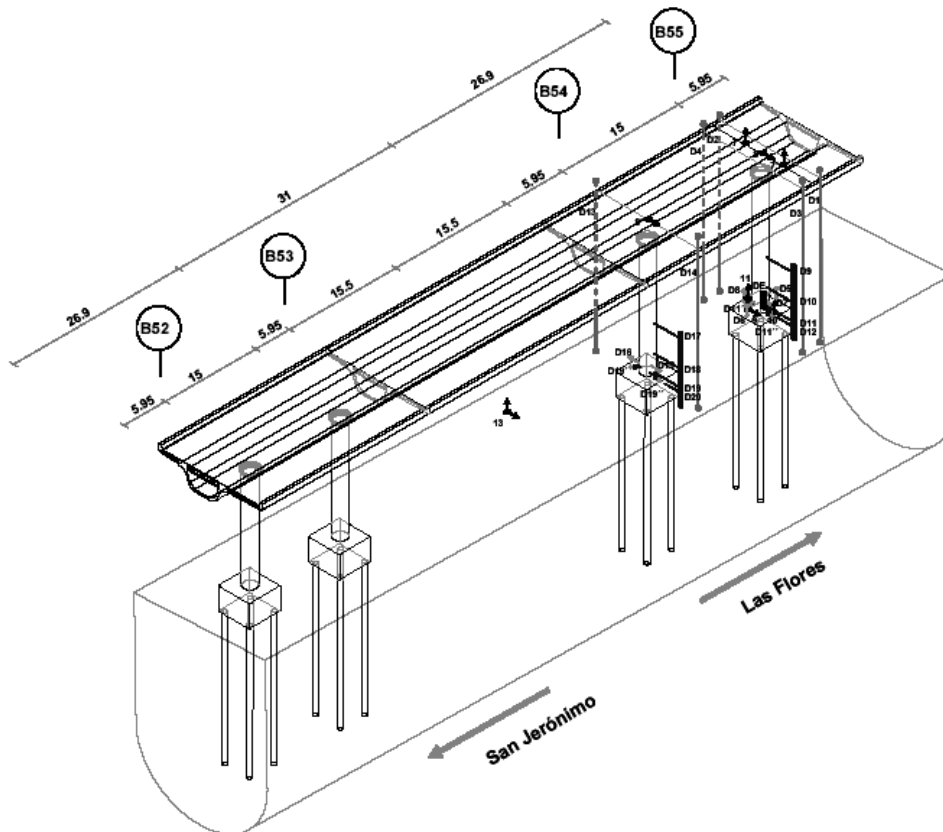


Fig. 4.1.39. Distribución de los acelerómetros y de los trasductores de desplazamiento para las pruebas de tracción lateral y vibración ambiental en San Jerónimo (las acotaciones están en m) (IINGEN 2005)

Pruebas de vibración ambiental

Entre los ejes B54 y B55 se instalaron varios arreglos de ocho acelerómetros ubicados en puntos estratégicos de su estructura para medir las vibraciones ambientales en las dos etapas. El dispositivo experimental para capturar las señales de los acelerómetros se muestra en el anexo 2. Con estas pruebas se identificaron las principales frecuencias de vibración en las direcciones T, L y V, así como las correspondientes a las de torsión y cabeceo de la superestructura (IINGEN 2005)

4.1.3.2. Análisis e interpretación de resultados

Pruebas de vibración ambiental

Parte de la información obtenida del análisis espectral que sirvió para identificar las frecuencias en la dirección T y L en las dos etapas se presenta algunas en las (figs. 4.1.40. y 4.1.41.). Las frecuencias de vibración que se distinguen se muestran en la tabla 4.17.

Tabla 4.17. Frecuencias de vibración, en Hz, más significativas en la dirección T y L que se identificaron con las pruebas de vibración ambiental de las dos etapas

Etapa	Frecuencia, en Hz Componente T								
1 (SC)	1.12	1.51	1.95-2.15	2.49	2.78	3.17	3.96	4.49	7.32
2 (CC)	1.1	1.47	1.66	1.86	2.30-2.44	2.64	2.83	3.03	3.66
Etapa	Frecuencia, en Hz Componente L								
1 (SC)	1.12	3.12	4.4	4.74	4.93	6.79	7.37-7.52	9.03	
2 (CC)	1.1	3.03-3.22	3.66	3.96-4.05	4.4	4.93-5.13	6.25-6.45	6.79-6.98	7.91

Las frecuencias en la dirección L concuerdan con varias de la dirección T y este hecho revela que los movimientos T y L están acoplados.

La frecuencia de vibración más significativa del suelo resultó superior a 1.4 Hz , la cual corresponde con un periodo de 0.71 s.

Para la identificación de las frecuencias de la dirección V se emplearon las gráficas de las (fig 4.1.42. y 4.1.43.). Entre los ejes B54-B55 las frecuencias de modos de vibrar más significativas en la dirección V aparecen en la tabla 4.18.

Tabla 4.18. Frecuencias de vibración, en Hz, más significativas en la dirección V que se identificaron con las pruebas de vibración ambiental

Etapa	Frecuencia, en Hz Componente V								
1 (SC)	1.12	2.49	4.05	7.32	11.18	13.0-13.4	14.1-14.4	14.94	16.41
2 (CC)	1.12	1.86	3.08	3.61	5.27	7.28	13.2-13.4	14.6-15.3	

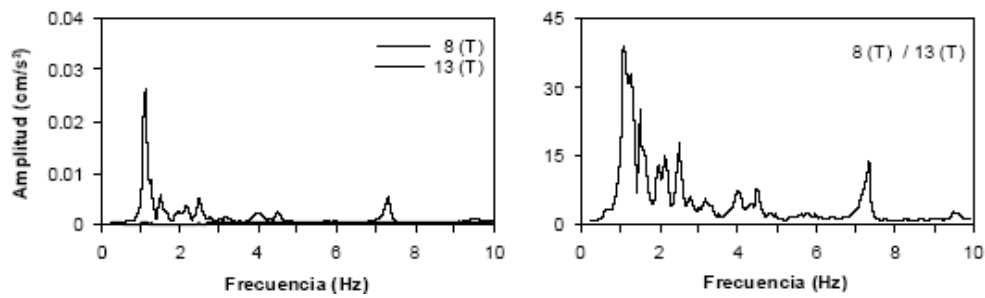


Fig. 4.1.40. Densidades espectrales de los puntos 8 y 13 y el cociente espectral 8/13, en la dirección T, correspondientes a la prueba 04 de la 1ª etapa del sitio San Jerónimo, eje B55

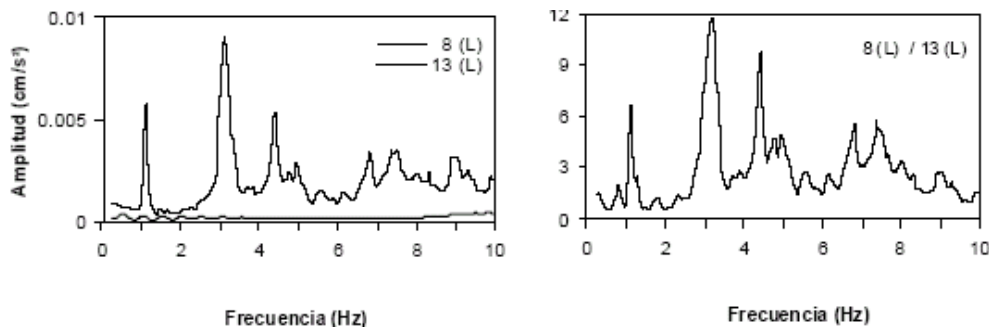


Fig. 4.1.41. Densidades espectrales de los puntos 8 y 13 y el cociente espectral 8/13, en la dirección L, correspondientes a la prueba 03 de la 1ª etapa del sitio San Jerónimo, eje B55

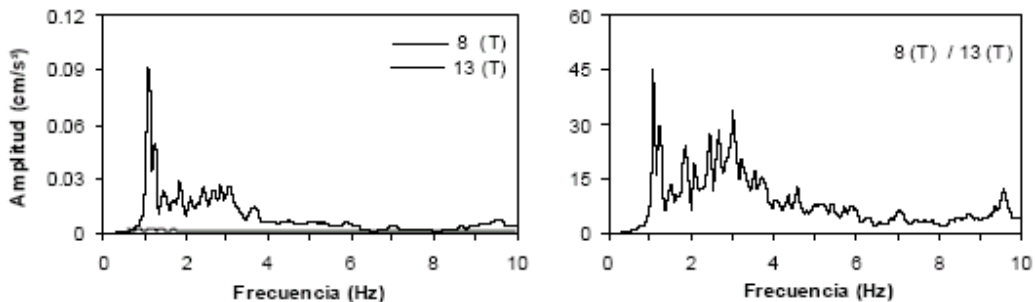


Fig. 4.1.42. Densidad espectral del punto 8 y 13, y el cociente espectral 8/13 en la dirección T, correspondientes a la prueba 02 de la 2ª etapa del sitio San Jerónimo, eje B55

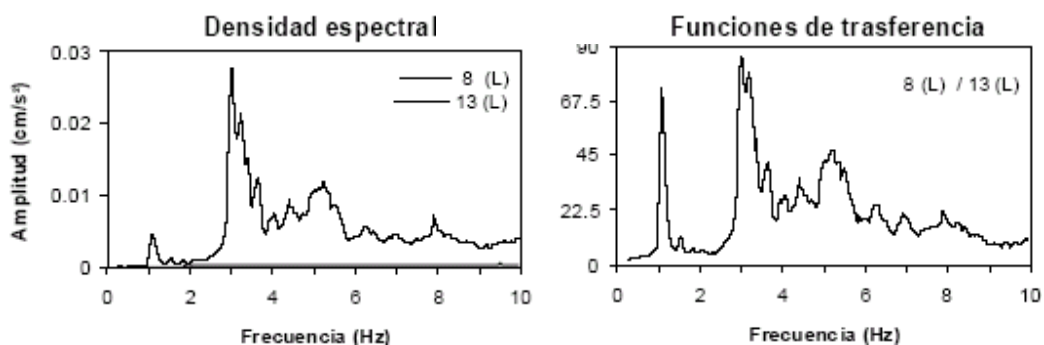


Fig. 4.1.43. Densidad espectral del punto 8, 9 y 13, y los cocientes espectrales 8/9 y 8/13 en la dirección L, correspondientes a la prueba 01 de la 2ª etapa del sitio San Jerónimo, eje B55 (IINGEN 2005)

Efectos de interacción suelo-estructura (ISE)

En la comparación de las amplitudes espectrales de las pruebas en que se hicieron mediciones simultáneas en el punto de la base de la columna y el punto 13 correspondiente al terreno, los movimientos de los componentes V y T del terreno en el eje B54 y B55 son similares a los de la base de la columna y en la componente L se atenúan en la base de la columna. Los registros de la segunda etapa fueron afectados por ruido, entonces deben tomarse con reserva los datos espectrales.

La estimación de los efectos ISE se hizo con el modelo simplificado de Luco (Luco, 1980 y Luco *et al*, 1987). En la tabla 4.19. se presentan las frecuencias y rigideces de cabeceo obtenidas a partir de las pruebas de vibración ambiental.

Tabla 4.19. Efectos ISE determinados con el modelo simplificado de Luco

PRIMERA ETAPA DE PRUEBAS										
PRUEBA	f1 (Hz)	X α /XT	f	Hf/XT	fh (Hz)	fc (Hz)	fe (Hz)	fe/f1	Kh (10 ³ t/m)	Kr (10 ⁶ t-m ² /r)
SJ04	1.10	0.01	0.000003	0.18	9.67	2.57	1.23	1.12	282	5.305
TRAC03	1.09	0.05	0.000017	0.24	4.88	2.24	1.29	1.18	72	4.033
SEGUNDA ETAPA DE PRUEBAS										
PRUEBA	f1 (Hz)	X α /XT	f	Hf/XT	fh (Hz)	fc (Hz)	fe (Hz)	fe/f1	Kh (10 ³ t/m)	Kr (10 ⁶ t-m ² /r)
SJ202	1.08	0.03	0.000011	0.21	6.53	2.37	1.24	1.14	129	4.520
SJ203	1.08	0.03	0.000010	0.22	6.52	2.32	1.24	1.15	128	4.334
SJ204	1.08	0.03	0.000012	0.20	6.68	2.40	1.23	1.14	135	4.632
TRAC03	1.07	0.03	0.000025	0.25	6.25	2.17	1.26	1.17	118	3.789

Pruebas de tracción lateral

En la etapa de pruebas sin collarín se aplicaron dos pruebas de carga. En la primera, la fuerza monotónica varió hasta las 58 t; a las 19, 38 y 58 t se mantuvo constante la carga durante el tiempo requerido para realizar las lecturas topográficas, además se hicieron pausas cortas a las 10, 28 y 47 t, y se finalizó con la descarga. En la segunda prueba se realizaron cinco pausas a 20, 39, 50, 56 y 65 t; después de la última pausa se pretendió alcanzar las 75 t pero uno de los apoyos de la grúa deslizó súbitamente cuando la carga rebasaba las 71 t, en este caso no se tienen lecturas topográficas.

En la segunda etapa se realizaron tres pruebas. En ellas se aplicó una fuerza monotónica con pausas a 19, 38 y 57 t, en la tercera se hizo una pausa adicional a las 64 t. También se hicieron pausas breves a las 10, 28 y 47 t. Los desplazamientos máximos se muestran en la tabla 4.20.

Tabla 4.20. Amplitudes de desplazamientos máximos obtenidos en cada prueba

Prueba	Fuerza, en t	Desplazamiento, en mm							
		D1	D2	D3	D4	D5	D6	D7	D8
SC-1	14	0.472	-0.594	0.414	0.003	0.00	0.000	-0.025	0.037
	38	7.042	-11.317	7.142	-9.255	-0.001	0.000	-0.506	-0.533
	58	11.970	-18.674	12.165	-13.308	-0.006	0.000	-0.971	0.926
SC-2	21	1.825	-2.722	1.703	0.012	0.000	0.000	-0.136	0.141
	39	6.336	-10.321	6.344	-6.677	-0.002	-0.001	-0.472	-0.500
	71	14.251	-22.343	14.432	-18.809	-0.010	-0.012	-1.325	1.140
	50	8.379	-13.685	8.535	-10.714	-0.003	-0.001	-0.773	0.669
CC-1	10	0.879	-1.571	0.737	-1.339	-0.005	MF	-0.037	0.006
	28	3.363	-4.962	2.831	-4.434	-0.025	-0.004	-0.211	0.024
	56	7.692	-11.555	6.366	-10.025	-0.066	-0.025	-0.533	-0.056
CC-2	10	0.862	-0.912	0.697	-0.020	-0.005	MF	-0.059	0.062
	28	3.444	-4.539	2.908	-3.242	-0.023	MF	-0.237	0.251
	57	7.441	-11.000	6.298	-8.960	-0.057	-0.027	-0.554	0.566
CC-3	19	2.102	-2.939	1.798	-1.985	-0.014		-0.123	0.0151
	37	4.777	-7.022	4.045	-5.636	-0.036		-0.323	0.355
	64	8.744	-13.329	7.422	-11.555	-0.065		-0.639	0.666

Tabla 4.20. (Continuación) Amplitudes de desplazamientos máximos obtenidos de cada prueba

Prueba	Fuerza, en t	Desplazamiento, en mm			
		D13	D14	D15	D16
SC-1	14	-0.010	0.330	-0.011	0.025
	38	-4.169	4.273	-0.222	0.341
	58	-7.578	6.704	-0.356	0.534
SC-2	21	-0.011	1.289	-0.071	0.102
	39	-2.218	3.863	-0.211	0.309
	71	-8.696	8.379	-0.496	0.668
	50	-5.661	4.513	-0.236	0.354
CC-1	10	-0.012	0.631	-0.029	0.027
	28	-2.844	2.238	-0.108	0.103
	56	-6.868	4.941	-0.239	0.254
CC-2	10	-0.252	0.679	-0.033	0.014
	28	-2.531	2.385	-0.118	0.096
	57	-6.471	5.133	-0.253	0.253
CC-3	19	-0.952	1.502	-0.075	0.047
	37	-3.554	3.302	-0.165	0.134
	64	-7.718	5.989	-0.300	0.319

Las rotaciones se estimaron con los desplazamientos verticales medidos y los valores máximos aparecen en las tablas 4.21. y 4.22. Al igual que en Barranca del Muerto la rotación de la superestructura es poco significativa, lo cual apunta a una adecuada rigidez del sistema estructural. Con los datos experimentales se trazaron las deformadas de la estructura en la dirección transversal las cuales aparecen en la (fig. 4.1.44. y 4.1.45.). Nuevamente, los desplazamientos laterales de las mediciones topográficas tienen dispersiones significativas. Por lo tanto, fue necesario aplicar la misma metodología propuesta anteriormente para obtener las deformadas laterales de las columnas B54 y B55 (fig. 4.1.44. y 4.1.45.). En las dos etapas los desplazamientos laterales de la columna B54 son de más del 50 por ciento de las medidas en la B55, es decir que una buena parte de la carga lateral es resistida por la columna contigua. En la otra columna contigua (eje B56) el desplazamiento máximo fue menor de 1 mm.

Tabla 4.21. Rotaciones máximas en radianes obtenidos de las pruebas de la primera etapa

Prueba 1		Rotación, en radianes				
Fuerza, en t	Eje B55			Eje B54		
	Cabezal		Base	Cabezal	Base	
	D2-D1	D4-D3	D7-D8	D13-D14	D16-D15	
14	-0.000066	-0.000026	-0.000017	-0.000023	-0.000008	
38	-0.001156	-0.001063	-0.000296	-0.000566	-0.000131	
58	-0.001929	-0.001846	-0.000540	-0.000958	-0.000206	
Prueba 2		Rotación, en radianes				
Fuerza, en t	Eje B55			Eje B54		
	Cabezal		Base	Cabezal	Base	
	D2-D1	D4-D3	D7-D8	D13-D14	D16-D15	
21	-0.000286	-0.000110	-0.000079	-0.000087	-0.000040	
39	-0.001049	-0.000844	-0.000277	-0.000408	-0.00121	
71	-0.002299	-0.002148	-0.000696	-0.001142	-0.000268	
50	-0.001389	-0.001248	-0.000400	-0.000682	-0.000137	

Tabla 4.22. Rotaciones máximas en radianes obtenidos de las pruebas de la segunda etapa

Prueba 1		Rotación, en radianes				
Fuerza, en t	Eje B55			Eje B54		
	Cabezal		Base	Cabezal	Base	
	D2-D1	D4-D3	D7-D8	D13-D14	D16-D15	
10	-0.0000154	-0.000135	-0.000012	-0.000043	-0.000013	
28	-0.000524	-0.000471	-0.00067	-0.000341	-0.000049	
56	-0.001212	-0.001063	-0.000168	-0.000792	-0.000114	
Prueba 1		Rotación, en radianes				
Fuerza, en t	Eje B55			Eje B54		
	Cabezal		Base	Cabezal	Base	
	D2-D1	D4-D3	D7-D8	D13-D14	D16-D15	
10	-0.000112	-0.000046	-0.000034	-0.000062	-0.000011	
28	-0.000502	-0.000399	-0.000139	-0.000329	-0.000050	
57	-0.001161	-0.000989	-0.000319	-0.000778	-0.000117	
Prueba 1		Rotación, en radianes				
Fuerza, en t	Eje B55			Eje B54		
	Cabezal		Base	Cabezal	Base	
	D2-D1	D4-D3	D7-D8	D13-D14	D16-D15	
19	-0.000317	-0.000245	-0.000078	-0.000165	-0.000028	
37	-0.000743	-0.000628	-0.000193	-0.000460	-0.000069	
64	-0.001390	-0.001231	-0.000371	-0.000919	-0.000144	

Al comparar los desplazamientos medidos lateralmente de la columna B55 con y sin collarín (tablas 4.21. y 4.22.) resultan ser similares para fuerzas laterales de hasta 21 t. Pero para fuerzas superiores, el caso con collarín se deforma menos y evidencia la restricción que impone el collarín (fig. 4.1.46.). En tales casos, las fuerzas laterales producen momentos superiores al de agrietamiento como se verá más adelante.

Para saber que tanto restringe el collarín los giros y los desplazamientos en la base de la columna, se calculó la elástica teórica de la columna suponiendo que está empotrada en su base y ante una fuerza lateral de 64 t en su extremo superior. La comparación con los datos experimentales se aprecia que la deformada de la columna con el collarín es bastante parecida a la teórica (fig. 4.1.47.). Sin embargo, la fuerza lateral que corresponde al eje B55 es menor dado el acoplamiento con los ejes colindantes.

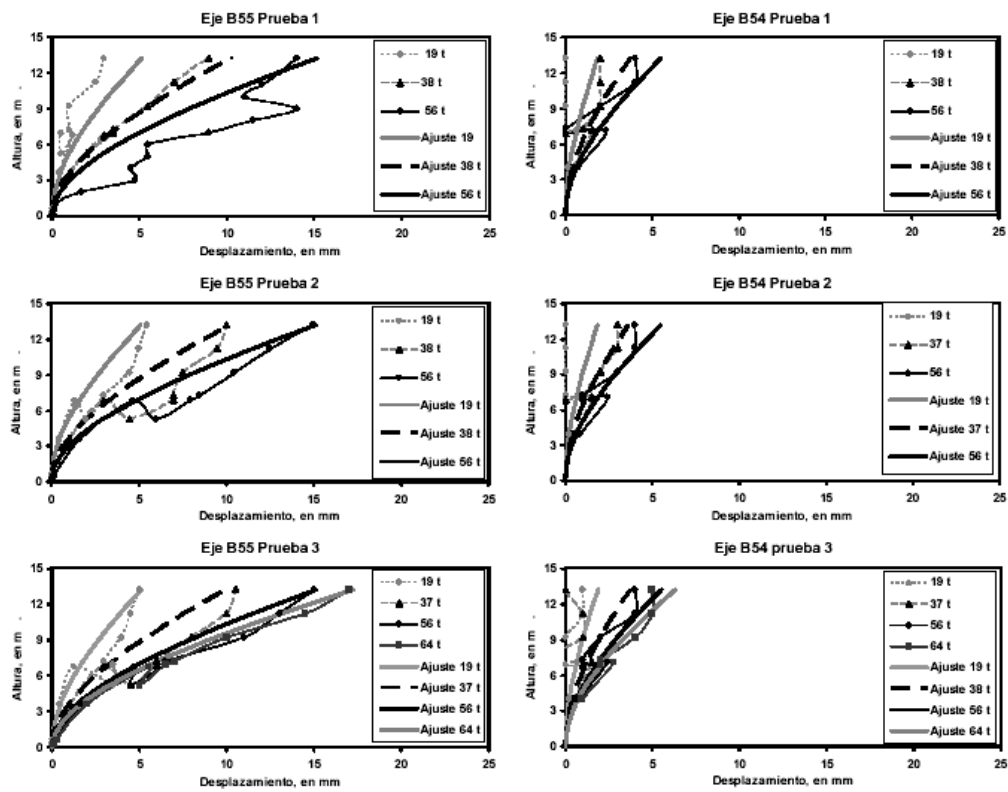


Fig. 4.1.44. Comparación de las elásticas experimentales y las obtenidas del ajuste con el criterio propuesto de las columnas de los ejes B54 y B55 de la primera etapa (IINGEN 2005)

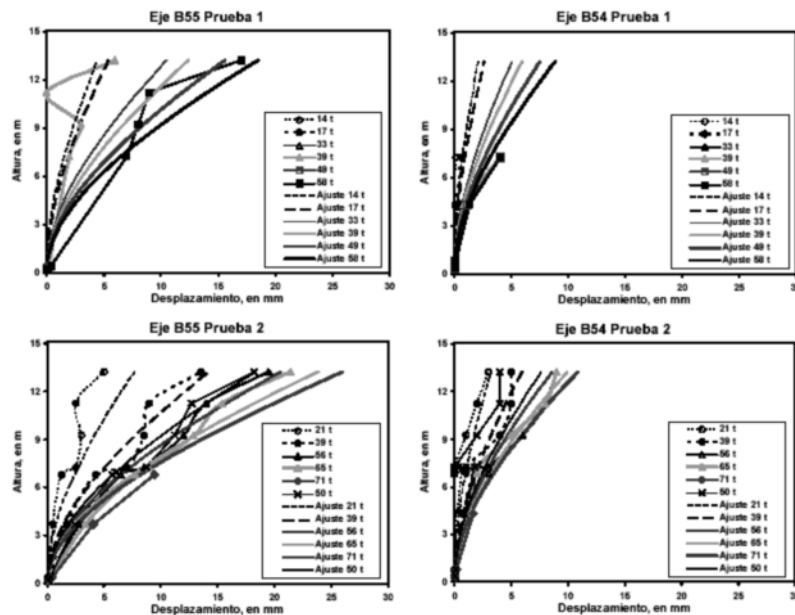


Fig. 4.1.45. Comparación de las elásticas experimentales y las obtenidas del ajuste con el criterio propuesto de las columnas de los ejes B54 y B55 de la segunda etapa (IINGEN 2005)

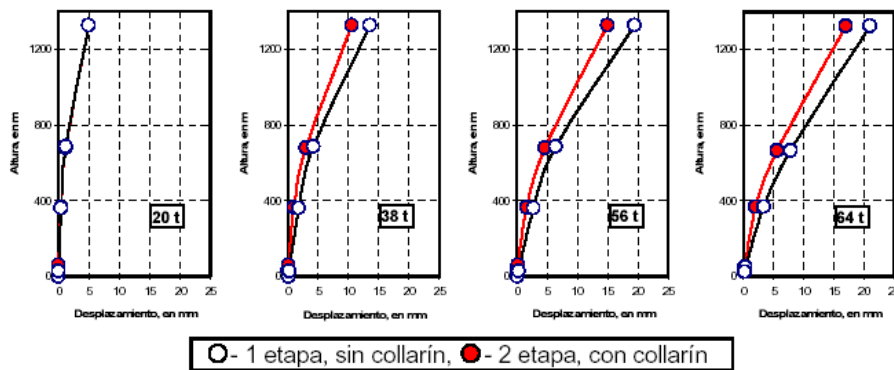


Fig. 4.1.46. Comparación de los desplazamientos laterales medidos en las dos etapas de pruebas ante diferentes fuerza de tracción. (IINGEN 2005)

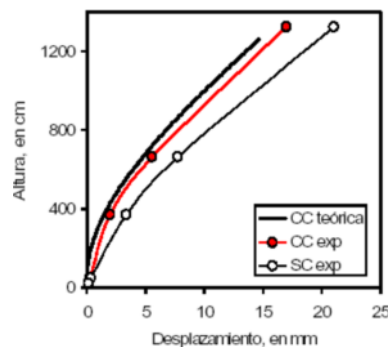


Fig. 4.1.47. Comparación de las deformadas experimental y teórica ante una fuerza de tracción lateral 64 t (SC - sin collarín, CC - con collarín) (IINGEN 2005)

Las deformaciones unitarias medidas en la segunda etapa de pruebas para las diferentes fuerzas de tracción lateral se presentan en la tabla 4.23. Para la fuerza de 64 t el momento fue de 778 t-m y equivale a un esfuerzo de 75 kg/cm². La fuerza de tracción que produce el momento de agrietamiento calculado con el modelo analítico empleado por el proyectista para el diseño, pero considerando las condiciones de la construcción al momento de la prueba de carga fue de 44 t, y la fuerza que corresponde al eje B55 es de 37 t.

Para el caso sin collarín, el primer agrietamiento en la columna B55 se percibió cuando se aplicó la primera carga monotónica, al pasar la fuerza de 38 a 49 t. Cuando se alcanzó una carga de 58 t se hizo una pausa, durante la que se midió la grieta, su anchura fue de 0.07 mm y su longitud de 20 cm. Al descargar la fuerza lateral, la grieta se cerró y a simple vista no era visible. En la segunda aplicación de carga, cuando se alcanzaron las 20 t aun no era visible la grieta, a las 38 t se reabrió la grieta y su longitud creció 6 cm y su anchura máxima fue de 0.10 mm. Con las cargas de 65 t y 71 t aparecieron más grietas, después de las 71 t se hizo una pausa, el patrón de agrietamientos observado se muestra en la (fig. 4.1.48.). En la columna B54 no se observaron grietas debidas a la aplicación de la fuerza lateral en la columna B55.

En las pruebas de carga de la segunda etapa con el collarín en la base de las columnas, se detectaron cambios en el patrón de agrietamiento a partir de fuerzas de tracción de 38 t y sus

anchuras fueron menores de 0.15 mm (fig. 4.1.49.). En la columna B54 no se apreciaron grietas nuevas en el concreto.

Tabla 4.23. Deformaciones experimentales y calculadas ante las fuerzas de tracción y los momentos aplicados en la base a la columna del eje B55

F, en t	ϵ_{exp}	ϵ_{cal}	M, en t-m	σ , en kg/cm ²
19	0.00005	0.00006	228	22
37	0.00012	0.00013	458	44
39	0.00014	0.00013	478	46
56	0.00020	0.00019	685	66
64	0.00023	0.00022	778	75



Fig. 4.1.48. Patrón de agrietamientos final de la columna B55 sin collarín (IINGEN 2005)

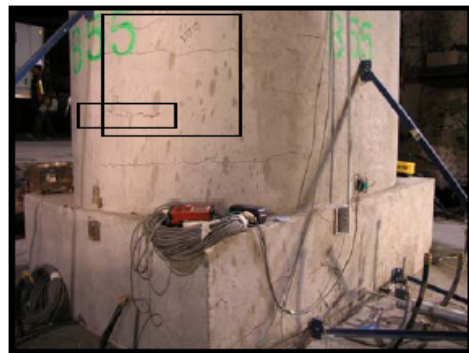


Fig. 4.1.49. Patrón de agrietamientos final de la columna B55 con collarín (IINGEN 2005)

En la primera etapa de pruebas, las deformaciones unitarias de la junta de la columna B55 se calcularon considerando la distancia a la cual se fijó el instrumento que fue de 33 mm y resultan ser mayores de 0.0002 para fuerzas laterales de 38 t o más. Lo cual sugiere que el mortero de la junta del candelero en la zona de tensión se ha desprendido, dado que las deformaciones superan las que producen agrietamientos de tensión. Las deformaciones en la superficie de la losa presforzada de la zapata, medidas a partir de los 33 mm del paño de la columna al borde, fueron inferiores a 0.000025, por lo tanto, esto evidencia que las deformaciones que corresponden a la junta de mortero, de 10 mm de ancho, son superiores a las estimadas. Si suponemos que se concentran en el ancho de la junta, los valores serían aproximadamente tres veces mayores. En la segunda etapa de pruebas, los desplazamientos en la junta con respecto a la primera etapa son al menos 38 por ciento menores.

Los desplazamientos horizontales medidos en la base de la columna B55 para las diferentes fuerzas laterales en las dos etapas se muestran en las (fig. 4.1.50. y 4.1.51.). Se encontró que los desplazamientos relativos de las columnas B54 y B55 con respecto al marco de referencia de los trasductores de desplazamiento (D11 y D19) son mucho mayores al de las zapatas (D12 y D20). Los movimientos relativos ocurren esencialmente en la junta del candelero, entre la columna y la zapata como lo muestran los desplazamientos relativos D11' y D11'' de la columna B55 (fig. 4.1.50.) y D19' y D19'' de la columna B54.

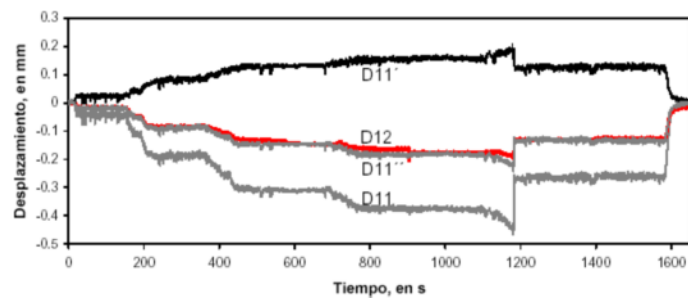


Fig. 4.1.50. Historias de desplazamientos en la base de la columna B55 sin el collarín (IINGEN 2005)

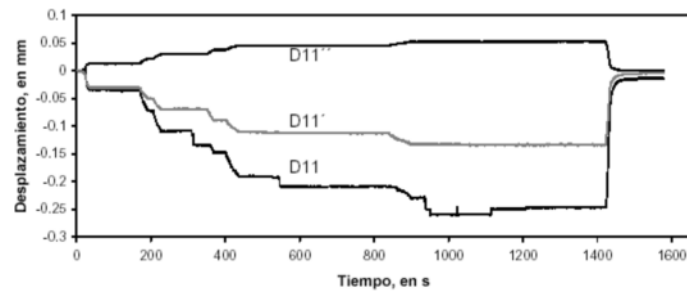


Fig. 4.1.51. Historias de desplazamientos en la base de la columna B55 con el collarín (IINGEN 2005)

Con respecto a las rotaciones experimentales con el collarín, también fueron comparadas con las que se obtendrían con los mismos modelos teóricos considerados en Barranca del Muerto. La comparación muestra el mismo comportamiento comentado en Barranca del Muerto (tabla 4.24.). Por lo tanto, también puede concluirse que el candelero y el collarín proporcionan una adecuada restricción en la base de la columna para los niveles de carga aplicados.

Tabla 4.24. Comparación de las rotaciones experimentales y analíticas de la segunda etapa

Eje B55 2 Etapa con collarín							
Prueba	Fuerza, en t	Cabezal			Base		
		Experimental	Teórico*	Cociente	Experimental	Teórico**	Cociente
1	19	-0.00030	0.00064	0.47	-0.00004	0.00010	0.36
	38	-0.00073	0.00128	0.57	-0.00010	0.00021	0.48
	56	-0.00114	0.00189	0.60	-0.00017	0.00030	0.56
2	19	-0.00026	0.00064	0.41	-0.00009	0.00010	0.88
	38	-0.00067	0.00128	0.52	-0.00020	0.00021	0.96
	56	-0.00108	0.00189	0.57	-0.00032	0.00031	1.02
3	19	-0.00028	0.00064	0.44	-0.00008	0.00010	0.78
	38	-0.00069	0.00125	0.55	-0.00019	0.00021	0.92
	56	-0.00110	0.00189	0.58	-0.00031	0.00031	1.00
	64	-0.00131	0.00216	0.61	-0.00037	0.00036	1.03

* Valores calculados sin considerar el acoplamiento con los ejes colindantes y sin los efectos ISE

**Valores calculados con el modelo de elemento finito

Con respecto a las rotaciones determinadas en las dos etapas se refleja nuevamente la influencia del collarín, como se ilustra en la comparación de las curvas rotación versus fuerza de tracción de la (fig. 4.1.52.). En la tabla 4.25. se comparan los valores máximos de las rotaciones obtenidas experimentalmente en las columnas B54 y B55. En la columna B54 las rotaciones fueron entre 0.55 y 0.38 veces menores a las de B55 (IINGEN 2005).

Tabla 4.25. Comparación de rotaciones máximas de las columnas B54 y B55 para las dos etapas de pruebas

Etapa	B54	B55	B54/B55	B54	B55	B54/B55
	Cabezal (D14-D13)	Cabezal (D1-D2)		Base (D15-D16)	Base (D7-D8)	
SC	-0.00085	-0.00190	0.45	-0.00023	-0.00051	0.44
CC	-0.00086	-0.00139	0.62	-0.00014	-0.00031	0.45

B54 Columna contigua			
Etapa	Cabezal	Base	Cabezal/Base
SC	-0.00085	-0.00023	3.79
CC	-0.00086	-0.00014	6.24
CC/SC	1.01	0.61	

B55 Columna con fuerza de 64 t			
Etapa	Cabezal	Base	Cabezal/Base
SC	-0.00190	-0.00051	3.70
CC	-0.00139	-0.00031	4.53
CC/SC	0.73	0.60	

Tanto en la columna B54 como en la columna B55, la relación de rotaciones con y sin collarín fue de aproximadamente 0.6. Siendo notoria la influencia del collarín, al reducir las rotaciones de la base de las columnas.

Esta influencia se refleja también en la relación de rotaciones del sistema, medidas en el cabezal y en la base. Para la columna B54 es de 1.01 y para B55 de 0.73, es decir que el collarín influye de forma diferente en el acoplamiento entre las columnas. Esto implica que la relación de rotaciones de medidas en el cabezal y en la base cambie de 3.79 a 6.24 en B54 y de 3.70 a 4.53 en B55.

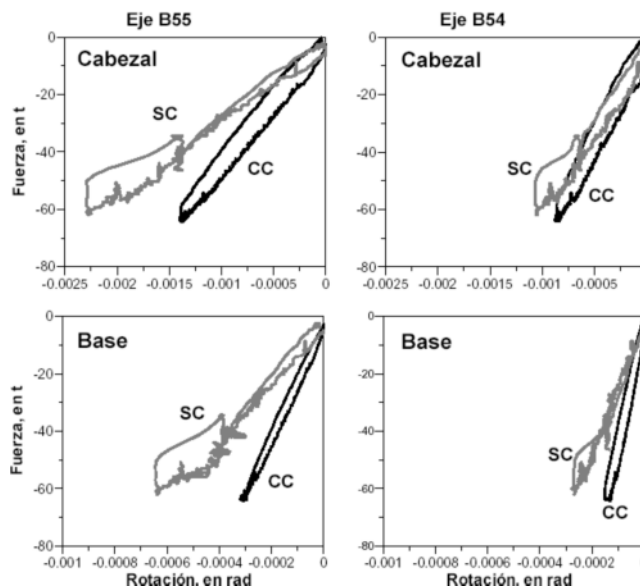


Fig. 4.1.52. Curvas rotación de la base y del cabezal versus fuerza de tracción. (SC – sin collarín, CC – con collarín) (IINGEN 2005)

Con los registros de aceleraciones producidas por la vibración ambiental en la dirección transversal, se determinaron las frecuencias de vibración antes, durante y después de la aplicación de la fuerza de tracción en el punto 5 (fig. 4.1.53.), esto con el fin de verificar el estado físico de la estructura en las dos etapas de pruebas, sus valores aparecen en la (fig. 4.1.53.). En las dos etapas las frecuencias finales son entre 1.5 y 3 por ciento inferiores a las

determinadas antes de las pruebas. Esta pequeña disminución sucede porque se produjo el agrietamiento que se pretendía alcanzar ante condiciones de cargas de servicio severas.

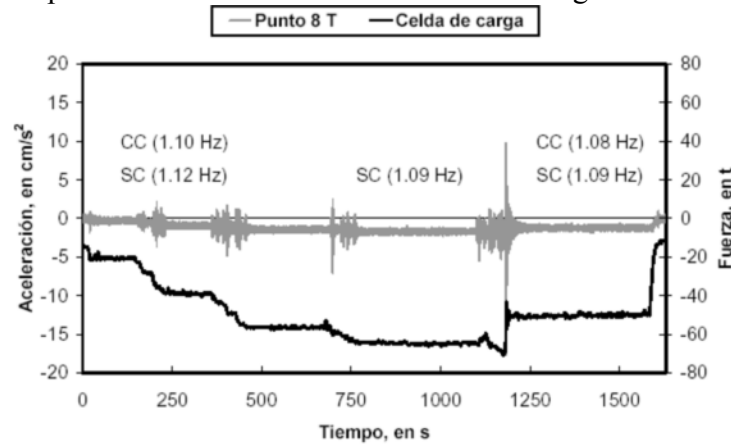


Fig. 4.1.53. Variación de las aceleraciones medidas en el punto 5 en función de la carga lateral (IINGEN 2005)

4.1.4. Estudio analítico

4.1.4.1. Metodología de análisis

Para evaluar el comportamiento sísmico de puentes de concreto reforzado, de eje simple de pilas, como el caso del segundo piso del periférico, se utiliza en este trabajo una metodología simplificada de análisis, que describe razonablemente la interacción entre los elementos estructurales y que es propuesta por Gazetas G. y Mylonakis G. (2000). Dicha metodología se centra en el cálculo de la importancia de los efectos interacción suelo-estructura (ISE) en la respuesta dinámica de columnas de puentes dentro del rango inelástico y en particular determinar la ductilidad requerida en las regiones críticas de la superestructura. Donde el problema se modela por medio de una viga en cantilver o péndulo invertido y que soporta una masa en la parte superior.

Consideraciones para la modelación

El modelo de análisis simplificado propuesto, considera que cuando las pilas del puente están sometidas a una carga sísmica, el movimiento de las vigas adyacentes a éstas restringe parcialmente su oscilación transversal, es decir, sometidas a carga dinámica transversal se desplazan y causan la distorsión de los apoyos que sobre ella se localizan y la subsiguiente rotación de las trabes del tablero que se consideran rígidas. Como consecuencia, el modelo simplificado de análisis propuesto (ver fig. 4.1.54.) se basa en las siguientes hipótesis generales:

- Las columnas se modelan mediante elementos continuos con masa distribuida.
- Las vigas se idealizan como elementos perfectamente rígidos con masa concentrada, por lo que se desprecian sus deformaciones longitudinal y transversal.
- Todas las columnas del puente tienen razonablemente el mismo desplazamiento longitudinal.

- Debido a la redundancia y rigidez en dirección longitudinal el daño más grave en las pilas por acción sísmica se producirá en la dirección transversal.
- El efecto de interacción suelo-estructura en pilas se estima a través de resortes lineales o funciones de impedancia que representan la rigidez rotacional y de traslación del suelo.

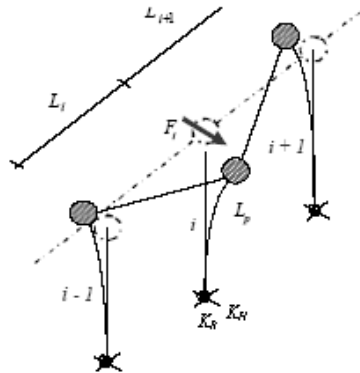


Fig. 4.1.54. Esquema básico de análisis

Como se observa en la (fig. 4.1.54.) y se deduce de las hipótesis de análisis, los únicos grados de libertad considerados en la modelación son los desplazamientos transversales en el extremo superior de las columnas. Para este modelo, la rigidez total de la estructura se determina a partir de la contribución de la rigidez transversal de las pilas. Por su parte, en el cabezal de las pilas se obtiene la fuerza inercial a partir de la acción sísmica que las afecta y de las rotaciones restringidas en su base, generadas por el efecto de interacción suelo-estructura.

Modelado del sistema estructural

Las pilas del puente se idealizan como sistemas de un grado de libertad, ver (fig. 4.1.55.), en donde se puede observar que el tipo de estructuración usada corresponde a una superestructura típica a base de traveses prefabricados de concreto presfuerzo simplemente apoyadas sobre la subestructura, compuesta por columnas aisladas de concreto reforzado. No se toma en cuenta los posible efecto de cabeceo.

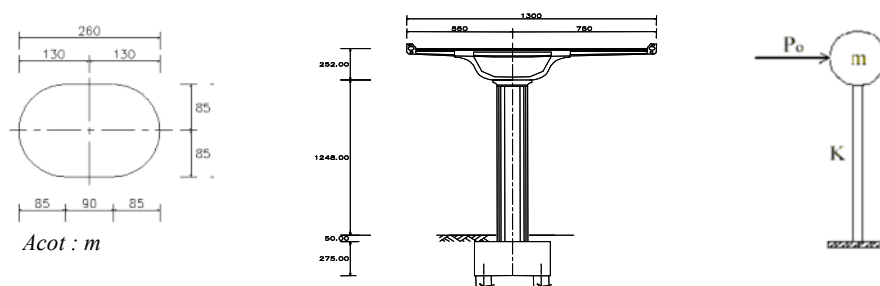
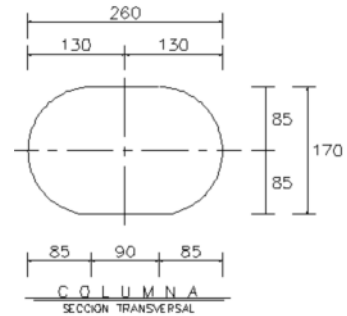


Fig. 4.1.55. Estructura modelada como un oscilador de un grado de libertad para la obtención de los desplazamientos. (IINGEN 2005)

Obtención de las propiedades geométricas de la columna

Inercia en XX

Sección	Bi	bj	hi	yi'	yi	A	Ix
	cm	cm	cm	cm	cm	cm ²	cm ⁴
1			85,00	0,00	85,00	11349	2,05E+07
2	90,00	90,00	170,00	0,00	85,00	15300	3,68E+07
3			85,00	0,00	85,00	11349	2,05E+07
suma			170,00			37998	7,78E+07



Sección	A*yi	d _{yi}	A*(d _{yi}) ²
	cm ³	cm	cm ⁴
1	9,65E+05	0,00	0,00E+00
2	1,30E+06	0,00	0,00E+00
3	9,65E+05	0,00	0,00E+00
suma	3,23E+06		0,00E+00

Tabla resumen de las propiedades

A [cm ²]	37998,01	A [m ²]	3,7998
xc [cm]	130,00	xc [m]	1,3000
yc [cm]	85,00	yc [m]	0,8500
Ixc [cm ⁴]	7,785E+07	Ixc [m ⁴]	0,7785
Iyc [cm ⁴]	1,710E+08	Iyc [m ⁴]	1,7098
J [cm ⁴]	1,955E+08	J [m ⁴]	1,9554
A v2 [cm ²]	31665,01	A v2 [m ²]	3,1665
A v3 [cm ²]	31665,01	A v3 [m ²]	3,1665

Obtención del peso de la superestructura

Las cargas que se consideran para el modelo son las correspondientes a las de las estructuras en el estado en el que se hicieron las pruebas, las cuales estaban en proceso de construcción. En la siguiente tabla se muestran los elementos estructurales existentes durante las pruebas, en el anexo 3 se presentan con más detalle como se obtuvieron las cargas por concepto.

Peso por conceptos

Elemento	Concepto	wu	#	W
		[ton]		[ton]
Trabe TA	peso propio de U	220.80	1.00	220.80
Trabe TC	peso propio de U	193.77	1.00	193.77
Cx. col-TA	peso propio	22.46	2.00	44.93
Trabe TA	TT/I	15.23	8.75	133.30
Trabe TC	TT/I	15.23	9.38	142.82
Parapeto	parte metálica	0.28	116.00	32.48
suma				768.1

Debido a que sólo se va a analizar una columna, el peso obtenido de 768 t debe ser la mitad, ya que es el peso correspondiente a una columna, o sea 384 t. Con este peso se va a realizar el diagrama momento-curvatura y analizar la estructura.

Obtención del diagrama de momento-curvatura

Para la obtención del diagrama momento-curvatura (ver fig. 4.1.56.) se usaran los programas USC_RC y Responce 2000. Para el uso del programa solo se necesita: la distribución del acero de refuerzo (ver fig. 4.1.57.), las características geométricas, la carga sobre la columna y las propiedades de los materiales que la integran. Con el diagrama de momento-curvatura se podrá determinar el comportamiento de la sección ante cargas monotonicas y de esta manera poder aplicarlo en las ecuaciones que sirven para calcular la longitud de la articulación plástica “plastic hinge”.

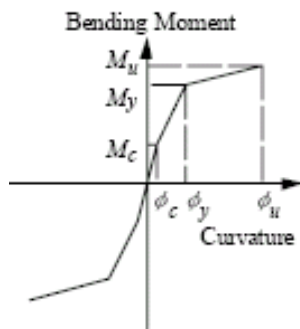


Fig. 4.1.56. Diagrama Momento-Curvatura

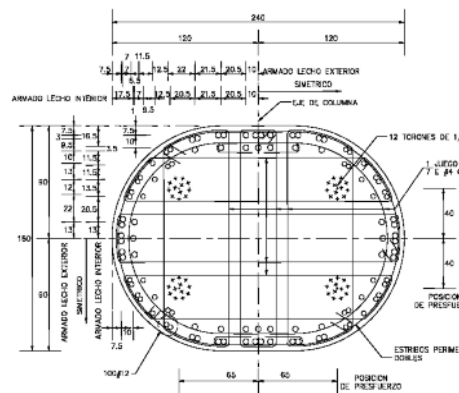


Fig. 4.1.57. Sección transversal de la columna

Propiedades de los materiales que integran la columna para la realización del diagrama momento-curvatura, son:

El esfuerzo de fluencia del concreto es de $f'c = 400 \text{ kg/cm}^2$, con módulo de elasticidad de $E = 280000 \text{ kg/cm}^2$. Para el acero de refuerzo el esfuerzo de fluencia es de $fy = 4200 \text{ Kg/cm}^2$ con módulo de elasticidad de $Es = 2 \times 10^6 \text{ Kg/cm}^2$.

Con las propiedades geométricas, la distribución del acero de refuerzo y las propiedades de los materiales que integran la columna se pudo trazar por medio del programa Responce 2000 el diagrama de momento-curvatura (fig. 4.1.58).

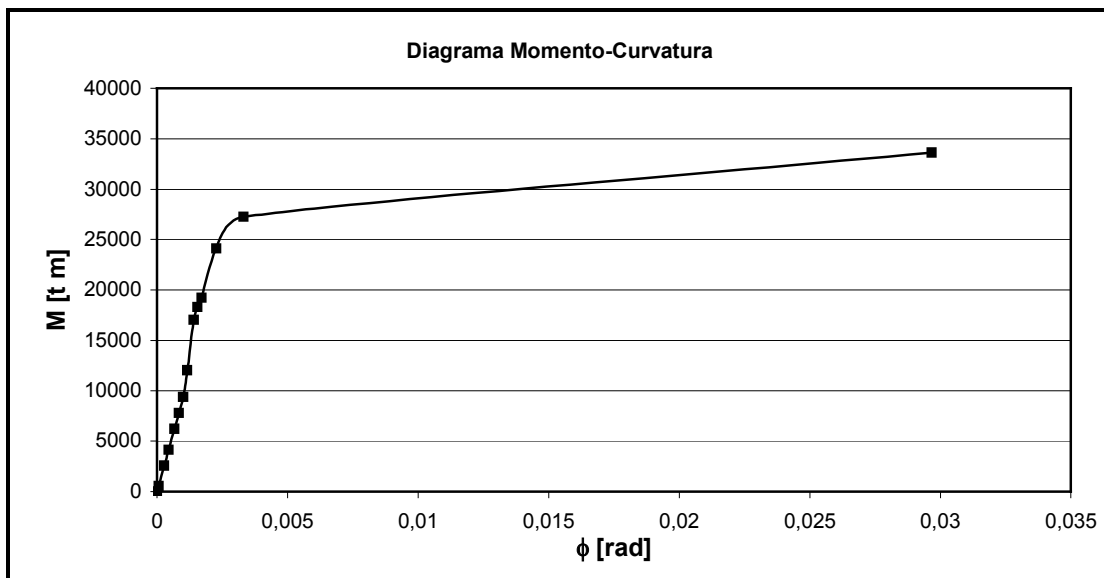


Fig. 4.1.58. Diagrama Momento-Curvatura

Del diagrama momento curvatura se obtiene los siguientes puntos:

$$M_u = 33620.105 \text{ t m}$$

$$\phi_u = 0.029664 \text{ rad}$$

$$M_y = 24110.038 \text{ t m}$$

$$\phi_y = 0.002263 \text{ rad}$$

Calculo de la articulación plástica “Plastic Hinge”

Para el calculo de la longitud de la articulación plástica se va a usar la expresión propuesta por Priestley and Park (Priestley 1987), donde la longitud de la articulación platica solo depende de la longitud de la columna, L , y del diámetro de la varilla longitudinal, d_b .

$$L_p = 0.08L + 6d_b$$

Sitio	L [m]	d_b [m]	L_p [m]
Barranca del Muertos	14.18	0.0381	1.363
San Jerónimo	13.36	0.0381	1.2974

Calculo de los desplazamientos Δy y Δp

El cálculo del desplazamiento, Δy , producido al fluir el acero de refuerzo se puede hacer usando la siguiente expresión:

$$\Delta y = \frac{\phi \cdot L^2}{3}$$

Y el calculo del desplazamiento plástico de la superestructura, Δp , debido a la falla de la columna es obtenido por la expresión.

$$\Delta p = (\phi_u - \phi_y) \cdot (L - L_p / 2) \cdot L_p$$

Sitio	L [m]	ϕ_u	ϕ_y	L_p [m]	Δy [m]	Δp [m]
Barranca del Muertos	14.18	0.029664	0.002263	1.363	0.152	0.504
San Jerónimo	13.36	0.029664	0.002263	1.2974	0.135	0.452

Obtención de la fuerza sísmica de diseño

Reglamentos de aplicación

Para definir las acciones actuantes, factores de carga, factores de resistencia y procedimientos de revisión (flexo compresión, flexión, cortante, etc.) de elementos, se utilizaron principalmente las Especificaciones para Puentes del AASHTO (1996). Para definir los coeficientes sísmicos se utilizó el Reglamento de Construcción para el Distrito Federal RCDF 1993 y las Normas Técnicas Complementarias para Disecho por Sismo (NTCDS).

Las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto (1996) y el Código del ACI (1999) se utilizaron para cubrir aspectos que el AASHTO no observa. Y en el diseño de accesorios metálicos se utilizo el Manual de Construcción en Acero del Instituto Mexicano de la Construcción en Acero, A.C.

Espectro de diseño elástico

El espectro de diseño usado para la obtención de la fuerza sísmica equivalente va a ser el propuesto para el Valle de la Ciudad de México de acuerdo al reglamento de construcción del Distrito Federal. Usando los siguientes datos, se obtuvo el espectro que se muestra en la (fig. 4.1.59.).

El factor de ductilidad adoptado por todos los apoyos fue de $Q = 2.0$ en todas direcciones; además se clasifica la estructura dentro del grupo A según RCDF, con lo cual se incremento el coeficiente sísmico 50 por ciento. El coeficiente de diseño sísmico considerado para las estructuras ubicadas en zonas de lomas fue de 0.16 y para zona de transición de 0.32.

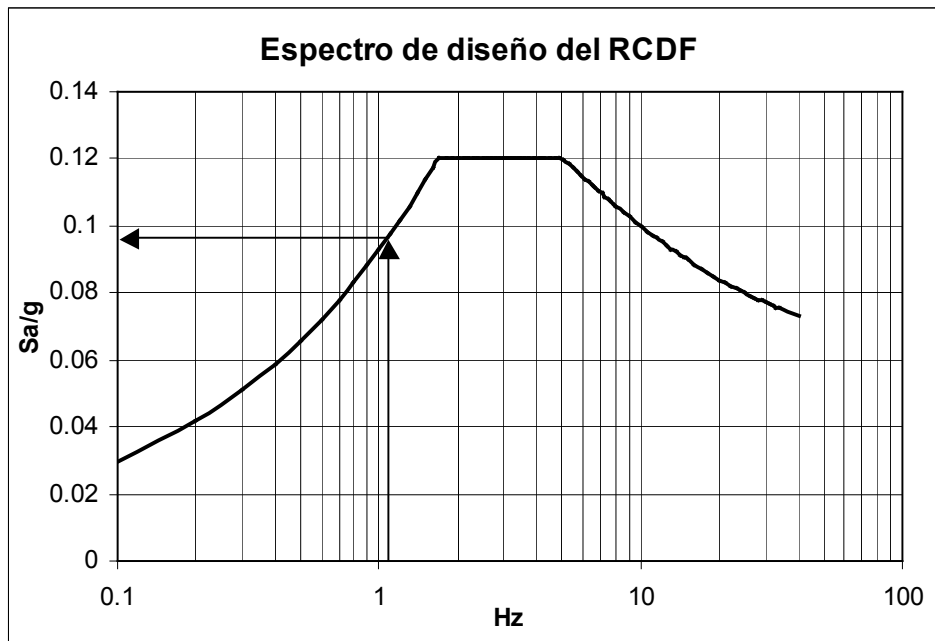


Fig. 4.1.59. Espectro de diseño para: zona I, $Q = 2$ y estructura grupo A

Por medio de las frecuencias en la dirección T obtenidas por las pruebas de vibración ambiental y usando el Espectro de diseño del RCDF, se obtiene la aceleración espectral.

Sitio	Frecuencia [Hz]	Sa/g
Barranca del Muerto eje B174	1.1	0.097488
San Jerónimo eje B55	1.1	0.097488

Con el valor de la aceleración Sa/g y la masa de la superestructura se puede obtener una aproximación de la fuerza sísmica (F.S.).

$$F.S. = \left(\frac{Sa}{g} \right) \cdot (W_s / g) \cdot g = 0.097488 \times \left(\frac{384}{9.81} \right) \times 9.81 = 37.44 \text{ t}$$

Con la fuerza sísmica de F.S. = 37.44 t se pueden obtener por medio de las funciones de impedancia (K_R y K_H) los desplazamientos de traslación y rotación debido a la cimentación.

Calculo del desplazamiento debido a la traslación (Δ_f) y rotación (Φ_H) de la cimentación

El cálculo del desplazamiento debido a la traslación Δ_f se puede hacer usando la siguiente expresión (Ciampoli y Pinto 1995):

$$\Delta_f = \frac{F.S.}{K_H}$$

Sitio	F.S. [t]	K _H [t/m]	Δ _r [m]
Barranca del Muerto 1° etapa	37.44	492000	0.000076
Barranca del Muerto 2° etapa	37.44	492000	0.000076
San Jerónimo 1° etapa	37.44	282000	0.000133
San Jerónimo 2° etapa	37.44	130000	0.000288

Para el cálculo del desplazamiento debido a la rotación de la cimentación Φ_H se usa la siguiente expresión (Ciampoli y Pinto 1995):

$$\Phi_H = \frac{M \cdot L}{K_R}$$

donde el momento , *M*, es igual:

$$M = F.S. \cdot L + (\Delta p - \Delta y) \cdot P$$

Sitio	L [m]	F.S. [t]	Δp [m]	Δy [m]	P [t]	M [t]	K _H [t/m]	Φ _H [m]
B. M. 1° etapa	14.18	37.44	0.504	0.152	39.14	5342.65	3627000.0	0.002129
B. M. 2° etapa	14.18	37.44	0.504	0.152	39.14	5342.65	3627000.0	0.002129
S. J. 1° etapa	13.36	37.44	0.452	0.135	39.14	5028.07	5305000.0	0.001291
S. J. 2° etapa	13.36	37.44	0.452	0.135	39.14	5028.07	4520000.0	0.001515

Con la obtención de los parámetros que rigen el comportamiento de la estructura solo falta aplicarlos al modelo propuesto por Gazetas G. y Mylonakis G. (2000).

4.1.4.2. El caso inelástico

Para el caso inelástico sólo se consideraran los efectos debido a la primera falla del acero de refuerzo y a la falla de la columna sin considerar los efectos interacción suelo-estructura (fig 4.1.60.), para de esta manera determinar la ductilidad de la columna μ_c.

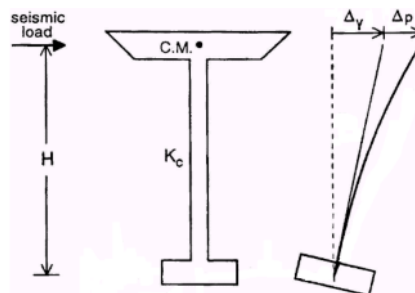


Fig. 4.1.60. Modelo solo considerando comportamiento elástico

Sitio	F.S. [t]	L [m]	Δy [m]	Δp [m]	μ _c
Barranca del muerto	37.44	14.18	0.152	0.504	4.32
San Jerónimo	37.44	13.36	0.135	0.452	4.35

4.1.4.3. Considerando efectos ISE

Para considerar los efectos ISE, la cimentación se vuelve un soporte flexible modelado por medio de funciones de impedancia (rigidez de la base K_R y K_H) (fig 4.1.61.). Por medio de este modelo se determinan los desplazamientos finales y así determinar la ductilidad del sistema μ_s .

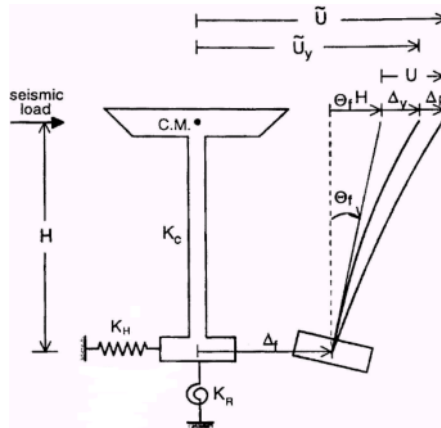


Fig. 4.1.61. Modelo considerando efectos ISE

Sitio	F.S. [t]	L [m]	Δy [m]	Δp [m]	Δ_f [m]	ΦH [m]	μ_c	μ_s
B. M. 1° etapa	37.44	14.18	0.152	0.504	0.000076	0.002129	4.32	4.27
B. M. 2° etapa	37.44	14.18	0.152	0.504	0.000076	0.002129	4.32	4.27
S. J. 1° etapa	37.44	13.36	0.135	0.452	0.000133	0.001291	4.35	4.31
S. J. 2° etapa	37.44	13.36	0.135	0.452	0.000288	0.001515	4.35	4.30

CONCLUSIONES

En este trabajo se llevó a cabo una revisión general de las pruebas experimentales que se pueden realizar para poder obtener la respuesta dinámica de puentes urbanos y de esta manera poder determinar los parámetros que rigen su comportamiento dinámico ante solicitudes de servicio. Además, de dar un panorama general de los métodos de análisis más comunes en la estimación de la respuesta dinámica de puentes urbanos ante sollicitaciones sísmicas.

Posteriormente, del resumen presentado de las pruebas experimentales en el segundo piso del periférico, realizadas en los tramos de Barranca del Muerto y San Jerónimo, se pudo observar por medio de los registros de vibración ambiental y de las pruebas de tracción, que las frecuencias fundamentales de vibración en la dirección vertical de los tramos estudiados son aproximadamente de entre 2.5 a 4.0 Hz, y son semejantes a las medidas en puentes con características semejantes, esto se puede visualizar por medio de la gráfica presentada por Paultre, et al, 1992.

Por medio del mismo estudio de vibración ambiental, se pudo determinar de manera aproximada las frecuencias dominantes del suelo en los tramos estudiados, y sus valores resultaron del mismo orden que los medidos en otros sitios con suelos parecidos. Las diferencias encontradas entre las frecuencias dominantes del suelo y las frecuencias fundamentales de los tramos más altos de la estructura en la dirección transversal (T) parecen indicar que no se esperan grandes amplificaciones de las ondas sísmicas de estos tramos.

En las pruebas realizadas correspondientes al tramo de Barranca del Muerto, se puede observar que al aplicar la carga máxima de camiones en los dos carriles de circulación, la deflexión máxima a la mitad de la longitud de la viga fue inferior a la permitida por las normas de diseño. Además, esta deflexión se recuperó totalmente al remover la carga. Para esa condición se apreció la apertura de grietas existentes y la aparición de otras en el lecho inferior de la trabe TC, mismas que desaparecieron al retirar dicha carga. El ancho máximo de grietas observado fue de 0.35 mm.

Con la interpretación de las pruebas de carga se puede afirmar, que cuando se aplicó la carga máxima de los camiones en los dos carriles de circulación, la deflexión máxima a la mitad de la longitud de la viga fue inferior a la permitida por las normas de diseño; además, ésta deflexión se recuperó totalmente al remover la carga. El análisis del efecto del paso de camiones a distintas velocidades y, sobre todo, el paso de éstos sobre el tope colocado para producir impacto, muestra que los incrementos de las deformaciones están dentro de los límites permitidos por las normas de diseño y son congruentes con los encontrados en otros puentes de distintas partes del mundo.

Se debe destacar que la carga máxima vehicular aplicada en los tramos estudiados fue mayor que la prescrita para el diseño de la estructura según las normas empleadas. Esto se acordó con el comité de vías elevadas del gobierno del Distrito Federal para considerar la condición extrema que se pudiera llegar a presentar. Además cabe aclarar que para fines de uso, el segundo piso del periférico esta subestimado o sobre diseñado ya que sólo se permite el tránsito de vehículos de carga ligera.

Es importante la realización de este tipo de pruebas ya que nos permiten tener resultados experimentales y así poder saber si las metodologías para diseño de puentes urbanos y carreteros que adoptamos de normas extranjeras se adecuan a las necesidades existentes en nuestro país, ya que es muy común el diseñar este tipo de estructuras sin la sustentación en pruebas de campo, el uso de cargas de diseño apropiada y además de que en muchas ocasiones los puentes se diseñan por el juicio de ingenieros y no en cálculos y pruebas. Se ha demostrado que el comportamiento de la mayoría de los puentes a solicitaciones sísmicas es mayor que el pronosticado en el diseño de puentes por modelos simplificados asumiendo cargas distribuidas sobre las vigas. De varios estudios y pruebas hechas a puentes se puede llegar a las siguientes conclusiones y observaciones:

- Hay una necesidad para determinar con mayor precisión la capacidad de carga del sistema de los puentes a través de pruebas de carga.
- La clasificación de carga por pruebas de carga podría ser benéfico aplicarlo a la gran población de puentes.
- Se cuenta con tecnología para hacer este tipo de pruebas pero generalmente no es usada.
- Se necesitan nuevos programas y políticas para desarrollar, promover y mejorar la aplicación de pruebas de carga.

De los resultados obtenidos del estudio analítico se puede observar en primera instancia que los desplazamientos obtenidos en las pruebas de tracción lateral en los tramos de Barranca del Muerto y San Jerónimo sólo incursionaron en el rango elástico-lineal. Del estudio analítico se obtuvieron desplazamientos para el comportamiento elástico de alrededor de $\Delta y = 13 - 15$ cm y para el rango inelástico de aproximadamente $\Delta p = 45 - 50$ cm, los desplazamientos obtenidos por efectos de interacción suelo-estructura resultan menores a 2.2 cm esto es debido a que los tramos en estudio estaban desplantados en suelos muy rígidos y esto hace que no se presenten grandes deformaciones (desplazamientos y giros).

Las ductilidades de las columnas según el estudio analítico andan alrededor de $\mu_c = 4.32 - 4.37$ cuando no se considera los efectos ISE y $\mu_s = 4.27 - 4.31$ considerando efectos ISE. Se puede decir que el comportamiento de las columnas es adecuado ya que en este tipo de estructuras la ductilidad de las columnas debe ser alrededor de $\mu = 4$ debido a que el mecanismo de falla debe presentarse en la articulación de la base de la columna.

Es muy evidente que al considerar efectos ISE en este tipo de estructuras puede ser benéfico en el caso en el cual por medio del mecanismo que se forma entre el suelo y la estructura disipe gran parte de la energía que llega a la estructura, sin embargo, de análisis de movimientos registrados sobre suelos suaves se han mostrado tendencias crecientes en períodos más altos que el período predominante del movimiento. Como se vio en los resultados del estudio analítico, es evidente que al considerar los efectos ISE la demanda de ductilidad de las columnas se incrementa, dependiendo de las características del movimiento de la estructura. De todos modos la generalización inadecuada del concepto de ductilidad y consideraciones geométricas inadecuadas pueden conducir a una dirección incorrecta al evaluar el funcionamiento sísmico de tal estructura.

ANEXO 1

Modelo simplificado de Luco (Luco, 1980 y Luco *et al*, 1987)

La frecuencia fundamental de vibrar del modelo de traslación del sistema suelo-estructura está dada por la relación

$$\frac{1}{\bar{f}_1^2} = \frac{1}{f_e^2} + \frac{1}{f_c^2} + \frac{1}{f_H^2}$$

donde:

- \bar{f}_1 es la frecuencia fundamental del sistema determinada experimentalmente
- f_e es la frecuencia de la superestructura con base empotrada
- f_c es la frecuencia natural suponiendo que su base solo puede girar (cabeceo) y con una superestructura infinitamente rígida
- f_H es la frecuencia natural suponiendo que su base solo puede trasladarse y con una superestructura infinitamente rígida

Las frecuencias f_c y f_H se calculan con las siguientes relaciones aproximadas

$$f_c = \bar{f}_1 \left(\sqrt{\frac{\gamma_1 H \phi}{X_T}} \right)^{-1}$$

$$f_H = \bar{f}_1 \left(\sqrt{\frac{\beta_1 X_0}{X_T}} \right)^{-1}$$

donde:

- X_T es la respuesta total en la superestructura del puente, determinada experimentalmente.
- X_0 es la respuesta de traslación horizontal en la base, determinada experimentalmente.
- ϕ es la respuesta rotacional del cabeceo de la base, determinada experimentalmente.
- H es la altura de la estructura.
- β_1 y γ_1 parámetros modales asociados al modo fundamental de la estructura con base empotrada.

Los parámetros β_1 y γ_1 se obtienen usando las masas por nivel y las formas modales en las direcciones transversal y longitudinal con las expresiones:

$$\beta_1 = \frac{1}{M_1} \{\phi\}^T \{M\} \{1\}$$

$$\gamma_1 = \frac{1}{HM_1} \{\phi\}^T \{M\} \{h\}$$

donde:

$\{I\}$ es el vector de la primera forma modal.

$\{M\}$ es la matriz de masas.

M_1 es la masa modal del primer modo.

$\{h\}$ es la altura de cada nivel con respecto a la base.

f_1 forma modal asociada a la frecuencia fundamental de vibrar de la estructura suponiendo base empotrada. Por conveniencia, las formas modales están normalizadas de tal manera que en el nivel de azotea sea igual a uno.

Sustituyendo las ecuaciones 2 y 3 en la ecuación 1 y despejando f_e se tiene

$$f_1 = \bar{f}_1 \left(\sqrt{1 - \frac{\beta_1 X_0}{X_T} - \frac{\gamma_1 H \phi}{X_T}} \right)^{-1}$$

Las rigideces equivalentes de traslación horizontal K_H y de cabeceo K_c asociadas a los efectos ISE pueden estimarse con las relaciones siguientes:

$$K_H = \beta_1^2 M_1 (2\pi f_H)^2$$

$$K_R = \gamma_1^2 M_1 H^2 (2\pi f_e)^2$$

Con las características geométricas de la estructura, las ecuación 1 a la 8, así como la frecuencia fundamental de vibrar (f_1) y el ángulo de giro por cabeceo de la base f de la dirección T se puede evaluar aproximadamente los efectos ISE.

ANEXO 2

Dispositivo experimental para capturar las señales

El dispositivo experimental para capturar las señales de los acelerómetros se muestra en la (fig. 1. y 2.). Las señales de estos sensores se capturaron con un sistema de adquisición automático de datos de ganancia ajustable para lograr registrar digitalmente las señales de pequeña amplitud de aproximadamente 10⁻⁵ g. Los registros de las aceleraciones medidas en campo fueron posteriormente analizados en gabinete para estimar las principales propiedades dinámicas. En esta ocasión se empleó un nuevo programa de adquisición y procesamiento de datos (Mendoza *et al*, 2005; Mendoza y Murià Vila, 2005) simultáneamente con la anterior versión (Guzmán *et al*, 1992).

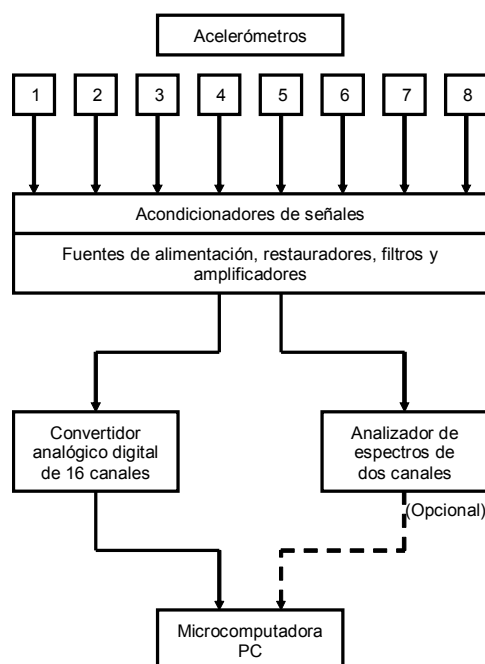


Fig. 1. Representación esquemática del dispositivo experimental para pruebas de vibración ambiental



Figura 2. Dispositivo Experimental

ANEXO 3

Cargas de la estructura por concepto

Pesos unitarios por conceptos

Concepto	w ₀ [T/m ³]
Concreto armado	2.40
Concreto armado en presforzados principales	2.50
Elementos metálicos	7.82
Suelo existente	1.60
Suelo de relleno	1.60
Concreto asfáltico o concreto ligero	2.20

Cargas por concepto

Elemento	Concepto	w _u [ton]	#	W [ton]	% Sup. Est.	W Sup. Est.	W Sup. Est.
Trabe TA	peso propio de U	220.80	1.00	220.80	1.00	220.80	0.00
Trabe TC	peso propio de U	193.77	1.00	193.77	1.00	193.77	0.00
Cx. col-TA	peso propio	22.46	2.00	44.93	1.00	44.93	0.00
Trabe TA	TT/i	15.23	8.75	133.30	1.00	133.30	0.00
Trabe TC	TT/i	15.23	9.38	142.82	1.00	142.82	0.00
Trabe TA	losas precoladas	0.04	525.00	21.92	1.00	21.92	0.00
Trabe TC	losas precoladas	0.04	562.50	23.49	1.00	23.49	0.00
Trabe TA	firme extr sobre losas	2.66	28.00	74.37	1.00	74.37	0.00
Trabe TC	firme extr sobre losas	2.66	30.00	79.68	1.00	79.68	0.00
Trabe TA	firme cent sobre losas	3.86	28.00	108.14	1.00	108.14	0.00
Trabe TC	firme cent sobre losas	3.86	30.00	115.87	1.00	115.87	0.00
Trabe TA	nerv U 100 / paredes	1.39	12.40	17.27	1.00	17.27	0.00
Trabe TA	nerv U 111 / paredes	1.56	10.40	16.18	1.00	16.18	0.00
Trabe TA	nerv U 243 / paredes	3.63	5.20	18.89	1.00	18.89	0.00
Trabe TC	nerv U 100 / paredes	1.39	15.40	21.45	1.00	21.45	0.00
Trabe TC	nerv U 106 / paredes	1.48	11.20	16.60	1.00	16.60	0.00
Trabe TC	nerv U 243 / paredes	3.63	3.40	12.35	1.00	12.35	0.00
Carpeta	sobrecarga muerta	3.17	58.00	183.74	1.00	183.74	0.00
Parapeto	parte metálica	0.28	116.00	32.48	1.00	32.48	0.00
Columnas	peso propio	121.88	2.00	243.76	1.00	243.76	0.00
Zapatas	peso propio	43.70	2.00	87.39	0.00	0.00	87.39
Pilas	peso propio	30.16	12.00	361.91	0.00	0.00	361.91
suma				2171.13		1721.83	449.31

Elemento	Concepto	wo	A ó B	H	Wt	L ó #	wu
Trabe TA	mensula	2.50	3.5800	1.00	8.95	0.50	4.48
	tramo macizo	2.50	7.5328	1.20	22.60	0.50	11.30
	tramo aligerado	2.50	2.3686	3.25	19.24	0.50	9.62
	tramo macizo	2.50	7.5328	0.20	3.77	0.50	1.88
	tramo de columna	2.50	3.3460	2.60	21.75	0.50	10.87
	tramo macizo	2.50	7.5328	0.20	3.77	0.50	1.88
	tramo aligerado	2.50	2.0218	12.00	60.65	0.50	30.33
	tramo macizo	2.50	7.5328	0.20	3.77	0.50	1.88
	tramo de columna	2.50	3.3460	2.60	21.75	0.50	10.87
	tramo macizo	2.50	7.5328	0.20	3.77	0.50	1.88
	tramo aligerado	2.50	2.3686	3.25	19.24	0.50	9.62
	tramo macizo	2.50	7.5328	1.20	22.60	0.50	11.30
	mensula	2.50	3.5800	1.00	8.95	0.50	4.48
	[ton]				28.90	220.80	
Trabe TC	nariz	2.50	1.749	1.00	4.37	0.50	2.19
	tramo macizo	2.50	7.5328	1.20	22.60	0.50	11.30
	tramo aligerado 1	2.50	2.214	5.60	30.99	0.50	15.50
	tramo aligerado 2	2.50	2.022	15.40	77.84	0.50	38.92
	tramo aligerado 1	2.50	2.214	5.60	30.99	0.50	15.50
	tramo macizo	2.50	7.5328	1.20	22.60	0.50	11.30
	nariz	2.50	1.749	1.00	4.37	0.50	2.19
	[ton]			31.00	193.77		96.89
Tableta	tramo macizo	2.40	5.046	0.44	5.33	0.50	2.66
	tramo aligerado 1	2.40	1.463	2.76	9.69	0.50	4.85
	ajustes de nervaduras	2.40	0.090	1.00	0.22	0.50	0.11
	[ton]				15.23		7.62
Losas	losa	2.40	0.010	1.45	0.03	0.50	0.02
	irregularidad	2.40	0.002	1.45	0.01	0.50	0.00
	[ton]				0.04		0.02
Nervaduras	U 100	2.40	1.000	0.29	0.70	2.00	1.39
	U 106	2.40	1.060	0.29	0.74	2.00	1.48
	U 111	2.40	1.110	0.29	0.78	2.00	1.56
	U 243	2.40	2.430	0.31	1.82	2.00	3.63
Columna	capitel	2.40	6.300	0.30	4.54	0.50	2.27
	columna	2.40	3.800	12.10	110.35	0.50	55.17
	dado	2.40	4.860	0.60	7.00	0.50	3.50
	[ton]			13.00	121.88		60.94
Zapata	macizo	2.40	24.000	2.00	115.20	1.00	115.20
	aligeramientos	-2.40	21.000	1.65	-83.16	1.00	-83.16
	terreno	1.60	12.143	0.60	11.66	1.00	11.66
	[ton]				43.70		43.70
Cx. col-TA	concreto	2.40	3.600	2.60	22.46	1.00	22.46
	[ton]				22.46		22.46
Pila	peso propio	2.40	0.503	25.00	30.16	6.00	180.96
	[ton]				30.16		180.96

Elemento	Concepto	w_o	A ó B	H	Wt	L o #	wu
Firme extr	normal	2.40	1.000	0.07	0.17	5.95	1.00
	por pendientes	2.40	1.000	0.10	0.23	5.95	1.37
	rellenos	2.40	1.000	0.02	0.05	5.95	0.29
	[ton/m]			0.19	0.45		2.66
Firme cent	normal	2.40	1.000	0.15	0.36	6.05	2.18
	por pendientes	2.40	1.000	0.10	0.23	6.05	1.39
	rellenos	2.40	1.000	0.02	0.05	6.05	0.29
	[ton/m]			0.27	0.64		3.86
Parapeto	parte metálica	7.82	0.005	3.00	0.12	2.40	0.28
Carpeta	normal	2.20	1.000	0.07	0.15	12.00	1.85
	rellenos	2.20	1.000	0.05	0.11	12.00	1.32
	[ton/m]				0.26		3.17

REFERENCIAS

AASHTO (1995), Standard Specifications for Highway Bridges, 16th Edition, American Association of State Highway and Transportation Officials, USA

Abdel A. M. y Ghaffar (1978). Vibration studies and tests of a suspension bridge. Department of Civil engineering. California institute of technology, Pasadena, California, U.S.A.

ACI. American Concrete Institute. Seismic analysis and Design of Concrete bridge systems. ACI 341.2-97, October 13. 1997.

Álvarez Torresvalle Jhave D. Estudios de vibración ambiental en el tramo Barranca del Muerto-Las flores del segundo nivel del periférico de la ciudad de México. Tesis de Licenciatura, UNAM, 2005.

Amini F., 1990. Dynamic Soil Properties Using Improved Transfer Function Methods. Soil Dynamics and Earthquake Engineering, Vol. 89, pp. 274-278.

ATC (1996), Improved Seismic Design Criteria for California Bridges: Provisional Recommendations, ATC 32, Applied Tech. Council, Redwood City, CA, USA

Bard P. Y., 1997. Local Effects on Strong Ground Motion: Basic Physical Phenomena and Estimation Methods for Microzoning Studies. Proceedings of the Advanced Study Course on seismic Risk "SERINA-Seismic Risk: An Integrated Seismological, Geotechnical and Structural Approach". Thessaloniki, Grecia.

Baker, A. L. L. 1956. Ultimate Load Theory Applied to the Design of Reinforced and Prestressed Concrete Frames. London: Concrete Publications Ltd.

Baker, A. L. L. and Amarakone, A. M. N. 1964. Inelastic Hyperstatic Frames Analysis. Proceedings of the International Symposium on the Flexural Mechanics of Reinforced Concrete. Miami, Fla.: ASCE-ACI.

Bakht B. Y Pinhakkar S.G. Dynamic testing of highway bridges – a review, Trans. Res. Rec., 1223, 93, 1989.

Beck J. L. y Jennings P. C., 1980. Structural Identification Using Linear Models and Earthquake Records. Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol. 8, pp. 145-160.

California Department of Transportation (1995), Bridge Design Specifications, Sacramento, CA, USA

Camargo J. y Cruz C. (2004). Determinación experimental de propiedades dinámicas y efectos de interacción suelo-estructura en un edificio de 18 niveles desplantado en la zona lacustre de la Ciudad de México. Tesis de Licenciatura, Facultad de Ingeniería, UNAM.

- Canavesio F., Ambrosini R., Natalini M. Interacción dinámica suelo estructura en puentes. Instituto de Estructuras. Universidad Nacional de Tucumán. Tucuman, Argentina
- Chase Steve B y Laman Jeffrey A. Dynamics and fields testing of bridges. A2C05: Committee on Dynamics and field Testing of Bridges.
- Chopra, A. K. (1995). Dynamics of structures: theory and applications to earthquake engineering. Prentice Hall.
- Ciampoli M. and Pinto P. E. (1995). Effects of soil-structure Interacción on Inelastic siesmic Responce of Bridge Piers. Journal of Strucutural engineering.
- Construcción y Tecnología. IMCYC. Revista publicada por IMCYC, Núm. 202, Marzo del 2005
- Corley, W. G. 1966. Rotational Capacity of Reinforced Concrete Beams. Bulletin D108. Skokie, Ill.: Portland Cement Association, Research and Development Laboratories.
- Crisafulli F. y Villafañe E (2002). Espectros de respuesta y diseño. Facultad de Ingeniería (Ingeniería sismorresistente), Universidad Nacional del Cuyo,
- Duan M., Perdikaris. y Chen W-F. Impact Effect of Moving Vehicles –Chapter 56-. Bridge Engineering Handbook, 2000.
- Estrada Ruiz J. L. y Reinoso Angulo E. (2005). Desplazamientos relativos longitudinales en pilas de puentes. Instituto de Ingenieria, UNAM.
- European Prestandard (1994), Euro code 8 - Design Provisions for Earthquake Resistance of Structures, Brussels.
- Gazetas G. and Mylonakis G. (2000). Seismic soil-structure interaction: beneficial or detrimental?. Journal of strctural engineering, Mayo 1995.
- Gómez Soberon C., Oller S. y Barbet A. H. Evaluación de la vulnerabilidad del puente Warth en Austria. Departamento de Resistencia de Materiales y Estructuras en la ingeniería, Universidad Politécnica de Barcelona, España.
- Gonzáles Cuevas O. M. y Robles F. Apuntes de Mecánica de Materiales. Facultad de Ingeniería UNAM, 1974.
- Guzmán S., Guzmán I., Murià Vila D., Fernández F (1992). Diseño e Implementación de Captura y Procesamiento de Señales. Instituto de Ingeniería, UNAM, Proyecto 0707, octubre.
- Harik I. E. y Allen D. L., et al (1997). Free and ambient vibratio of Brent-Spence bridge. Structures section, Kentucky Transp. Ctr., University of Kentucky, Lexington.

Hartbower Paul E. and Stolaski Philip J. Structural Material Technology, An NDT Conference. Feb 20-20 1996 San Diego Cal.

Instituto de Ingeniería UNAM (IINGEN). Determinación experimental de parámetros estructurales de dos tramos típicos del segundó piso del periférico. Proyecto: 4516, Marzo del 2005.

Ivanovic S.S., Trifunac M. D. (1995). Ambient vibration surveys of full-scale structures using personal computers-examples for Kaprielian Hall. Report No. CE 95 – 05, Los Angeles, California.

Japan Road Association (1996), Design Specifications of Highway Bridges, Tokyo, Japan

Kanai K. y Tanaka T., 1961. On Microtremors. VIII. Bulletin of the Earthquake Research Institute, Vol. 39, pp. 97-114.

Kazuhiko Kawashima. Seismic Desing, Responce Modification, and Retrofit of Bridges. Department of Civil Engineering Tokyo Institute of Technology, Tokyo, Japan.

Lehman Dawn E. and Moehle Jack P (Dec. 2000). Seimsic Performance of Well-Confined Concrete Bridge Columns.National Information Service for Earthquake Engineering Earthquake Engineering Research Center University of California, Berkeley

Luco Enrique (1998). A simple model for structural control including soil-structure interaction effects. Department of applied mechanics and engineering sciences, University of California, San Diego, La Jolla, U.S.A.

McVerry G.M., 1980. Structural Identification in the Frequency Domain from Earthquake Records. Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol. 8, pp. 161-180.

Mervin J. Kowalsky. Adisplacement-based approach for the seismic desing of continuous concrete bridges. Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol. 31. pp 719-747, Agosto del 2001.

Mervin J. Kowalsky y M. J. N. Priestley. Displacement-Based of RC Bridge columns in Seismic Regions. Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol. 24. pp 1623-1643, Junio de 1995.

Milonakis G. y Nikolaou. Soil-Pile-Bridge Seismic Interaction: Kinematic and Internal Effects. Part 1: Soft Soil. Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol. 26. pp 337-359, Septiembre de 1997.

Naito Y. e Ishibashi T., 1996. Identification of Structural Systems from Microtremors and Accuracy Factors. Eleventh World Conference on Earthquake Engineering, Acapulco, Mexico, Paper No. 770.

- Nakamura Y., 1989. A Method for Dynamic Characteristics Estimation of Subsurface Using Microtremor on the Ground Surface. QR of R.T.R., 30-1.
- Nowak A. S. Y Kim S. Wiegh-in-Motion Measurement of Trcuks on Brigdes - Chapter 55-. Bridge Engineering Handbook, 2000.
- Park, R. (1996), "New Zealand Perspectives on Seismic Design of Bridges," Paper No. 2111, 11WCEE, Acapulco, Mexico.
- Paultre P., Chaallal O. Y Proulx j. Bridge Dynamics and Dynamics Amplification – a Review of Analytical and Experimental Findings. Canada JIL 2RI, Noviembre de 1990.
- Priestley M. J. N. and R. Park. (1987). Strength and Ductility of Concrete Bridge Columns Under Seismic Loading. ACI Structural Journal, Title no. 84-S8.
- Priestley, N., Seible, F., and Calvi, G. 1996. Seismic Design and Retrofit of Bridges. New York: John Wiley and Sons.
- Railway Technical Research Institute (1997), Guide Specifications for Design and Construction of Seismic Retrofit of Railway Bridges by Aramid Fiber Reinforced Concrete Plastics, Kunitachi, Japan
- RIOBOO J. M. y MELI R. The San Antonio Viaduct in Mexico City. Seismic Desing and Studies.
- Revista de la Sociedad Mexicana de Ingeniería Estructural (SMIE), segunda época, núm. 2, julio-septiembre 2003.
- Rioboo Grupo (2003). Memoria de cálculo estructural, distribuidor vial San Antonio.
- Seo K. (Coordinator), 1995a. A Joint Research on Microtremor Measurements in Kushiro City Related to the 1993 Kushiro-oki (Hokkaido,Japan) Earthquake. Report of The Research Group on Microtremor Joint Measurements Related to the Kushiro-oki (Hokkaido, Japan) Earthquake. Proceedings 5th International Conference on Seismic Zonation, Vol. III, pp. 2271-2278.
- Seht M. I. y Wohlenberg J., 1999. Microtremor Measurements Used to Map Thickness of Soft Sediments. Bulletin of the Seismological Society of America, Vol. 89, No. 1, pp. 250-
- Sawyer, H. A. 1964. Design of Concrete Frames for Two Failure States. Proceedings of the International Symposium on the Flexural Mechanics of Reinforced Concrete. Miami: ASCE-ACI.
- Steven B. Chase and Jeffrey A. Laman. Dynamics and Field Testing of Bridges. A2C05: Committee on Dynamics and Field Testing of Bridges.

Viera Arroba L. P. Diseño Sísmico Basado en Desempeño de Edificios de Hormigón Armado. Tesis Para Optar por el Título de Master en Ingeniería Estructural Sismo-Resistente. Facultad de Ingeniería Civil De la Universidad Técnica de Ambato, Abril 2004

Wen-Shou Tseng y Joseph Penzien. Soil-Foundation-Structure Interaction –Chapter 42-. Bridge Engineering Handbook, 2000.

Yan Xiao. Seismic Design of Reinforced Concrete Bridges -Chapter 6-. Bridge Engineering Seismic Desing, 2003.

Zahn, F. A. 1986. Design of Reinforced Concrete Bridge Columns for Strength and Ductility. Christchurch, N.Z.: University of Canterbury, Department of Civil Engineering.